

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/>

V zbirki je izvorna različica izdajatelja.

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

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 a publisher's version PDF file.

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

Štupar, B. 2016. Jeklen most s poševnimi zategami čez reko Krka v Irči vasi. = Steel cable-stayed bridge over river Krka in Irča vas. M. Sc. Thesis. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 129 str. (mentor: Sinur, F.).

<http://drugg.fgg.uni-lj.si/6167/>

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

**MAGISTRSKI ŠTUDIJSKI  
PROGRAM DRUGE STOPNJE  
GRADBENIŠTVO  
SMER GRADBENE  
KONSTRUKCIJE**

Kandidat:

**BLAŽ ŠTUPAR**

**JEKLEN MOST S POŠEVNIMI ZATEGAMI ČEZ REKO  
KRKO V IRČI VASI**

Magistrsko delo št.: 41/II.GR

**STEEL CABLE - STAYED BRIDGE OVER RIVER KRKA  
IN IRČA VAS**

Graduation – Master Thesis No.: 41/II.GR

**Mentor:**

doc. dr. Franc Sinur

Ljubljana, 16. 12. 2016

**Stran z napako**

**Vrstica z napako**

**Namesto**

**Naj bo**

*"Ta stran je namenoma prazna"*

## **IZJAVA**

Spodaj podpisani študent Blaž Štupar, vpisna številka 26410062, avtor pisnega zaključnega dela študija z naslovom: **Jeklen most s poševnimi zategami čez reko Krko v Irči vasi**

### **IZJAVLJAM**

1. da je pisno zaključno delo študija rezultat mojega samostojnega dela;
2. da je tiskana oblika pisnega zaključnega dela študija istovetna elektronski obliki pisnega zaključnega dela študija;
3. da sem pridobil vsa potrebna dovoljenja za uporabo podatkov in avtorskih del v pisnem zaključnem delu študija in jih v pisnem zaključnem delu študija jasno označil;
4. da sem pri pripravi pisnega zaključnega dela študija ravnal v skladu z etičnimi načeli in, kjer je to potrebno, za raziskavo pridobil soglasje etične komisije;
5. soglašam, da se elektronska oblika pisnega zaključnega dela študija uporabi za preverjanje podrobnosti vsebine z drugimi deli s programsko opremo za preverjanje podobnosti vsebine, ki je povezana s študijskim informacijskim sistemom članice;
6. da na UL neodplačno, neizključno, prostorsko in časovno neomejeno prenašam pravico shranitve avtorskega dela v elektronski obliki, pravico do reproduciranja ter pravico dajanja pisnega zaključnega dela študija na voljo javnosti na svetovnem spletu preko Repozitorija UL;
7. da dovoljujem objavo svojih osebnih podatkov, ki so navedeni v pisnem zaključnem delu študija in tej izjavi, skupaj z objavo pisnega zaključnega dela študija.

Novo mesto, 30.9.2016

Blaž Štupar

*"Ta stran je namenoma prazna"*

## **BIBLIOGRAFSKO - DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK**

<b>UDK:</b>	<b>624.014.2:624.21(043.3)</b>
<b>Avtor:</b>	<b>Blaž Štupar, dipl. inž. gradb. (VS)</b>
<b>Mentor:</b>	<b>doc. dr. Franc Sinur</b>
<b>Naslov:</b>	<b>Jeklen most s poševnimi zategami čez reko Krko v Irči vasi</b>
<b>Tip dokumenta:</b>	<b>Magistrsko delo</b>
<b>Obseg in oprema:</b>	<b>129 str., 13 pregl., 113 sl., 3 graf., 26 en., 3 pril</b>
<b>Ključne besede:</b>	<b>most, brv, zatega, jeklenica, jeklo, obremenitve, prednapetje, pilon</b>

### **Izvleček**

V magistrskem delu je prikazan potek od zasnove do dimenzioniranja jeklenega mostu s poševnimi zategami čez reko Krko v Irči vasi. Prekladna konstrukcija je zasnovana kot prostorsko paličje sestavljeno iz okroglih votlih profilov, ki poteka v »S« krivini in je podprta asimetrično z jeklenimi zategami na zunanjem radiju »S« krivine. Preko zateg se obtežba iz prekladne konstrukcije prenaša na dva pilona. Glavni vplivi na celotno konstrukcijo so določeni z evropskimi standardi Evrokod, po katerih se je tudi izvedla statična ter potresna analiza.

*"Ta stran je namenoma prazna"*



## **BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT**

<b>UDC:</b>	<b>624.014.2:624.21(043.3)</b>
<b>Author:</b>	<b>Blaž Štupar, B.Sc.</b>
<b>Supervisor:</b>	<b>assist. prof. Franc Sinur, Ph.D.</b>
<b>Title:</b>	<b>Steel cable-stayed bridge over river Krka in Irča vas</b>
<b>Document type:</b>	<b>M. Sc. Thesis</b>
<b>Scope and tools:</b>	<b>129 str., 13 tab., 113 fig., 3 graph., 26 eq.</b>
<b>Keywords:</b>	<b>bridge, footbridge, cable-stay, wire rope, steel, load, prestress, pylon</b>

### **Abstract**

The thesis shows the course of process from design to dimensioning of the steel cable-stayed bridge over river Krka in Irča village. The superstructure is designed as a space-truss made up from cold formed circular sections, which horizontal path takes place as an »S« curve and is supported by asymmetricly positioned cable-stays on the outer radii of the »S« curve. The load from superstructure is transferred through the cable-stays onto two pylons. Main effects on the bridge are specified accordingly with the European standards the Eurocodes, by which the static and seismic analysis was calculated.

*"Ta stran je namenoma prazna"*

## ZAHVALA

Za strokovno vodenje, pomoč in nasvete pri izdelavi magistrske naloge se iskreno zahvaljujem mentorju doc. dr. Francu Sinurju.

Zahvaljujem se svojim prijateljem in cimrom, ki ste mi krajšali čas v študentskih letih. Brez vas nebi nikoli izvedel kako se najučinkovitejše naučiti za izpit in hkrati prežurati polovico tedna.

Posebna zahvala gre moji družini, še posebej mami Kati in sestri Anji, ki sta me podpirali skozi celoten študij.

*Keep it simple.*

*"Ta stran je namenoma prazna"*

## KAZALO VSEBINE

<b>1</b>	<b>UVOD</b> .....	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>ZASNOVA MOSTU</b> .....	<b>5</b>
2.1	Lokacija mostu .....	5
2.1.1	Posnetek terena.....	5
2.1.2	Umestitev mostu v okolico.....	6
2.2	Krovna konstrukcija mostu .....	7
2.2.1	Krovna plast .....	8
2.2.2	Robni elementi .....	10
2.2.3	Odvodnjavanje krovne površine.....	11
2.3	Prekladna konstrukcija .....	12
2.3.1	Tipi prekladnih konstrukcij .....	12
2.3.2	Potek osi .....	15
2.4	Podpiranje prekladne konstrukcije .....	16
2.4.1	Vmesna opornika.....	16
2.4.2	Zatege .....	17
2.5	Zasnova prečnega prereza .....	19
2.5.1	Tipi paličij .....	19
2.5.2	Obnašanje paličij pod lastno težo.....	20
2.5.3	Izbira najustreznejšega paličja.....	22
<b>3</b>	<b>UPORABLJENI KONSTRUKCIJSKI MATERIALI</b> .....	<b>24</b>
3.1	Jeklo .....	24
3.1.1	Prekladna konstrukcija in piloni.....	24
3.1.2	Zatege .....	24
3.2	Les .....	25
3.3	Armirani beton .....	27
<b>4</b>	<b>OBREMENITVE MOSTNE KONSTRUKCIJE - I. del</b> .....	<b>29</b>
4.1	Koristne obtežbe.....	29
4.1.1	Pešci in kolesarji.....	29
4.1.2	Slučajna obremenitev z vozilom – servisno vozilo .....	29
4.2	Obtežba snega .....	30
4.3	Obtežba vetra .....	31
4.3.1	Osnovna hitrost .....	31
4.3.2	Srednja hitrost vetra .....	31
4.3.3	Vetrna turbulenca in tlak pri največjih sunkih vetra .....	33
4.3.4	Konstruktivski faktor $c_{scd}$ .....	34
4.3.5	Sila vetra na prekladno konstrukcijo .....	34

4.3.6	Sila vetra na pilone .....	36
4.3.7	Sile vetra na zatege .....	38
4.4	Temperaturni vplivi .....	39
4.4.1	Enakomerna sprememba temperature.....	40
4.4.2	Linearna sprememba temperature.....	41
4.5	Pomiki podpor .....	42
4.6	Relaksacija jekla v zategah.....	43
<b>5</b>	<b>DIMENZIONIRANJE OGRAJE.....</b>	<b>44</b>
5.1	Dimenzioniranje držala.....	44
5.1.1	Kontrola napetosti, obtežba $q_h$ - vertikalno .....	45
5.1.2	Kontrola napetosti, obtežba $q_h$ - horizontalno .....	46
5.1.3	Kontrola kontaktnih napetosti .....	48
5.1.4	Kontrola pomika .....	49
5.2	Dimenzioniranje jeklenega stebrička ograje.....	49
5.2.1	Stebriček in vezna plošča .....	51
5.2.2	Zvari .....	54
5.2.3	Spoj stebriček – leseni tram.....	55
5.2.4	Kontrola pomika in stabilnost.....	59
5.3	Polnilo ograje in prirobnica .....	63
<b>6</b>	<b>DIMENZIONIRANJE KROVNE KONSTRUKCIJE.....</b>	<b>64</b>
6.1	Prečne deske .....	64
6.1.1	Obtežbe in obtežne kombinacije.....	64
6.1.2	Dimenzioniranje prečnih desk .....	66
6.2	Vzdolžni tramovi .....	67
6.2.1	Obtežbe in obtežne kombinacije.....	68
6.2.2	Dimenzioniranje vzdolžnih tramov .....	69
6.3	Kontrola pomikov.....	70
<b>7</b>	<b>OBREMENITVE MOSTNE KONSTRUKCIJE – II. del .....</b>	<b>72</b>
7.1	Lastna teža .....	72
7.1.1	Lastna teža ograje .....	72
7.1.2	Lastna teža krovne konstrukcije .....	72
7.2	Rznos obtežbe na prekladno konstrukcijo .....	73
7.3	Povzetek obtežb.....	74
7.4	Obtežne kombinacije .....	74
<b>8</b>	<b>MODELIRANJE V PROGRAMU SCIA ENGINEER.....</b>	<b>77</b>
8.1	Modeliranje zateg .....	77
8.2	Modeliranje obtežb.....	79

8.2.1	Premikajoča obtežba .....	79
8.3	Začetno dimenzioniranje .....	81
8.3.1	Povečanje debeline stene.....	83
8.3.2	Dodatna obtežba s polnilom iz betona .....	83
8.3.3	Prednapetje z notranjo jeklenico .....	84
8.3.4	Prednapetje z zunanjo jeklenico .....	84
8.3.5	Vpliv horizontalnega pomika pilona na prekladno konstrukcijo .....	85
8.4	Vpliv stabilizatorjev .....	85
8.5	Vpliv krajnih podpor .....	86
<b>9</b>	<b>VPLIVI OBTEŽB .....</b>	<b>88</b>
<b>10</b>	<b>DIMENZIONIRANJE .....</b>	<b>92</b>
10.1	Dimenzioniranje vzdolžnega nosilca.....	92
10.1.1	Kontrola osnih obremenitev .....	93
10.1.2	Kontrola upogibnih obremenitev.....	94
10.1.3	Kontrola strižnih in torzijskih obremenitev.....	94
10.1.4	Kontrola dvoosnega upogiba.....	95
10.1.5	Kontrola stabilnosti - uklon.....	96
10.1.6	Kontrola sočasnega delovanja tlaka in upogiba .....	97
10.2	Dimenzioniranje pilona .....	99
10.2.1	Kontrola tlačnih obremenitev .....	103
10.2.2	Kontrola upogibnih obremenitev.....	103
10.2.3	Kontrola strižnih in torzijskih obremenitev.....	104
10.2.4	Kontrola dvoosnega upogiba.....	104
10.2.5	Kontrola stabilnosti - uklon.....	105
10.2.6	Kontrola sočasnega delovanja tlaka in upogiba .....	106
10.3	Kontrola prednapetja .....	107
<b>11</b>	<b>KONTROLA POMIKOV .....</b>	<b>109</b>
11.1	Vertikalni pomik prekladne konstrukcije .....	109
11.2	Zasuk prekladne konstrukcije.....	109
11.3	Nihanje mostu .....	110
11.3.1	Mase in lastni nihajni časi .....	110
<b>12</b>	<b>POTRESNA ANALIZA.....</b>	<b>113</b>
12.1	Klasifikacija mostu glede na pomembnost.....	113
12.2	Projektni spekter pospeškov $S_a$ .....	114
12.2.1	Nihajni časi.....	115
12.3	Obtežne kombinacije.....	116
<b>13</b>	<b>SPOJI IN PRIKLJUČKI.....</b>	<b>118</b>

13.1	Spoji elementov prekladne konstrukcije.....	118
13.2	Pritrjevanje zateg.....	119
13.3	Krajne podpore in podpora pilonov.....	119
<b>14</b>	<b>ZAKLJUČEK.....</b>	<b>121</b>
<b>VIRI</b>	<b>.....</b>	<b>124</b>



## KAZALO SLIK

Slika 1: Novo mesto z mestnima gozdovoma .....	1
Slika 2: Uradna evidenca kolesarskih stez v Novem mestu .....	2
Slika 3: Lokacije mostov čez reko Krko v Novem mestu .....	3
Slika 4: Predvidena lokacija novega mostu v Irči vasi.....	4
Slika 5: Sprehajalne poti ob reki Krki .....	4
Slika 6: 3D prikaz površja v Irči vasi s tremi možnimi lokacijami za most.....	5
Slika 7: Prikaz delovanja LiDAR zajema podatkov.....	5
Slika 8: LiDAR oblak točk širšega območja Irče vasi .....	6
Slika 9: Idejni vzdolžni profil za posamezno varianto .....	7
Slika 10: Prosti in prometni profili pešcev in kolesarjev .....	8
Slika 11: Asfaltna površina pločnika na Kandijemskem mostu, ščetkan beton.....	9
Slika 12: Krovna površina mostu iz lesenih desk.....	9
Slika 13: Krovna površina Hradskega mostu iz poliuretana .....	10
Slika 14: Različni tipi ograj na mostnih površinah za pešce in kolesarje .....	10
Slika 15: 3D prikaz zasnove krovne površine mostu .....	11
Slika 16: Ločni most glede na položaj loka. Od leve proti desni: pod, nad, kombinirano.....	12
Slika 17: Gredni most, prostoležeči in kontinuirni.....	13
Slika 18: Okvirna mostna konstrukcija .....	13
Slika 19: Palični most.....	13
Slika 20: Viseči most .....	13
Slika 21: Most s poševnimi zategami.....	14
Slika 22: Optimalne dolžine razponov glede na tip mostu.....	14
Slika 23: Primer prostorskega paličja.....	14
Slika 24: Primer zanimive uporabe prostorskega paličja, most Twist Bridge .....	15
Slika 25: Zasnova poteka osi prekladne konstrukcije .....	15
Slika 26: Zasnova oblike pilona .....	16
Slika 27: Zasnova oblike prečnega prereza pilonov, ob peti, na lomu ter na vrhu.....	16
Slika 28: Stabilizatorji pri mostnih konstrukcijah. Hovenring in Millenium Bridge .....	17
Slika 29: Prenos sil pri mostu s poševnimi zategami ter most Millau.....	17
Slika 30: Vzporedna razporeditev (harfa) ter pahljačasta razporeditev zateg .....	18
Slika 31: Sestava jeklenice.....	18
Slika 32: Zasnovi prostorskega paličja.. Paličje "A" – levo in paličje "B" – desno.....	19
Slika 33: Analitični model zasnove paličja A .....	19
Slika 34: Variante paličja A .....	20
Slika 35: Variante paličja B .....	20
Slika 36: FLC jeklenica.....	25

Slika 37: Most U Bein, Mjanmar, zgrajen iz tikovca .....	26
Slika 38: Krovni sloj betona .....	28
Slika 39: Shema obremenitve s servisnim vozilom .....	30
Slika 40: Prikaz povečanja hitrosti vetra nad vzpetino .....	32
Slika 41: Grafična določitev vrednosti $s$ . Z zeleno točko je označena vrednost $s$ .....	33
Slika 42: Okvirne dimenzije prečnega prereza preklade .....	34
Slika 43: Koeficient sile $c_{f,0}$ za prostorske palične konstrukcije .....	35
Slika 44: Nadomestne dimenzije prečnega prereza pilona in polja .....	36
Slika 45: Koeficienti sile za pravokotne prereze ter dimenzije za račun vitkosti .....	37
Slika 46: Odecpljanje vrtincev izza cilindrične ovire .....	39
Slika 47: Temperaturni profil s komponento enakomerne in linearne spremembe temperature .....	40
Slika 48: Vpliv temperature na element z neomejenim gibanjem in omejenim gibanjem .....	40
Slika 49: Vpliv linearnega poteka temperaturne spremembe .....	41
Slika 50: Distribucija temperature pri linearni spremembi temperature .....	42
Slika 51: Matematični model držala ograje .....	44
Slika 52: Spoj držala s stebričkom .....	48
Slika 53: Normalne in strižne napetosti na delcu materiala .....	50
Slika 54: Računski model stebrička in polnila .....	51
Slika 55: Notranje sile pri ploskovnem "shell" elementu in linijskem elementu .....	51
Slika 56: Računski elementi vezne plošče .....	52
Slika 57: Detajl podpiranja v odprtini za vijake, prikaz podpiranja, generirana mreža končnih elementov .....	52
Slika 58: Podpiranje prostega konca polnila ograje .....	53
Slika 59: Razporeditev napetosti v stebričku .....	53
Slika 60: Napetosti v glavi in vezni plošči stebrička .....	54
Slika 61: Prikaz spoja stebriček – tram .....	55
Slika 62: Razporeditev sil v spoju .....	56
Slika 63: Deformiran tram ter količine za izračun reakcij v spoju .....	57
Slika 64: Razdalje za izračun uklonske dolžine in kritični prerezi .....	59
Slika 65: Dolžina polj in vrednosti momentov .....	61
Slika 66: Ideja pritrjevanja prirobnice .....	63
Slika 67: Računski model prečnih desk .....	64
Slika 68: Obtežba servisnega vozila na eno desko .....	65
Slika 69: Diagram največjega upogibnega momenta in strižne sile zaradi obtežbe servisnega vozila ...	65
Slika 70: Diagram upogibnega momenta in strižne sile za lastno težo deske .....	66
Slika 71: Računski model vzdolžnih tramov .....	67
Slika 72: Položaj servisnega vozila za določitev največjih notranjih sil v tramu .....	68
Slika 73: Reakcija podpor (tramov) pri kritičnem položaju servisnega vozila na deski .....	68

Slika 74: Diagram največje strižne sile in upogibnega momenta zaradi obtežbe servisnega vozila.....	69
Slika 75: Obtežbe uporabljene pri izrednotenju merodajne obtežne kombinacije .....	69
Slika 76: Največje kombinacijske vrednosti upogibnega momenta in prečne sile.....	70
Slika 77: Največji verikalni pomiki tramu in deske .....	70
Slika 78: Porazdelitev obtežbe iz krovne na prekladno konstrukcijo.....	73
Slika 79: Toga povezava med vozlišči pilona in zategami .....	77
Slika 80: Prosti poves verige ter spomenik Gateway Arch .....	78
Slika 81: Točkovne sile, linijska obtežba ter temperaturni vpliv .....	79
Slika 82: Tirnica za na srednjem vzdolžnem nosilcu in postopek za določitev območja obtežbe .....	80
Slika 83: Primer vplivnice in razporeditev obtežbe glede na vplivnico .....	81
Slika 84: Začetne deformacije zaradi lastne teže .....	81
Slika 85: Deformirana konstrukcija pod obtežno kombinacijo »G+P«.....	82
Slika 86: Vnos dodatnega upogibnega momenta v pilone .....	82
Slika 87: Horizontalni pomik pilona z 80 in 40 mm debelo steno .....	83
Slika 88: Prečni prerez z dvema materialoma .....	83
Slika 89: 3D pogled položaja zatege, pomik pilona ter tlačna sila v pilonu .....	84
Slika 90: 3D pogled konstrukcije mostu z zunanjo natego pilona .....	85
Slika 91: Poves zateg zaradi horizontalnega pomika pilona .....	85
Slika 92: Vertikalne deformacije krajnih vzdolžnih nosilcev z in brez stabilizatorjev .....	86
Slika 93: Matematični model krajnih podpor.....	86
Slika 94: Izkoriščenost prečnega prereza za srednji vzdolžni nosilec.....	92
Slika 95: Potek upogibnih momentov v obravnanem polju. $M_y$ zgoraj in $M_z$ spodaj .....	98
Slika 96: Ovojnica osnih sil in upogibnih momentov v pilonu .....	100
Slika 97: Izkoriščenost pilona (stabilnost in prerez). .....	101
Slika 98: Prispevek dela prereza k pripadajočemu vztrajnostnemu momentu .....	101
Slika 99: Končni prerez pilona ter klasifikacija v razrede kompaktnosti.....	102
Slika 100: Strižne površine prereza.....	104
Slika 101: Izkoriščenost prereza in stabilnostna izkoriščenost pilona .....	107
Slika 102: Največji povesi zateg .....	108
Slika 103: Pomiki pilona s popravljenimi vrednostmi prednapetja v centimetrih .....	108
Slika 104: Ovojnica vertikalnih pomikov prekladne konstrukcije .....	109
Slika 105: Ovojnica zasukov prekladne konstrukcije .....	110
Slika 106: Karta projektne pospeška tal .....	113
Slika 107: Projektna spektra pospeškov.....	115
Slika 108: Potresna obtežba na prekladni konstrukciji .....	116
Slika 109: Izkoriščenost nosilne konstrukcije mostu pri potresni obtežbi .....	117
Slika 110: KK in X spoji.....	118

Slika 111: Sestavni deli spoja zatega – vzdolžni nosilec.....	119
Slika 112: Elastomerno ležišče (nepomična členkasta podpora), ideja vpetja pilona v temelje.....	120

*"Ta stran je namenoma prazna"*

**KAZALO PREGLEDNIC**

Preglednica 1: Vrednosti koeficientov za izračun sile vetra na pilone .....	37
Preglednica 2: Vrednosti temperaturnih sprememb za zgornji in spodnji vzdolžni nosilec.....	42
Preglednica 3: Izračun relativne vitkosti bočne zvrnitve za 2 in 3 polje .....	62
Preglednica 4: Delni faktorji glede na tip obtežbe.....	74
Preglednica 5: Uporaba redukcijskih faktorjev pri preverjanju mejnih stan .....	75
Preglednica 6: Vrednosti $\psi$ faktorjev za mostove za pešce.....	75
Preglednica 7: Osnovne kombinacije za mejno stanje nosilnosti .....	76
Preglednica 8: Koeficienti izkoriščenosti prereza za različne obtežbe.....	88
Preglednica 9: Uporabljene kombinacije za mejno stanje nosilnosti .....	90
Preglednica 10: Največje notranje statične količine s pripadajočimi vrednosti za zgornji robni vzdolžni nosilec.....	93
Preglednica 11: Lastni nihajni časi in lastne frekvence konstrukcije .....	110
Preglednica 12: Skupine mas z pripadajočimi nihajnimi oblikami in nihajnimi časi.....	111
Preglednica 13: Lastni nihajni časi in lastne frekvence konstrukcije .....	116

## 1 UVOD

Novo mesto je prestolnica Dolenjske in se z okoli 22.500 prebivalci nahaja v jugovzhodni Sloveniji. Razvilo se je okoli starega mestnega jedra katerega iz treh strani obdaja reka Krka, ki s svojo strugo tvori tri rečne polotoke (slika 1). Dva od polotokov, Portoval in Ragov log nista pozidana in služita kot mestna gozdova, katera prebivalci uporabljajo v športno-rekreacijske namene.



*Slika 1: Novo mesto z mestnima gozdovoma [1]*

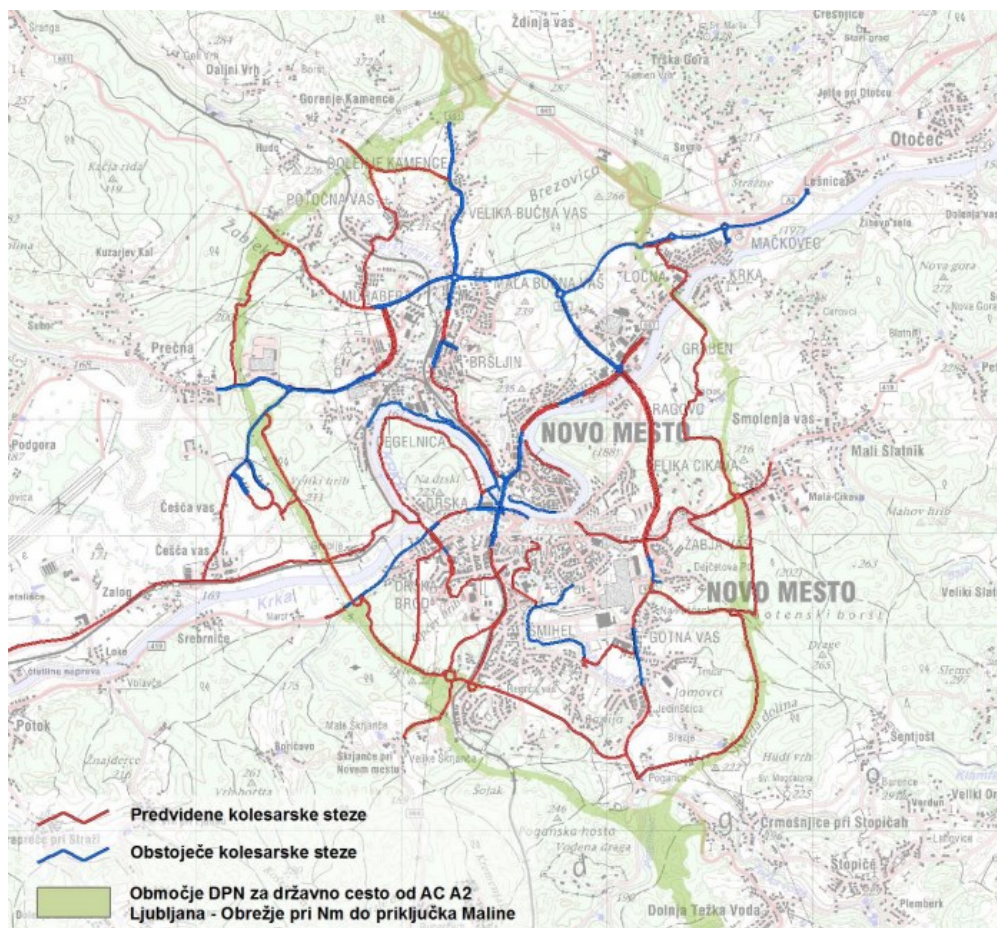
*Figure 1: Novo mesto with adjacent forests*

Poleg Portovala in Ragovega loga lahko prebivalci za namene rekreiranja uporabijo tudi tekaške steze na stadionu Portoval in na igriščih ob Šolskem centru Novo mesto, teniška igrišča na Portovalu, ali pa košarkarska igrišča ob osnovnih in srednjih šolah. V Novem mestu je možno igrati tudi odbojko na mivki, plezati po umetni steni ter izvajanje trikov z rolkarsko desko v športnem parku Loka, ki se nahaja v neposredni bližini centra mesta. Novomeščani površine za športne dejavnosti radi uporabljajo, saj jim šport ni tuj. Poleg košarke, nogometa, tenisa, rokometa in ostalih množičnih športov je v Novem mestu veliko rekreativnih kolesarjev, kateri pa se morajo soočiti z neprimerno prometno infrastrukturo.

Potek cest v Novem mestu je v preteklosti narekovala reka Krka s svojo strugo ter zelo reliefno razgiban teren okoli Novega mesta, saj center Novega mesta s treh strani obdaja reka Krka, na severni strani pa

ga omejuje grič Marof z Mestnimi njivami. Posledično so se vse ceste zgradile tako, da je bilo čim manj posegov v obstoječ teren (ob strugi reke Krke), kar je privedlo do tega da so se obstoječe ceste le rekonstruirale, modernizirale, ves promet pa še danes poteka skozi center mesta.

V preteklosti mestni urbanisti niso bili naklonjeni kolesarskemu prometu zato je večina cest v Novem mestu zasnovana tako, da se kolesar nahaja na vozišču, pločniki pa so predvsem namenjeni za pešce. Uporaba kolesa kot prevozno sredstvo naj bi bila za mesto ugodno, saj zmanjšuje število vozil v prometu, promovira zdrav način življenja ter zmanjšuje ekološko onesnaženost zaradi izpušnih emisij iz vozil. Problem nastane, ko je kolesar primoran uporabljati vozni pas na cesti skupaj z ostalim motoriziranim prometom, saj se zaradi nizke hitrosti kolesarja za njim kaj hitro nabere kolona vozil in v njih nestrpni vozniki, ki pa kolesarja ne morejo prehiteti ne da bi zapeljali na nasprotni pas. Glavne prometne poti v Novem mestu so relativno ozke, kolesarske steze pa so speljane tako, da so večkrat prekinjene in speljane na vozišče ceste.



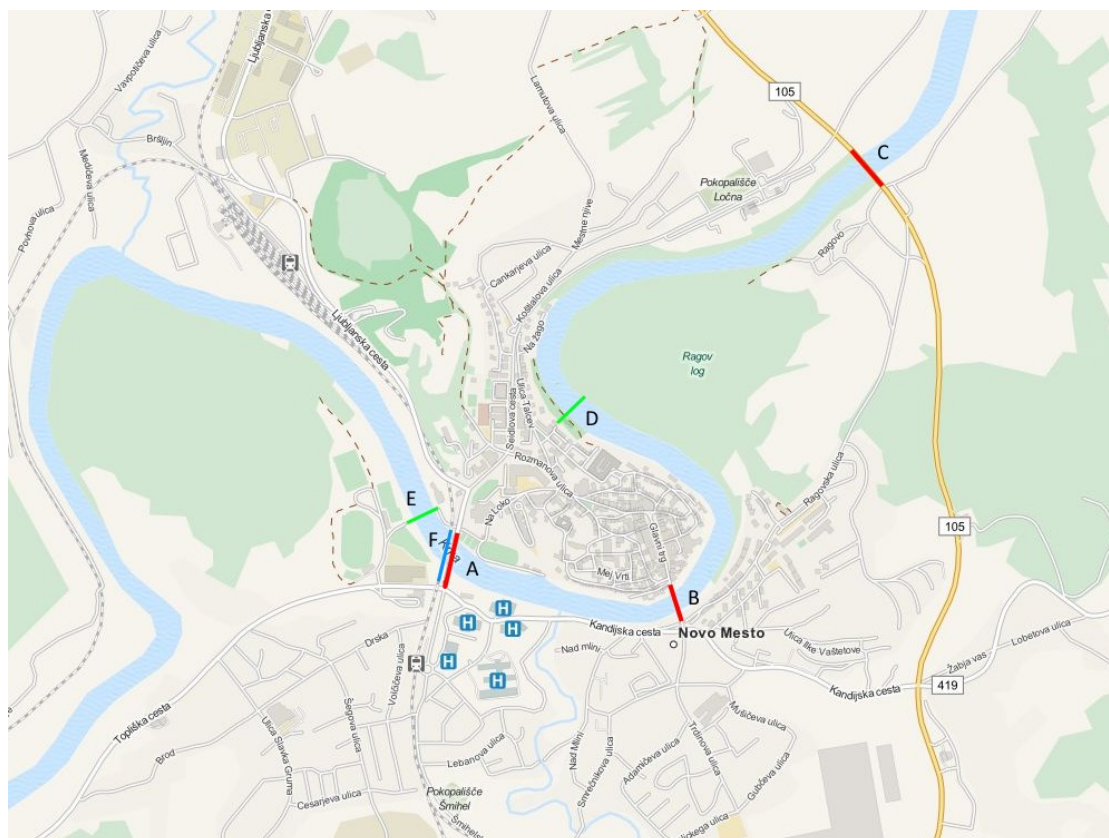
Slika 2: Uradna evidenca kolesarskih stez v Novem mestu [2]

Figure 2: Official record of cycling paths in Novo mesto

Kolesarske povezave v Novem mestu ne da so samo slabo razvejane, same steze in poti niso povezane med seboj, glej sliko 2. Večina obstoječih kolesarskih stez poteka ob severni obvoznici ostale pa so skoncentrirane ob reki Krki v območju Portovala in Loke. Trenutno stanje, ko so kolesarske steze



segmentirane po celotnem mestu, je za kolesarje neprivlačno, saj je potrebno pri kolesarjenju večkrat prehajati iz kolesarske steze na vozišče, prav tako pa je potrebno pri prehodu iz enega brega na drugi obvezna vožnja skozi center Novega mesta z uporabo enega od mostov. V Novem mestu to trenutno omogoča šest mostov, od katerih so trije mostovi namenjeni tako pešcem kot motoriziranem prometu (Kandijski, Šmihelski ter Ločenski most), dva sta namenjena pešcem in morebitnim kolesarjem (Ragov most ter most na Loko), en most pa je namenjen železniškem prometu.

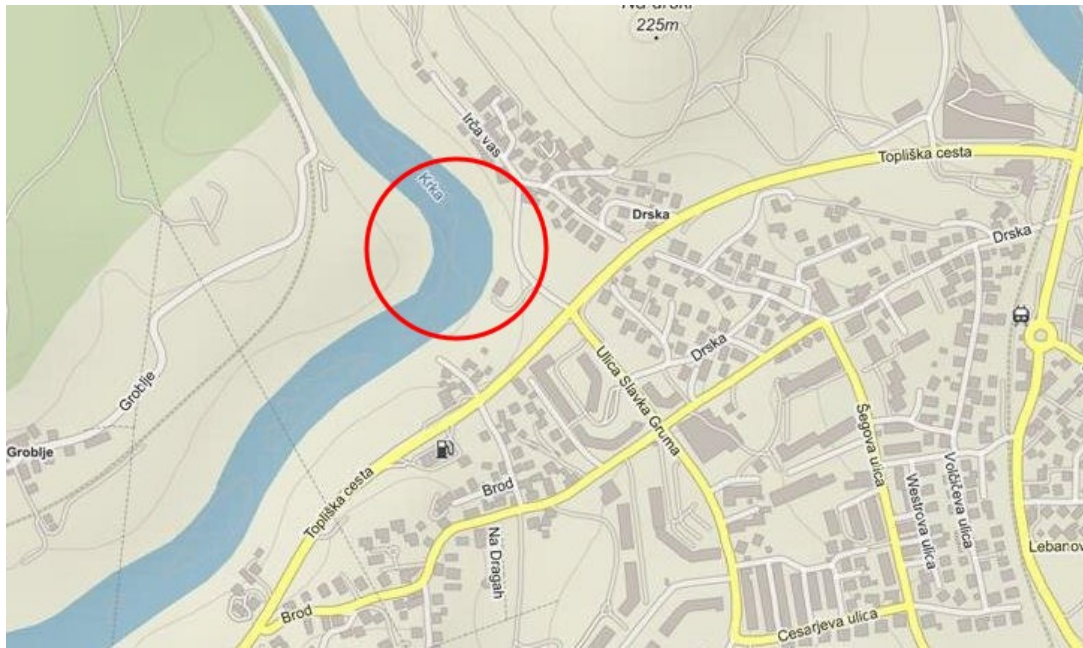


Slika 3: Lokacije mostov čez reko Krko v Novem mestu: A – Šmihelski most, B – Kandijski most, C – Ločenski most, D – Ragov most, E – most na Loko, F – železniški most [1]

Figure 3: Location of bridges over river Krka in Novo mesto: A – Šmihel bridge, B – Kandija bridge, C – Ločna bridge, D – Ragov bridge, E – Bridge to Loka, F – railway bridge

V naslednjih letih naj bi se v sklopu projekta "S kolesom ob Savi in Krki (Sava – Krka Bike)", ki ga podpira 14 občin zgradilo okoli 150 kilometrov kolesarskih povezav. Skozi Novo mesto naj bi potekala kolesarska povezava G2 na trasi Žužemberk – Dolenjske Toplice – Straža – Novo mesto – Šentjernej – Kostanjevica na Krki – Brežice (Obrežje) – Bregana (R Hrvaška), ki bi povezala vsa večja mesta ob reki Krki s kraji ob reki Savi, kjer Občina Krško v sklopu urejanja struge reke Save že izvaja ukrepe izvedbe kolesarskih poti.

Za potrebe kolesarske povezave G2 bi bilo potrebno na območju Irče vasi v Novem mestu zgraditi most čez reko Krko, s katero ne bi samo omogočili povezavo G2 temveč tudi zvišali raven življenja na območjih Irče vasi, Broda, Drske, Groblja, Cegelnice in Podbreznika, kot tudi celotnega Novega mesta.



Slika 4: Predvidena lokacija novega mostu v Irči vasi [3]

Figure 4: Expected location of the new bridge in Irča vas

Poleg nove kolesarske povezave bi z mostom pridobili približno 1.200 metrov nove sprehajalne poti ob reki Krki, ki bi se navezovala na obstoječe Župančičevo sprehajališče ob reki Krki in še z nameravanimi ostalimi sprehajalnimi potmi tvorila nekakšen sprehajalni krog ob Krki. Na sliki 5 so s temno zeleno barvo označene obstoječe poti, katere je možno trenutno uporabiti za sprehod ali vožnjo s kolesom ob Krki, z rjavo je označena še nezgrajena pot v sklopu sprehajališča Primicove Julije [4], z rdečo črto (črtkano je navezava na načrtovan most) pa je označena pot, ki bi z obstoječimi tvorila sprehajalni krog okoli Krke v Novem mestu v dolžini približno 9.300 metrov.



Slika 5: Sprehajalne poti ob reki Krki [3]

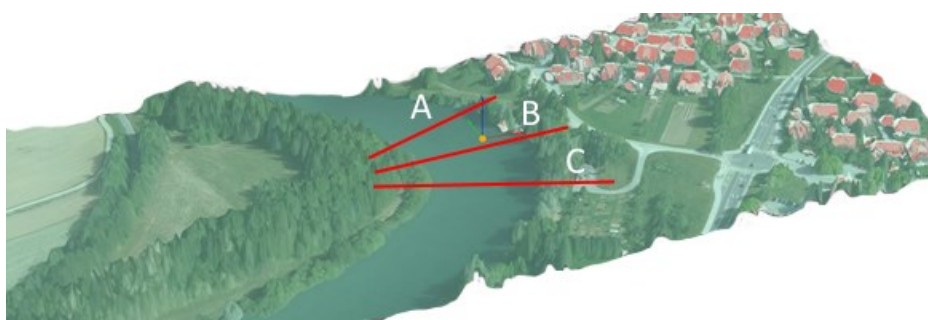
Figure 5: Pathways along river Krka

## 2 ZASNOVA MOSTU

### 2.1 Lokacija mostu

#### 2.1.1 Posnetek terena

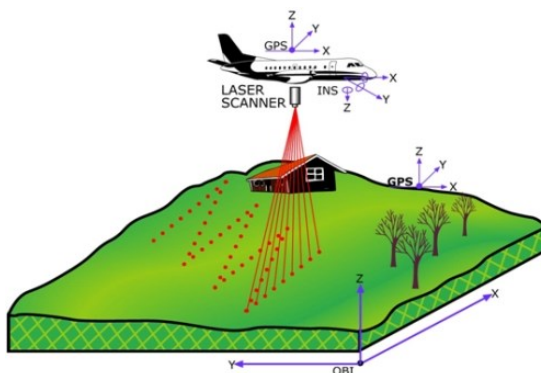
Da se dolžina premostitve določi, je potrebno načrtovan most umestiti v okolje na okvirno lokacijo, kjer se izbere optimalni položaj glede na teren v okolici. Teren ob reki Krki v Irči vasi je zelo razgiban, kar je posledica erozije rečnega dna s strani reke Krke, kot tudi izdelave umetnih nasipov za potrebe cestnih povezav, glej sliko 3. Za bolj detajlno umestitev si je tako potrebno pomagati s posnetkom terena.



Slika 6: 3D prikaz površja v Irči vasi s tremi možnimi lokacijami za most [3]

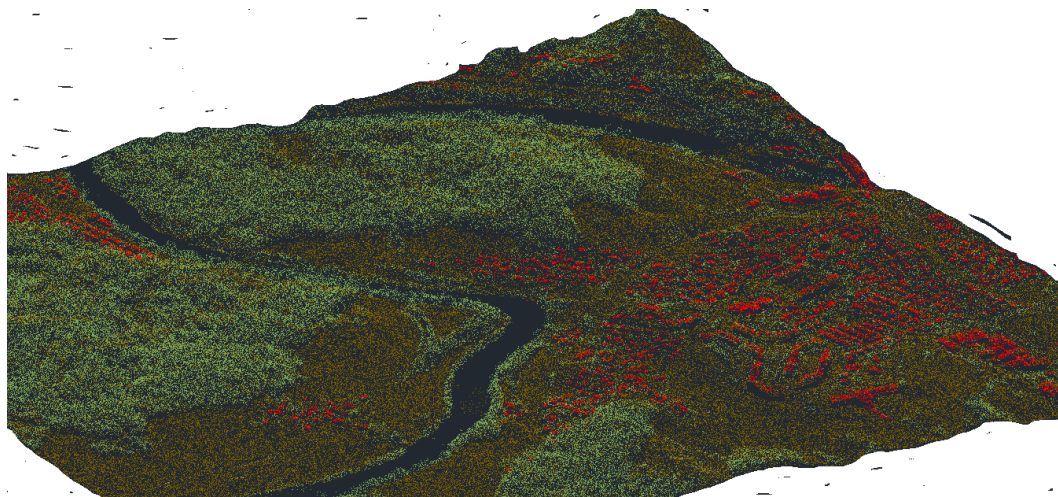
Figure 6: 3D display of surface in Irča vas with three possible locations for the bridge

Za potrebe tega magistrskega dela je bil uporabljen digitalni model terena pridobljen od Agencije republike Slovenije za okolje s strani Ministrstva za okolje in prostor [5]. Digitalni model terena je bil izdelan s tehnologijo LiDAR (Light Detection and Ranging), kar pomeni, da se je za določanje nadmorske višine terena uporabilo zaznavanje točk s pomočjo odboja laserskega žarka. Laserski "skener" je nameščen na letalu katerega lokacija je določena s sistemom GPS, nato pa se površje med letom skenira z laserjem. S tem se dobi oblak georeferenciranih točk, ki pa ga je potrebno še naknadno obdelati, da se natančneje določi vrsto posamezne točke (tla, drevo, objekt, cesta, voda, ipd.)



Slika 7: Prikaz delovanja LiDAR zajema podatkov [6]

Figure 7: LiDAR scanning



*Slika 8: LiDAR oblak točk širšega območja Irče vasi*

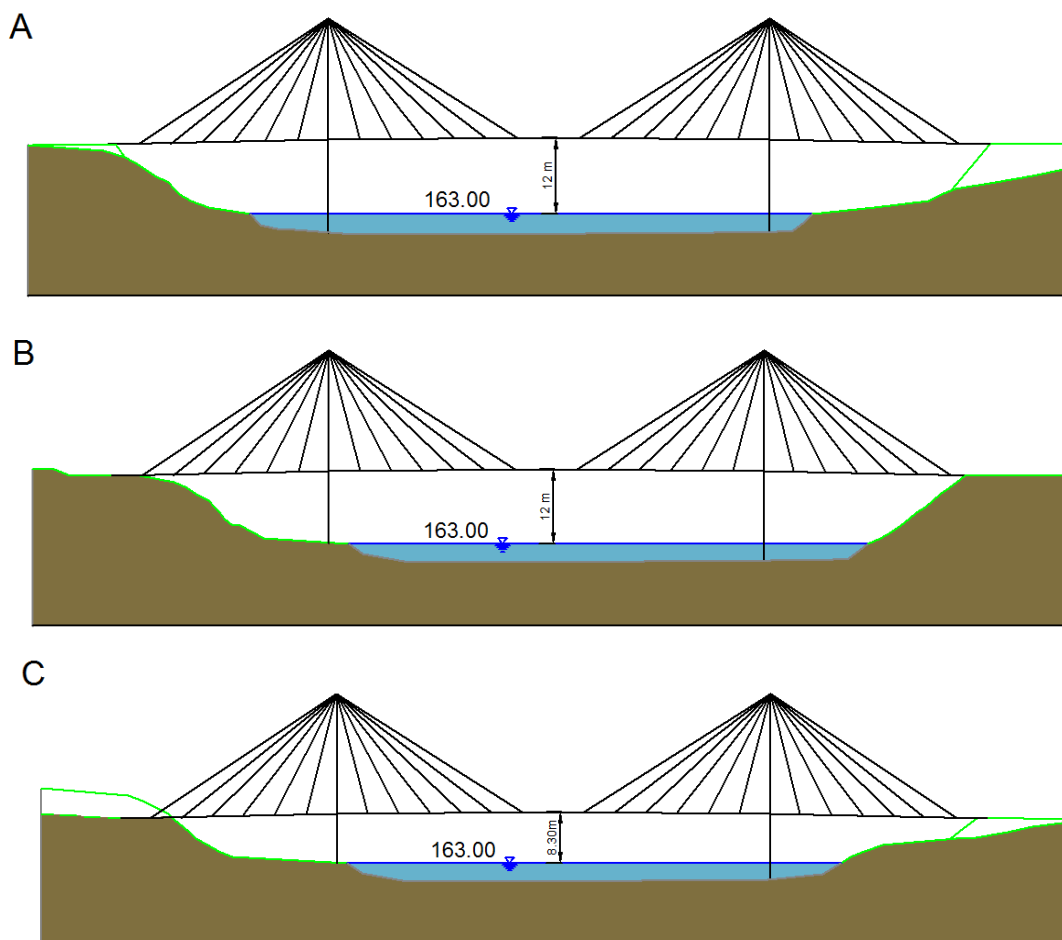
*Figure 8: LiDAR point cloud of area around Irča vas*

Na sliki 8 je prikazan LiDAR oblak točk širšega območja okoli Irče vasi. Oblak vsebuje okoli 45 milijonov točk, ki so razdeljene v 3 kategorije. Z rdečo barvo so označene tiste točke, katere predstavljajo strehe objektov, z zeleno barvo so označene točke visokega zelenja kot so drevesa in grmovje, z rjavo barvo pa je označen teren.

Iz oblaka točk se odstrani vse točke, ki ne predstavljajo terena, da nam ostanejo samo terenske točke, ki jih povežemo med seboj z ravnimi linijami. S tem se dobi mrežo sestavljeno iz trikotnikov, preko katerih se z ustrezno programsko opremo s pomočjo triangulacije določijo izohipse. Izohipse nam pomagajo, da si lažje predstavljamo reliefni potek terena.

### **2.1.2 Umestitev mostu v okolico**

Z modelom terena (izohipsami) in digitalnim orto-foto posnetkom se lahko most situacijsko umesti v prostor z namenom določitve najustreznejše lokacije glede na okolico. Najlažje se to stori s primerjavo vzdolžnih profilov ter pripadajočimi umestitvami v okolje. Iz slike 9 je razvidno, da je najprimernejša varianta B, saj se bi tako most začel in končal na isti nadmorski višini, kjer ne bi bilo potrebe po dodatnih nasipih oziroma vkopih, kot je to pri varianti A oziroma C (varianta C ima tudi najmanjšo svetlo višino nad reko Krko). Most se tudi naveže na desni breg na najširšem delu obstoječega cestnega nasipa, kjer bi se lahko zgradil pločnik ob obstoječi cesti od Irče vasi do križišča na glavni cesti. Primerjava umestitve je bolj nazorno prikazana v prilogi C - risba G.201.1 – Pregledna situacija (primerjava variant umestitve v okolje).

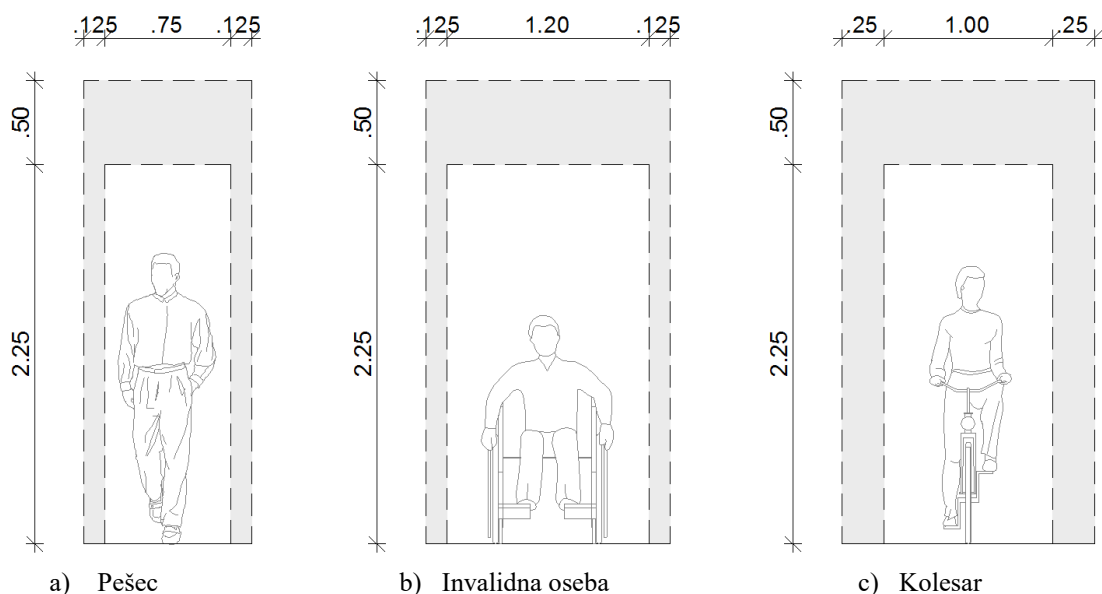


*Slika 9: Idejni vzdolžni profil za posamezno varianto*  
*Figure 9: Three different concepts of the longitudinal profile*

## 2.2 Krovna konstrukcija mostu

Novi most bi bil namenjen za pešce ter kolesarje, kateri bi uporabljali eno od peš oziroma kolesarskih poti, ki bi jih most omogočil, zato je najmanjša širina mostu določena s prostorom, ki ga uporabniki potrebujejo za neovirano gibanje. Po Pravilniku o projektiranju cest [7] je potrebno pri dimenzioniranju površin po katerih se gibljejo pešci in kolesarji upoštevati dvoje različnih profilov posameznega uporabnika, to je prometni in prosti profil.

Prometni profil je definiran kot profil, ki ga predstavlja prečni prerez uporabnika, ki ga uporabnik potrebuje za manevriranje, prosti profil pa je definiran kot profil sestavljen iz prečnega profila razširjenega za varnostno višino in širino. Prosti profili posameznih uporabnikov se lahko prekrivajo.



Slika 10: Prosti in prometni profili pešcev in kolesarjev, dimenzije so v metrih

Figure 10: Free and road profile of pedestrians and cyclists, dimensions are in meters

Ker bi preko mostu potekala kolesarska pot, je minimalna širina krovne površine mostu določena z dvema širinama prostega profila kolesarja ter širino pešca, pri čemer upoštevamo da se lahko prosti profili kolesarja in pešca prekrivajo. Najmanjša širina mostu tako znaša:

$$\check{s}_{min} = 0,25 \text{ m} + 1,00 \text{ m} + 1,00 \text{ m} + 0,25 \text{ m} + 0,75 \text{ m} + 0,125 \text{ m} = 3,375 \text{ m} \quad (3-1)$$

Širina 3,375m predstavlja minimalno širino, ki še zadostuje za neovirano gibanje uporabnikov, zato je za večje ugodje uporabnikov priporočljivo izbrati večjo širino, ki omogoči tudi postavitev urbane opreme kot so klopce, koši za smeti, sedalniki, ipd.. S 4,00 metra široko krovno površino mostu zadostimo minimalnim zahtevam pravilnika.

### 2.2.1 Krovna plast

Krovna plast mostu je del mostu, po kateri se vozijo kolesarji oziroma sprehajajo pešci, zato mora biti odporna na obrabo ter zagotavljati ustrezno torno sposobnost tudi v vlažnih pogojih. Za krovno plast se največkrat uporablja:

- asfalt-beton,
- cementni beton,
- les
- umetni materiali kot je npr. poliuretanska podloga ("tartan") ali kompozit les-plastika
- tlakovci

Asfalt-beton je največkrat uporabljen kot krovna plast na kolesarskih poteh, saj je relativno enostaven za vgradnjo, ima dobro torno sposobnost v vlažnih pogojih, se pod kolesarjevo težo ne poškoduje ter ga je možno reciklirati. Podoben material kot je asfalt-beton je tudi cementni beton, ki se od prvega

razlikuje v materialu, ki se uporabi za vezanje agregata. Krovno konstrukcijo iz cementnega betona je potrebno pri vgradnji še obdelati, saj je ta na začetku še gladka zaradi tehničnih postopkov pri vgrajevanju (vibriranje svežega betona). Vidna (obrabna) površina svežega betona se pogosto obdela s ščetkanjem, da se zagotovi ustrezno hrapavost s katero se preprečuje zdrse.



*Slika 11: Asfaltna površina pločnika na Kandijem mostu (levo), ščetkan beton [8] (desno)*

*Figure 11: Asphalt covered pavement on Kandija bridge (left), brushed concrete (right)*

Lesene krovne konstrukcije se pogosto uporabljajo pri mostovih namenjenih za pešce saj je les, kot eden izmed prvih gradbenih materialov, s človekom povezan že od prazgodovine. Uporabljal se je za izgradnjo hiš, ladij, raznih pripomočkov pa tudi prvi mostovi so bili iz lesa. Les je človeku prijazen material, tako na pogled kot tudi na otip, saj za razliko od jekla ali betona ne deluje "hladno" temveč "toplo".



*Slika 12: Krovna površina mostu iz lesenih desk*

*Figure 12: Deck of a bridge made out of wood boards*

Slaba lastnost lesenih podlag je zmanjšana torzna sposobnost v vlažnih pogojih ter občutljivost na vlago. Vlaga v lesu se izravnava z vlago v okolici lesenega elementa, zato lahko pride do nabrekanja oziroma krčenja lesa kar pa privede do poškodb. Zaradi vpliva vlage na les je potrebno izbrati les odporen na vlago ali pa kako drugače obdelati lesene elemente, da se jim zagotovi povečano odpornost na vplive okolja.

Za voziščno podlago na mostu se lahko uporabi tudi "tartan", poliuretanska podlaga, ki se uporablja za atletske steze na stadionih. Zaradi velike poroznosti materiala se voda ne zadržuje na površini temveč pronica v notranjost materiala, kjer pa jo je potrebno odvajati. Podlaga je zelo primerna za hojo ali tek saj absorbira udarce z nogo in omogoča optimalen oprijem tudi v vlažnih pogojih.



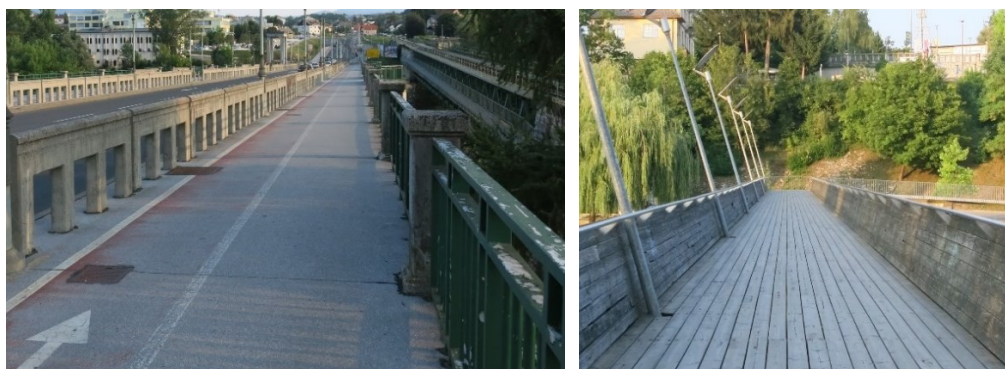
*Slika 13: Krovna površina Hradeckega mostu iz poliuretana*

*Figure 13: Deck of Hradecky bridge made from polyurethane*

Čeprav lesena krovna površina ni najboljša izbira iz ekonomskega vidika, saj jo je potrebno tekom življenjske dobe mostu večkrat obnoviti in tudi redno vzdrževati, bi bila po mojem mnenju najprimernejša za načrtovan most v Irči vasi, saj je potrebno v življenjsko okolje vključiti čim več elementov iz naravnih materialov, ki imajo ugoden vpliv na človeka.

### 2.2.2 Robni elementi

Robni elementi krovne površine so elementi, ki zaključujejo krovno površino in preprečujejo poškodovanje površine. Pri cestah so robni elementi največkrat bankine ali berme, robniki, mulde, koritnice, odvisno od projektantskih zahtev ceste. Pri mostovih za pešce oziroma kolesarje, pa je robni element največkrat parapetni zid oziroma ograja. Z ograjo se fizično prepreči uporabnikom, da bi prehajali na površine, ki niso namenjene njim oziroma, da uporabnika, ki bi se začel gibati v smeri izven vozišča, ohranijo na vozišču.



*Slika 14: Različni tipi ograj na mostnih površinah za pešce in kolesarje*

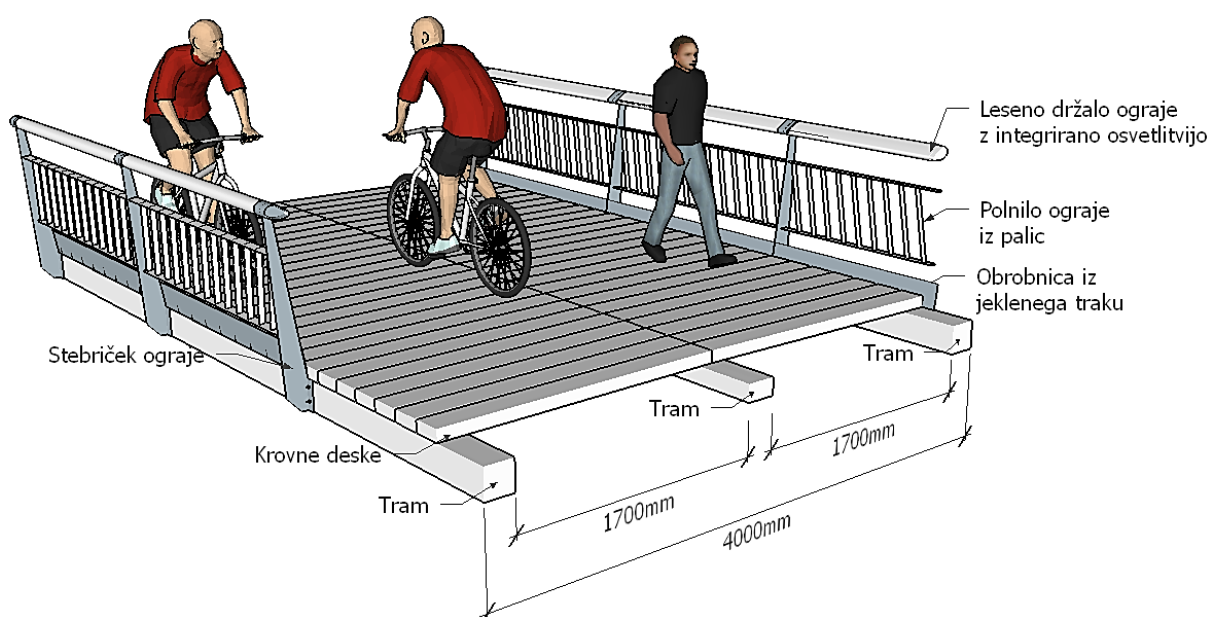
*Figure 14: Different types of railing on bridges for pedestrians and cyclists*



Ograje za pešce in kolesarje na mostovih morajo biti najmanjše svetle višine 1,00 metra s čimer se zmanjša možnost prevrnitve čez ograjo, polnila ograje pa morajo biti takšna, da je uporabnikom onemogočeno, oziroma zelo oteženo plezanje preko ograje, kar pa ni velikokrat upoštevano pri snovanju mostne konstrukcije. Veliko mostov ima ograje s horizontalnimi polnili kot je na primer tanjša jeklenica. S tem se lahko ograjo sicer vizualno izbriše iz pogleda na most, vendar takšno polnilo kmalu postane magnet za ljudi, ki radi plezajo po ograjah ali pa bi samo radi ovekovečili mladostniško ljubezen z obeškami.

Krovna konstrukcija bi tako bila sestavljena iz dveh plasti lesenih elementov. Zgornja, obrabna plast, bi bila iz lesenih desk, ki bi bile vgrajene prečno na vzdolžno os mostu, spodnja nosilna plast pa bi bila iz večjih lesenih tramov, ki bi bili pritrjeni na jekleno nosilno konstrukcijo mostu in bi potekali vzdolž celotne dolžine mostu.

Ograja na mostu v Irči vasi je zasnovana iz glavnih stebričkov iz nerjavnega jekla, ki so vpeti v vzdolžne tramove lesene krovne konstrukcije, polnilo ograje med stebrički pa je iz vertikalnih nerjavnih ploščatih palic, držalo za pešce pa iz enakega tipa lesa kot je krovna površina. V držalu za pešce oziroma v glavnih stebričkih je vgrajena tudi osvetljava krovne površine, tako da na mostu ne bi bilo potrebe po dodatnih kandelabrih za osvetlitev mostu.



Slika 15: 3D prikaz zasnove krovne površine mostu

Figure 15: 3D display of the design of the bridge deck

### 2.2.3 Odvodnjavanje krovne površine

Tako kot vse ostale voziščne konstrukcije, je tudi na kolesarskih poteh in površinah za pešce potrebno meteorno vodo odvodnjavati. S tem se preprečuje možnost zastajanja vode na površini, kar bi lahko privedlo do poškodovanja tako uporabnikov kot tudi samega mostu.

Meteorno vodo lahko odvodnjavamo prečno na vzdolžno os, vzdolž mostu ali pa jo odvodnjavamo preko krovne površine v notranjost mostu. Ker so mostovi večinoma daljši kakor so široki, je vzdolžno odvodnjavanje nesmiselno, in se vozišče odvodnjava prečno na vzdolžno os mostu. S tem se meteorna voda iz vozišča steka k robnim elementom mostu, od tam pa naprej v posebne elemente, ki služijo za odvodnjavanje meteornih padavin z mostu (vtočni elementi, cevi, ipd.). V primeru, da je voziščna konstrukcija iz poroznega materiala, oziroma da ni popolnoma neprepustna in voda lahko pronica skozi (kot v našem primeru, ker je med krovni deskami manjši razmik) je smiselno prosto odvodnjavanje preko voziščne konstrukcije. Pri tej vrsti odvodnjavanja voda pronica v notranjost mostu, kjer se nato spet lahko zbira in odvaja v cevi, ali pa prosto pade na teren (v kolikor nosilna konstrukcija to dopušča). Takšen tip bo uporabljen pri mostu v Irči vasi.

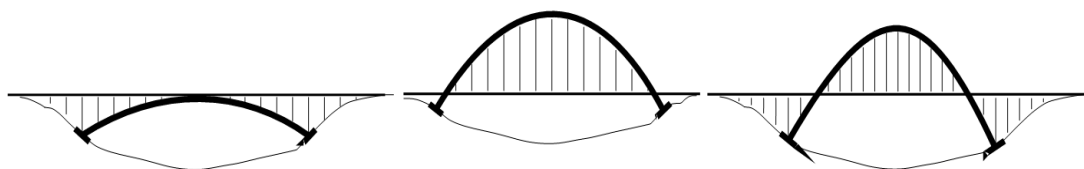
## 2.3 Prekladna konstrukcija

### 2.3.1 Tipi prekladnih konstrukcij

Oblika oziroma tip nosilne konstrukcije mostu je zelo odvisna od razpona, ki ga z mostom premoščamo ter tudi od samega namena mostu (obtežbe oziroma zahteve naročnika). Kako se obtežbe preko nosilne konstrukcije prenesejo v podporno konstrukcijo pa določa osnovni tip mostne konstrukcije in s tem tudi poimenovanje. Osnovne tipe mostov delimo na:

- Ločni most
- Gredni most
- Okvirna mostna konstrukcija
- Palični most
- Viseči most
- Most s poševnimi zategami

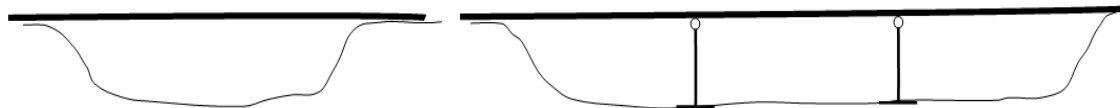
Za **ločni most** je značilno, da je nosilna konstrukcija ukrivljene oblike saj se s tem izkoristi geometrijo mostu, tako da v nosilni konstrukciji nastanejo samo tlačne sile. Na lok se obtežbo lahko prenese preko stebrov, jeklenih kablov ali pa preko kombinacije obeh, odvisno kje poteka lok.



Slika 16: Ločni most glede na položaj loka. Od leve proti desni: pod, nad, kombinirano

Figure 16: Arch bridge type depending of the arch position. From left to right: under, above, combined

**Gredni most** se lahko prepozna po enostavni zasnovi, oviro se premošča z ravnim elementom. Velikokrat se gredni mostovi uporabljajo za premoščanje manjših razponov lahko pa se z uporabo vmesnih podpornih konstrukcij premosti tudi večje ovire.



*Slika 17: Gredni most, prostoležeči (levo) in kontinuirni (desno)*

*Figure 17: Beam bridge, single-span (left) and continuous (right)*

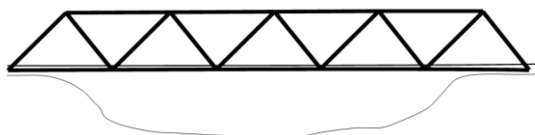
V primeru da vmesne opornike pri grednem mostu tego povežemo s prekladno konstrukcijo dobimo **okvirno mostno konstrukcijo**. V prekladni konstrukciji se zaradi momentnega spoja steber – preklada zmanjšajo upogibni momenti, se pa zato pojavijo v podpornih stebrih. Na potek notranjih sil in velikost srednjega razpona lahko vplivamo tudi z naklonom podpornih stebrov.



*Slika 18: Okvirna mostna konstrukcija*

*Figure 18: Portal-type bridge*

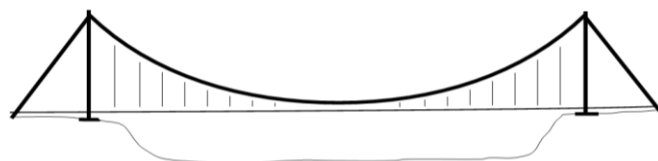
**Palični most** je most, katerega nosilna konstrukcija je sestavljena iz manjših med seboj povezanih linijskih elementov, v katerih se večinoma ustvarijo le osne sile (tlak ali nateg). Elementi so razporejeni v serijo trikotnikov, ki skupaj tvorijo nosilno konstrukcijo.



*Slika 19: Palični most*

*Figure 19: Truss bridge*

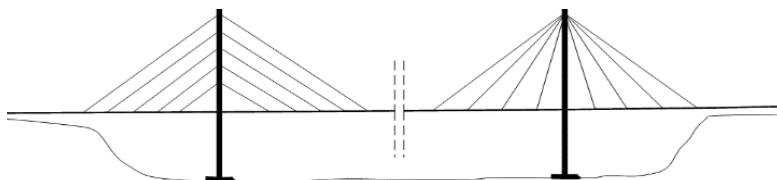
**Viseči mostovi** so zasnovani tako, da se obtežba iz vozišča prenaša na opornike preko visoko nosilnih kablov, ki so sidrani v temeljna tla (kabli so v nategu, oporniki v tlaku). Viseči mostovi imajo poleg primarne nosilne konstrukcije (oporniki z nosilnimi kabli) tudi sekundarno nosilno konstrukcijo, ki je pritrjena na primarno nosilno konstrukcijo preko vertikalnih kablov. Ta konstrukcija prenaša obtežbe iz vozišča na nosilne kable.



*Slika 20: Viseči most*

*Figure 20: Suspension bridge*

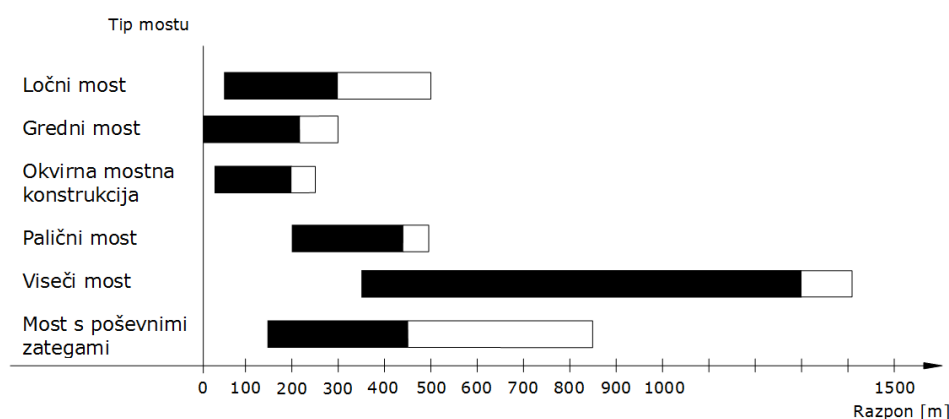
Kot pri visečem mostu se tudi pri **mostu s poševnimi zategami** uporablja visoko nosilne kable, kateri pa potekajo v ravni črti pod določenim kotom od opornika do nosilne konstrukcije. S tako konfiguracijo se vertikalna obtežba prenaša iz vozišča preko kablov na opornik, v prekladni konstrukciji pa se zaradi poševnih kablov ustvarijo tlačne sile.



Slika 21: Most s poševnimi zategami

Figure 21: Cable-stayed bridge

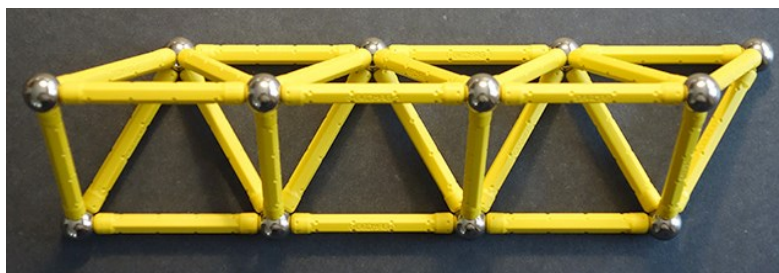
Vsak tip mostu ima določene prednosti in slabosti pred ostalimi, najbolj odločilna lastnost posameznega tipa mostu pa je ekonomska upravičenost glede na razpon, ki ga želimo premostiti.



Slika 22: Optimalne dolžine razponov glede na tip mostu

Figure 22: Optimal span lengths depending on the bridge type

Za prekladno konstrukcijo mostu v Irči je izbrano prostorsko paličje, ki je podprto s poševnimi zategami. Pri paličnem nosilcu paličje sestavljajo elementi, ki povezani med seboj tvorijo trikotno obliko. Ker je tako paličje v samo eni ravnini, se pri paličnem mostu uporabi dva ali več paličij, ki skupaj tvorijo palični most. Pri prostorskem paličju pa so posamezni elementi povezani s sosednjimi elementi tako, da se tvorijo tristrane piramide.



Slika 23: Primer prostorskega paličja [9]

Figure 23: An example of a space frame truss

Razlog za izbiro kombinacije prostorskega paličja in mostu z zategami tiči v tem, da se potek elementov lahko prilagaja in iz manjših ravnih elementov se lahko tvorijo kompleksne in zanimive oblike. Zaradi prilagodljive oblike celotnega paličja najdemo palične konstrukcije tudi v ločnih, prekladnih, visečih, okvirnih in ostalih mostnih konstrukcijah. Dodatno bo paličje podprto z zategami s čimer se zmanjša celoten prerez paličja, saj zatege ob povečanju tlačnih sil v prekladni konstrukciji, nase prevzamejo tudi del vertikalne obtežbe.

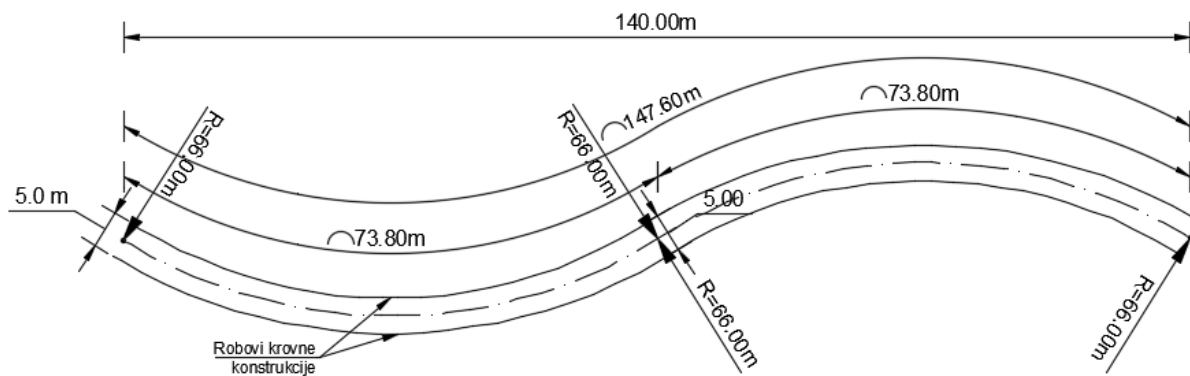


Slika 24: Primer zanimive uporabe prostorskega paličja, most Twist Bridge [10]

Figure 24: Example of an interesting way of space frame usage, the Twist Bridge

### 2.3.2 Potek osi

Prekladna konstrukcija obravnavanega mostu poteka v "S" krivini, to je krivini sestavljeni iz dveh nasprotnosmernih krožnih lokov z enakim radijem  $R = 66$  metrov. S tem se dinamično naveže obstoječo cesto do Irče vasi z mostno konstrukcijo na desnem bregu ter usmeri kolesarsko pot na levem bregu proti obstoječi cesti na levem bregu. Mostna konstrukcija v varianti B premošča 140 metrov, zaradi ukrivljenosti pa celotna dolžina znaša  $l_{os} = 147,60$  metrov.



Slika 25: Zasnova poteka osi prekladne konstrukcije

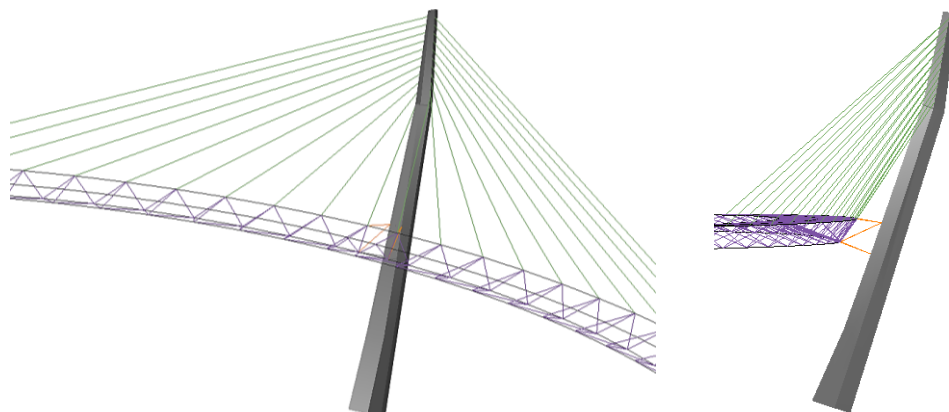
Figure 25: Design of longitudinal axis of the bridge

V vertikalni smeri se niveleta osi proti sredini mostu dvigne za 70 cm, tako da je ustvarjena rahlo izbočena oblika (vertikalna zaokrožitev 3660 m) z namenom omilitve vertikalnih pomikov.

## 2.4 Podpiranje prekladne konstrukcije

### 2.4.1 Vmesna opornika

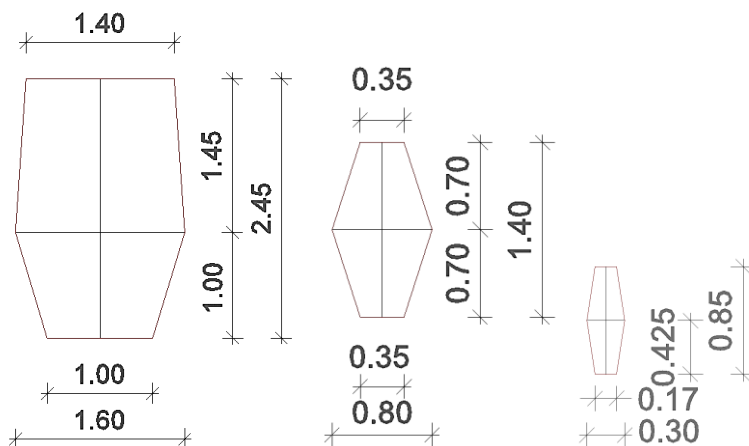
Vmesna opornika oziroma pilona sta locirana na zunanji, konveksni strani posameznega krožnega loka in preko zateg podpirata prekladno konstrukcijo. Pilona sta tudi nagnjena navzven, da se z zategami ne posega v prostor krovne plasti. Svetla višina pilonov znaša 25 metrov od česar je 12,50 metra pilona nad prekladno konstrukcijo. S tem piloni ne presežejo vrhov dreves na bregovih.



Slika 26: Zasnova oblike pilona

Figure 26: Design of pylon shape

Pilona sta geometrijsko zasnovana kot lomljen poševen steber (naklonski kot  $72^\circ$ ) s spremenljivim šestkotnim prečnim prerezemom. Ob peti pilona je prerez največji in znaša okvirnih dimenzij  $2,45 \times 1,60$  metra, nato pa se prerez zmanjšuje vse do vrha kjer je okvirnih dimenzij  $0,85 \times 0,30$  metra. Z zmanjševanjem prereza se pilonu zmanjša lastna teža, ki tu deluje neugodno saj ga zvrta, prav tako pa se poveča izkoriščenost materiala v stenah pilona.



Slika 27: Zasnova oblike prečnega prereza pilonov, ob peti (levo), na lomu (sredina) ter na vrhu (desno)

Figure 27: Initial design of pylon crosssection shape at the bottom (left), at the break (middle) and top (right)

Obtežba se preko zateg prenaša iz krovne oziroma prekladne konstrukcije na pilone in iz pilonov v temeljna tla. Da se zagotovi ustrezno stabilnost prekladne konstrukcije, so vzdolžni nosilci prekladne konstrukcije na začetku in koncu mostu nepremično členkasto podprti. S tem ko vse vzdolžne nosilce podpremo s členkastimi nepomičnimi podporami, prekladno konstrukcijo v bistvu vpnemo v krajni opornik.

Ker je razpon mostu velik, se prekladna konstrukcija dodatno utrdi s stabilizatorji (na sliki 26 so označeni z oranžno barvo). Ti stabilizatorji omejujejo vzdolžne in prečne pomike ter nihanje prekladne konstrukcije saj ji nudijo dodatno oporo.

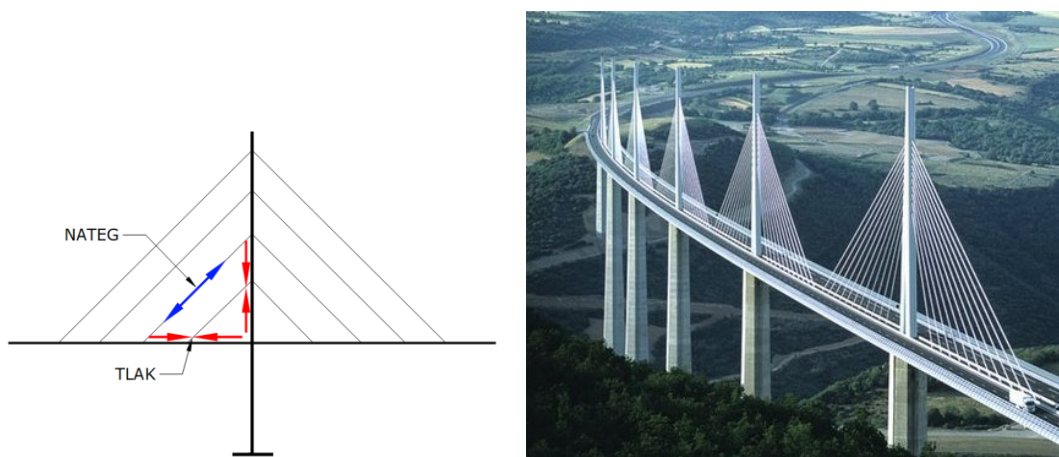


Slika 28: Stabilizatorji pri mostnih konstrukcijah. Hovenring [11] (levo) in Millenium Bridge (desno)

Figure 28: Bridge stabilizer. Hovenring (left) and Millenium Bridge (right)

## 2.4.2 Zatege

Naloga zateg je prenašanje vertikalne obremenitve v podporne stebre in s tem deloma razbremenitev prekladne konstrukcije. Zaradi uravnoveženja sil se v prekladni konstrukciji ustvarijo dodatne tlačne sile.

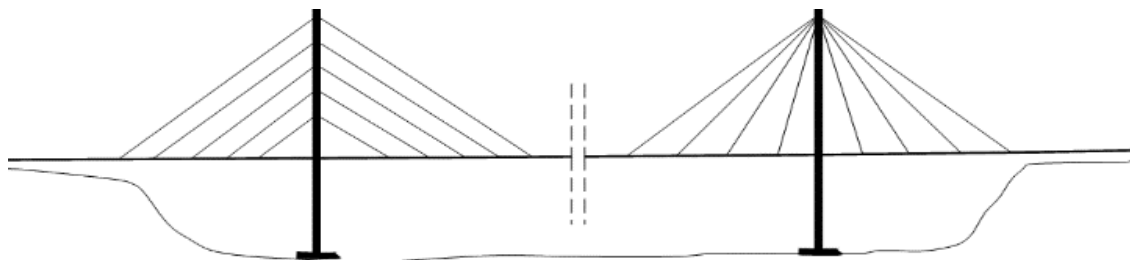


Slika 29: Prenos sil pri mostu s poševnimi zategami (levo) ter most Millau [12] (desno)

Figure 29: Display of forces in cable stayed bridges (left) and Millau bridge (right)

Pri mostovih s poševnimi zategami poznamo dve obliki postavitve poševnih zateg, to sta pahljačasta in vzporedna razporeditev oziroma "harfa" (slika 30). Pri pahljačasti razporeditvi se zatege stikajo v eni točki, navadno na vrhu podpornega stebra. Takšna razporeditev pripomore k temu, da zatege bližje

podpornemu stebru potekajo bolj navpično in se s tem zmanjša dodatna tlačna sila v prekladni konstrukciji. V primeru, ko pa ni možno zateg speljati v eno točko na podpornemu stebru, se uporabi vzporedno razporeditev zateg, kjer se zatege na podporni steber priključujejo na enakomerni razdalji. S tem se obremenitev v podporni steber vnese postopoma in po celotni višini oziroma po večjem delu višine stebra, medtem ko se pri pahljačasti razporeditvi zateg vsa obtežba skoncentrira v eni točki.

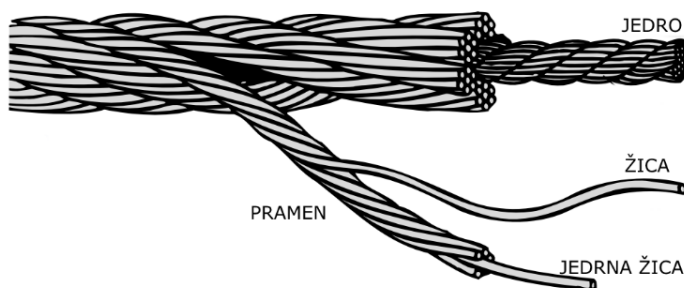


Slika 30: Vzporedna razporeditev (harfa) ter pahljačasta razporeditev zateg

Figure 30: Harp (left) and fan (right) design of cables

Za zatege se uporabi jeklene vrvi (jeklenice) iz jekla visoke trdnosti, ki so sposobne ob relativno majhnem prečnem prerezu prenesti velike obtežbe. Jeklenice so v bistvu manjše jeklene žice, ki so med seboj spiralno povezane v večje pramene. Posamezni prameni se nato spet spiralno povežejo v večje snope, snopi pa se spiralno povežejo v končno jeklenico. Vmesni prostori med posameznimi žicami so zapolnjeni s posebno mastjo, ki omogoča drsenje žic. Od namena uporabe jeklenice je odvisno kakšna bo njena sestava (število žic in pramenov ter način prepletanja žic), kot tudi če bo jeklenica imela jedro. Ker so jeklenice elementi sestavljene iz med seboj nepovezanih manjših elementov (razen da se žice prepletajo, niso med seboj fizično spojene) imajo zato zanemarljivo upogibno in torzijsko togost in se lahko uporabljajo le kot elementi kateri so samo v nategu.

### Sestava jeklenice



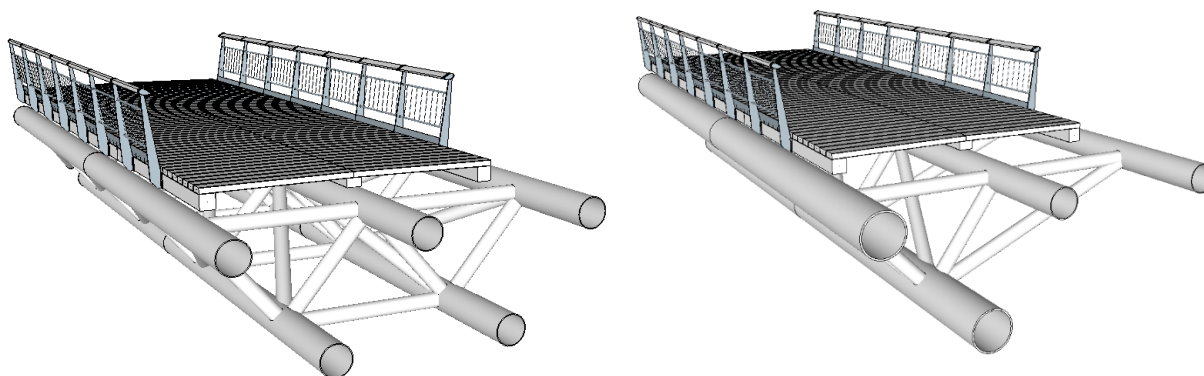
Slika 31: Sestava jeklenice [13]

Figure 31: Parts of steel wire



## 2.5 Zasnova prečnega prereza

Ker konstrukcija glede na vzdolžno os preklade ni podprta simetrično (zatege skušajo zvrniti prekladno konstrukcijo navznoter) je potrebno določiti najustreznejšo obliko paličja. Paličje "A" (slika 33) ima prečni preiz trapezne oblike, ki je sestavljen iz petih vzdolžnih nosilcev, ki so medsebojno povezani s prečkami in diagonalami ter je simetričen glede na vzdolžno os mostu. Kot druga zasnova (paličje "B") pa je paličje s trikotno obliko prečnega prereza s štirimi vzdolžnimi nosilci, kjer spodnji nosilec poteka asimetrično, na strani zateg.

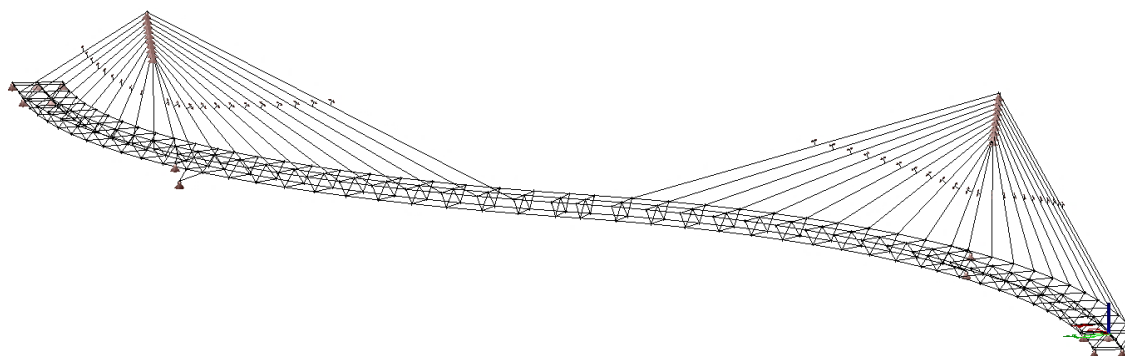


Slika 32: Zasnovi prostorskega paličja.. Paličje "A" – levo in paličje "B" – desno

Figure 32: Initial design of 3D truss. Truss "A" - left, "B" – right

### 2.5.1 Tipi paličij

Prekladna konstrukcija je bila skonstruirana v programski opremi Scia Engineer v16.0 podjetja Nemtschek, v realnih dimenzijah ter nato obtežena z lastno težo. Ker je namen preskusa le določitev najprimernejšega prereza je bil vpliv pilonov zanemarjen tako, da sta bila nadomeščena z nepomičnimi členkastimi podporami. Posamezni elementi so bili v vseh konstrukcijah iz enakega materiala in enakega prečnega prereza



Slika 33: Analitični model zasnove paličja A

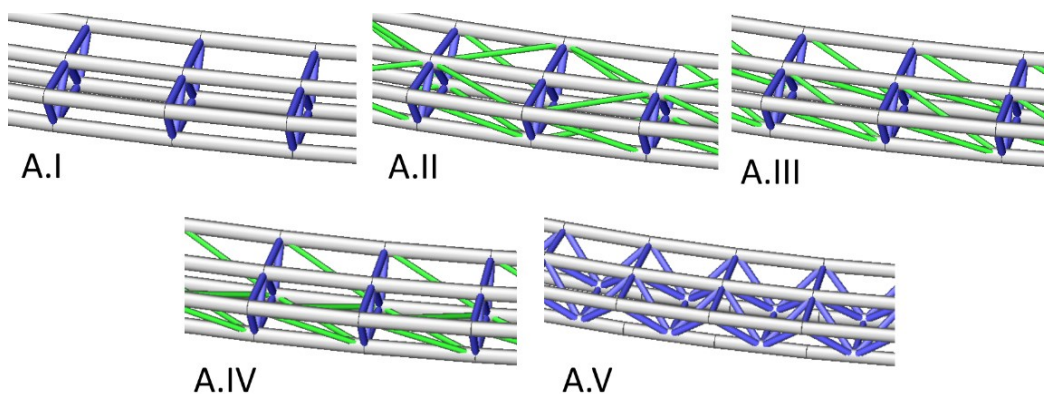
Figure 33: Analytical model of type A space truss

Pri obeh konstrukcijah, se je za kontrolno oziroma začetno konstrukcijo izbralo paličje, katero je bilo sestavljeno samo iz vzdolžnih in prečnih nosilcev, brez diagonalnih ojačitev. S primerjavo pomikov točk

na konstrukciji (zgornja vzdolžna robna nosilca) med posameznimi variantami ojačitve se je nato izbralo najprimernejšo varianto paličja A in B, ter nato še najboljšo izmed obeh variant.

Za varianto paličja A se je s kontrolnim paličjem A.I primerjalo štiri paličja:

- Paličje A.II - diagonalne ojačitve potekajo po obodu prereza
- Paličje A.III - diagonalne ojačitve potekajo znotraj prereza, simetrično
- Paličje A.IV - diagonalne ojačitve potekajo znotraj prereza, asimetrično
- Paličje A.V - vertikalne ojačitve so nadomeščene s poševnimi elementi

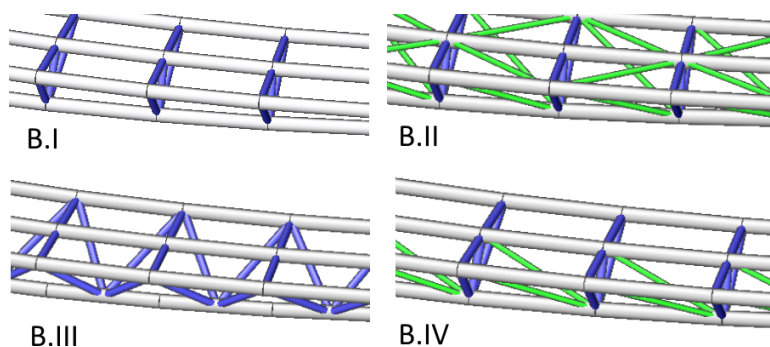


Slika 34: Variante paličja A

Figure 34: Different types of truss A

Za varianto paličja B pa se je z kontrolnim paličjem B.I primerjalo tri paličja:

- Paličje B.II - diagonalne ojačitve potekajo po obodu prereza
- Paličje B.III - diagonalne ojačitve so nadomeščene z poševnimi elementi
- Paličje B.IV - diagonalne ojačitve potekajo znotraj prereza, asimetrično



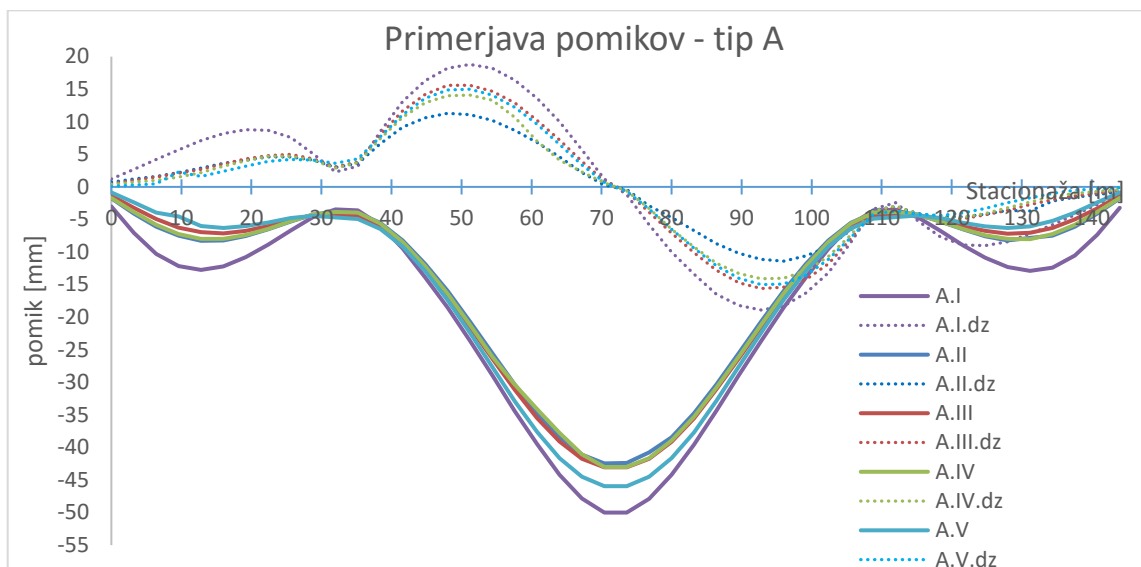
Slika 35: Variante paličja B

Figure 35: Different types of truss B

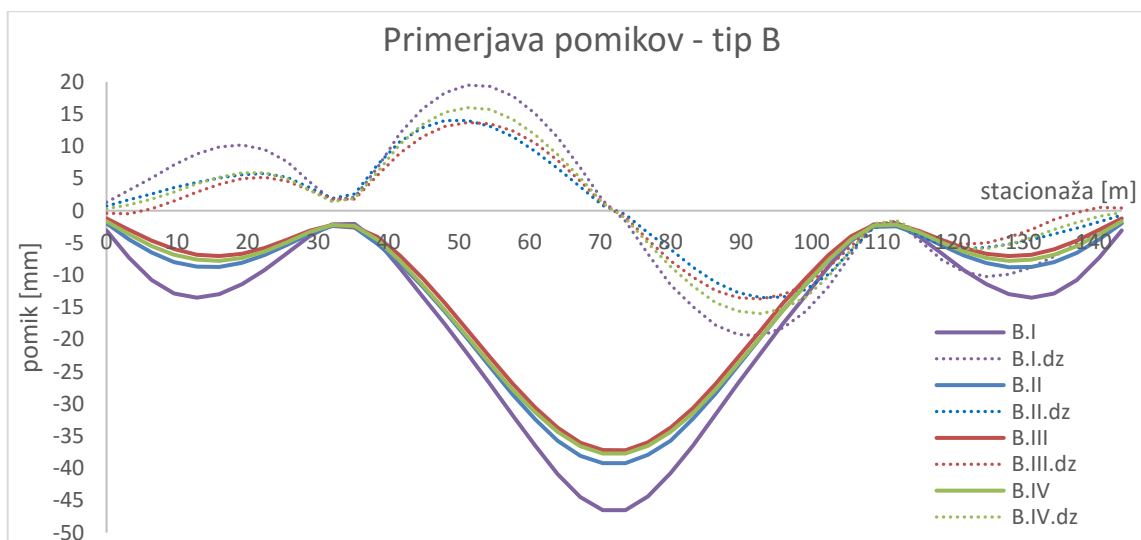
### 2.5.2 Obnašanje paličij pod lastno težo

Konstrukcija paličja je bila obremenjena le z lastno težo, zato so vrednosti pomikov v x in y smeri zanemarljivo majhne saj vrednosti pomikov v x smeri niso presegle vrednosti 2,5mm, v y smeri pa ne več kot 4mm. Za izbiro najprimernejše konstrukcije so bili izbrani pomiki v smeri z ( $u_z$ ) ter razlika med

pomikoma zgornjega levega in zgornjega desnega vzdolžnega nosilca  $dz$  (relativni pomik) s čimer se lahko opiše obnašanje (deformiranje) konstrukcije pod vertikalno obtežbo. Idealno bi bilo da bi bila razlika pomikov  $dz$  čim bližje ničelni vrednosti s čimer bi bil zasuk paličja okoli vzdolžne osi majhen, vendar zaradi oblike prekladne konstrukcije in njenega podpiranja to ni možno.



Grafikon 1: Vertikalni pomiki ( $uz$ ) in razlika pomikov ( $dz$ ) variant paličja A  
Graph 1: Vertical ( $uz$ ) and relative displacement ( $dz$ ) of different types of truss A



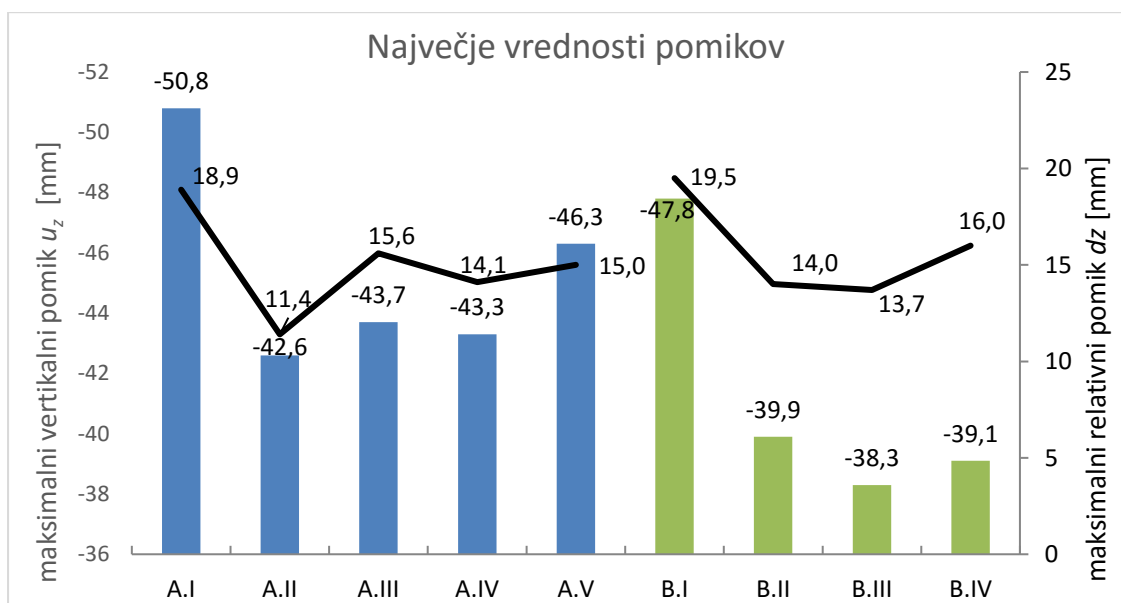
Grafikon 2: Vertikalni pomiki ( $uz$ ) in razlika pomikov ( $dz$ ) variant paličja B  
Graph 2: Vertical ( $uz$ ) and relative displacement ( $dz$ ) of different types of truss B

Kontrolno paličje, se najbolj deformira saj nima diagonalnih ojačitev in je posledično tudi najbolj podvržena sukanju okoli vzdolžne osi. Z ojačanjem konstrukcije se vertikalni pomiki zmanjšajo, od načina ojačitve pa je odvisno za koliko. Vse konstrukcije se obnašajo približno isto, prekladna konstrukcija se trikrat "obesi" tekom celotne dolžine razpona (kot kontinuirni nosilec preko treh polj). Najmanjši pomiki so v območju pilonov, saj tam potekajo zatege skoraj vertikalno in prenesejo večinski

del vertikalne obremenitve. Največji vertikalni pomik se pričakovano nahaja na sredini razpona saj je tu razdalja med podporami največja. Zaradi nesimetričnega podpiranja se prekladna konstrukcija zvrča stran od pilonov, kar ima za posledico velike relativne pomike na 1/3 in 2/3 razpona mostu. Na sredini razpona, kjer je tudi največji pomik se nahaja prevojno območje, kjer se prekladna konstrukcija zvrča iz ene smeri v drugo. Relativni pomiki so tu sicer minimalni, vendar je zaradi obojestranskega nasprotnega sukanja prekladne konstrukcije ta del izpostavljen največjim torzijskim obremenitvam.

### 2.5.3 Izbira najustrežnejšega paličja

Paličja A.II, A.III ter A.IV so si po vrednostih vertikalnih pomikov podobna, vendar je potrebno upoštevati da pri paličju A.IV diagonalne ojačitve potekajo nesimetrično, kar bi pri horizontalnih obremenitvah lahko imelo neugodne posledice. Pri relativnih pomikih najbolj izstopa paličje A.II, ki je torzijsko najbolj togo prav zaradi ustrezne razporeditve ojačitev po obodu prereza paličja. Zanimivo je paličje A.V, ki ima največje vertikalne pomike v drugem, srednjem polju, v prvem in tretjem polju pa je vertikalni pomik paličja najmanjši izmed vseh paličij, medtem ko so relativni pomiki v istem rangu kot paličju A.III in A.IV.



Grafikon 3: Primerjava vrednosti največjih vertikalnih ( $u_z$ ) in relativnih pomikov ( $d_z$ ) paličij

Graph 3: Maximum vertical ( $u_z$ ) and relative displacements of truss types

Vse "ojačane" variante paličja B imajo nižje vertikalne pomike kot variante tipa A, saj je zaradi manjšega števila elementov prekladna konstrukcija lažja. Najmanjši vertikalni upogib na sredini razpona mostu je pri tipu paličja B.III, kjer so vertikalni elementi nadomeščeni s poševnimi elementi. Po vrednostih vertikalnih pomikov konstrukcije sta si paličji B.II in B.III zelo podobni, saj se vrednosti pomikov razlikujejo za največ 1,5mm kar je zanemarljiva vrednost. Paličje B.IV pa se izkaže kot najmanj primerno, saj ima kljub ugodnim vertikalnim pomikom največje vrednosti relativnih pomikov izmed vseh tipov paličij z ojačitvami.

Za nadaljnjo projektiranje se izbere tip konstrukcije B.III, saj predstavlja najugodnejši tip paličja za prekladno konstrukcijo, tako iz inženirskega smisla (najmanjše vrednosti pomikov) kot tudi iz arhitekturnega, saj spremenljiva geometrija paličja, zaradi prehajanja spodnjega nosilca iz leve na desno stran prekladne konstrukcije, ustvarja na pogled prijetno dinamično obliko.

### 3 UPORABLJENI KONSTRUKCIJSKI MATERIALI

#### 3.1 Jeklo

Jeklo je primarni gradbeni material mostu v Irči vasi, saj so praktično vsi elementi mostne konstrukcije (nosilci v prekladni konstrukciji, podporni piloni, zatege, zvari, nosilci ograje) iz konstrukcijskega jekla.

##### 3.1.1 Prekladna konstrukcija in piloni

Za prekladno konstrukcijo ter pilone je izbrano jeklo kvalitete S235, ker pa konstrukcija ni zaščitena pred nizkimi temperaturami je potrebo izbrati še pod-kvaliteto izbranega jekla glede na razred žilavosti, to je odpornosti materiala proti krhkem lomu.

Izbrati je potrebno tako kvaliteto jekla, da pri referenčni vrednosti temperature  $T_{Ed}$  v jeklu ne pride do krhkega loma [14, 15]. Referenčna vrednost temperature  $T_{Ed}$  je odvisna od najnižje povprečne temperature okolice za povratno dobo 50 let,  $T_{md} = -24,8 \text{ } ^\circ\text{C}$  [17: pr. 1-27], ter popravka temperature zaradi sevanja  $\Delta T_r = 0 \text{ } ^\circ\text{C}$  [16: pr. 5.2]. Za Novo mesto znaša tako referenčna vrednost temperature:

$$T_{Ed} = T_{md} + \Delta T_r = -24,8 \text{ } ^\circ\text{C} + 0 \text{ } ^\circ\text{C} = -24,8 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (3-1)$$

Ob upoštevanju referenčne temperature in podatka, da je referenčna temperatura pri mostovih lahko nižja od temperature pri preskusu po Charpy-V za  $20 \text{ } ^\circ\text{C}$ , ter da je potrebno za konstrukcije na potresno ogroženih območjih uporabiti jeklo razreda J0 ali boljše [17: pogl 2.1.4], lahko za pod-kvaliteto jekla izberemo le razred J2 [14: pr. 2.1]. Izbrana kvaliteta jekla za pilone je torej S235 J2, oziroma S235 J2 H za prekladno konstrukcijo, ker so nosilci iz votlih okroglih profilov.

##### Mehanske lastnosti jekla S 235 J2 (H) <sup>1</sup>:

Nazivna napetost tečenja:	$f_y = 23,5 \text{ kN/cm}^2$ ,
Natezna trdnost:	$f_u = 36,0 \text{ kN/cm}^2$ ,
Modul elastičnosti:	$E = 21.000 \text{ kN/cm}^2$ ,
Strižni modul:	$G = E / (2(1 + \nu)) \approx 8.100 \text{ kN/cm}^2$ ,
Poissonov količnik:	$\nu = 0,3$ ,
Specifična teža:	$\gamma = 78,5 \text{ kN/m}^3$ ,
Koeficient toplotnega raztezka:	$\alpha_T = 1,2 \cdot 10^{-5} \text{ } 1/^\circ\text{C}$ ,
Varnostni faktorji:	$\gamma_{M0} = 1,0$ , $\gamma_{M1} = 1,0$ , $\gamma_{M2} = 1,25$ .

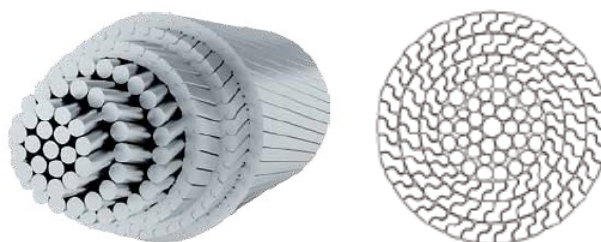
##### 3.1.2 Zatege

Za jeklenice se uporablja jeklo z zelo visoko trdnostjo, saj so jeklene žice, gradniki jeklenice, med procesom tvorjenja jeklenice podvržene velikim nateznim obremenitvam, kar jim poveča natezno

<sup>1</sup> Navedeni vrednosti za nazivno napetost tečenja in natezno trdnost veljata za pločevine debeline do 16 mm oziroma votle profile z debelino sten do 40mm. Za elemente z debelino večjo od 16 mm oz. 40mm je potrebno vrednosti ustrezno korigirati, v skladu s SIST EN 10025.

trdnost. Jekla z visoko trdnostjo se uporabljajo v jeklenicah tudi z namenom uporabe manjšega prečnega prereza jeklenice, saj se le-te uporabljajo tudi v takih primerih, ko se jeklenica uvija oziroma navija okoli vreten (npr. žičnice, škripčevje). Večji kot ima prerez jeklenica, težje se uvija zato se stremi k čim manjšem prečnem prerezu, kar pa se doseže z večjo natezno trdnostjo materiala.

Zatege mostu v Irči vasi bodo iz jeklenic tako imenovanega zaprtega tipa – FLC (ang.: fully locked coil rope). Te jeklenice so zelo odporne proti zunanjim vplivom saj zunanje plasti žic tvorijo zaščitni plašč. Zunanje žice imajo prečni prerez v obliki črke "Z", zato med izdelavo tesno objamejo jedro jeklenice (ki je iz okroglih žic) in s tem preprečijo vhod zunanjih tujih delcev v notranjost jeklenice, kot tudi uhajanje masti iz jeklenice ven.



Slika 36: FLC jeklenica [18]

Figure 36: Steel FLC wire

### Mehanske lastnosti FLC jeklenice <sup>2</sup>:

Nominalna natezna nosilnost	$R_k = 177 \text{ kN/cm}^2$ ,
Modul elastičnosti:	$E = 15.000 \text{ kN/cm}^2$ ,
Koeficient toplotnega raztezka:	$\alpha_T = 1,2 \cdot 10^{-5} \text{ 1/}^\circ\text{C}$ ,
Koeficient zapolnjenosti prereza:	$f = 0,84$ ,
Specifična teža:	$w = 830 \cdot 10^{-7} \text{ N/mm}^3$ ,
Faktor lomne sile:	$K = 0,607$

## 3.2 Les

Ker bo krovna konstrukcija iz lesa in bo le-ta podvržena zunanjim vplivom, je potrebno izbrati takšen les, ki nudi poleg ustreznih mehanskih lastnosti tudi najugodnejšo obstojnost. Za takšno uporabo so predvsem uporabne eksotične vrste lesa, saj domače vrste lesa (smreka, jelka, hrast, kostanj) ne nudijo zadostno odpornost proti zunanjim vplivom.

Ena od vrst lesa, ki so že po naravi zelo odporni proti zunanjim vplivom je tikovec, listnato drevo iz tropskih območij. Veliko se ga uporablja za gradnjo plovil, zunanjih teras, oblog saj je izjemno odporen na trohnenje, glive in škodljive žuželke.

---

<sup>2</sup> Mehanske lastnosti so določene na podlagi podatkov iz standarda EN 1993-1-11 [40].



Slika 37: Most U Bein, Mjanmar, zgrajen iz tikovca [19]

Figure 37: U'Bein Bridge, Myanmar, made from teakwood

Za razliko od jekla je les nehomogen in anizotropen material, kar pomeni da so njegove mehanske lastnosti odvisne tako od vrste lesa kot tudi od pogojev v katerih je drevo, iz katerega pridobimo surovi material (deske), rasel. V smeri vzporedno z vlakni ima les najboljše mehanske lastnosti, manjšajo pa se z odklonom glede na smer vlaken in so zato najslabše v smeri prečno na smer vlaken. Tiku določimo trdnostni razred in ostale mehanske lastnosti na podlagi znane karakteristične gostote ( $\rho_k$ ), karakteristične upogibne trdnosti ( $f_{m,k}$ ) ter povprečne vrednosti modula elastičnosti ( $E_{0,mean}$ ), po enačbah iz standarda EN 338 [28: dodatek A] (za listavce), pri katerih je  $f_{m,k}$  v MPa:

karakteristična natezna trdnost v smeri vlaken lesa ( $f_{t,0,k}$ ):

$$f_{t,0,k} = 0,6 \cdot f_{m,k} , \quad (3-2)$$

karakteristična natezna trdnost pravokotno na vlakna lesa ( $f_{t,90,k}$ ):

$$f_{t,90,k} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,6 \\ 0,0015 \cdot \rho_k \end{array} \right. , \quad (3-3)$$

karakteristična tlačna trdnost v smeri vlaken lesa ( $f_{c,0,k}$ ):

$$f_{c,0,k} = 5 \cdot (f_{m,k})^{0,45} , \quad (3-4)$$

karakteristična tlačna trdnost pravokotno na vlakna lesa ( $f_{c,90,k}$ ):

$$f_{c,90,k} = 0,015 \cdot \rho_k , \quad (3-5)$$

karakteristična strižna trdnost ( $f_{v,k}$ ):

$$f_{v,k} = \min \left\{ \begin{array}{l} 3,8 \\ 0,2 \cdot (f_{m,k})^{0,8} \end{array} \right. , \quad (3-6)$$



karacteristična vrednost modula elastičnosti pri 5% fraktili v smeri vlaken lesa ( $E_{0,05}$ ):

$$E_{0,05} = 0,84 \cdot E_{0,mean} , \quad (3-7)$$

karacteristična vrednost modula elastičnosti pravokotno na vlakna lesa ( $E_{90,mean}$ ):

$$E_{90,mean} = E_{0,mean} / 15 , \quad (3-8)$$

povprečna vrednost strižnega modula ( $G_{mean}$ ):

$$G_{mean} = E_{0,mean} / 16 . \quad (3-9)$$

### Karakteristične mehanske lastnosti uporabljenega tika <sup>3</sup>:

Upogibna trdnost:	$f_{m,k} = 12,50 \text{ kN/cm}^2$ ,
Natezna trdnost vzporedno z vlakni:	$f_{t,0,k} = 7,50 \text{ kN/cm}^2$ ,
Natezna trdnost pravokotno na vlakna:	$f_{t,90,k} = 0,06 \text{ kN/cm}^2$ ,
Tlačna trdnost vzporedno z vlakni:	$f_{c,0,k} = 4,39 \text{ kN/cm}^2$ ,
Tlačna trdnost pravokotno na vlakna:	$f_{c,90,k} = 0,95 \text{ kN/cm}^2$ ,
Strižna trdnost:	$f_{v,k} = 0,38 \text{ kN/cm}^2$ ,
Povprečna vrednost modula elastičnosti vzporedno z vlakni:	$E_{0,mean} = 1662 \text{ kN/cm}^2$ ,
Modul elastičnosti pri 5% fraktili vzporedno z vlakni:	$E_{0,05} = 1396,25 \text{ kN/cm}^2$ ,
Modul elastičnosti pravokotno na vlakna:	$E_{90,mean} = 110,81 \text{ kN/cm}^2$ ,
Povprečna vrednost strižnega modula:	$G_{mean} = 103,89 \text{ kN/cm}^2$ ,
Gostota:	$\rho_k = 632 \text{ kg/m}^3$ .

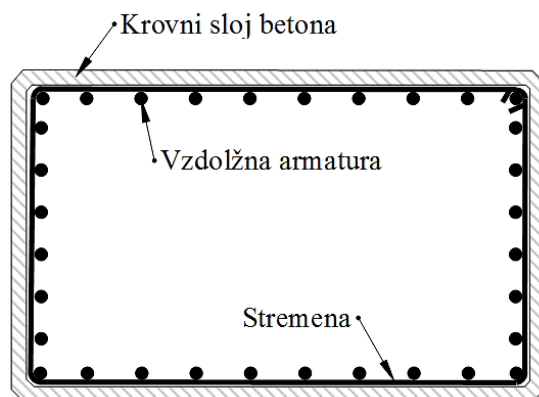
### 3.3 Armirani beton

Pri konstrukcijah, katerih nosilna konstrukcija je zgrajena iz jekla se cementni beton uporablja skupaj z armaturnim jeklom predvsem v elementih namenjenih temeljenju. Temelji objektov prenašajo obtežbe z nosilne konstrukcije v temeljna tla, tako da ne pride do porušitve temeljih tal, kot tudi ne porušitve celotne konstrukcije v primeru nepričakovane oziroma prekoračene deformacije temeljih tal. Morajo biti tako konstrukcijsko stabilna in prenašati velike obtežbe, kot tudi biti dovolj odporna na zunanje vplive. Temelji so pogosto podvrženi zelo neugodnim razmeram, saj so temeljna tla velikokrat zasičena z vodo, ali pa se celo nahajajo pod vodno gladino. V takih primerih je skoraj nujna uporaba armiranega betona, saj je jeklo v vlažnih pogojih podvrženo rjavenju in propadanju.

Ker se kvaliteta betona viša s trdnostnim razredom betona (odpornost na zunanje vplive, nosilnost, ipd.) se za mostne konstrukcije uporabljajo betoni trdnostnega razreda  $\geq C 30/37$ . Z izbranim trdnostnim razredom betona, je potrebno glede na razred konstrukcije in razred izpostavljenosti določiti še krovni sloj betona, to je debelino sloja betona, ki ščiti armaturno jeklo in betonsko jedro pred zunanjimi vplivi [22: pogl. 4].

<sup>3</sup> Vrednosti mehanskih lastnosti so izračunane ob predpostavki, da je povprečna gostota tika  $632 \text{ kg/m}^3$ , karakteristična upogibna trdnost  $125 \text{ MPa}$  ter povprečna vrednost modula elastičnosti  $16.622 \text{ MPa}$  [21].

Najpogosteje uporabljeno armaturno jeklo je jeklo z natezno karakteristično trdnostjo  $50 \text{ kN/cm}^2$ . Označujemo ga z oznako B 500, kateri sledi še oznaka razreda duktilnosti (A, B ali C).



*Slika 38: Krovni sloj betona*

*Figure 38: Protective layer of concrete*

Za armirani beton oziroma cementni beton in armaturno jeklo so navedene vrednosti samo informativno, ker v sklopu magistrske naloge dimenzioniranje temeljev ni izvedeno.

## 4 OBREMENITVE MOSTNE KONSTRUKCIJE - I. del

Obremenitve, katere je potrebno upoštevati pri projektiranju mostnih konstrukcij so:

- Lastna teža nosilne konstrukcije
- Ostala stalna obremenitev
- Koristne obtežbe (pešci, kolesarji, vozila)
- Obtežba snega
- Obtežba vetra
- Temperaturni vplivi
- Vplivi požara
- Vplivi med gradnjo
- Nezgodni vplivi
- Potresna obtežba
- Posedki podpor in relaksacija jekla v zategah

Za potrebe dimenzioniranja mostu čez Krko v Irči vasi bodo upoštevani vplivi iz gornjih prvih šest alinej, potresna obtežba ter posedki podpor. Ker pa je lastno težo težko določiti vnaprej se najprej določi tiste koristne obtežbe, ki delujejo na sekundarne nosilne elemente (krovna konstrukcija, ograja, plašč) in s tem tudi določimo potrebne dimenzije sekundarnih elementov ter nato lastno težo le teh elementov prenesemo na nosilno konstrukcijo.

### 4.1 Koristne obtežbe

Skupina koristnih obtežb predstavlja vse tiste obtežbe, katere so tekom življenjskega cikla mostu lahko pojavijo, vendar ni nujno da so stalne in niso posledica naravnih pojavov (sneg, veter). Zajemajo obtežbo pešcev, kolesarjev, vozil, vmesnih pregradnih sten, parapetnih zidov ipd.

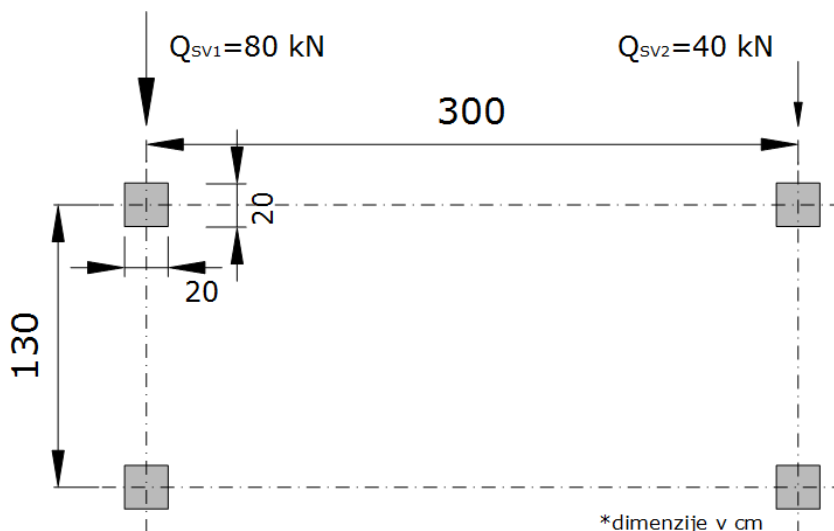
#### 4.1.1 Pešci in kolesarji

Za pešce in kolesarje je težko natančno določiti, kolikšno obtežbo predstavljajo, saj smo ljudje različnih velikosti in mas, prav tako pa se ne gibljemo vsi enako. Lahko se premikamo posamično ali pa v skupinah različnih velikosti in gostote, zato se obtežbe, ki jih predstavljajo pešci in kolesarji zajamejo z enakomerno razporejeno površinsko obtežbo  $q_{fk} = 5,0 \text{ kN/m}^2$ , ki lahko deluje na celotni površini krovne ploskve ali pa le na posameznih delih, odvisno kateri vpliv je najbolj neugoden za konstrukcijo [25: pogl. 5.3.2.1].

#### 4.1.2 Slučajna obremenitev z vozilom – servisno vozilo

Ker je most v Irči vasi dovolj širok in bi bil dostop nanj z vozilom pogojno mogoč (za potrebe vzdrževanja) oziroma da se vozilo slučajno znajde na mostu, se kot koristno obtežbo upošteva posebno

obtežbo [25: pogl. 5.6.3]. To obtežbo se na mostno konstrukcijo nanese preko štirih kontaktnih površin, ki ponazarjajo stik koles s površino mostu. Celotna obtežba sestoji iz dveh osnih obremenitev 80 in 40 kN, ki sta medsebojno oddaljeni 3 metre. Velikosti kontaktnih površin so velike  $0,20 \times 0,20 \text{ m}^2$  in so na širini 1,30 metra, prečno na vzdolžno os obtežbe. Poleg vertikalne obremenitve je potrebno upoštevati tudi silo zaviranja ki znaša 60% vertikalne obremenitve.



Slika 39: Shema obremenitve s servisnim vozilom

Figure 39: Service vehicle load

Obtežni primer slučajne obremenitve z vozilom se na mostni konstrukciji preverja posamično in se ne kombinira z drugimi koristnimi obtežbami.

## 4.2 Obtežba snega

Načeloma se na mostnih konstrukcijah obtežbe snega ne obravnava, saj mora biti zagotovljeno vzdrževanje mostne konstrukcije (odmetavanje snega, posipavanje s soljo) v zimskem času, a so brvi in ostale premostitveni objekti za pešce velikokrat zapostavljeni.

Most v Irči vasi se nahaja v jugo-vzhodni Sloveniji na približni nadmorski višini 175 metrov za katero se obtežba s snegom določi z enačbo [26: pogl. 5.2, 27]:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \quad (4-1)$$

Pri gornji enačbi s prvimi tremi koeficienti zajamemo vpliv nagiba obremenjene površine, vpliv lokacije ter vplive morebitnega topljenja snega. Naklon krovne površine mostu znaša  $2,5^\circ$  ( $\mu_i = 0,8$ ), konstrukcija ni izpostavljena vetru ( $C_e = 1,0$ ), kot tudi sneg na mostu ni izpostavljen povečanemu taljenju zaradi toplote ( $C_t = 1,0$ ). Vrednost karakteristične obtežbe snega na tleh  $s_k$  (cona A2) se določi po enačbi:

$$s_k = 1,293 \left[ 1 + \left( \frac{A}{728} \right)^2 \right]$$

in za naš primer znaša  $s_k = 1,37 \text{ kN/m}^2$ .

Jakost obtežbe s snegom ob upoštevanju vrednosti koeficientov zapisanih v oklepajih, vrednosti karakteristične obtežbe ter enačbe (4-1) znaša  $s = 1,10 \text{ kN/m}^2$ , pri čemer je potrebno upoštevati, da se obtežbo s snegom pri mostovih ne kombinira z ostalimi koristnimi obtežbami, ker most v Irči vasi nima strehe nad krovno konstrukcijo kot tudi ni na posebni geografski lokaciji (npr. mostovi v Alpskem svetu, brvi v gorovjih kjer je oteženo čiščenje snega ipd.)

### 4.3 Obtežba vetra

Veter je za viseče mostove in mostove s poševnimi zategami ena od najneugodnejših horizontalnih obtežb, saj so ti mostovi velikokrat vitki in zaradi svojih dimenzij ne preveč togi v primerjavi z ostalimi tipi mostov. Veter zato lahko zelo neugodno vpliva na obnašanje mostne konstrukcije, vendar pa je to močno odvisno od prečnega prereza kot tudi načina podpiranja konstrukcije.

V nadaljevanju je izračunan vpliv vetra za smerni kot  $\Theta = 0^\circ$ , to je veter pravokotno na vzdolžno os mostu. Z izračun sta bila upoštevana standarda SIST EN 1991-1-4 [28] ter dodatek k temu standardu SIST EN 1991-1-4/0A101 [29].

#### 4.3.1 Osnovna hitrost

Osnovna hitrost vetra je odvisna od geografske lokacije, ki določi temeljno vrednost osnovne hitrosti ( $v_{b,0} = 20 \text{ m/s}$ , Cona 1, pod 800 m nadmorske višine), smernega faktorja ( $c_{dir} = 1,0$ ) ter faktorja letnega časa ( $c_{season} = 1,0$ ) [28: pogl. 4]. Za lokacijo mostu v Irči vasi znaša torej osnovna hitrost vetra:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0}$$
$$v_b = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 20 \text{ m/s} = 20 \text{ m/s}$$

V nadaljnjem računu je potrebno upoštevati tudi da teren sodi pod kategorijo III – območje z običajnim rastlinjem ali stavbami (vasi, podeželsko okolje).

#### 4.3.2 Srednja hitrost vetra

Ker se hitrosti vetra spreminja z višino nad tlemi je potrebno to upoštevati s korigiranjem osnovne hitrosti vetra s koeficientoma hrapavosti  $c_r(z)$  ter koeficientom hribovitosti  $c_o(z)$  [28: pogl. 4.3].

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b \tag{4-3}$$

#### Hrapavost terena

Pri računu koeficienta hrapavosti se za višino  $z$  izbere vrednost 16 m, to je vrednost na 2/3 celotne višine pilona. Razlog za izbrano vrednost 16 metrov je, ker s tem dobimo večje hitrosti vetra kot če bi izbrali

višino pri prekladni konstrukciji (12,5m), je pa tudi manjša od celotne višine pilona, kjer deluje največja hitrost. S tem je izbrana »večja« srednja vrednost merodajne višine. Koefficient hrapavosti se izračuna z enačbo

$$c_r(z) = k_t \cdot \ln(z/z_0) ,$$

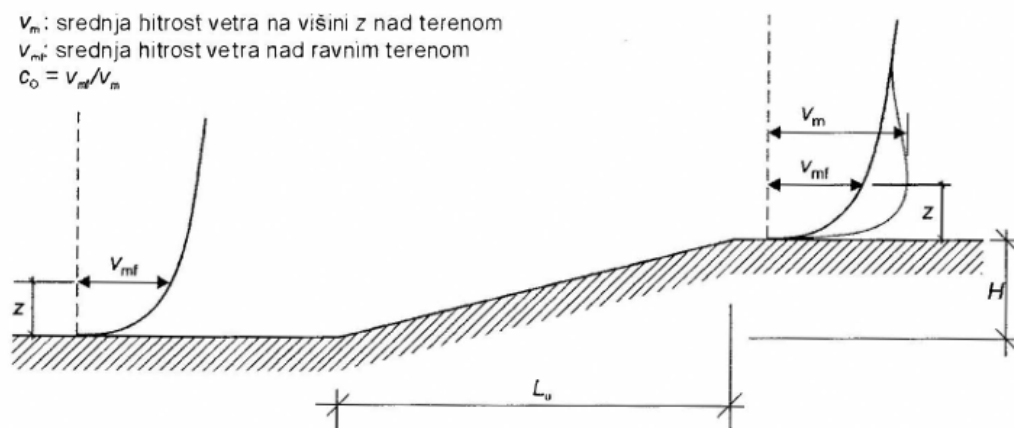
kjer je  $k_t$  koefficient terena in je odvisen od terenskih parametrov ( $z_0 = 0,3 \text{ m}$ ;  $z_{0,II} = 0,05 \text{ m}$ ,  $z_{min} = 5 \text{ m}$  ter  $z_{max} = 200 \text{ m}$ ) [28: pr. .1].

$$k_t = 0,19 \cdot (z_0/z_{0,II})^{0,07} = 0,19 \cdot (3 \text{ m}/0,05 \text{ m})^{0,07} = 0,25$$

$$c_r(z) = 0,25 \cdot \ln(16/0,3) = 0,99$$

### Hribovitost terena

Hribovitost terena je odvisna od nagiba privetrnega pobočja v smeri vetra. Zaradi dviga terena se hitrost vetra poveča, za koliko se poveča, pa je odvisno od stopnje dviganja terena.



Slika 40: Prikaz povečanja hitrosti vetra nad vzpetino [28]

Figure 40: Wind speed increase over increasing terrain

Najprej določimo nagib privetrnega pobočja  $\Phi = H/L_u$ , kjer je  $H$  enak razliki med nadmorsko višino griča Na Drski (225 m) ter nadmorsko višino mostu (175 m), dolžina  $L_u$  pa enaka razdalji med lokacijo mostu ter višino griča Na Drski (približno 420 m).

$$\Phi = H/L_u = (225 - 175)/420 = 0,12$$

Ker velja  $0,05 < \Phi < 0,3$  je potrebno določiti koefficient hribovitosti na podlagi faktorja hribovitosti  $s$  glede na dolžine zavetrnega oziroma privetrnega pobočja v smeri vetra:

$$c_o = 1 + 2 \cdot s \cdot \Phi \quad (4-4)$$

Za določitev faktorja hribovitosti  $s$  je potrebno določiti razmerje med oddaljenostjo lokacije mostu in dejansko dolžino privetrnega pobočja  $x/L_u$  ter razmerje med navpično razdaljo od tal kraja objekta in

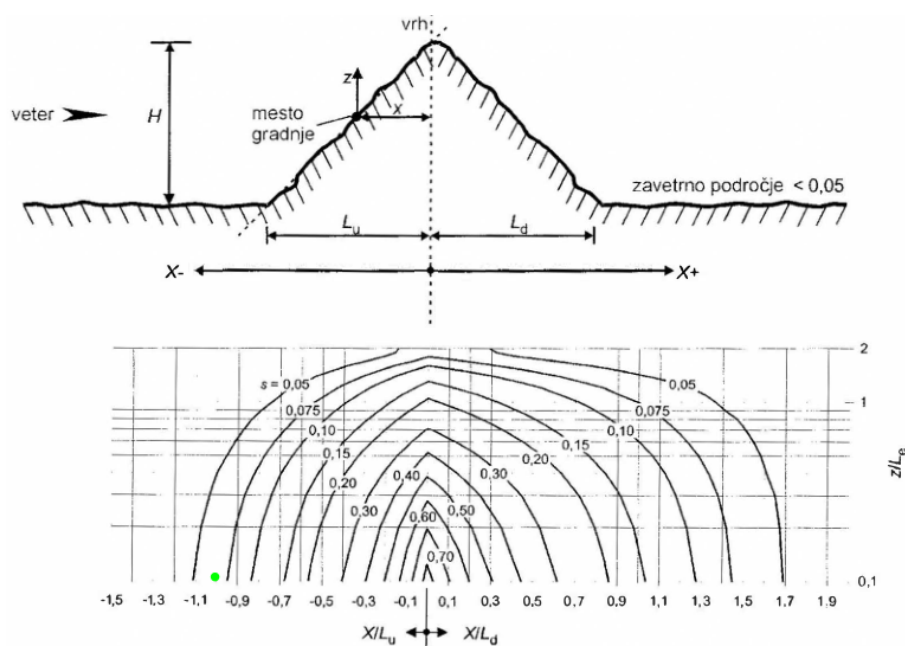
lokacije mostu ter efektivno dolžino privetrnega pobočja  $16 m/L_e$ . Ker je lokacija mostu dejansko na začetku vzpona griča velja:

$$L_e = L_u = 420 m$$

$$x/L_u = -420 m / 420 m = -1,0$$

$$16 m/L_e = 16 m / 420 m = 0,04$$

Vrednost faktorja  $s$  se lahko izračuna analitično, vendar je to zapleten postopek, zato se poenostavi in odčita vrednost iz grafičnega prikaza na sliki 41.



Slika 41: Grafična določitev vrednosti  $s$ . Z zeleno točko je označena vrednost  $s$  [28]

Figure 41: Graphical evaluation for  $s$ . Green point marks the value of  $s$

Vrednost  $s$  se zaokroži navzgor na 0,075 in ob upoštevanju enačbe (4-4) ter (4-3) znašata koeficient hribovitosti in srednja hitrost vetra:

$$c_o(z) = 1,02$$

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b = 0,99 \cdot 1,02 \cdot 20 m/s = 20,20 m/s$$

#### 4.3.3 Vetrna turbulenca in tlak pri največjih sunkih vetra

Vetrno turbulenco je potrebno upoštevati pri računu tlakov zaradi vetra, saj lahko pride do hipnih sunkov, kateri imajo večjo moč kot konstanten veter. Vpliv se določi po izrazu:

$$I_v(z) = \frac{k_l}{c_o(z) \cdot \ln(z/z_0)} = \frac{1,0}{1,02 \cdot \ln(16 m/0,3)} = 0,25$$

$k_l$  je turbulenčni faktor za katerega je priporočena vrednost 1,0 [28: pogl. 4.4].

Tlak pri največjih sunkih vetra  $q_p(z)$  se določi za izbrano višino, ob upoštevanju da znaša gostota zraka  $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$  [28: pogl. 4.5].

$$q_p(z) = (1 + 7 \cdot I_v(z)) \cdot 0,5 \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = (1 + 7 \cdot 0,25) \cdot 0,5 \cdot 1,25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 20,20^2 \frac{\text{m}^2}{\text{s}^2}$$

$$q_p(z) = 0,70 \text{ kN/m}^2$$

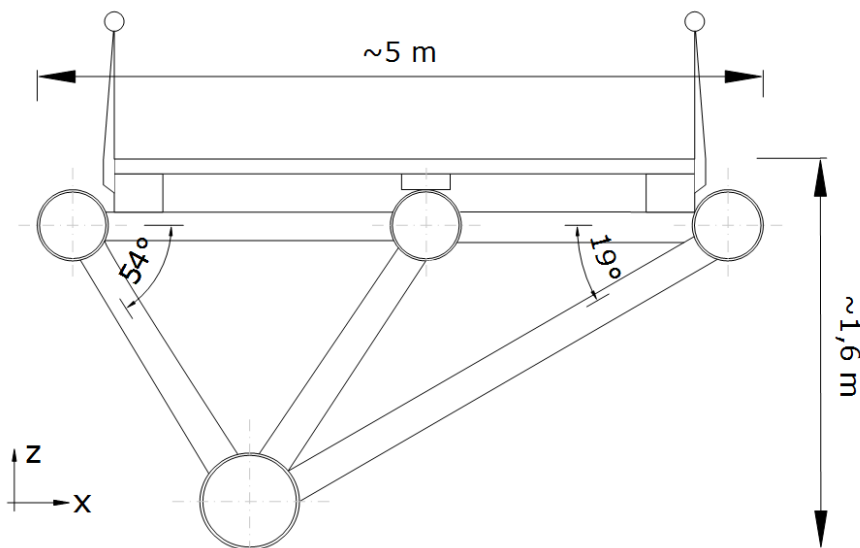
#### 4.3.4 Konstruktivski faktor $c_s, c_d$

S konstruktivskim faktorjem  $c_s, c_d$  se poveča vpliv vetra zaradi sočasnega delovanja sunkov vetra in nihanja konstrukcije zaradi turbulence. Zaradi poenostavitve računa se za konstruktivski faktor vzame vrednost  $c_s, c_d = 1,0$  [28: pogl. 6]

Pri računu vpliva vetra na konstrukcije je potrebno vedeti, da je veter zelo nestalen pojav in ga je zelo težko zajeti z matematičnimi enačbami in funkcijami, še posebej ko se preverja vplive vetra na posebnih konstrukcijah kot so mostovi, dimniki, jambori, visoke stavbe. Pri takšnih projektih se vpliv vetra na objekt preverja s testiranjem v vetrovnikih na modelih v pomanjšanem merilu, kjer se detajlno lahko določi vplive vetra.

#### 4.3.5 Sila vetra na prekladno konstrukcijo

Vpliv vetra se za prekladno konstrukcijo izračuna v globalnem smislu, torej kot sila, ki se jo nato enakomerno porazdeli vzdolž prekladne konstrukcije.



Slika 42: Okvirne dimenzije prečnega prereza preklade

Figure 42: Bridge deck cross section dimensions

Veter na prekladno konstrukcijo lahko deluje v treh smereh:

- smer x, veter deluje pravokotno na razpon
- smer y, veter deluje vzdolž razpona
- smer z, veter deluje na zgornjo ploskev preklade (se ne upošteva),



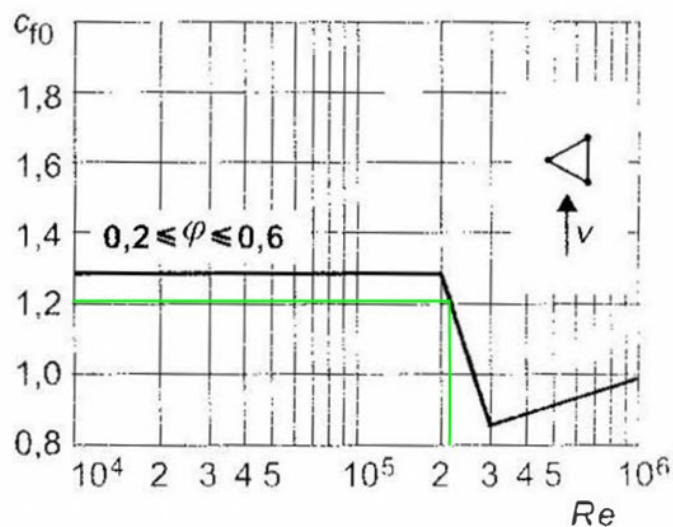
Obtežba vetra prečno na prekladno konstrukcijo določimo v odvisnosti od Reynoldsovega števila  $Re$ , funkcije zapolnjenosti  $\varphi$  ter faktorja vitkosti  $\psi_\lambda$  [28: pogl. 7.1.1]. Reynoldsovo število je odvisno od povprečnega premera elementov v paličju in kritične hitrosti vetra  $v_{crit}$  pri tlaku vetra  $q_p$ , izračunanem v poglavju 4.3.3 [28: pogl. E.1.3.4]. Če predpostavimo, da znaša premer palic  $b$  v prekladi 0,30 m, je Reynoldsovo število enako:

$$v_{crit} = \sqrt{\frac{2 \cdot q_p(z)}{\rho}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 0,7 \text{ kN/m}^2}{1,25 \text{ kg/m}^3}} = 10,69 \text{ m/s}$$

$$Re = \frac{b \cdot v_{crit}}{\nu} = \frac{0,3 \text{ m} \cdot 10,69 \text{ m/s}}{15 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}} = 213.800$$

Konstanta  $\nu$  predstavlja kinematično viskoznosti zraka.

Zapolnjenost konstrukcije  $\varphi$ , predstavlja količnik med vsoto na čelno ravnino projiciranih površin elementov ( $A$ ) ter površino, omejeno s skrajnimi robovi prekladne konstrukcije, projicirane na čelno ravnino ( $A_c$ ). Vrednosti projiciranih površin znašata  $A = 52 \text{ m}^2$  in  $A_c = 225 \text{ m}^2$ , zapolnjenost konstrukcije pa  $\varphi = 0,23$ .



Slika 43: Koeficient sile  $c_{f,0}$  za prostorske palične konstrukcije [28]

Figure 43: Coefficient for the forces on trusses,  $c_{fx}$

Iz slike 43 se odčita koeficient sile vetra brez vpliva vitkosti, za prostorske palične konstrukcije z okroglimi elementi, ki znaša  $c_{f,0} = 1,20$ . Nadalje se ga še dodatno modificira s faktorjem vitkosti, kateri je odvisen od zapolnjenosti konstrukcije ter efektivne vitkosti  $\lambda$  [28: pogl. 7.13]. Slednja je enaka

$$\lambda = \min \left\{ 1,4 \cdot \frac{l}{b}, \frac{140}{70} \right\} = \min \left\{ 1,4 \cdot \frac{140 \text{ m}}{1,6 \text{ m}}, \frac{140}{70} \right\} = 70$$

kjer je  $b$  enak povprečni višini,  $l$  pa projicirani dolžini prekladne konstrukcije.

Faktor vitkosti za prekladno konstrukcijo znaša  $\psi_\lambda \cong 1,0$ , koeficient sile vetra za prečno smer pa

$$c_{f,x} = c_{f,0} \cdot \psi_{\lambda} = 1,20$$

Veter v navpični smeri se ne upošteva, saj je njegov vpliv v primerjavi z ostalimi obtežbami zanemarljiv, koeficient sile vetra v smeri y pa je enak 25% skupne sile vetra v smeri x [28: pogl. 8.3.4]. Sile vetra, ki deluje na prekladno konstrukcijo se določi z enačbo:

$$F_{w,i} = c_s c_d \cdot c_{f,i} \cdot q_p(z) \cdot A_{ref,i}, \quad (4-5)$$

kjer je  $A_{ref,i}$  referenčna površina konstrukcije za posamezno smer. Če torej upoštevamo koeficiente sil za posamezno smer delovanja vetra, pripadajoče referenčne površine elementov in enačbo (4-5), dobimo:

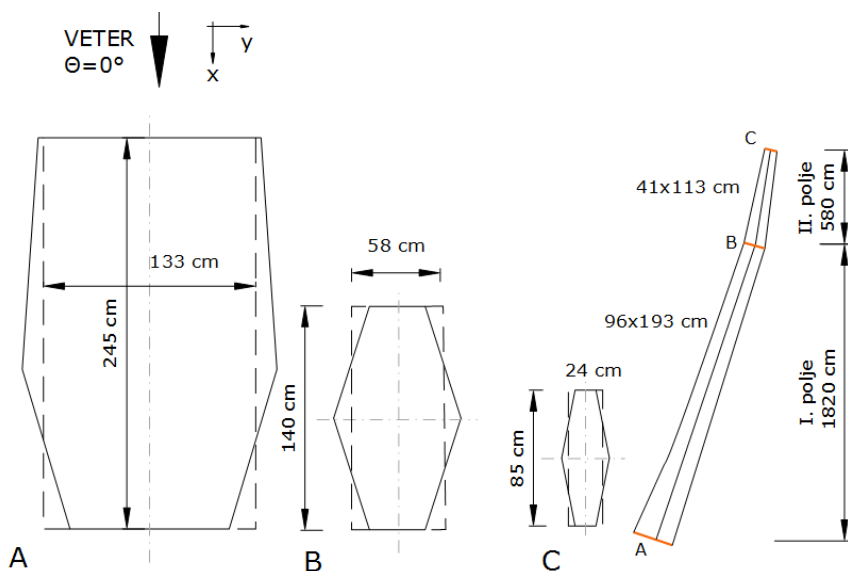
$$F_{w,x} = 1,0 \cdot 1,2 \cdot 0,70 \frac{kN}{m^2} \cdot 52 m^2 = 43,38 kN$$

$$F_{w,y} = 0,25 \cdot F_{w,x} = 10,92 kN$$

Silo vetra v smeri y se razporedi enakomerno po krovni površini, medtem ko se silo vetra v smeri x porazdeli po elementih prekladne konstrukcije.

#### 4.3.6 Sila vetra na pilone

Poleg delovanja na prekladno konstrukcijo veter deluje tudi na pilone. Ker piloni niso pravokotnega prereza se za njih določi nadomestni pravokotni prerez, katerega širina je enaka povprečni širini pilona na posameznem polju (prečni prerez pilona je spremenljiv po višini).

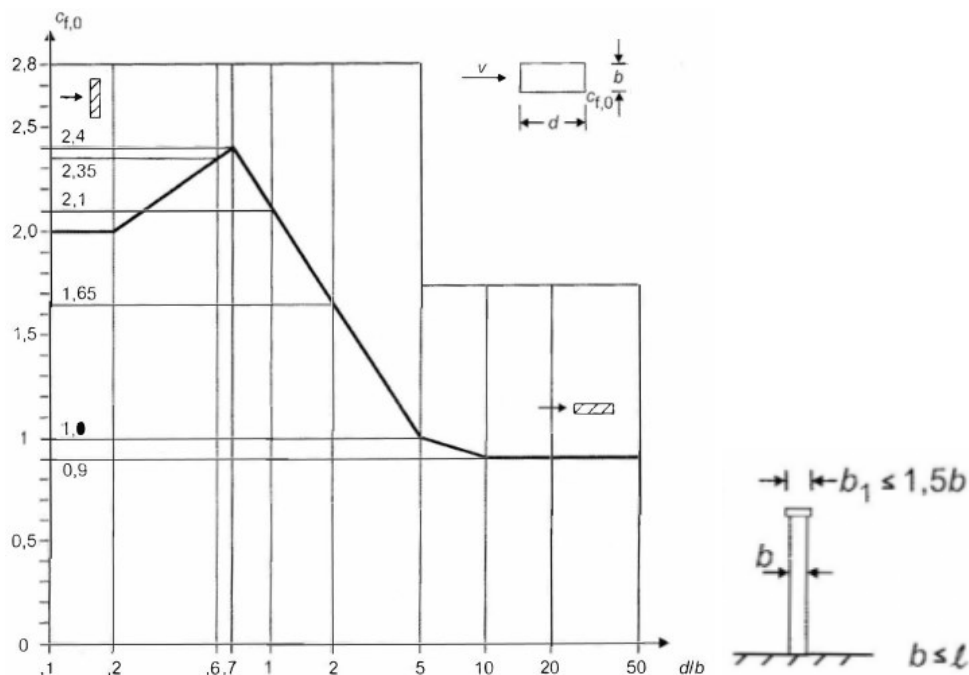


Slika 44: Nadomestne dimenzije prečnega prereza pilona in polja

Figure 44: Alternative pylon cross sections and sections

Koeficient sile, ki deluje na posamezen pilon je odvisen od osnovnega koeficienta sile za pravokoten prerez  $c_{f,0}$ , faktorja za prereze z zaobljenimi robovi  $\psi_t$  ter faktorja vitkosti  $\psi_{\lambda}$  [28: pogl. 7.6]. Osnovni koeficient sile se določi kot razmerje med globino in širino prereza pravokotno na smer vetra, faktor

vitkosti pa se določi kot funkcija zapolnjenosti prereza in vitkosti  $\lambda$ . Zapolnjenost prereza je enaka 1,0, vitkost  $\lambda$  pa se določi v odvisnosti od širine in višine posameznega polja pilona [28: pregl.:7.1.6].



Slika 45: Koeficienti sile za pravokotne prereze ter dimenzije za račun vitkosti [28]

Figure 45: Coefficients for wind force on rectangular cross sections and dimensions for slenderness

$$\lambda = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,7 \\ 2 \cdot l/b \end{array} \right. \quad (4-6)$$

$$c_f = c_{f,0} \cdot \psi_t \cdot \psi_\lambda \quad (4-7)$$

Ob upoštevanju enačb (4-6), (4-7) ter slike 45 se koeficienti sile vetra izračunajo za vsako polje pilona za vsako posamezno smer vetra.

Preglednica 1: Vrednosti koeficientov za izračun sile vetra na pilone

Table 1: Values of coefficients for wind force on pylons

Parametri	Smer x		Smer y	
	Polje I	Polje II	Polje I	Polje II
$d/b$	2,00	2,75	0,50	0,36
$l/b$	18,96	14,14	9,43	10,14
$A_{ref} [m^2]$	17,47	2,38	35,13	6,54
$\lambda$	37,92	28,29	18,86	20,27
$\psi_\lambda$	0,84	0,82	0,76	0,79

... se nadaljuje

... nadaljevanje preglednice 1

$c_{f,0}$	1,65	1,40	2,30	2,05
$c_f$	0,55	1,15	1,75	1,62

Sile vetra na vsak pylon z upoštevanjem preglednice 1 ter enačbe (4-5) znašajo:

$$F_{w,x,I} = 1,0 \cdot 0,55 \cdot 0,70 \frac{kN}{m^2} \cdot 17,47 m^2 = 6,73 kN$$

$$F_{w,x,II} = 1,0 \cdot 1,15 \cdot 0,70 \frac{kN}{m^2} \cdot 2,38 m^2 = 1,92 kN$$

$$F_{w,y,I} = 1,0 \cdot 1,75 \cdot 0,70 \frac{kN}{m^2} \cdot 35,13 m^2 = 43,03 kN$$

$$F_{w,y,II} = 1,0 \cdot 1,62 \cdot 0,70 \frac{kN}{m^2} \cdot 6,54 m^2 = 7,42 kN$$

#### 4.3.7 Sile vetra na zatege

Pri računu obremenitve vetra, ki deluje na zatege je uporabljena poenostavitev, kjer se za koeficient tlaka uporabi vrednost  $c_f = 1,0$ , ter povečanje dimenzij prečnega prereza zatege pravokotno na smer delovanja vetra (premer zatege se poveča za faktor 2). Razlog za to je, ker je račun dokaj zahteven saj je potrebno upoštevati da se zatege približujejo druga drugi proti vrhu pilona, ter da se na zategi pri nizkih temperaturah lahko nabere led, kar poveča vplivno površino.

Tlak vetra, ki deluje na zatege znaša

$$q_w = c_s c_s \cdot c_f \cdot q_p(z) \cdot 2 = 1,0 \cdot 1 \cdot 0,70 \frac{kN}{m^2} \cdot 2 = 1,40 kN/m^2$$

in je enak za delovanje vetra v vseh smereh.

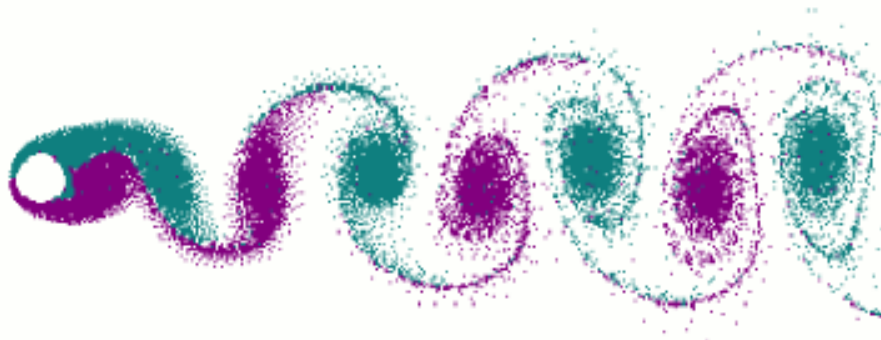
Poleg tlaka vetra na zatege je pri projektiranju potrebno upoštevati še dinamične vplive vetra<sup>4</sup>:

- Odcepljanje vrtincev
- Galopiranje
- Divergenca in frfotanje
- Interakcija vetra z dežjem in zatego

Ker je veter nestanovit, nekonstanten pojav se pri računu vpliva vetra na gradbene konstrukcije uporabljajo poenostavitve, s katerimi se največji vpliv vetra (tlak) porazdeli na vplivno površino. Pri togih elementih (stene, strehe, stebri, ipd.) je takšna poenostavitev možna saj veter težko povzroči nihanje elementa zaradi spremenljivega vetra. Pri gibkih oziroma podajnih elementih pa lahko spremenljiv tlak vetra povzroči nihanje elementa.

<sup>4</sup> Angleški izrazi za dinamične vplive vetra so vortex shedding, galloping ter divergence and fluttering in so predstavljeni v enakem zaporedju kot slovenske besedne zveze v besedilu.

Do nihanja lahko pride tudi zaradi odcepljanja vrtincev (turbulenc) izza zatege, ki so posledica toka vetra mimo zatege. Ob določenih hitrostih vetra se začnejo na strani, kjer se tok vetra spet združi, tvoriti vrtinci. Ti vrtinci povzročajo, da rezultanta tlaka, ki deluje prečno na zatego spreminja predznak kot tudi usmerjenost, kar pa na globalni ravni povzroča prečno nihanje zatege.



*Slika 46: Odepljanje vrtincev izza cilindrične ovire [38]*

*Figure 46: Vortex shedding behind a circular cylinder*

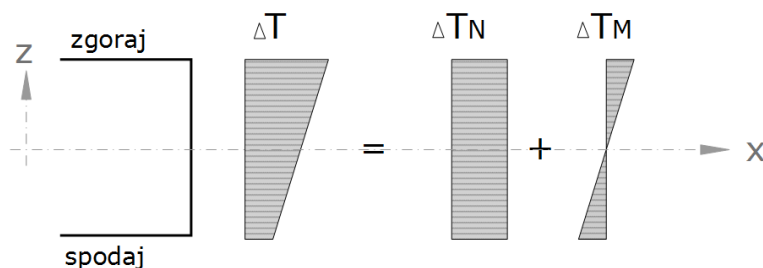
Nizkofrekvenčno nihanje (galloping) se lahko pojavi pri nesimetričnih zategah (glede na smer vetra). Pri tem pojavu začne zatega nihati, praviloma v vertikalni smeri, z velikimi amplitudami. Takšno nihanje znatno poveča natezne sile v zategi, lahko povzroči da kabli skočijo iz ležišča oziroma začnejo udarjati ob druge elemente konstrukcije. Ker so zatege okrogle, do nizkofrekvenčnega nihanja ne more priti, vendar se lahko na zategi naberejo padavine (led), kar pa povzroči spremembo prečnega prereza zatege.

Računsko se dinamične vplive vetra na zatege ovrednotiti s kompleksnimi matematičnimi izrazi, katere se za pomembne in na vplive vetra občutljive konstrukcije dodatno podkrepiti z meritvami na pomanjšanih modelih konstrukcije v vetrovnikih oziroma se opirati na izsledke že izvedenih primerov. Dinamične vplive vetra zato niso upoštevani. Zatege se lahko, za zmanjšanje vsiljenih vibracij:

- površinsko obdela (učinkovitejše odvajanje padavin, preprečitev tvorjenja turbulenc),
- vgradi dušilnike nihanja,
- poveže zatege skupaj s stabilizacijski kabli (ang. tie-down cables)

#### **4.4 Temperaturni vplivi**

Temperatura ozračja se vedno spreminja in na celotnem planetu obstajajo redki kraji, kjer je temperatura ozračja približno konstantna. Zaradi temperaturnih nihanj, ki jih okolica povzroča v elementih so le-ti podvrženi krčenju oziroma raztezanju s tem pa, odvisno od načina pritrditve na teren, tudi vsiljenim obremenitvam. Temperaturni vpliv se določi z dvema komponentama, enakomerno spremembo temperature ter linearno spremembo temperature.

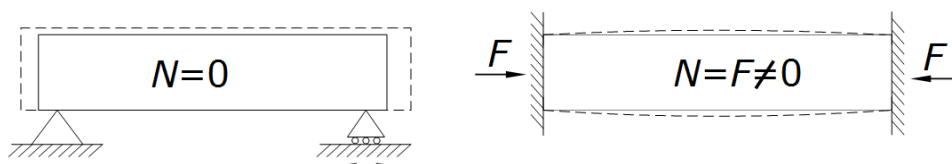


Slika 47: Temperaturni profil s komponento enakomerne in linearne spremembe temperature

Figure 47: Temperature profile with constant and linear temperature component

#### 4.4.1 Enakomerna sprememba temperature

Če je nek element podprt tako, da mu je omogočeno neomejeno gibanje, se mu ob spremembi njegove temperature geometrija spreminja v odvisnosti od njegovih fizikalnih lastnosti in spremembe temperature. V kolikor pa je gibanje omejeno se v elementu pojavijo notranje sile katere uravnotežijo reakcije, ki so posledica tega da se element skuša deformirati.



Slika 48: Vpliv temperature na element z neomejenim gibanjem (levo) in omejenim gibanjem (desno)

Figure 48: Temperature effect on a member with unrestricted (left) and restricted movement (right)

Zaradi podpiranja je pomembna temperatura elementov ob vgradnji ( $T_0 = 10\text{ °C}$ , predpostavka), saj se spremembe temperature navezujejo nanjo. Glede na temperaturo ob vgradnji pa je potrebno določiti največjo (pozitivno) in najmanjšo (negativno) spremembo temperature. Za Novo mesto znašajo najvišje in najnižje pričakovane zunanje temperature v senci [17: pr. 1-26 in pr. 1-28]:

$$T_{min} = -24,8\text{ °C}$$

$$T_{max} = 38,1\text{ °C}$$

Največja oziroma najmanjša temperatura mostu je navadno malenkost večja od okolice in je odvisna od tipa mostne konstrukcije, ki je za naš primer tipa 1 [16: pogl. 6.1.1]. Temperatura mostu je v skladu s standardom večja od temperature okolice za  $+8\text{ °C}$  pri najnižji temperaturi ter  $+16 - 3 = 13\text{ °C}$  [16: pogl. 6.1.3]. Največja in najmanjša temperatura mostu tako znašata:

$$T_{e,min} = -16,8\text{ °C}$$

$$T_{e,max} = +51,1\text{ °C}$$

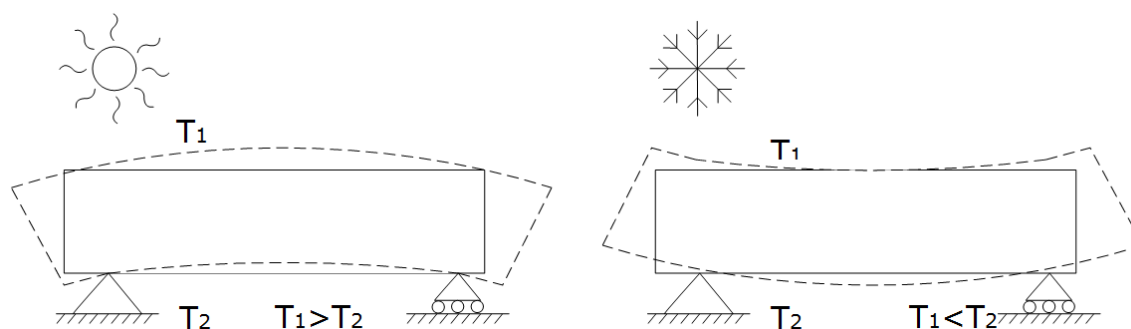
Temperatura mostne konstrukcija bo po pričakovanjih nihala med  $-16,8\text{ }^{\circ}\text{C}$  ter  $+51,1\text{ }^{\circ}\text{C}$ , vendar je potrebno upoštevati razlike med ekstremnimi vrednostmi in temperaturo ob vgradnji. Največji skrček oziroma raztezek bo tako pri temperaturni spremembi:

$$\Delta T_{N,con} = -(T_0 - T_{e,min}) = -26,8\text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 41,1\text{ }^{\circ}\text{C}$$

#### 4.4.2 Linearna sprememba temperature

Poleg enakomerne temperaturne spremembe lahko pri elementih pride tudi do neenakomerne temperaturne spremembe, ko je en del prereza bolj segret od ostalega. Posledično je en del podvržen večjemu raztezanju kot drugi del elementa, zato se celoten element ukrivi. Toplejši del je lahko zgoraj (npr. ko sije sonce na element), ali pa spodaj, ko se zaradi ohlajanja najprej ohladi zgornji del.



Slika 49: Vpliv linearnega poteka temperaturne spremembe

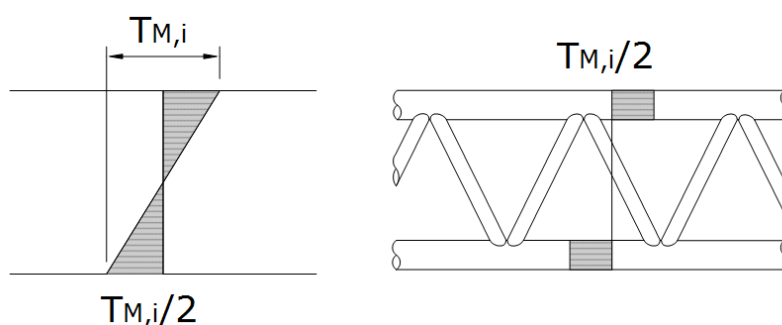
Figure 49: Linear temperature difference effect

Za mostove se vrednosti linearnega temperaturnega poteka določijo glede na tip konstrukcije ter debeline krovne konstrukcije mostu, ki deluje kot toplotni izolator. Vrednost linearne temperaturne komponente za mostove tipa 1 znaša pri toplejšem zgornjem delu  $18\text{ }^{\circ}\text{C}$ , pri primeru ko je spodnji del toplejši od zgornjega pa  $13\text{ }^{\circ}\text{C}$ . Ti dve vrednosti je potrebno zaradi debeline krovne konstrukcije večje od  $50\text{ mm}$  ustrezno popraviti s faktorjem  $k_{sur}$ , ki za krovne konstrukcije debelejšje od  $150\text{ mm}$  znaša  $0,7$  oziroma  $1,2$  [16: pr. 6.1, pr. 6.2]. Vrednosti linearne temperaturne komponente so tako:

$$\Delta T_{M,heat} = 0,6 \cdot 18\text{ }^{\circ}\text{C} = 10,8\text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{M,cool} = 1,2 \cdot 13\text{ }^{\circ}\text{C} = 15,6\text{ }^{\circ}\text{C}$$

Linearno temperaturno komponento se na prekladno konstrukcijo nanese tako kot je prikazano na sliki 50; pri masivni prekladi (npr. monolitna armirano-betonska) poteka linearna sprememba temperature po celotnem prerezu, pri palični prekladi pa se sprememba temperature vnese le v zgornji in spodnji nosilec, za diagonalne elemente pa predpostavimo da nanje ne deluje linearna temperaturna sprememba.



Slika 50: Distribucija temperature pri linearni spremembi temperature

Figure 50: Temperature distribution in a linear temperature change

Kot obtežni primer temperaturnih vplivov je torej potrebno preveriti štiri načine delovanja temperature na prekladno konstrukcijo, saj se enakomerna sprememba kombinira z linearno spremembo temperature:

$$\Delta T_I = \Delta T_{N,con} + \Delta T_{M,heat}$$

$$\Delta T_{II} = \Delta T_{N,con} + \Delta T_{M,cool}$$

$$\Delta T_{III} = \Delta T_{N,exp} + \Delta T_{M,heat}$$

$$\Delta T_{IV} = \Delta T_{N,exp} + \Delta T_{M,cool}$$

Preglednica 2: Vrednosti temperaturnih sprememb za zgornji in spodnji vzdolžni nosilec

Table 2: Values for temperature changes for top and bottom longitudinal beam

	$\Delta T_I$	$\Delta T_{II}$	$\Delta T_{III}$	$\Delta T_{IV}$
<b>Zgoraj</b>	-21,4	-19,0	+46,5	+48,9
<b>Spodaj</b>	-32,2	-34,6	+34,7	+33,3

Vsi ostali elementi konstrukcije kot so zatege, piloni, stabilizatorji ter diagonalni elementi v prekladni konstrukciji so obremenjeni le s pripadajočo enakomerno temperaturno spremembo.

#### 4.5 Pomiki podpor

Tekom življenjskega cikla mostu, lahko pride do poškodb ležišč podpor, katere je nato treba zamenjati. Takrat se prekladna konstrukcija dvigne oziroma spusti, kar pa povzroči obremenitev na konstrukciji. Poleg zamenjave ležišč se lahko podpore zaradi delovanja obtežb tudi posedejo. Kot obtežni primer se za vsako predpostavi vertikalni pomik  $\pm 1$  cm za krajni podpori, za temelje pilonov pa samo vertikalni pomik -1 cm.



#### **4.6 Relaksacija jekla v zategah**

Relaksacija jekla je pojav, pri katerem se pojavijo dodatne deformacije elementa pri konstantni sili. To za konstrukcijo pomeni, da se bo zaradi dodatnega raztezka zateg niveleta prekladne konstrukcije čez čas spustila nižje od začetne vrednosti, kar bo povzročilo dodatne obremenitve. Vpliv se lahko zajame s predimenzioniranjem zateg, kjer do relaksacije še vseeno pride, le da ima ta zaradi manjše natezne sile manjši vpliv, ali pa se jo upošteva kot dodatni obtežni vpliv.

Obtežba z relaksacijo jekla v zategah ne bo upoštevana.

## 5 DIMENZIONIRANJE OGRAJE

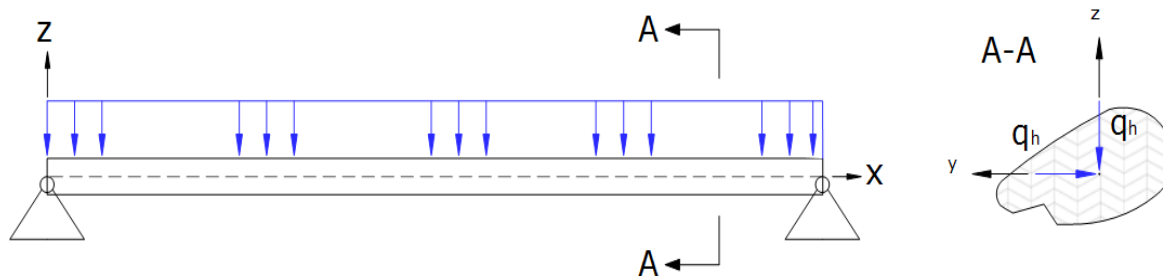
Ograja je sestavljena iz štirih elementov, ki skupaj tvorijo celotno ograjo:

- Leseno držalo z vgrajeno LED osvetljavo,
- Stebrički iz nerjavnega jekla,
- Vertikalno polnilo med stebrički iz nerjavnih jeklenih palic,
- Prirobnica, ki služi kot zaščita pred zdrsom izven krovne površine

Obremenitve, ki delujejo na ograjo in njene elemente je težko točno določiti, zato se lahko predpostavi, da bo ograja obremenjena z vertikalno in horizontalno enakomerno razporejeno linijsko obtežbo velikosti  $q_h = 1 \text{ kN/m}$  na najvišjem delu ograje, to je v držalu [25: pogl. 4.8]. Dimenzioniranje držala se izvede po Evrokodu 5 ter pripadajočem nacionalnem dodatkom [31, 32].

### 5.1 Dimenzioniranje držala

Zaradi zasnove ograje, se leseno držalo nahaja le med stebrički, ki so postavljeni vzdolž mostne konstrukcije na razmaku dveh metrov. Matematično torej držalo modeliramo kot dva metra dolg prostoležeč nosilec, obremenjen z enakomerno linijsko obtežbo, ločeno v vertikalni in horizontalni smeri.



Slika 51: Matematični model držala ograje

Figure 51: Mathematical model of fence handle

Za dimenzioniranje držala je potrebno preveriti, ali držalo prenese upogibni moment in strižno silo, ki jo povzroči obtežba  $q_h$  v kombinaciji z lastno težo. Dimenzije držala so prikazane v prilogi B, risba G.251.1 – Detajl držala.

Podatki, ki jih pri dimenzioniranju upoštevamo so:

#### Geometrijske lastnosti:

Površina prereza:

$$A = 94,2 \text{ cm}^2$$

Vztrajnostna momenta:

$$I_y = 441,5 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 1386,0 \text{ cm}^4$$

Najbolj oddaljena vlakna:

$$e_y = 4,8 \text{ cm}$$

$$e_z = 8,0 \text{ cm}$$

Odpornostna momenta:	$W_y = 91,9 \text{ cm}^3$ $W_z = 173,2 \text{ cm}^3$
Statična momenta ploskve:	$S_y = 86 \text{ cm}^3$ $S_z = 150,73 \text{ cm}^3$
Razpon med podporama:	$L = 200 \text{ cm}$
Največja širina držala	$b_y = 15,7 \text{ cm}$
Največja višina držala	$b_z = 9,2 \text{ cm}$

### Materialne lastnosti:

Delni materialni faktor varnosti:	$\gamma_M = 1,3$
Modifikacijski faktor za trajanje obtežbe:	$k_{mod} = 0,9$ (kratkotrajna obtežba)
Karakteristična upogibna trdnost:	$f_{m,k} = 12,5 \text{ kN/cm}^2$
Karakteristična strižna trdnost:	$f_{v,k} = 1,51 \text{ kN/cm}^2$
Razred uporabnosti:	2

Merodajni upogibni moment se nahaja na sredini razpona držala, največja strižna sila pa se nahaja pri obeh podporah. Upogibni moment in strižno silo je potrebno izračunati za obe obtežbi (lastna teža in  $q_h$ ), ter ju ustrezno kombinirati po kombinacijskem ključu  $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$  [30: pr. A.1.2(B)].

### 5.1.1 Kontrola napetosti, obtežba $q_h$ - vertikalno

Upogibni moment in strižno silo izračunamo z enačbami za prostoležeči nosilec:

$$M_{max} = q \cdot L^2 / 8 \quad (5-1)$$

$$V_{max} = q \cdot L / 2 \quad (5-2)$$

$$M_{lastna} = g_1 \cdot L^2 / 8 = \left( A \cdot \rho_{k,tik} \cdot 0,00981 \frac{\text{kN}}{\text{kg}} \right) \cdot L^2 / 8$$

$$M_{lastna} = \left( 0,0112 \text{ m}^2 \cdot 632 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 0,00981 \frac{\text{kN}}{\text{kg}} \right) \cdot (2 \text{ m})^2 / 8$$

$$M_{lastna} = 0,034 \text{ kN m}$$

$$M_{q_h} = q_h \cdot L^2 / 8 = 1 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot (2 \text{ m})^2 / 8$$

$$M_{q_h} = 0,50 \text{ kN m}$$

$$M_{Ed,y} = 1,35 \cdot M_{lastna} + 1,5 \cdot M_{q_h} = 1,35 \cdot 0,034 \text{ kN m} + 1,5 \cdot 0,50 \text{ kN m}$$

$$M_{Ed,y} = 0,795 \text{ kN m}$$

$$V_{lastna} = \left( A \cdot \rho_{k,tik} \cdot 0,00981 \frac{\text{kN}}{\text{kg}} \right) \cdot L / 2 = 0,0112 \text{ m}^2 \cdot 632 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 0,00981 \frac{\text{kN}}{\text{kg}} \cdot 2 \text{ m} / 2$$

$$V_{lastna} = 0,069 \text{ kN}$$

$$V_{q_h} = q_h \cdot L / 2 = 1 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 2 \text{ m} / 2 = 1 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,z} = 1,35 \cdot V_{lastna} + 1,5 \cdot V_{qh} = 1,35 \cdot 0,069 \text{ kN} + 1,5 \cdot 1 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,z} = 1,59 \text{ kN}$$

Da je kontroli mejnega stanja nosilnosti zagotovljeno, morat veljati da napetost zaradi upogibnega momenta oziroma strižne sile ne preseže projektne upogibne oziroma projektne strižne trdnosti materiala. Izpolnjena morata biti naslednja dva pogoja [31: pogl. 6.1.6, pogl. 6.1.7]:

$$M_{Rd,y} \geq M_{Ed,y}$$

$$f_{m,d} \cdot W_y \geq M_{Ed,y}$$

$$k_{mod} \cdot \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} \cdot W_y \geq M_{Ed,y}$$

$$0,9 \cdot \frac{12,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,3} \cdot 91,9 \text{ cm}^3 \geq 79,5 \text{ kN cm}$$

$$\boxed{795,29 \text{ kN cm} \geq 78,9 \text{ kN cm} \checkmark \text{ pogoju je zadoščeno}}$$

ter

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

$$\frac{f_{v,d} \cdot I_y \cdot b_{y,ef}}{S_y} \geq V_{Ed,z},$$

pri čemer je  $b_{y,ef}$  efektivna širina prereza zaradi razpokanosti elementa, ki je obremenjen na upogib [17: pogl. 4.3.1].

$$b_{y,ef} = 0,67 \cdot b_y$$

$$k_{mod} \cdot \frac{f_{v,k}}{\gamma_M} \cdot \frac{I_y \cdot 0,67 \cdot b_{y,ef}}{S_y} \geq V_{Ed,z}$$

$$0,9 \cdot \frac{0,38 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,3} \cdot \frac{441,5 \text{ cm}^4 \cdot 0,67 \cdot 15,7 \text{ cm}}{86 \text{ cm}^3} \geq 1,59 \text{ kN}$$

$$\boxed{14,20 \text{ kN} \geq 1,59 \text{ kN} \checkmark \text{ pogoju je zadoščeno}}$$

### 5.1.2 Kontrola napetosti, obtežba $q_h$ - horizontalno

Potrebno je še preveriti ali napetosti zaradi horizontalne obtežbe presežejo nosilnost držala, a je tu potrebno upoštevati da pride do dvoosnega upogiba, saj lastna teža deluje vertikalno, obtežba  $q_h$  pa horizontalno. Obremenitve so torej enake, le da tu kombiniramo dva momenta, ki delujeta v različnih smereh.

$$M_{qh} = 0,50 \text{ kN m}$$

$$M_{lastna} = 0,034 \text{ kN m}$$

Pri dvoosnem upogibu se kontrolira ali upogibne napetosti presežejo upogibno trdnost materiala. Ker imamo dva momenta, je potrebno upogibne napetosti sešteti<sup>5</sup> [31: pogl. 6.1.6]:

$$k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}(M_{lastna})}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}(M_{qh})}{f_{m,z,d}} \leq 1 \rightarrow k_m \cdot \frac{1,35 \cdot M_{lastna}}{M_{Rd,y}} + \frac{1,5 \cdot M_{qh}}{M_{Rd,z}} \leq 1, \quad (5-3)$$

kjer se za redukcijski koeficient  $k_m$  vzame vrednost 1,0 saj prečni prerez držala ni pravokoten.

$$f_{m,y,d} = f_{m,z,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} = 8,65 \text{ kN/cm}^2$$

$$M_{Rd,y} = 795,29 \text{ kN cm}$$

$$M_{Rd,z} = f_{m,z,d} \cdot W_z = 8,65 \text{ kN/cm}^2 \cdot 173,20 \text{ cm}^3 = 1498,18 \text{ kN cm}$$

Izvednotimo enačbo (5-3):

$$1,0 \cdot \frac{1,35 \cdot 34 \text{ kN cm}}{795,63 \text{ kN cm}} + \frac{1,5 \cdot 50 \text{ kN cm}}{1498,18 \text{ kN cm}} \leq 1$$

$$\boxed{0,11 \leq 1 \checkmark \text{ pogoju je zadoščeno}}$$

Strižne obremenitve kontroliramo podobno kot pri dvoosnem upogibu, saj rezultanto strižno silo tvorita dve komponenti. Ker obe obtežbi povzročata strižne napetosti pravokotno na vlakna, se za strižno trdnost vzame dvakratnik natezne trdnosti pravokotno na vlakna [31: pogl. 6.1.7].

$$f_{t,90,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{t,90,d}}{\gamma_M} = 0,9 \cdot \frac{0,06 \text{ kN/cm}^2}{1,3} = 0,082 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{v,d} \approx 2 \cdot f_{t,90,d} = 2 \cdot 0,041 \text{ kN/cm}^2 = 0,082 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{S_y \cdot (1,35 \cdot V_{lastna})}{I_y \cdot b_{y,ef}} + \frac{S_z \cdot (1,5 \cdot V_{qh})}{I_z \cdot b_{z,ef}} \leq f_{v,d} \rightarrow \frac{1,35 \cdot V_{lastna}}{V_{Rd,z}} + \frac{1,5 \cdot V_{qh}}{V_{Rd,y}} \leq 1$$

$$V_{Rd,z} = \frac{f_{v,d} \cdot I_y \cdot b_{y,ef}}{S_y} = \frac{0,082 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 441,5 \text{ kN/cm}^2 \cdot 0,67 \cdot 15,6 \text{ cm}}{86 \text{ cm}^3} = 4,40 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,y} = \frac{f_{v,d} \cdot I_z \cdot b_{z,ef}}{S_z} = \frac{0,082 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 1386 \text{ kN/cm}^2 \cdot 0,67 \cdot 9,2 \text{ cm}}{150,73 \text{ cm}^3} = 4,65 \text{ kN}$$

$$\frac{1,35 \cdot 0,069 \text{ kN}}{4,40 \text{ kN}} + \frac{1,5 \cdot 1 \text{ kN}}{4,65 \text{ kN}} \leq 1$$

$$\boxed{0,34 \leq 1 \checkmark \text{ pogoju je zadoščeno}}$$

<sup>5</sup> Kontrola je zelo konservativna, saj največje napetosti zaradi upogibnega momenta v vertikalni smeri ne sovpadajo z največjimi napetostmi zaradi upogibnega momenta v horizontalni smeri.

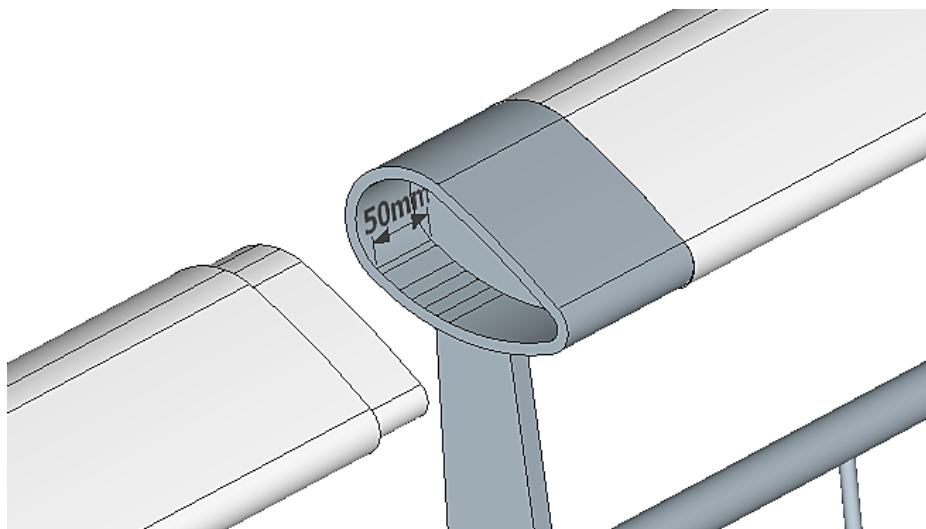
### 5.1.3 Kontrola kontaktnih napetosti

Obtežbe se preko notranjih sil v držalu prenašajo v podpore, to je v stebriček ograje. Matematično smo to modelirali s točkovno silo, v resnici pa se obtežba prenese preko kontaktne ploskve in potrebno je preveriti, ali so napetosti na tej kontaktni ploskvi manjše od dovoljenih.

Izpolnjen mora biti naslednji pogoj [31: pogl. 6.1.5]:

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}} \leq k_{c,90} \cdot f_{c,90,d} \quad (5-4)$$

S koeficientom  $k_{c,90}$  se zajame vplive razporeditve obtežbe zaradi geometrije nosilca in je enak vrednosti 1,0. Količnik  $F_{c,90,d}/A_{ef}$  predstavlja razmerje med prečno silo, ki je bila izračunana v poglavju 5.1.1 oziroma 5.1.2, ter pripadajočo kontaktno površino med držalom in stebričkom.



Slika 52: Spoj držala s stebričkom

Figure 52: Rail to pillar joint

Velikost kontaktne površine je odvisna od tega, kako dobro je izvedeno stikovanje med dvema elementoma. Pri nadaljnjem izračunu je predvideno, da se leseno držalo pod obtežbo deformira toliko, da se obtežba prenese preko celotne širine oziroma višine prereza držala, odvisno od smeri delovanja obtežbe.

$$f_{c,90,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{c,90,d}}{\gamma_M} = 0,9 \cdot \frac{0,95 \text{ kN/cm}^2}{1,3} = 0,65 \text{ kN/cm}^2$$

$$F_{c,90,d,z} = 1,59 \text{ kN}$$

$$A_{ef,z} = 5 \text{ cm} \cdot 9,45 \text{ cm} = 47,29 \text{ cm}^2$$

$$F_{c,90,d,y} = 1,50 \text{ kN}$$

$$A_{ef,y} = 5 \text{ cm} \cdot 9,19 \text{ cm} = 45,95 \text{ cm}^2$$

Z izvrednotenjem enačbe (5-4) se izkaže, da so dimenzije držala ustrezne, saj napetosti zaradi obtežbe ne presežejo nosilnosti materiala.

$$\frac{F_{c,90,d,z}}{A_{ef,z}} = \frac{1,59 \text{ kN}}{47,29} \text{ cm}^2 \leq 0,65 \text{ kN/cm}^2$$

$$0,034 \text{ kN/cm}^2 \leq 0,65 \text{ kN/cm}^2 \checkmark \text{ pogoju je zadoščeno}$$

$$\frac{F_{c,90,d,y}}{A_{ef,y}} = \frac{1,50 \text{ kN}}{45,95} \text{ cm}^2 \leq 0,65 \text{ kN/cm}^2$$

$$0,033 \text{ kN/cm}^2 \leq 0,65 \text{ kN/cm}^2 \checkmark \text{ pogoju je zadoščeno}$$

V drugem primeru, ko obtežba  $q_h$  deluje horizontalno ( $y$  smer) je potrebno preveriti tudi kontaktne napetosti v navpični ( $z$ ) smeri, saj v tej smeri deluje lastna teža, ki pa je skoraj za količnik 2 manjša od obtežbe  $q_h$ . Iz tega se lahko sklepa, da bodo tudi kontaktne napetosti v smeri  $z$  dvakrat manjše od tistih v smeri  $y$ .

### 5.1.4 Kontrola pomika

Poleg tega, da držalo prenese obtežbe, mora ograja zadostiti tudi pogojem uporabnosti. Držalo se pod delovanjem obtežbe ne sme deformirati za več kot dovoljeno vrednost, saj se s tem omeji uporabnost.

Za kontrolo pomika upogiba je zadosti, če zadostimo pogojem za največji pomik v navpični smeri, saj tu deluje največji upogibni moment, držalo pa ima v tej smeri najmanjši vztrajnostni moment. Če pri tej kontroli zadostimo najstrožjem pogojem za največji dovoljen pomik  $u_{max} \leq l/200$ , potem so izbrane dimenzije držala ustrezne.

$$u_{max} = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E_{tik} \cdot I_y} = \frac{5 \cdot l^2 \cdot M_{Ed,y}}{48 \cdot E_{tik} \cdot I_y} \quad (5-5)$$

$$\frac{5 \cdot 200^2 \text{ cm}^2 \cdot 79,5 \text{ kN cm}}{48 \cdot 1662 \text{ kN/cm}^2 \cdot 441,5 \text{ cm}^4} \leq 200 \text{ cm}/200$$

$$0,45 \text{ cm} \leq 1,0 \text{ cm} \checkmark \text{ pogoju je zadoščeno}$$

Pri kontroli mejnega stanja uporabnosti (kontrola pomika) se sicer obtežbe med seboj kombinirajo po kombinacijskem ključu  $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot Q$  [30: pogl. A.1.4.1], vendar je zaradi poenostavitve računa uporabljena vrednost obremenitev iz mejnega stanja nosilnosti.

## 5.2 Dimenzioniranje jeklenega stebrička ograje

Z dodajanjem različnih kovin, kot na primer krom, vanadij ali nikelj navadno jeklo postane nerjavno, saj se na površini takšnega jekla tvori zaščitna plast, ki preprečuje oksidacijo železa. S tem se rjavenje prepreči in poveča obstojnost jeklenega elementa brez dodatnih ukrepov (barvanje, katodna zaščita, ipd.).

Stebrički ograje so iz nerjavnega jekla trdnostnega razreda 1.4301 in so obremenjeni s svojo lastno težo, lastno težo držala, obtežbo  $q_h$ , ki se preko držala prenaša na stebriček ter težo polnila ograje. Razmak med stebrički je enak dolžini držala, to je 2 metra in so privijačeni na lesene tramove, ki potekajo vzdolž mostu. Dimenzije stebrička in elementov ograje so prikazane v prilogi C, risba G.251.2 – Detajl stebrička ograje.

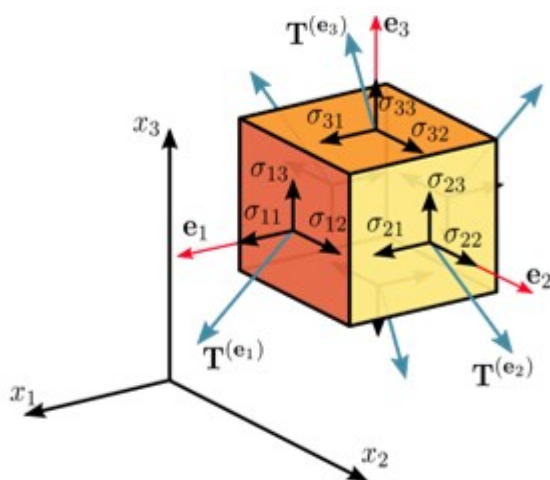
### Mehanske lastnosti jekla 1.4301 [33: pr. 2.1]:

Nazivna napetost tečenja:	$f_y = 21,0 \text{ kN/cm}^2$ ,
Natezna trdnost:	$f_u = 52,0 \text{ kN/cm}^2$ ,
Modul elastičnosti:	$E = 20.000 \text{ kN/cm}^2$ ,
Strižni modul:	$G = E/(2(1 + \nu)) \approx 7.690 \text{ kN/cm}^2$ ,
Poissonov količnik:	$\nu = 0,3$ ,
Specifična teža:	$\gamma = 78,5 \text{ kN/m}^3$ ,
Koeficient toplotnega raztezka:	$\alpha_T = 1,2 \cdot 10^{-5} \text{ 1/}^\circ\text{C}$ .
Materialni varnostni faktor:	$\gamma_{m,0} = 1,1$

Dokler napetost v jeklu ne doseže meje tečenja je jeklo še v elastičnem območju, to je območju kjer so deformacije reverzibilne. Ko material doseže oziroma preseže mejo tečenja, se jeklo začne preoblikovati in začnejo se tvoriti trajne plastične deformacije. Pri enoosnem napetostnem stanju je ta meja enaka napetosti tečenja določena z enoosnim nateznim preizkusom. Če napetosti potekajo v različnih smereh, pa je potrebno določiti primerjalno mejno napetost, to je von Mises-ov pogoj tečenja:

$$\sigma_y = \sqrt{\frac{1}{2}[(\sigma_{11} - \sigma_{22})^2 + (\sigma_{22} - \sigma_{33})^2 + (\sigma_{33} - \sigma_{11})^2 + 6(\sigma_{12}^2 + \sigma_{23}^2 + \sigma_{31}^2)]},$$

kjer so  $\sigma_{11}$ ,  $\sigma_{22}$  in  $\sigma_{33}$  normalne napetosti na ortonormirani bazi vektorjev  $e_1$ ,  $e_2$  in  $e_3$ , ki skupaj s strižnimi napetostmi  $\sigma_{12}$ ,  $\sigma_{23}$  in  $\sigma_{31}$  delujejo na posamezni ploskvi delca materiala in skupaj s pripadajočimi obremenitvami  $T^{(e_1)}$ ,  $T^{(e_2)}$  in  $T^{(e_3)}$  ohranjajo ta delec v ravnovesju.



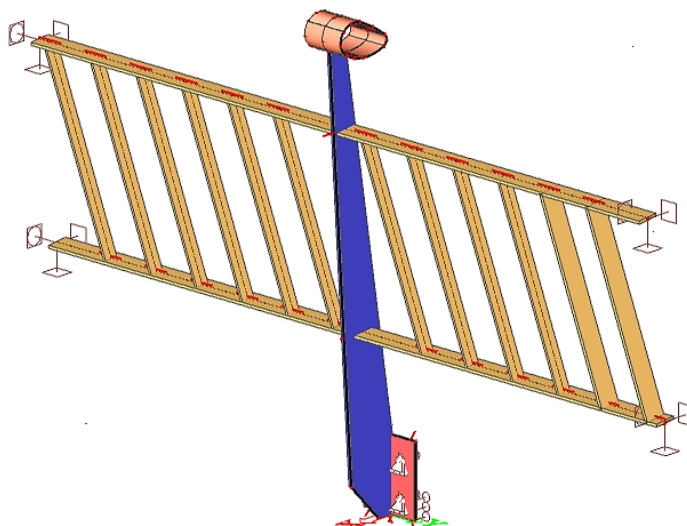
Slika 53: Normalne in strižne napetosti na delcu materiala [34]

Figure 53: Normal and shear stresses on a material particle



### 5.2.1 Stebriček in vezna plošča

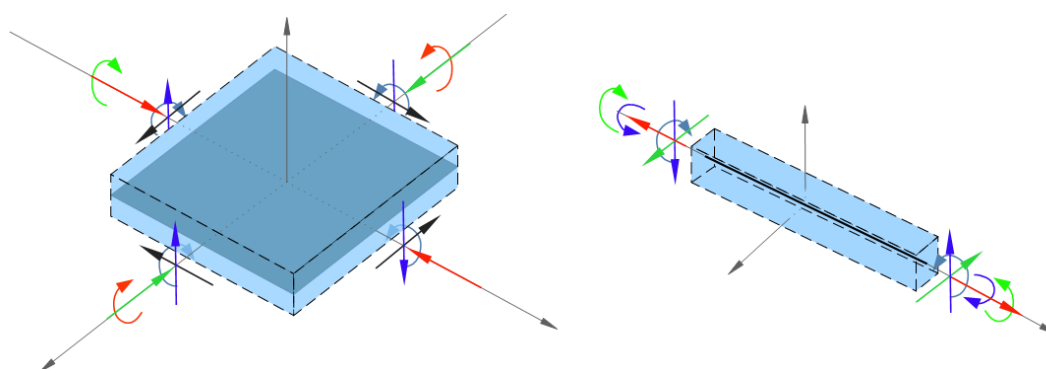
Matematični model stebrička je sestavljen iz dveh različnih tipov matematičnih elementov. Ker je stebriček sestavljen iz pločevin jekla, posamezne sestavne dele zato najlažje modeliramo s ploskovnimi elementi, to je elementi, katerih dve dimenziji so večkrat večje od tretje dimenzije (debeline). Polnilo je sestavljeno iz dolgih palic, zato jih modeliramo z linijskimi elementi, oziroma eno-dimenzionalnimi končnimi elementi (ena od dimenzije je večkrat večja od ostalih dveh dimenzij, dimenzij prereza).



Slika 54: Računski model stebrička in polnila

Figure 54: Numerical model of the pillar

Ploskovni elementi so modelirani kot »shell« elementi, to so dvo-dimenzionalni ploskovni elementi, v katerih se lahko pojavijo osne sile, upogibni momenti, torzijski momenti ter strižne sile v in izven ravnine, katere se tudi pojavijo v stebričku. Iste sile (njim enakovredne) lahko nastanejo tudi v linijskem elementu.

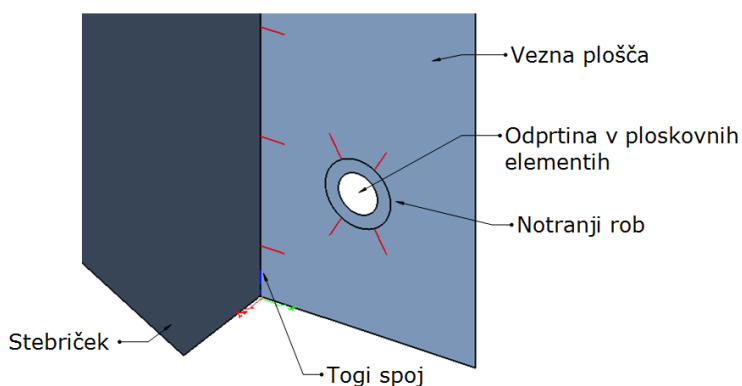


Slika 55: Notranje sile pri ploskovnem "shell" elementu in linijskem elementu

Figure 55: Internal forces in a 2-D »shell« element and 1-D element

Da bi se pridobilo čim bolj natančno polje napetosti v celotnem stebričku in elementih polnila, se z modeliranjem približamo dejanskemu stanju v naravi. Ploskovnim elementom se dodeli ustrezno

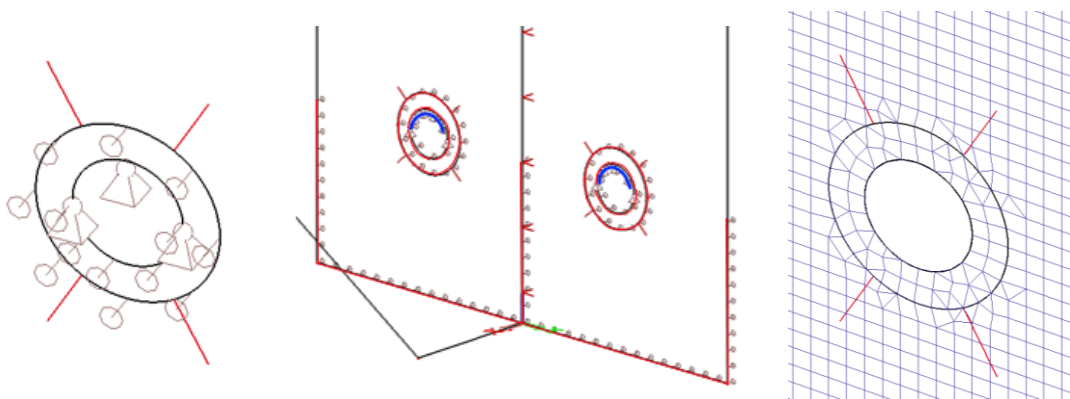
debelino, linijskim elementom pa pripadajoč prečni prerez. Ker sta stebriček in glava stebrička ter stebriček in vezna plošča zvarjeni skupaj, se v programski opremi to modelira kot togi spoj. V ploskovnih elementih vezne plošče se modelirajo odprtine, s katerimi opišemo luknje za vijake ter dodatni notranji robovi, ki ponazarjajo rob podložke vijaka, s katerim se stebriček pritrdi na leseni tram.



Slika 56: Računski elementi vezne plošče

Figure 56: Numerical elements of faceplate

Za preprečitev pomikov v horizontalni smeri (horizontalni podpiranje), so na spodnjem delu vezne plošče, odprtini za vijake ter notranjem robu podane linijske podpore, kot je prikazano na sliki 57 z rdečo barvo. Na zgornji polovici odprtine za vijake so podane podpore v vertikalni smeri (na sliki 57 označeno z modro barvo), kot je to v realnem stanju, kjer podložke (notranji rob in odprtine za vijake) ter tram (podpore na vezni plošči) preprečujejo pomike v horizontalni smeri, vertikalni pomik pa je preprečen z naleganjem vezne plošče na steblo vijaka (zgornja polovica odprtine za vijake).

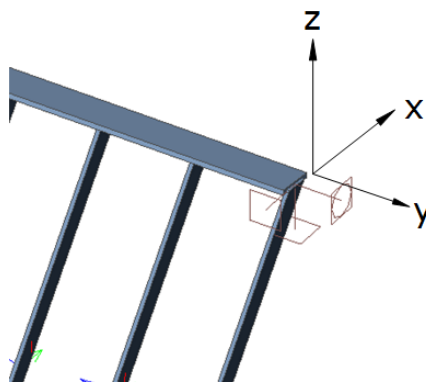


Slika 57: Detajl podpiranja v odprtini za vijake, prikaz podpiranja, generirana mreža končnih elementov

Figure 57: Detail of supports in the bolt opening, faceplate supports and generated FEM mesh

Mreža končnih elementov se je generirala avtomatsko in je bila sestavljena iz tri-vogalnih kot tudi štiri-vogalnih končnih elementov. Določena je bila le povprečna dimenzija stranice končnega elementa, to je 2,5 mm za ploskovne elemente pri vezni plošči ter 5,0 mm za ploskovne elemente v stebričku in glavi stebrička.

Vertikalne palice polnila so togo pritrjene na horizontalne palice, le-te pa togo spojene s stebričkom. Ker se je modeliral le en segment celotne ograje, je bilo potrebno vpliv ostale ograje na modeliran del nadomestiti z ustreznimi podporami. Vertikalne palice so tako na »prostih« koncih podprte tako, da jim je onemogočena rotacija ter pomik v njihovi vzdolžni smeri. Omogočeno jim je samo pomikanje v ravnini z-x.



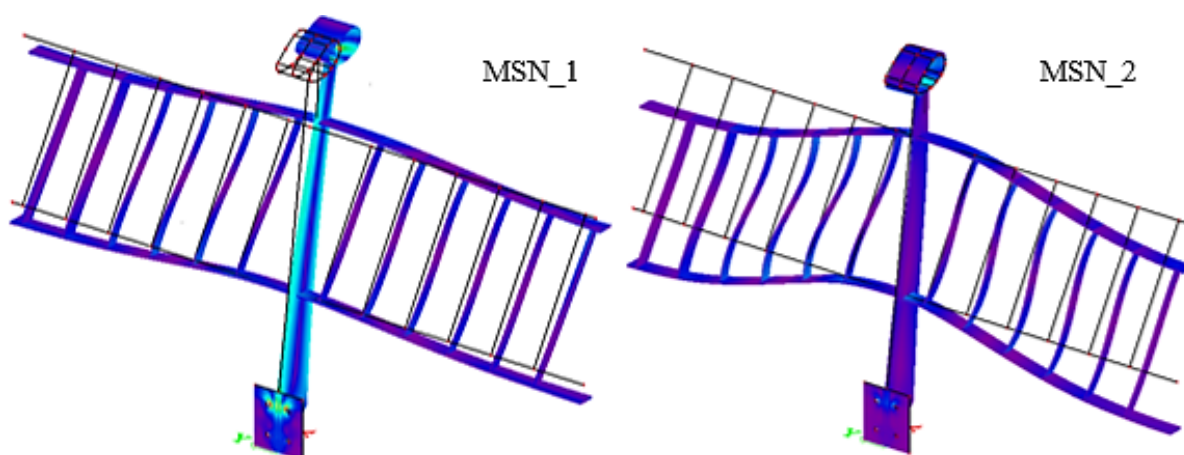
Slika 58: Podpiranje prostega konca polnila ograje

Figure 58: Supports on the "free" end of the railing

Vpliv lastne teže je s programom izračunan samodejno, vpliv obtežbe  $q_h$  in teže držala pa se je vnesel v glavo stebrička kot enakomerno razporejena obtežba. Von Mises-ov pogoj tečenja se je kontroliral pri dveh različnih kombinacijah obremenitev:

- MSN\_1:  $1,35 \cdot (G_{stebrička} + G_{držala} + G_{polnila}) + 1,5 \cdot Q_{qh, horizontalno}$
- MSN\_2:  $1,35 \cdot (G_{stebrička} + G_{držala} + G_{polnila}) + 1,5 \cdot Q_{qh, vertikalno}$

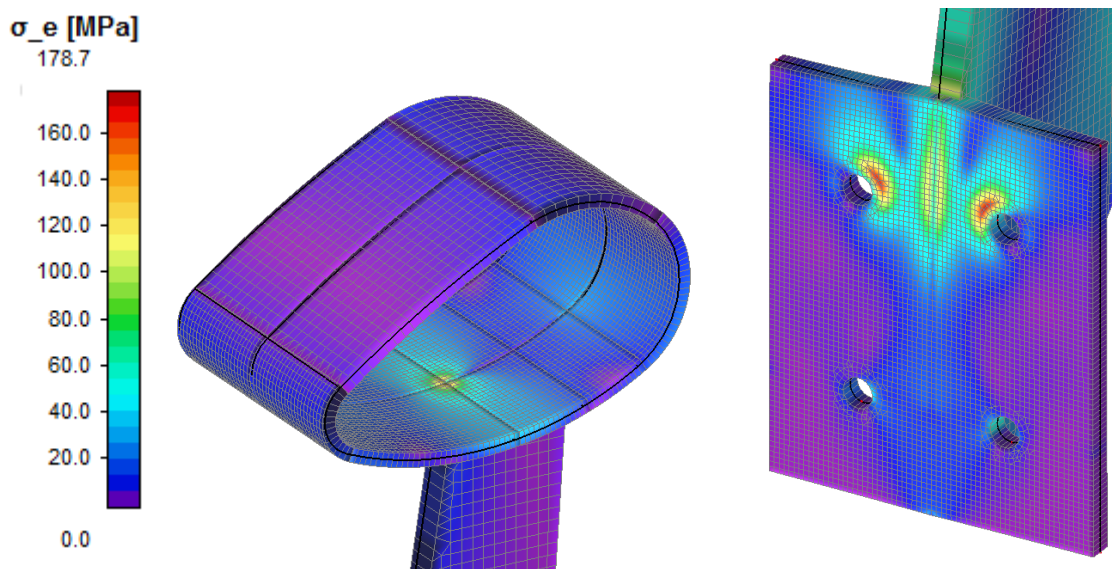
Pri obeh mejnih stanjih pride do največje koncentracije napetosti pri spoju glave stebrička na preostali del stebrička ter v območju lukenj za vijake na vezni plošči. V elementih polnila se ne pojavijo velike napetosti, saj ti elementi niso direktno obremenjeni in so napetosti v njih posledica pomika stebrička.



Slika 59: Razporeditev napetosti v stebričku

Figure 59: Stress distribution in the pillar

Največja napetost se pojavi pri mejnem stanju MSN\_1, v območju zgornje vrste vijakov na vezni pločevini, katera znaša  $\sigma_{Ed,max} = 178,7 \text{ MPa}$ , v območju spoja glave stebrička s stebričkom pa se pojavijo največje napetosti velikosti  $\sigma_{Ed} = 170,6 \text{ MPa}$  (pri MSN\_2).



Slika 60: Napetosti v glavi in vezni plošči stebrička

Figure 60: Stresses in head and binding plate of the pillar

Ker napetosti po von Misesu ne presežejo projektno natezno trdnost jekla 1.4301, ki znaša:

$$f_{y,Rd} = \frac{f_y}{\gamma_{m,0}} = \frac{210 \text{ MPa}}{1,1} = 190 \text{ MPa},$$

do plastičnih deformacij ne pride, zato so dimenzije stebrička ustrezne.

### 5.2.2 Zvari

Zvari med posameznimi elementi so obojestranski kotni z debelino zvara, ki je enaka najmanj polovici debeline tanjšega od dveh elementov ki se stikajo. Zvar med stebričkom in vezno ploščo ima debelino  $a = 6 \text{ mm}$ , preostali zvari na ograji (zvar med glavo in stebričkom ter zvari med palicami polnila in stebrička) pa so debeline  $a = 4 \text{ mm}$ . Največja napetost, ki lahko nastopi v zvaru se določi po enačbi [35: pogl. 4.5.3.3]:

$$f_{v,wd} = \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m,2} \cdot \beta_w}, \quad (5-6)$$

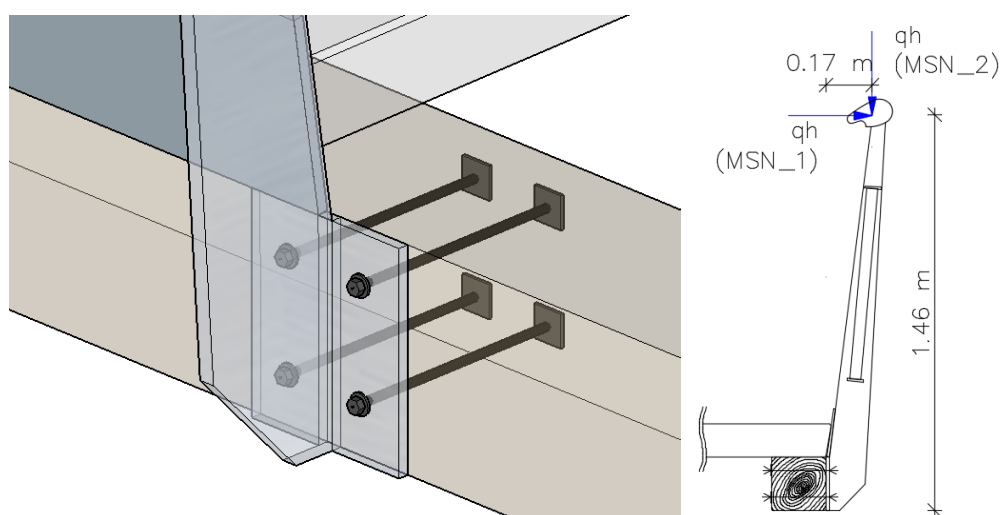
kjer je  $f_u$  nazivna natezna trdnost materiala ob zvaru ( $52 \text{ kN/cm}^2$ ),  $\beta_w$  korelacijski faktor (za nerjavna jekla znaša 1,0) [33: pogl 6.3],  $\gamma_{m,2}$  pa materialni varnostni faktor za vezna sredstva (za zware znaša 1,25). Ob upoštevanju teh podatkov in enačbe (5-6) je

$$f_{v,wd} = 240 \text{ MPa}$$

Ker so zvari obojestranski trikotni in je skupna debelina zvara najmanj tolikšna kot je najtanjša pločevina v spoju (skupna debelina je torej večja od debeline tanjše pločevine), vsi zvari prenesejo napetosti, ki so posledica obtežnih kombinacij MSN\_1 in MSN\_2 saj je nosilnost zvara večja od največje napetosti, ki se pojavi v celotnem stebričku.

### 5.2.3 Spoj stebriček – leseni tram

Spoj med stebričkom ograje in tramom, ki poteka vzdolžno mostne konstrukcije, se izvede s štirimi vijaki M12 iz nerjavnega jekla klase 70 (po EN ISO 3506), ( $f_{ub} = 700 \text{ MPa}$ ,  $f_{yb} = 450 \text{ MPa}$ ) [33: pr. 2.2]. Pri dimenzioniranju spoja je potrebno še upoštevati tlačno trdnost lesa pravokotno na vlakna, saj se celotna sila prenese na les preko kontaktnih napetosti. Za čvrsto pritrditev se na strani lesenega tramu uporabijo podložne ploščice dimenzije 60 x 60 x 5 mm.



Slika 61: Prikaz spoja stebriček – tram

Figure 61: Pillar – wooden beam joint

Spoj mora prenesti vse obremenitve, ki se preko držala in stebrička prenesejo na vezno ploščo. Preveriti je potrebno dva načina obremenitve, prvi je prevladujoča strižna obremenitev vijakov, ki izhajajo iz mejnega stanja MSN\_2, drugi način pa je obremenitev spoja s prevladujočim upogibnim momentom (MSN\_1). Pri vsakem od mejnih stanj je potrebno preveriti naslednje obremenitve, ki jih morajo prenesti vijaki <sup>6</sup>:

- MSN\_1:  $N_{Ed} = 3,00 \text{ kN}$ ,  $V_{Ed} = 0,83 \text{ kN}$  ter  $M_{Ed} = 4,38 \text{ kN m}$
- MSN\_2:  $V_{Ed} = 3,38 \text{ kN}$  ter  $M_{Ed} = 0,64 \text{ kN m}$

<sup>6</sup> Obremenitve so bile izračunane na podlagi geometrije spoja in elementov ter materialnih lastnosti posameznih elementov (vezna plošča, stebriček, glava stebrička, držalo, polnilo).

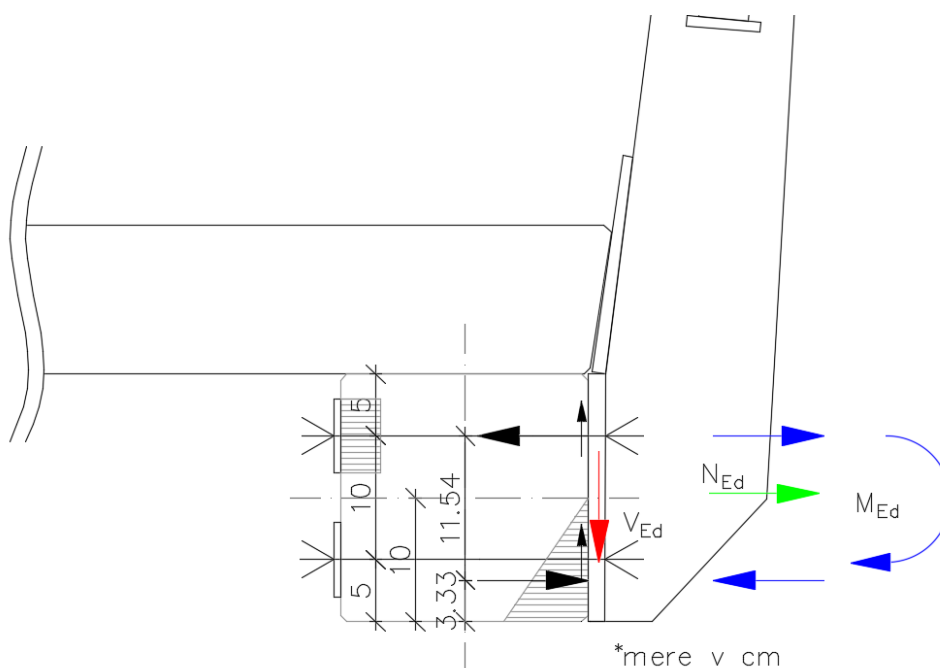
V spoju so štiri nerjavni vijaki M12 premera 12 mm, katere se za račun strižne nosilnosti obravnava kot trdnostni razred 5.6 [33: pog. 6.2], s tem, da se nazivno natezno trdnost vijaka reducira. Ob upoštevanju enačb za reducirano natezno trdnost, izračun natezne in strižne nosilnosti vijaka skozi navoje, ter vrednosti koeficientov  $k_2 = 0,9$  [35: pr 3.4] in  $\alpha = 0,6$  [33: pog. 6.2], znašata natezna in strižna nosilnost vijaka:

$$f_{ub,red} = 0,5 \cdot f_{yb} + 0,6 \cdot f_{ub} = 0,5 \cdot 30 \frac{kN}{cm^2} + 0,6 \cdot 50 \frac{kN}{cm^2} = 45 \frac{kN}{cm^2}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 \cdot f_{ub,red} \cdot A_s}{\gamma_{m,2}} = \frac{0,9 \cdot 45 \frac{kN}{cm^2} \cdot 0,84 cm^2}{1,25} = 27,22 kN$$

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{m,2}} = \frac{0,6 \cdot 45 \frac{kN}{cm^2} \cdot 0,84 cm^2}{1,25} = 18,14 kN$$

Strižno silo se prevzame z vsemi vijaki, natezno silo pa le z vijaki v zgornji vrsti. Upogibni moment, ki je posledica delovanja obtežbe  $q_h$  ter lastnih tež, se prevzame s kombinacijo natega v zgornji vrsti vijakov in tlačnih napetosti, ki se pojavijo v spodnji polovici tramu. Natezna sila v zgornji vrsti vijakov se uravnoteži s tlačnimi silami na nasprotni strani tramu.

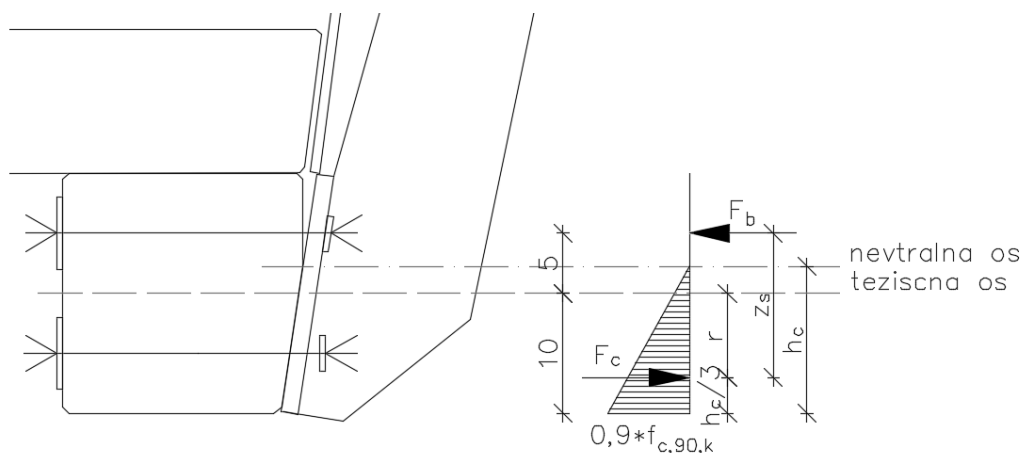


Slika 62: Razporeditev sil v spoju

Figure 62: Forces in the joint

Za določitev sil v prerezu je predpostavljeno da se na spodnjem robu pojavijo kontaktne napetosti v velikosti 90% karakteristične tlačne trdnosti lesa pravokotno na vlakna ( $f_{c,90,k}$ ), ki se nato linearno zmanjšujejo do nevtralne osi (90% zato, da ostane rezerva v nosilnosti). Do trikotne razporeditve tlačnih napetosti pride zaradi večanja deformacij od nevtralne osi proti spodnjemu robu tramu. Nad nevtralno

osjo se pojavijo natezne obremenitve v vijaku. Ker je spodnja vrsta vijakov v območju tlaka, se jih v računu ne upošteva.



Slika 63: Deformiran tram ter količine za izračun reakcij v spoju

Figure 63: Deformed wooden beam and quantities for calculation of reactions in the joint

### Kontrola mejnega stanja MSN\_1

Vpliv upogibnega momenta lahko nadomestimo z dvojico sil, kateri imata prijemališče v zgornji vrsti vijakov ter v središču trikotne razporeditve tlačnih napetosti v tramu. Za določitev jakosti dvojice sil zapišemo geometrijske karakteristike in ravnotežne enačbe:

$$z_s = r + 5 \text{ cm}$$

$$10 \text{ cm} = r + \frac{h_c}{3} \rightarrow h_c = 3 \cdot (10 \text{ cm} - r)$$

$$M_{Ed} + N_{Ed} \cdot r = F_s \cdot z_s \rightarrow F_s = \frac{M_{Ed} + N_{Ed} \cdot r}{z_s}$$

$$F_c = 1/2 \cdot 0,9 \cdot f_{c,90,d} \cdot b \cdot h_c$$

Z izvednotenjem ravnotežne enačbe  $F_c = F_s$  dobimo rezultate:

$$r = 7,44 \text{ cm}$$

$$z_s = 12,45 \text{ cm}$$

$$h_c = 7,68 \text{ cm}$$

$$F_c = F_b = 37,06 \text{ kN}$$

Največja sila, ki se pojavi v posameznem vijaku znaša:

$$F_{N,Ed} = \frac{F_b}{2} = \frac{37,06 \text{ kN}}{2} = 18,53 \text{ kN}$$

$$\boxed{F_{N,Ed} \leq F_{t,Rd} \checkmark \text{ pogoju je zadoščeno}}$$

Strižna sila, ki se pojavi v vijakih mora biti prav tako manjša od strižne nosilnosti posameznega vijaka:

$$F_{V,Ed} = \frac{V_{Ed}}{4} = \frac{0,83 \text{ kN}}{4} = 0,21 \text{ kN} \rightarrow \boxed{F_{V,Ed} \leq F_{v,Rd} \checkmark \text{ pogoju je zadoščeno}}$$

Zaradi sočasnega delovanja natezne in strižne sile, je potrebno upoštevati interakcijo strig-nateg [35: pr 3.4]:

$$\frac{F_{V,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{N,Ed}}{1,4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1,0 \quad (5-7)$$

$$\frac{0,21 \text{ kN}}{18,14 \text{ kN}} + \frac{18,53}{1,4 \cdot 27,22 \text{ kN}} \leq 1,0 \rightarrow \boxed{0,50 \leq 1,0 \checkmark \text{ pogoju je zadoščeno}}$$

Za kontrolo tlačnih napetosti pravokotno na vlakna je potrebno upoštevati največjo od tlačnih napetosti, ki se pojavijo v tramu (pod podložkami ali pod vezno ploščo). Napetost pod vezno ploščo je znana, preveriti je potrebno še napetosti pod podložko:

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{N,Ed}}{A_{podlozke}} = \frac{18,59 \text{ kN}}{34,23 \text{ cm}^2} = 0,54 \text{ kN/cm}^2 \leq k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}$$

$$\boxed{0,54 \text{ kN/cm}^2 \leq 0,65 \text{ kN/cm}^2 \checkmark \text{ pogoju je zadoščeno}}$$

### Kontrola mejnega stanja MSN\_2

Pri kontroli mejnega stanja MSN\_2 je potrebno upoštevati vse kontrole kot pri mejnem stanju MSN\_2, le da tu ni dodate natezne sile zaradi horizontalne obremenitve  $q_h$ , se pa upošteva povečanje upogibnega momenta zaradi večje strižne sile.

$$M_{Ed,V} = M_{Ed} + V_{Ed} \cdot \frac{t_{vp}}{2} = 0,64 \text{ kNm} + 3,38 \text{ kN} \cdot \frac{0,014 \text{ m}}{2} = 0,66 \text{ kN m}$$

Z rešitvijo ravnotežne enačbe  $F_c = F_s$  dobimo rezultate:

$$r = 9,69 \text{ cm}$$

$$z_s = 14,69 \text{ cm}$$

$$h_c = 0,93 \text{ cm}$$

$$F_c = F_b = 4,49 \text{ kN}$$

Največja natezna sila, ki se pojavi v posameznem vijaku znaša:

$$F_{M,Ed} = \frac{F_b}{2} = \frac{4,49 \text{ kN}}{2} = 2,24 \text{ kN}$$

$$\boxed{F_{M,Ed} \leq F_{t,Rd} \checkmark \text{ pogoju je zadoščeno}}$$

Strižna sila, ki se pojavi v vijakih mora biti prav tako manjša od strižne nosilnosti posameznega vijaka:

$$F_{V,Ed} = \frac{V_{Ed}}{4} = \frac{3,38 \text{ kN}}{4} = 0,85 \text{ kN} \rightarrow \boxed{F_{V,Ed} \leq F_{v,Rd} \checkmark \text{ pogoju je zadoščeno}}$$

Interakcija strig-nateg:

$$\frac{F_{V,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{M,Ed}}{1,4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1,0$$

$$\frac{0,85 \text{ kN}}{18,14 \text{ kN}} + \frac{2,24}{1,4 \cdot 27,22 \text{ kN}} \leq 1,0 \rightarrow \boxed{0,11 \leq 1,0 \checkmark \text{ pogoju je zadoščeno}}$$



Natezna sila v vijaku je manjša od tiste pri MSN\_1, zato je tu merodajna tlačna napetost pod vezno ploščo, ki znaša  $0,9 \cdot k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}$

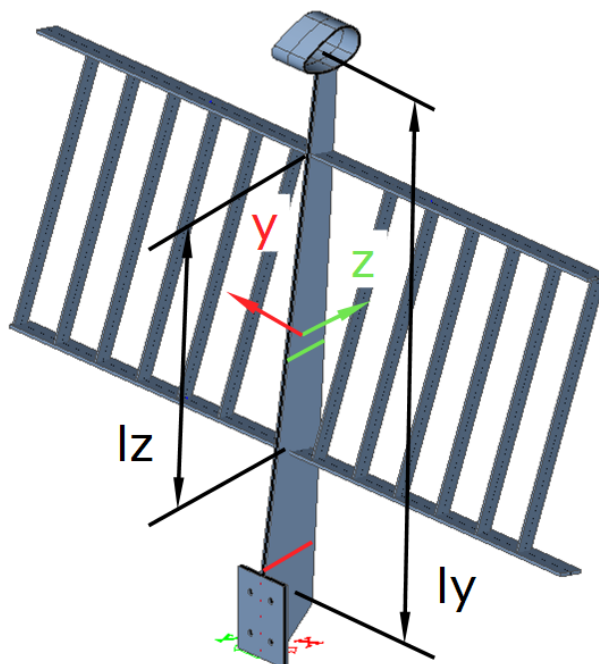
#### 5.2.4 Kontrola pomika in stabilnost

Ko obtežba  $q_h$  deluje horizontalno je potrebno omejiti horizontalni pomik glave stebrička. Pri mejnem stanju MSN\_1, znaša horizontalni pomik glave 7,4 milimetra (iz SCIA Engineer), kar je zanemarljivo malo. Mejnemu stanju uporabnosti je tako zadoščeno.

Elementi, kateri imajo celoten oziroma vsaj en del prereza v tlaku so lahko podvrženi upogibnem, torzijskem, upogibno torzijskem uklonu ali bočni zvrnitvi. Do teh pojavov pride, ko se pri elementu zaradi tlačnih obremenitev doseže "mejo stabilnosti" pri kateri pride do nenadne izgube nosilnosti celotnega elementa zaradi bočnega premika dela elementa, čeprav nosilnost prereza še ni dosežena.

Pri stebričku ograje je potrebno preveriti ali pride do uklona v dveh smereh, to je do uklona okoli močnejše in uklona okoli šibkejše osi prečnega prereza elementa. Pri tem je potrebno upoštevati robne pogoje (načini podpiranja) saj ti določajo uklonske dolžine elementa.

#### Kontrola uklona – MSN\_2



Slika 64: Razdalje za izračun uklonske dolžine in kritični prerezi

Figure 64: Lengths for buckling length calculation and critical crosssections

Za kontrolo uklona stebrička okoli šibke osi (okoli osi z) se upošteva največja razdalja na kateri je stebriček nepodprt, to je razdala med horizontalnimi palicami. Pri uklonu stebrička okoli močne osi (okoli osi y) pa se upošteva višina stebrička brez vezne plošče. Kritični prerezi, to je prerezi uporabljeni

za račun uklona so označeni na sliki 64, z rdečo za uklon okoli y osi ter z zeleno za uklon okoli z osi. Geometrijske lastnosti kritičnih prerezov in uklonske dolžine znašajo:

$$h_y = 13,5 \text{ cm} \quad b_y = 1,5 \text{ cm}$$

$$A_y = h_y \cdot b_y = 20,25 \text{ cm}^2, \quad I_y = \frac{h_y^3 \cdot b_y}{12} = 307,5 \text{ cm}^4$$

$$l_{u,y} = 2 \cdot l_y = 2 \cdot 127 \text{ cm} = 254 \text{ cm}$$

$$h_z = 1,5 \text{ cm} \quad b_z = 9,2 \text{ cm}$$

$$A_z = h_z \cdot b_z = 13,89 \text{ cm}^2, \quad I_z = \frac{h_z^3 \cdot b_z}{12} = 2,58 \text{ cm}^4$$

$$l_{u,z} = 1,0 \cdot l_z = 1,0 \cdot 71 \text{ cm} = 71 \text{ cm}$$

Eulerjeva kritična sila (sila, ki jo lahko idealen steber prenese ne da bi se uklonil) za posamezno smer:

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{l_{u,y}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 20.000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 307,5 \text{ cm}^4}{254^2} = 940,82 \text{ kN}$$

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{l_{u,z}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 20.000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 2,58 \text{ cm}^4}{71^2} = 101,02 \text{ kN}$$

V kolikor je količnik med obremenitveno silo in Eulerjevo kritično silo manjši od 0,04, potem se lahko vplive uklona zanemari [36: pogl. 6.3.1.2].

$$\frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}} \leq 0,04$$

$$\frac{3,38 \text{ kN}}{940,82 \text{ kN}} = 0,0035 \rightarrow \boxed{0,0035 \leq 0,04 \checkmark \text{ vplive uklona ni potrebno upoštevati}}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}} \leq 0,04$$

$$\frac{3,38 \text{ kN}}{101,02 \text{ kN}} = 0,033 \rightarrow \boxed{0,033 \leq 0,04 \checkmark \text{ vplive uklona ni potrebno upoštevati}}$$

Pri kontroli uklonov okoli obeh oseh se izkaže da ne pride do upogibnega uklona oziroma da so vplivi tako majhni, da jih ni potrebno upoštevati.

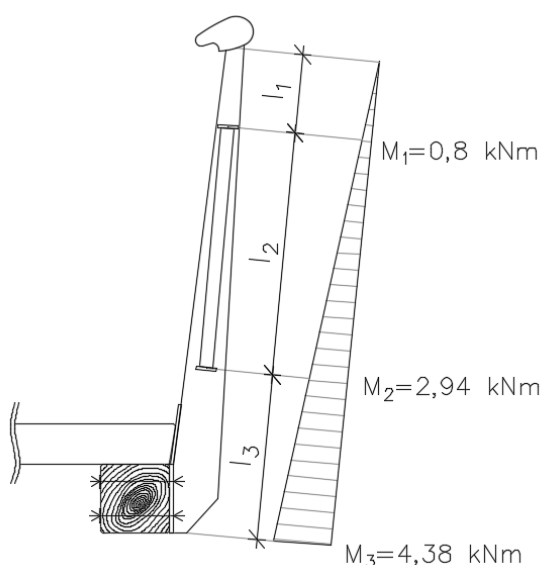
### Kontrola bočne zvrnitve – MSN\_1

Medtem ko je pri mejnem stanju MSN\_2 prevladujoča obtežba osna tlačna sila v stebričku, je pri mejnem stanju MSN\_1 prevladujoča obtežba upogibni moment, kar pomeni da lahko pride do bočne zvrnitve stebrička. Tu se tlačeni del odkloni od začetne lokacije, kar povzroči spremembe v geometriji in v primeru prevelikih odklonov tudi odpoved elementa.

Za izračun vpliva bočne zvrnitve je potrebno poznati potek upogibnega momenta vzdolž celotnega elementa ter tudi vpliv okolice na element, saj je lahko z okoliškimi elementi opazovan del konstrukcije

tako podprt, da se zmanjša možnost bočne zvrnitve. Tako je tudi pri stebričku ograje, saj je glava podprta z držalom, sam stebriček pa s horizontalnimi elementi polnila in vezno ploščo.

Stebriček ima tako tri polja v katerih lahko pride do bočne zvrnitve, prvo polje je med glavo in zgornjo horizontalno palico polnila ( $l_1 = 23,2 \text{ cm}$ ), drugo polje je med zgornjo in spodnjo horizontalno palico ( $l_2 = 71,4 \text{ cm}$ ) tretje polje pa med spodnjo horizontalno palico in dnom stebrička ( $l_3 = 48,3 \text{ cm}$ ). Ker je upogibni moment in dolžina prvega polja manjša od drugega in tretjega polja sta za kontrolo bočne zvrnitve preverjeni le slednji dve polji.



Slika 65: Dolžina polj in vrednosti momentov

Figure 65: Length of fields and moment values

Za izračun vpliva bočne zvrnitve je potrebno preveriti ali je stebriček zaradi zmanjšane upogibne nosilnosti (zaradi bočne zvrnitve) zmožen prenesti vsiljen upogibni moment [36: en. 6.55]:

$$M_{Ed} \leq M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{y,Rd}, \quad (5-8)$$

kjer je  $\chi_{LT}$  redukcijski koeficient zaradi vpliva bočne zvrnitve, odvisen od relativne vitkosti bočne zvrnitve  $\bar{\lambda}_{LT}$  oziroma od elastičnega kritičnega momenta bočne zvrnitve  $M_{cr}$  [17: pogl. 5.2; 36: pogl. 6.3.2.2]:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_{y,Rd}}{M_{cr}}}, \quad (5-9)$$

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi}{k_z \cdot l} \sqrt{E \cdot I_z \cdot G \cdot I_t + \frac{\pi^2 \cdot E^2 \cdot I_z \cdot I_\omega}{(k_\omega \cdot l)^2}} \quad (5-10)$$

Poleg koeficienta  $C_1$ , ki je odvisen od poteka upogibnega momenta (odvisen od koeficienta  $\psi$ ), ter koeficientov  $k_z$  in  $k_\omega$ , ki sta odvisna od robnih pogojev je potrebno poznati še torzijski vztrajnostni

moment pri enakomerni torziji  $I_t$  ter torzijski moment pri ovirani torziji  $I_\omega$ , ki ju izračunamo z enačbami [37: pogl J.1 ter J.3]:

$$I_t = \frac{b \cdot t^3}{3} \left( 1 - 0,63 \frac{t}{b} + 0,052 \frac{t^5}{b^5} \right) \text{ ter} \quad (5-11)$$

$$I_\omega = \frac{b \cdot t^3}{144} \left( 1 - 4,884 \frac{t^2}{b^2} + 4,97 \frac{t^3}{b^3} - 1,067 \frac{t^5}{b^5} \right), \quad (5-12)$$

kjer je  $b$  višina,  $t$  pa širina pravokotnega prereza. Pri obeh poljih je izbran srednji prerez (na sredini razpona) stebrička.

*Preglednica 3: Izračun relativne vitkosti bočne zvrnitve za 2 in 3 polje*

*Table 3: Calculation of relative slenderness for lateral buckling for second and third field*

Podatki	Vrednosti	
	Polje 2	Polje 3
$l$ :	71,4 cm	48,3 cm
$b$ :	9,3 cm	13,5 cm
$t$ :	1,5 cm	1,5 cm
$k_z$ :	0,5	0,7
$k_\omega$ :	1,0	1,0
$\psi (M_1/M_2 \text{ oz. } M_2/M_3)$ :	0,27	0,67
$C_1$ :	$\approx 1,52$	$\approx 1,34$
$I_z$ :	2,62 cm <sup>4</sup>	3,80 cm <sup>4</sup>
$I_t$ :	9,40 cm <sup>4</sup>	14,12 cm <sup>4</sup>
$I_\omega$ :	0,19 cm <sup>6</sup>	0,30 cm <sup>6</sup>
$W_y$ :	21,62 cm <sup>3</sup>	45,56 cm <sup>3</sup>
$M_{cr}$ :	8.226 kN cm	11.311 kN cm
$\bar{\lambda}_{LT}$ :	0,051	0,063

Ker so vrednosti relativne vitkosti  $\bar{\lambda}_{LT}$  pri obeh poljih manjše od 0,4 do bočne zvrnitve ne pride. Izračun seveda velja samo ob predpostavki, da polnilo ograje deluje kot bočna podpora stebričku ograje in da obtežba deluje v težišču prečnega prereza stebrička. V primeru da so elementi polnila prešibki, se stebriček obnaša kot navadna konzola in velja da je  $k_z = k_\omega = 2$ ,  $l = l_1 + l_2 + l_3 = 143 \text{ cm}$ , dimenzija  $b = 7,0 \text{ cm}$  (izbrana je srednja višina celotnega stebrička) ter da je koeficient  $C_1$  odvisen od razmerja [17: pr 3-23]

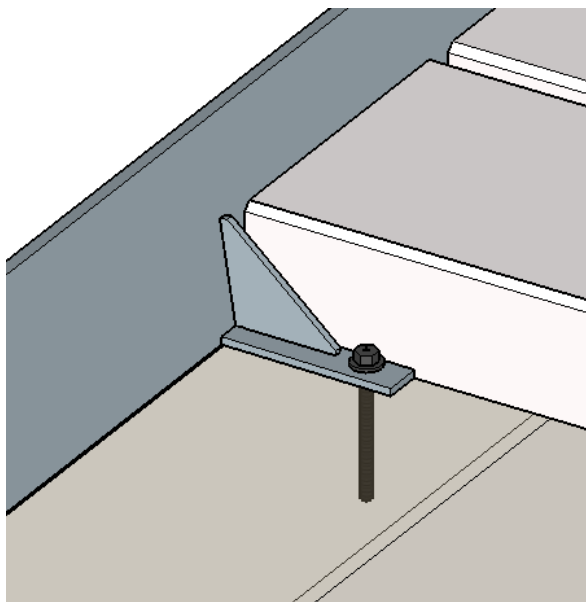
$$\frac{\pi}{l} \sqrt{\frac{E \cdot I_\omega}{G \cdot I_t}} = \frac{\pi}{143 \text{ cm}} \sqrt{\frac{20.000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 0,14 \text{ cm}^6}{7690 \text{ kN/cm}^2 \cdot 6,81 \text{ cm}^4}} = 0,005 \rightarrow C_1 = 2,56$$

Elastični kritični moment bočne zvrnitve in relativna vitkost v tem primeru znašata  $M_{cr} = 1277 \text{ kN cm}$  ter  $\bar{\lambda}_{LT} = 0,098$ . Do bočne zvrnitve stebrička tudi v tem primeru ne pride.

### 5.3 Polnilo ograje in prirobnica

Polnilo ograje je sestavljeno iz horizontalnih in vertikalnih palic dimenzij 60 x 8 mm oziroma 40 x 6 mm. Posebej se polnilo ne dimenzionira. Iz dimenzioniranja stebrička (poglavje 4.2.1 Stebriček in vezna plošča) je razvidno da napetosti, ki so posledica premika stebrička v polnilu ne presežejo mejne vrednosti napetosti tečenja. Med seboj so palice varjene skupaj s kotnimi zvari debeline 4 mm.

Namen prirobnice je preprečitev zdrsov med polnilom in prečnimi deskami krovne konstrukcije. Višina prirobnice nad deskami znaša 50 mm, celotne dimenzije prečnega prereza 175 x 10 mm. Za razliko od ostalih elementov ograje je prirobnica iz ne-konstrukcijskega vroče cinkanega jekla in se na vzdolžne trame vijači z jeklenimi kotniki.



*Slika 66: Ideja pritrjevanja prirobnice*

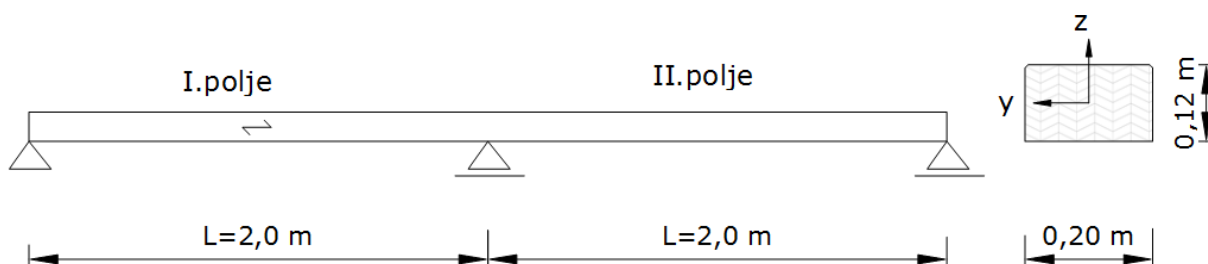
*Figure 66: Attaching the flange to the wooden beam*

## 6 DIMENZIONIRANJE KROVNE KONSTRUKCIJE

### 6.1 Prečne deske

Prečne deske krovne konstrukcije so prvi elementi, kateri se srečajo z zunanjo obtežbo. Preko njih se na vzdolžne trame in prekladno konstrukcijo prenaša koristna obtežba pešcev, kolesarjev, servisnega vozila ter snega.

Krovne deske matematično modeliramo kot kontinuirani nosilec čez dva polja, pri čemer je dolžina deske enaka 4 metre.



Slika 67: Računski model prečnih desk

Figure 67: Mathematical model of a wooden board

#### 6.1.1 Obtežbe in obtežne kombinacije

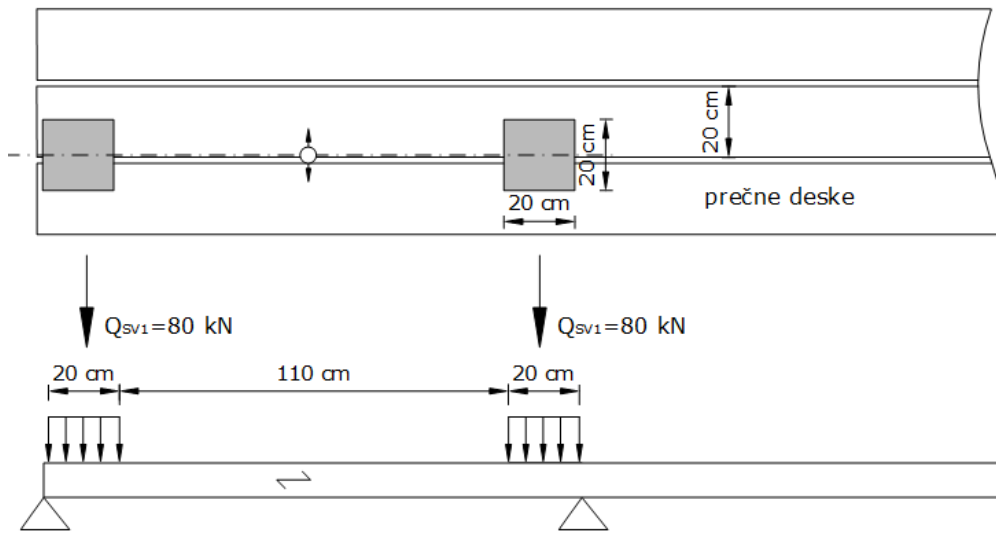
Za dimenzioniranje prečnih desk je potrebno upoštevati lastno težo desk  $g$ , koristno obtežbo pešcev in kolesarjev  $q_k$ , servisnega vozila  $Q_{SV1}$  snega  $s$  ali vetra v navpični smeri  $w_z$ . V kolikšni meri se posamezna obtežba upošteva in s katerimi obtežbami se kombinira pa je odvisno od kombinacijskih faktorjev ter posebnih pogojev obtežb. Obtežba snega se tako ne kombinira z ostalimi obtežbami, hkratno delovanje servisnega vozila in pešcev pa je tudi zelo neverjetno. Skupno imamo 5 kombinacij:

1.  $1,35 \cdot g + 1,5 \cdot q_k$
2.  $1,35 \cdot g + 1,5 \cdot Q_{SV1}$
3.  $1,35 \cdot g + 1,5 \cdot s$
4.  $1,35 \cdot g + 1,5 \cdot w_z$
5.  $1,35 \cdot g + 1,5 \cdot q_k + 1,5 \cdot \psi \cdot w_z$

Če izhajamo iz karakterističnih vrednosti obtežb, je obtežba s pešci in kolesarji ( $5 \text{ kN/m}^2$ ) večja od obtežbe snega ( $1,1 \text{ kN/m}^2$ ) in obtežbe z vetrom ( $0,63 \text{ kN/m}^2$ ). Mnogo večja od obtežbe s pešci in kolesarji pa je obtežba servisnega vozila ( $80 \text{ kN}$ ). Merodajna kombinacija za dimenzioniranje bo torej kombinacija 2.

Lastna teža je enakomerno razporejena po celotni dolžini deske, obtežba servisnega vozila pa se porazdeli na dve enako široki območji. Ti dve območji velikosti  $0,20 \text{ m}$  so med seboj osno oddaljeni

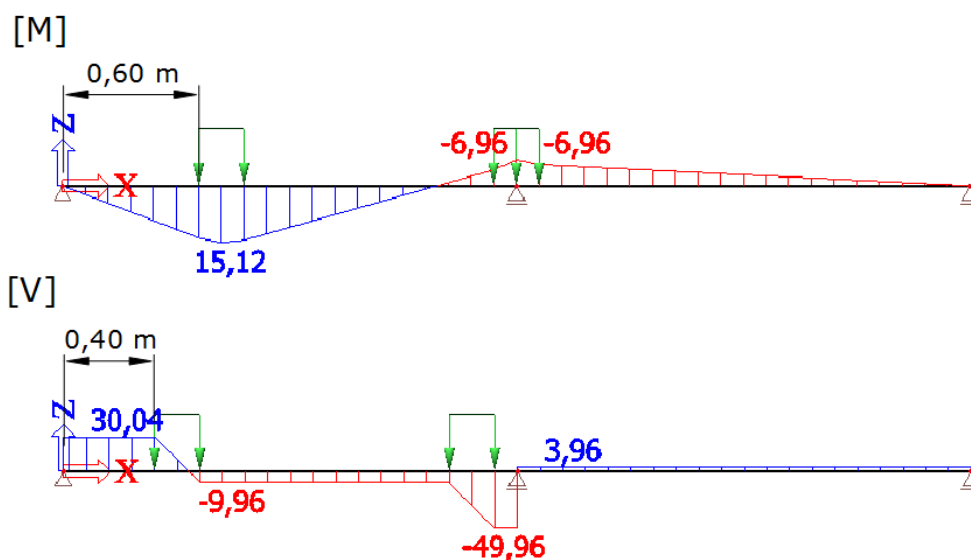
1,30 metra. Na posamezno območje deluje sila 40 kN, ki se zaradi širine deske 0,20 m prevede v enakomerno linijsko obtežbo 200 kN/m.



Slika 68: Obtežba servisnega vozila na eno desko

Figure 68: Service vehicle load on one board

Ker se servisno vozilo lahko premika levo in desno po celotni širini krovne konstrukcije, je potrebno to upoštevati pri dimenzioniranju. Največji upogibni moment in največja prečna sila nastaneta, ko je obtežba od levega roba oddaljena 0,60 m oziroma 0,40 m.



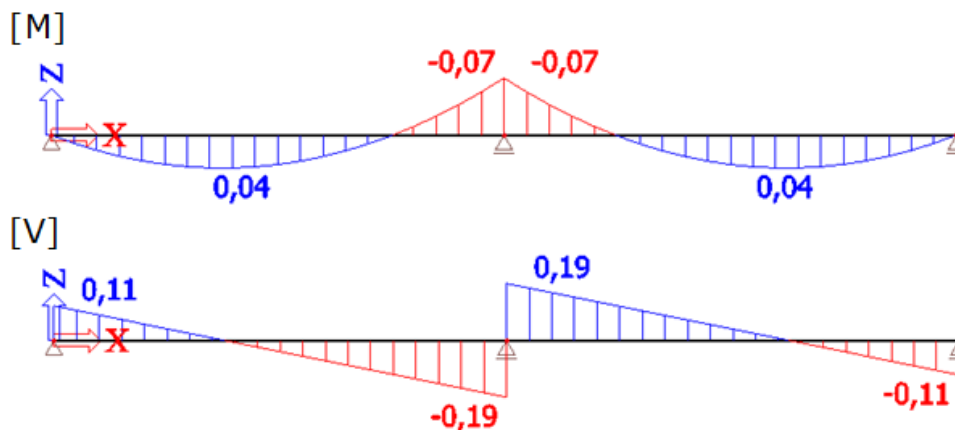
Slika 69: Diagram največjega upogibnega momenta in strižne sile zaradi obtežbe servisnega vozila

Figure 69: Maximum bending moment and shear force diagram for service vehicle load

Največja vrednost momenta, ki se pojavi zaradi servisnega vozila v deski znaša 15,12 kN m, največja prečna sila pa 49,96 kN. Največja prečna sila v računskem modelu se pojavi, ko je desni del obtežbe

nad srednjo podporo, vendar se zaradi širine podpore in prenosa obtežbe v podporo, ko je ta v njeni bližini ne upošteva.

K vplivom servisnega vozila je potrebno prišteti še notranje sile, ki so posledica lastne teže. Ker je les lahek ter dimenzije deske niso velike, so te vrednosti v primerjavi z vrednostmi obtežbe s servisnim vozilom dokaj majhne.



Slika 70: Diagram upogibnega momenta in strižne sile za lastno težo deske

Figure 70: Moment and shear diagram for self-weight of the wooden board

### 6.1.2 Dimenzioniranje prečnih desk

Največje vrednosti upogibnega momenta in prečne sile iz obtežbe s servisnim vozilom se kombinirajo z vrednostmi iz lastne teže. Vrednosti največjega upogibnega momenta ter prečne sile, z upoštevanjem kombinacijskih vrednosti sta:

$$M_{max} = 1,35 \cdot 0,04 \text{ kN m} + 1,5 \cdot 15,12 \text{ kN m} = 22,73 \text{ kN m}$$

$$V_{max} = 1,35 \cdot 0,19 \text{ kN m} + 1,5 \cdot 49,96 \text{ kN m} = 75,09 \text{ kN}$$

Preveri se nosilnost na upogib:

$$k_{mod} \cdot \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} \cdot W_y \geq M_{Ed}$$

$$0,9 \cdot \frac{12,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,3} \cdot \frac{20 \cdot 12^2 \text{ cm}^3}{6} \geq 2273 \text{ kN cm}$$

$$\boxed{4153 \text{ kN cm} \geq 2273 \text{ kN cm} \checkmark \text{ pogoju je zadoščeno}}$$

ter na strig:

$$\frac{2}{3} \cdot h \cdot b_{y,ef} \cdot f_{v,d} \geq V_{Ed,z},$$

$$\frac{2}{3} \cdot 12 \text{ cm} \cdot 0,67 \cdot 20 \text{ cm} \cdot 0,9 \cdot \frac{0,38 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,3} \geq 75,09 \text{ kN}$$



$$28,20 \text{ kN} \not\geq 75,29 \text{ kN} \quad \times \text{ pogoju ni zadoščeno}$$

Strižna nosilnost deske je prekoračena za faktor 2,67. Prečni prerez bi moral biti vsaj 2,7-krat večji od trenutnega, da bi deska prenesla strižne obremenitve. Ker takšno povečanje deske ni smiselno (v bistvu bi namesto desk bili postavljeni večji tramovi), bi bilo potrebno povečanje števila podpor oziroma vzdolžnih lesenih nosilcev, vendar prečna sila zaradi servisnega vozila ne pade pod 30 kN, kljub večjemu številu podpor, kar pa je več od nosilnosti ene deske.

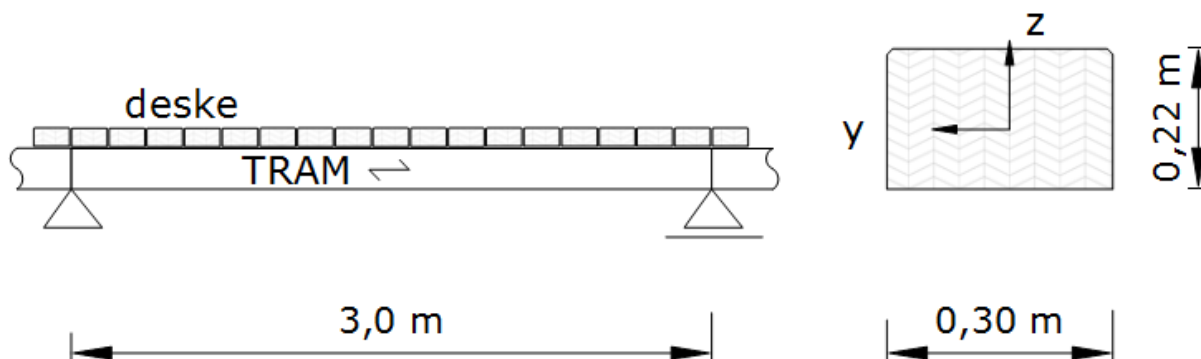
Z večanjem dimenzij deske bi se neprimerno povečala poraba lesa, z večjim številom podpor pa se prečna sila ne zmanjša pod nosilnost deske, zato je potreben drugačen ukrep. V primeru vožnje s servisnim vozilom servisnega vozila po mostu se predpiše, da je potrebno krovno konstrukcijo obložiti v vzdolžni smeri z dodatnimi deskami, tako da se obtežba prenese še na vsaj sosednji dve deski. S tem je obtežba na eno desko manjša od nosilnosti deske in ne pride do porušitve. V primeru da se ostala vozila slučajno ne znajdejo na mostu pa se dostope na most uredi z ustreznimi fizičnimi ovirami.

Preveriti je potrebno še kontaktne napetosti pravokotno na vlakna po enačbi (5-2). Jakost največjih kontaktnih napetosti znaša  $40 \text{ kN}/(20 \cdot 20 \text{ cm}^2) = 0,10 \text{ kN}/\text{cm}^2$ .

$$0,10 \text{ kN}/\text{cm}^2 \leq 0,65 \text{ kN}/\text{cm}^2 \quad \checkmark \text{ pogoju je zadoščeno}$$

## 6.2 Vzdolžni tramovi

Vzdolžni tramovi potekajo ob zgornjih vzdolžnih jeklenih nosilcih in poleg obtežb, ki jih prenašajo prečne deske, tramovi prenašajo še lastno težo desk, ograje ter svojo lastno težo. Vzdolžni tramovi so podprti na razdalji 3 metre, kjer se naslanjajo na prečne jeklene nosilce (srednji tram leži direktno nad vzdolžnim jeklenim nosilcem). Vzdolžni trami so iz 3 metrskih kosov, tako da so dejansko prostoležeči nosilci.



Slika 71: Računski model vzdolžnih tramov

Figure 71: Mathematical model of longitudinal wooden beams

### 6.2.1 Obtežbe in obtežne kombinacije

Pri dimenzioniranju tramov je prav tako merodajna obtežna kombinacija s servisnim vozilom, le da se tu kombinaciji doda vplive lastne teže ograje in držala, prirobnice ter prečnih desk:

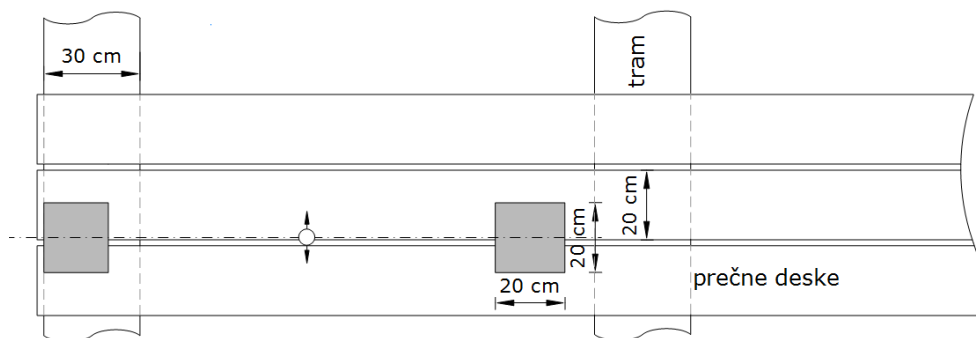
$$1,35 \cdot (g_{tram} + g_{desk} + g_{ogr}) + 1,5 \cdot Q_{SV}$$

Lastna teža ograje, držala in prirobnice je za globalno analizo poenostavljena kot linijska obtežba jakosti 1 kN/m, ki se uporabi tudi tukaj, vpliv lastne teže desk na tram pa se dobi iz slike 70. Strižna sila ob levi oziroma desni podpori (0,11 kN) je enaka sili s katero deska deluje na tram. Ta sila je porazdeljena na dolžini trama 0,2 metra, zato je linijska obtežba zaradi lastne teže deske enaka:

$$g_{desk} = 0,11 \text{ kN}/0,2 \text{ m} = 0,55 \text{ kN}/\text{m}$$

Vmesni prostor med deskami se zanemari.

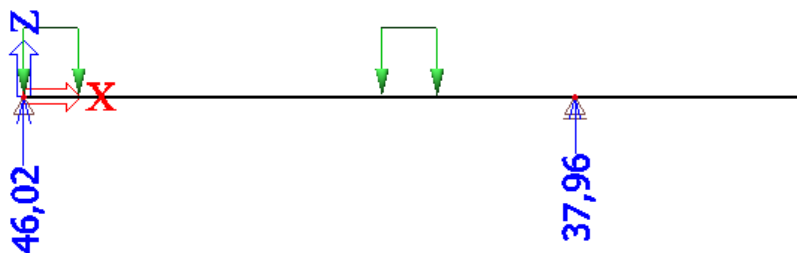
Za obtežbo servisnega vozila se predpostavi da je na deskah (v prečni smeri) pozicionirana točno nad lesenim tramom, tako da povzroča največje obremenitve. Glede na tram, pa je sprednja os na sredini razpona trama.



Slika 72: Položaj servisnega vozila za določitev največjih notranjih sil v tramu

Figure 72: Service load position for maximum internal forces in the longitudinal wooden beam

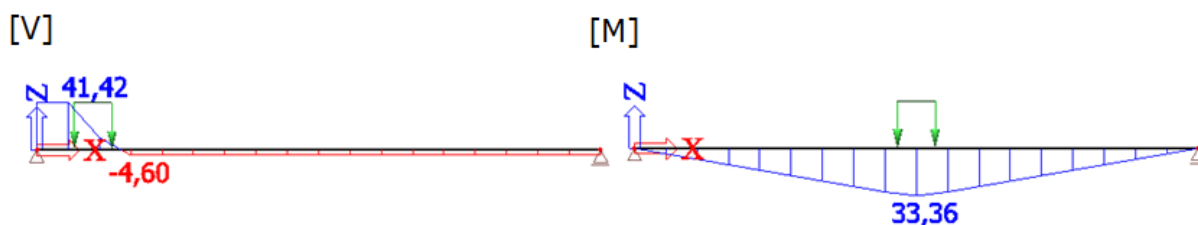
Obremenitev, ki jo povzroča servisno vozilo na tram je enaka navpični sili 46,02 kN, ki je enakomerno razporejena na površini  $0,20 \times 0,30$  m (stična površina med tramom in desko). Če to obremenitev prevedemo v linijsko obtežbo je jakost obtežbe zaradi servisnega vozila 230,10 kN/m.



Slika 73: Reakcija podpor (tramov) pri kritičnem položaju servisnega vozila na deski

Figure 73: Reaction of the supports (wooden beams) at critical location of service vehicle on a wooden board

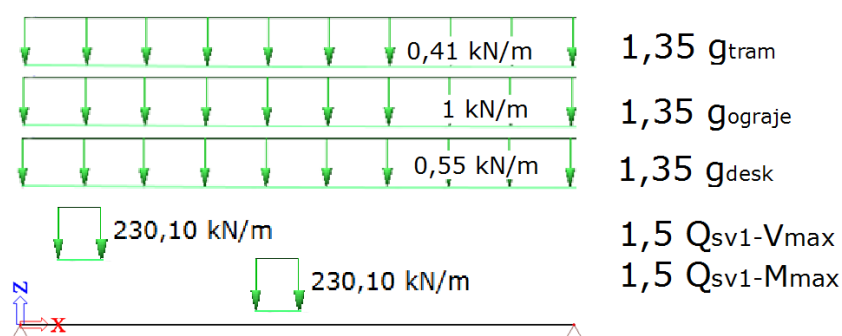
Največji upogibni moment zaradi servisnega vozila znaša 33,36 kN m, največja prečna sila pa 41,42 kN. Največji moment nastane, ko je obtežba servisnega vozila na sredini razpona, največja prečna sila pa ko je servisno vozilo v območju podpore. Obe vrednosti se za določitev merodajnega momenta za dimenzioniranje tramu kombinirata z obremenitvami z lastno težo desk, tramu in ograje.



Slika 74: Diagram največje strižne sile in upogibnega momenta zaradi obtežbe servisnega vozila

Figure 74: Maximum shear force and bending moment diagram for service vehicle load

Za določitev merodajnih notranjih sil se izvednoti merodajno obtežno kombinacijo. Shematski prikaz obtežb in kombinacijskih faktorjev, ki sočasno delujejo v merodajni kombinaciji je prikazan na sliki 75.



Slika 75: Obtežbe uporabljene pri izvednotenju merodajne obtežne kombinacije

Figure 75: Loads used in calculation of relevant load combination

## 6.2.2 Dimenzioniranje vzdolžnih tramov

Največji upogibni moment in prečna sila za enakomerno razporejeno linijsko obtežbo se določi po enačbi (5-1) ter (5-2):

$$M_{tram,max} = 0,46 \text{ kN m}$$

$$V_{tram,max} = 0,62 \text{ kN}$$

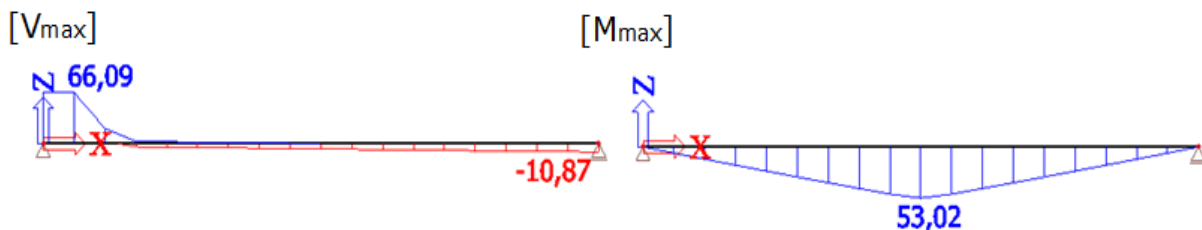
$$M_{ograje,max} = 1,13 \text{ kN m}$$

$$V_{ograje,max} = 1,50 \text{ kN}$$

$$M_{desk,max} = 0,62 \text{ kN m}$$

$$V_{desk,max} = 0,83 \text{ kN}$$

Največja kombinacijska vrednost upogibnega momenta in prečne sile znaša  $M_{max} = 53,02 \text{ kN}$  in  $V_{max} = 66,09 \text{ kN}$  in na te dve vrednosti je potrebno dimenzionirati tramove.



Slika 76: Največje kombinacijske vrednosti upogibnega momenta in prečne sile

Figure 76: Maximum combination values for bending moment and shear force

Kontrola nosilnosti na upogib se izide, saj upogibni moment ni večji od največjega možnega:

$$k_{mod} \cdot \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} \cdot W_y \geq M_{Ed}$$

$$0,9 \cdot \frac{12,5 \frac{kN}{cm^2}}{1,3} \cdot \frac{30 \cdot 22^2 cm^3}{6} \geq 5302 kN cm$$

$$20.942 kN cm \geq 5.302 kN cm \quad \checkmark \text{ pogoju je zadoščeno}$$

Pri kontroli striga pa se kontrola tudi izide:

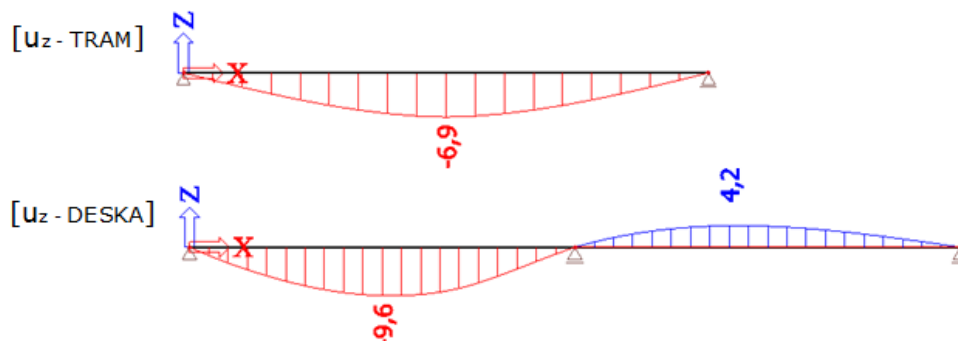
$$\frac{2}{3} \cdot h \cdot b_{y,ef} \cdot f_{v,d} \geq V_{Ed,z},$$

$$\frac{2}{3} \cdot 20 cm \cdot 0,67 \cdot 30 cm \cdot 0,9 \cdot \frac{0,38 \frac{kN}{cm^2}}{1,3} \geq 66,09 kN$$

$$70,50 kN \geq 66,09 kN \quad \checkmark \text{ pogoju je zadoščeno}$$

### 6.3 Kontrola pomikov

Največji vertikalni pomik deske znaša 9,6 mm, tramu pa 6,9 mm. Ti dve vrednosti sta določeni z uporabo istih obtežnih kombinacij kot pri dimenzioniranju le da so kombinacijski faktorji enaki 1,0.



Slika 77: Največji verikalni pomiki tramu in deske

Figure 77: Maximum vertical displacements of the beam and board

Za ugoditev kontroli pomikov, morata biti obe vrednosti pomikov manjše od največjih dovoljenih:

$$6,9 \text{ mm} \leq u_{max} = l/250$$

$$6,9 \text{ mm} \geq 3000 \text{ mm}/250$$

$$\boxed{6,7 \text{ mm} \not\geq 12,5 \text{ mm} \checkmark \text{ pogoju je zadoščeno}},$$

ter

$$9,6 \text{ mm} \leq u_{max} = l/250$$

$$9,6 \text{ mm} \leq 2000 \text{ mm}/250$$

$$\boxed{9,6 \text{ mm} \not\leq 8,0 \text{ mm} \times \text{ pogoju ni zadoščeno}},$$

Kontrola pomika za desko se ne izide, vendar ob upoštevanju, da se pri vožnji s servisnim vozilom uporabi dodatna obloga za prerezporeditev obtežbe še na sosednji deski, se pomik zmanjša na vrednost 3,2 mm, s čimer se pogoj največjega pomika izpolni.

## 7 OBREMENTITVE MOSTNE KONSTRUKCIJE – II. del

### 7.1 Lastna teža

Vpliv lastne teže konstrukcije predstavlja obtežbo, ki je posledica delovanja gravitacije na posamezne elemente konstrukcije. Ker je odvisna od mase elementov, ki se bodo tekom dimenzioniranja lahko spreminjali, je določitev lastne teže v začetni fazi dimenzioniranja le približna ocena. Z uporabo ustrezne programske opreme, se lahko lastna teža za vsak izračun oziroma za vsako spremembo konstrukcije in njenih elementov enostavno avtomatsko izračuna, kar zelo olajša delo.

#### 7.1.1 Lastna teža ograje

Ograja skupaj s prirobnico poteka po robu krovne konstrukcije in jo zato lahko modeliramo kot linijsko obtežbo. Teža enega stebrička z glavo, elementi polnila ter vezno ploščo skupaj znaša 0,53 kN (iz programa SCIA Engineer) in ker znaša razdalja med dvema stebrički 2 metra, znaša enakovredna linijska obtežba 0,27 kN/m. Lastno težo držala in prirobnice izračunamo iz prečnega prereza in gostote tika oziroma jekla.

$$\text{Lastna teža držala:} \quad g_1 = (A_{drzala} \cdot \rho_{k,tik} \cdot 0,00981 \text{ kN/kg}) = 0,06 \text{ kN/m}$$

$$\text{Lastna teža stebrička} \quad g_2 = 0,53/2 \text{ kN/m} = 0,27 \text{ kN/m}$$

$$\text{Lastna teža prirobnice:} \quad g_3 = (A_{prirob} \cdot \rho_{S235} \cdot 0,00981 \text{ kN/kg}) = 0,13 \text{ kN/m}$$

$$\text{Lastna teža ograje skupaj:} \quad g_{ogr} = 0,47 \text{ kN/m}$$

Lastna teža ograje znaša 0,47 kN/m, vendar je potrebno to vrednost povečati še za težo vseh veznih elementov (vijakov, ploščic, zvarov med elementi) ter LED svetila v držalu. Če predpostavimo da teža veznih sredstev znaša okoli 1/10 celotne skupne teže ograje ter da je teža LED svetil zelo majhna (posamezna teža svetilke ne presega 1 kg), skupna enakovredna linijska teža celotne ograje ne dosega vrednosti 1 kN/m, katera pa se uporablja za vrednotenje teže lahkih ograj. Za nadaljnjo dimenzioniranje se predpostavi teža ograje  $g_{ogr} = 1,0 \text{ kN/m}$ .

#### 7.1.2 Lastna teža krovne konstrukcije

$$\text{Lastna teža deske:} \quad g_4 = (A_{deske} \cdot \rho_{k,tik} \cdot 0,00981 \text{ kN/kg}) = 0,15 \text{ kN/m}$$

$$\text{Lastna teža trama:} \quad g_5 = (A_{trama} \cdot \rho_{k,tik} \cdot 0,00981 \text{ kN/kg}) = 0,41 \text{ kN/m}$$

Teža ene deske je 0,60 kN ( $g_4 \cdot 4 \text{ m}$ ), teža enega trama pa 2,46 kN ( $g_5 \cdot 6 \text{ m}$ ). Skupna teža vseh desk v krovni konstrukciji (ob upoštevanju da je razmak med deskami 1 cm) je

$$147,60 \text{ m} / 0,21 \text{ m} \cdot 0,60 \text{ kN} = 421,80 \text{ kN},$$

skupna teža vseh vzdolžnih tramov pa

$$3 \cdot 147,60 \text{ m} \cdot 0,41 \text{ kN/m} = 181,55 \text{ kN}$$

Lastna teža krovne konstrukcije znaša  $421,80 \text{ kN} + 181,55 \text{ kN} = 603,35 \text{ kN}$  oziroma, če jo razporedimo po celotni površini krovne konstrukcije

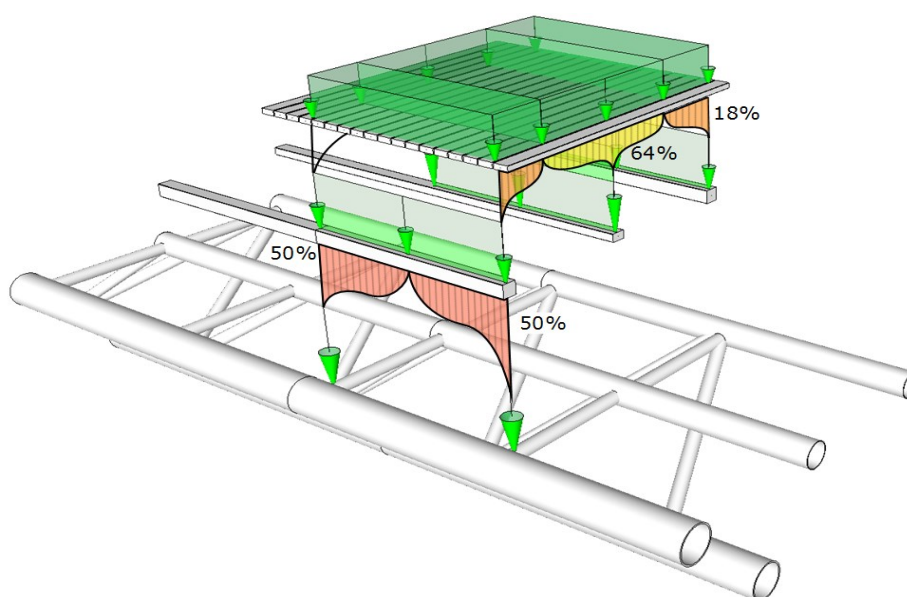
$$603,35 \text{ kN} / (147,60 \text{ m} \cdot 4,0 \text{ m}) = 1,02 \text{ kN/m}^2$$

## 7.2 Raznos obtežbe na prekladno konstrukcijo

Lastna teža krovne konstrukcije, kot tudi ostale površinske obtežbe, ki se preko krovne konstrukcije prenašajo na prekladno konstrukcijo (obtežba pešcev in kolesarjev, sneg ter veter) se razporedijo na vzdolžne oziroma prečne nosilce glede na raznos obtežbe preko desk na tramove in na prekladno konstrukcijo.

Ker so deske v bistvu kontinuirni nosilci preko dveh polj, sredinski tram dobi največji delež obtežbe iz desk. Iz slike 70 je razvidno, da ob teži deske  $0,60 \text{ kN}$  na vsako robno podpor odpade  $0,11 \text{ kN}$ , na sredinsko pa  $0,38 \text{ kN}$ . Na sredinsko podporo (sredinski tram) odpade približno 64 %, na vsako od robnih podpor (robni tram) pa 18% lastne teže deske oziroma vsake od obtežb, ki je enakomerno razporejena po dolžini deske. Ker je tram prostoležeč nosilec, se polovica obtežbe, ki deluje na posamezen tram, prenese na vsak od prečnih nosilcev nosilne konstrukcije.

V primeru ko katera od obtežb ni enakomerno razporejena po celotni konstrukciji (obtežb servisnega vozila, obtežba pešcev in kolesarjev samo na enem delu krovne konstrukcije), se vpliv obtežbe ustrezno določi za vsako obtežbo posebej.



Slika 78: Porazdelitev obtežbe iz krovne na prekladno konstrukcijo

Figure 78: Load distribution from deck to superstructure

### 7.3 Povzetek obtežb

Stalne obtežbe -  $G$ :

- Lastna teža nosilne konstrukcije mostu -  $G_1$
- Lastna teža krovne konstrukcije, ograje ter plašča -  $G_2$

Koristne obtežbe:

- Obtežba pešcev in kolesarjev -  $Q_k$
- Obtežba servisnega vozila -  $Q_{SV}$

Vplivi okolice:

- Sneg -  $S$
- Veter –  $W$
- Temperaturna obtežba -  $T$

Ostale obtežbe:

- Posedanje podpor –  $U$

### 7.4 Obtežne kombinacije

Obtežbe delimo na štiri skupine (stalni vplivi -  $G$ , spremenljivi vplivi -  $Q$ , vpliv prednapetja –  $P$ , nezgodni vplivi –  $A$ ) ter vpliv potresa -  $A_E$ , katere je potrebno med seboj ustrezno kombinirati, saj tekom življenjske dobe mostu lahko delujejo sočasno. V obtežnih kombinacijami jih kombiniramo z delnimi obtežnimi faktorji ter redukcijskimi faktorji. Delni obtežni faktorji so odvisni od načina delovanja obtežbe ter od nabora delnih faktorjev. Za analizo mostu se, po dodatku A2 k standardu EN 1990 uporabijo delni obtežni faktorji za določitev mejnega stanja nosilnosti STR/GEO (Set B) [17: točka A.1.1(1), 41 ter 42: pregl. A2.4(B)].

*Preglednica 4: Delni faktorji glede na tip obtežbe*

Table 4: Partial factors for actions

	Stalna obtežba			Pred-napetje	Prevladujoča spremenljiva obtežba	Ostale sodelujoče spremenljive obtežbe
	Neugodno delovanje	Ugodno delovanje	Pomik podpor			
<b>Stalna</b>	$\gamma_{G,sup}$	$\gamma_{G,inf}$	$\gamma_{Gset}$	$\gamma_P$	$\gamma_{Qk,1}$	$\gamma_{Qk,i}$
<b>Vrednost faktorja</b>	1,35	1,00	1,35 / 1,00	1,35 / 1,00	1,35 / 1,50	1,50

Vplive pomikov podpor se v kombinacijah ne upošteva če so ti vplivi zanemarljivi. V primeru, da niso zanemarljivi, se jih poveča za faktor  $\gamma_{Gset} = 1,35$ , če delujejo neugodno oziroma za 1,00 če delujejo



ugodno. Ker se prednapetje šteje za stalni vpliv, ga je potrebno upoštevati pri vseh obtežnih kombinacijah. Obtežni primer prednapetja se »prišteje« stalnim obtežbam  $G$ , kjer se nato tudi celota ustrezno kombinira z delnimi obtežnimi faktorji  $Y_{G,suf} = 1,35$  če so si vplivi stalnih in spremenljivih obtežb nasprotujoči, oziroma  $Y_{G,inf} = 1,00$  če so vplivi stalnih obtežb ugodni [40: pogl. 5.3]. Spremenljive obtežbe se množi z vrednostjo 1,50, razen ko je prevladujoča spremenljiva obtežba premikajoča obtežba (pešci in kolesarji oziroma servisno vozilo), ko se vplive množi z 1,35.

Kako se kombinirajo in v kolikšni meri upoštevamo posamezno obtežbo v obtežni kombinaciji je predvsem odvisno od obsega statističnih podatkov za posamezno obtežbo. Več kot je podatkov bolj natančno se obtežbo lahko ovrednoti z jakostjo (karakteristična vrednosti), kot tudi z verjetnostjo da bo dosežena izbrana jakost obtežbe. Karakteristična vrednost ( $Q_k$ ) je tista vrednost obtežbe, za katero se predvideva da ne bo presežena v določenem časovnem obdobju. To časovno obdobje je odvisno od posamezne obtežbe, pogosto je to 50 oziroma 100 let.

V kombinacijah se uporabi kombinacijska vrednost obtežb ( $\psi_0 Q_k$ ), saj je verjetnost, da se sočasno pojavijo največje vrednosti obtežb manjša od posamezne verjetnosti za pojav karakteristične obtežbe. Njena velikost se določi z deležem od karakteristične obtežbe, s kombinacijskim faktorjem  $\psi_0$ . Poleg kombinacijske vrednosti je potrebno upoštevati še pogosto vrednost ( $\psi_1 Q_k$ ) ter navidezno stalno vrednost obtežbe ( $\psi_2 Q_k$ ). Pogosta vrednost se uporablja predvsem za mejna stanja uporabnosti, navidezno stalna vrednost pa za kontrole nosilnosti in deformacij pri nezgodnih in potresnih stanjih.

Preglednica 5: Uporaba redukcijskih faktorjev pri preverjanju mejnih stan [17: pregl. 1-5]

Table 5: Usage of reduction factors for different limit states

Mejno stanje	Projektno stanje ali kombinacija	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Mejno stanje nosilnosti	stalna in začasna	neprevladujoči	-	-
	nezgodna	-	prevladujoči	-
	potresna	-	-	vsi vplivi
Mejno stanje uporabnosti	stalna in začasna	neprevladujoči	-	-
	nezgodna	-	prevladujoči	neprevladujoči
	potresna	-	-	vsi vplivi

Preglednica 6: Vrednosti  $\psi$  faktorjev za mostove za pešce [42: pregl. A2.2]

Table 6: Values of  $\psi$  factors for footbridges

Vpliv	Simbol	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Premikajoča obtežba	$Q_k, Q_{SV}$	0,4	0,4	0
Veter	W	0,3	0,2	0
Toplotni vplivi	T	0,6	0,6	0,5
Sneg	S	0,8	-	0

Kombinacije se določi na podlagi kombinacijskega ključa:

$$\gamma_{G,sup/inf} \cdot G + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Qk,1} \cdot Q_{k,1} + \gamma_{Qk,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Preglednica 7: Osnovne kombinacije za mejno stanje nosilnosti

Table 7: Basic ultimate limit state combinations

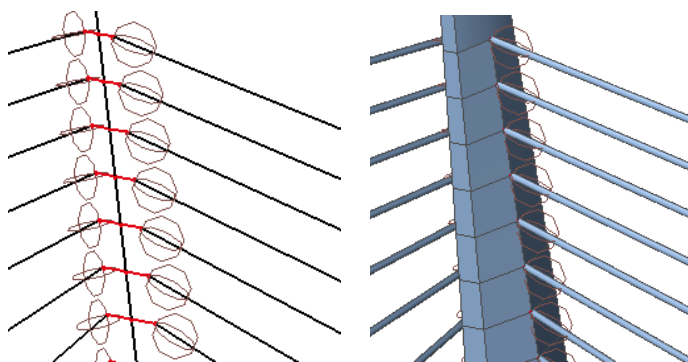
Oznaka kombinacije	Kombinacijski ključ
K1	$1,35 \cdot (G + P)$
K2	$1,35 \cdot (G + P) + 1,35 \cdot Q_k$
K3	$1,35 \cdot (G + P) + 1,35 \cdot Q_{SV}$
K4	$1,35 \cdot (G + P) + 1,5 \cdot S$
K5	$1,35 \cdot (G + P) + 1,5 \cdot W$
K6	$1,35 \cdot (G + P) + 1,5 \cdot T$
K7	$1,35 \cdot (G + P) + 1,5 \cdot U$

Vsaka od osnovnih kombinacij ima še pod-kombinacije, kjer vsaka pod-kombinacija lahko določa lokacijo delovanja obtežbe, način delovanja obtežbe ali pa usmerjenost obtežbe. Pri obtežbi vetra se s pod-kombinacijami zajame vplive vetra v prečni ter vzdolžni smeri glede na prekladno konstrukcijo, pri obtežbi pešcev in kolesarjev ter servisnega vozila so v pod-kombinacijah zajete različne lokacije obtežbe (npr. pomikanje obtežbe vzdolž mostu), pri temperaturnih kombinacijah različni temperaturni profili, pri pomiku pa različne kombinacije pomikov podpor.

Na podlagi rezultatov osnovnih kombinacij se določi še kombinacije, kjer so posamezne obtežbe kombinirane z ostalimi obtežbami, ob upoštevanju da je to dejansko mogoče. Sočasno delovanje snega in visokih poletnih temperatur ni možno, kot ni tudi možna kombinacija obtežbnega primera, dviga podpor (servisiranje podpor) z obtežbo pešcev, saj se ob servisiranju most zapre.

## 8 MODELIRANJE V PROGRAMU SCIA ENGINEER

Vsakemu elementu so določene materialne in geometrijske karakteristike, za upoštevanje stabilnosti pa tudi uklonske dolžine oziroma uklonski koeficienti. Elementom, ki predstavljajo zatege, pa je določena še dodatna lastnost, to je geometrijska nelinearnost. Elementi se stikajo v vozliščih, ki matematično predstavljajo toge spoje, v primeru členkastega spoja pa so na posamezen element vneseni členki. Ker so dimenzije pilona velike, se vpliv pritrjevanja zateg oziroma stabilizatorjev na pilon (dodatni upogibni moment zaradi oddaljenosti spoja od težiščne osi pilona) zajame s togimi povezavami (angl. »Rigid links«), s katerimi se med dvema točkama določi konstantno razdaljo.



Slika 79: Toga povezava med vozlišči pilona in zategami

Figure 79: Rigid links between pylon and cable stays nodes

Temelji pilonov predstavljajo togo podporo, krajni oporniki pa nepomično členkasto podporo.

### 8.1 Modeliranje zateg

S programsko opremo, se jeklenice modelira kot končne elemente z nadomestnim okroglim prerezom, ki ima enako površino kot je prečni prerez metalnega dela jeklenice. Za to je potrebno za izbran prerez jeklenice določiti enakovreden premer homogenega okroglega prereza. Metalni del prereza jeklenice se določi na podlagi enačbe [40: en. 2.2]:

$$A_m = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot f,$$

kjer je  $f$  koeficient zapolnjenosti prereza določen v poglavju 3.1.2. Iz znane vrednosti metalnega dela površine prereza, se z uporabo enačbe za račun površine kroga in malo matematične aritmetike lahko izpelje izraz za enakovredni premer  $d_o$ :

$$A_o = \frac{\pi \cdot d_o^2}{4} = A_m$$

$$\frac{\pi \cdot d_o^2}{4} = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot f$$

$$d_o = d \cdot \sqrt{f}$$

Jeklenico z nazivnim premerom  $d = 25 \text{ mm}$  in površino metalnega dela  $A_m = 412,33 \text{ mm}^2$  se v programski opremi modelira kot okrogli prerez s premerom  $d_o = 22,91 \text{ mm}$ .

Jeklenice nimajo upogibne trdnosti in so zato zelo podvržene upogibnim deformacijam, tako zaradi spremenljivih vplivov kot samo lastne teže. Jeklenica, ki je podprta na skrajnih koncih in obtežena samo z lastno težo, bo vedno zavzela obliko verižnice (angleško »catenary«). Pri tej obliki se notranja normalna sila najučinkoviteje prenese do podpor, ne da bi le ta zaradi spreminjanja oblike elementa, povzročala dodatni upogibni moment. Posledično se jo tudi uporablja pri konstruiranju ločnih konstrukcij.



*Slika 80: Prosti povesi verige ter spomenik Gateway Arch [39]*

*Figure 80: Hanging chain in a catenary form and Gateway Arch*

Ker je potek notranje sile v jeklenici zelo odvisen od njene deformacijske linije mora jeklenica tekom življenjske dobe mostu ohraniti zasnovano obliko, kar pa se zagotovi s prednapetjem. Prednapetje jeklenico prisili da zavzame predpisano obliko (v primeru zateg ravno črto) in jo ohranja, tudi ko na konstrukcijo delujejo ostale obremenitve, oziroma se s prednapetjem prepreči, da bi se napetosti v zategi zmanjšale toliko, da bi prišlo do nestabilnosti posameznih elementov ali celotne konstrukcije [40: pogl. 2.2].

Silo prednapetja v posamezni zategi se določi iz predpostavke, da celotna konstrukcija, ki je pod vplivom stalnih obtežb in vpliva prednapetja, zavzame takšno obliko, ki za vse ostale obtežne kombinacije predstavlja začetno, nedeformirano obliko. To pomeni da je potrebno določiti vrednosti sile prednapetja v zategah, ter začetne dimenzije elementov tako da so:

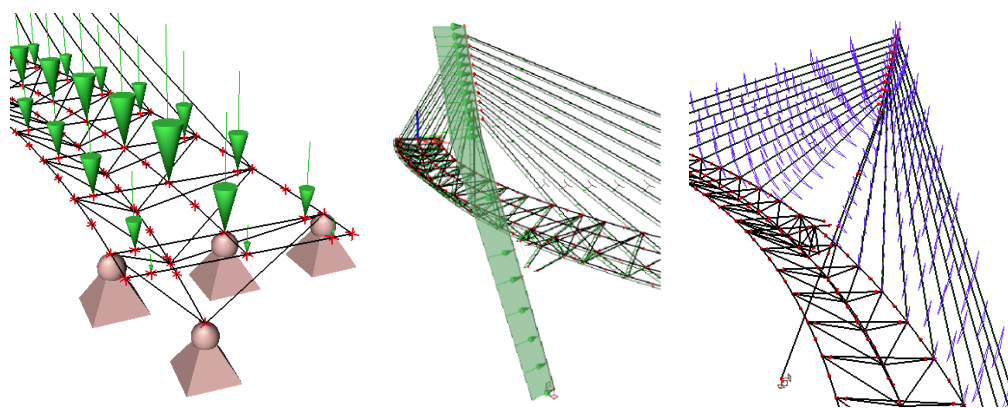
- povesi zateg minimalni oziroma zanemarljivo majhni,
- položaj pilonov vertikalni in
- prekladna konstrukcija zavzame zastavljen horizontalni ter vertikalni potek.

Obtežbe, ki se upoštevajo so lastne teže konstrukcijskih in nekonstrukcijskih elementov ( $G$ ) ter obtežba prednapetja ( $P$ ). Te obtežbe se upošteva skupaj v kombinaciji » $G+P$ «, kjer so posamezne kombinacije kombinirane po kombinacijskem ključu  $\gamma_{G,inf} \cdot (G + P) = 1,0 \cdot (G + P)$ .

Za modeliranje jeklenic (kablov) v programski opremi je potrebno določiti začetne nastavitve v projektnem dialogu, zavihek funkcionalnost in sicer možnosti začetne napetosti (Initial stress) ter nelinearnost (Nonlinearity) in podmožnost kalkulacije drugega reda (2<sup>nd</sup> order calculation). V nastavitvah reševalnika (Solver setup) je potrebno obkljukati račun nelinearnosti z začetnimi napetostmi (Initial stress ter Initial stress from load case) dobljenimi iz obtežnega primera prednapetja  $P$  saj se lastna teža zatege poda kot linijska obtežba, sila prednapetja pa kot ustrezni temperaturni skrček. Na podlagi obtežnega primera  $P$  program določi začetno obliko zatege, katera je podlaga za nadaljnji račun notranje sile ter končnega povesa zatege z uporabo nelinearnih kombinacij.

## 8.2 Modeliranje obtežb

Za vnos obremenitev, so bili uporabljeni štirje matematični modeli obtežb: točkovna obtežba, linijska obtežba, temperaturna sprememba v elementu ter pomik vozlišča.



Slika 81: Točkovne sile, linijska obtežba ter temperaturni vpliv

Figure 81: Point, line, and thermal load

Lastna teža nosilne konstrukcije mostu se izračuna samodejno v programu, teža krovne konstrukcije in snea so v prekladno konstrukcijo vneseni kot točkovne obtežbe v vozliščnih elementov, z linijskimi obtežbami so v konstrukcijo vneseni vplivi vetra, kot tudi vplivi premikajoče obtežbe (pešci in kolesarji ter servisno vozilo), preko elementov za raznos obtežbe (elementom je predpisana nična oziroma izjemo majhna togost). Temperaturna obtežba se vnese v konstrukcijo kot raztezek oziroma skrček vseh elementov v prekladni konstrukciji in pilonih. Vnos obtežbe posedanja podpor je opisan v poglavju 4.5.

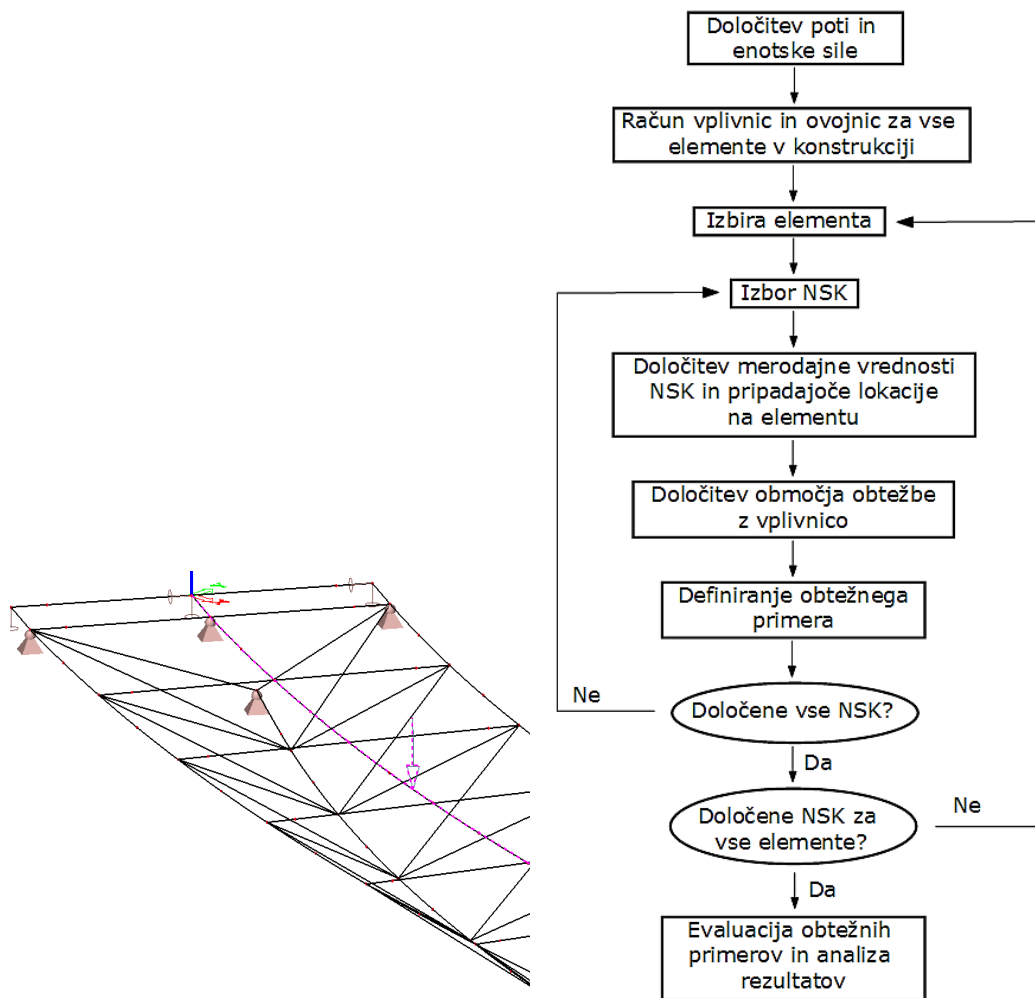
### 8.2.1 Premikajoča obtežba

Obtežbo pešcev in kolesarjev ter servisnega vozila se lahko porzdeli v manjše obtežbe, od katere ima vsaka drugačen položaj, a je zaradi dolžine mostu to zamudno. Obtežbi se zato v programski opremi modelira kot premikajočo obtežbo – Mobile Load.

Po prekladni konstrukciji se določi referenčna pot, »tirnica«, po kateri se lahko premika izbrana obtežba. Tirnica je sestavljena iz zaporednih stikajočih se elementov in ima definiran začetek in konec. Po tirnici se nato »zapelje« vertikalna (ker obtežba pešcev in kolesarjev deluje navzdol) sila z jakostjo 1. S tem se

za vsak položaj vertikalne sile na poti določi fiktivne vplive, ki jih ima ta obtežba na elemente v konstrukcij. Na podlagi tega se skonstruira vplivnica, krivulja, ki ponazarja vpliv obtežbe na izbrano količino, ki jo iščemo, glede na položaj obtežbe. Z vplivnicami, se določi območja, kjer ima premikajoča obtežba največji vpliv na elemente v prekladni konstrukciji.

Pri računu vpliva premikajočih obtežb je bilo upoštevano, da se obtežba pešcev razteza po celotni širini krovne konstrukcije in da se obtežba servisnega vozila nahaja na sredini prekladne konstrukcije.



Slika 82: Tirnica za na srednjem vzdolžnem nosilcu in postopek za določitev območja obtežbe

Figure 82: Track for the Mobile Load on the middle longitudinal beam and process for defining load area

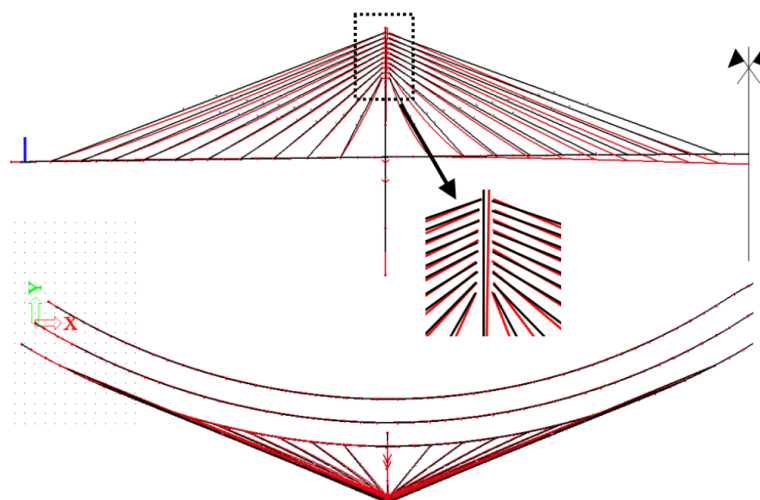
Za vsak element je potrebno določiti šest notranjih statičnih količin (N,  $V_y$ ,  $V_z$ ,  $M_y$ ,  $M_z$  ter T), ter za vsako od NSK najmanjšo negativno ter največjo pozitivno vrednost, katera je posledica ustreznega položaja premikajoče obtežbe.



Slika 83: Primer vplivnice in razporeditev obtežbe glede na vplivnico  
Figure 83: An example of an influence line and derived load distribution

### 8.3 Začetno dimenzioniranje

Za začetne dimenzije elementov prekladne konstrukcije so bili izbrani okrogli votli CFHC profili premera 273 mm z debelino stene 12,5 mm. Za zatege je izbrana jeklenica nazivnega premera 25 mm, za pilona pa so izbrane dimenzije v poglavju 2.4.1, z debelino stene 40 mm. Iz začetne oblike deformirane konstrukcije (slika 84), kjer so sile v zategah posledica teže konstrukcije, je razvidno da se pilona nagneta proti sredini razpona, prekladna konstrukcija se najbolj povesi na sredini srednjega razpona, v prvem in tretjem razponu pa se dvigne. Gledano iz ptičje perspektive se konstrukcija rahlo zoža, kar je posledica upogiba pilonov proti prekladni konstrukciji, kar je tudi pričakovano.

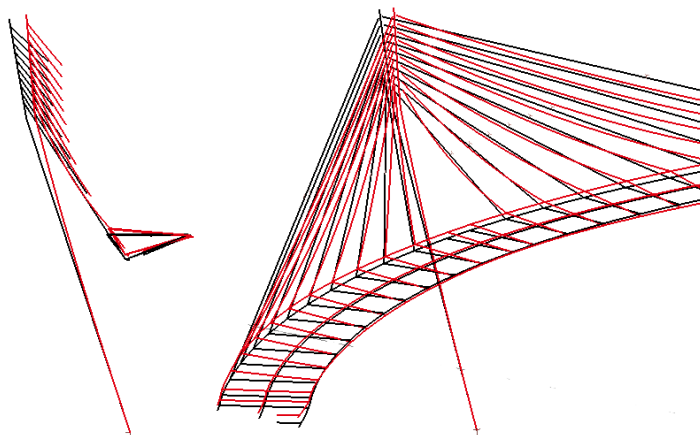


Slika 84: Začetne deformacije zaradi lastne teže  
Figure 84: Initial deformations under self-weight

Prvi ukrep je korekcija prednapetja (temperaturne obtežbe) s čimer dvignemo prekladno konstrukcijo v ustrezen horizontalni potek ter popravimo vertikalnost pilonov ob hkratnem zagotavljanju zadostne sile v zategah.

Vertikalnost pilonov v ravnini X-Z (pogled iz smeri Y) lahko določimo z ustreznim prednapetjem zateg tako, da se zatege na tisti strani, kjer se pilon odklanja stran, bolj napnejo, pri čemer je največja sila

prednapetja omejena s strani prekladne konstrukcije, saj je le-ta relativno lahka. Z večanjem sile prednapetja se le-ta dviguje, ker pa je na zatege pritrjena samo na zunanji strani, se zvrta proti notranji strani krivine.



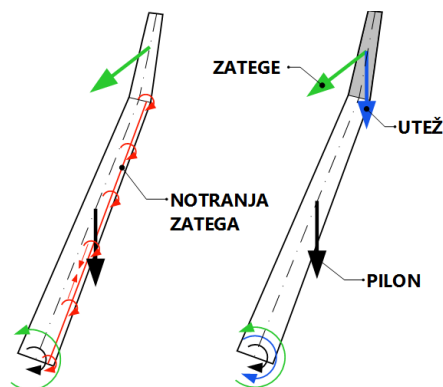
Slika 85: Deformirana konstrukcija pod obtežno kombinacijo »G+P«

Figure 85: Deformations of the structure under »G+P« load combination

Zaradi neugodne oblike oziroma položaja pilonov, se v njem pojavijo upogibni momenti, ki povzročijo nagib proti prekladni konstrukciji. Ker je ta pomik velik, ga je potrebno zmanjšati ali s povečanjem togosti pilona ali pa z dodatno obtežbo, ki bi imela ravno nasproten vpliv kot ga ima lastna teža prekladne konstrukcije s prednapetjem v zategah.

Dodatno obtežitev se lahko izvede ali z:

- izvedbo pilona v kombinaciji jeklo – beton, kjer bi bil notranji votli del pilona zapolnjen z betonom. S tem se pilonu poveča tako togost, kot tudi teža, ki ima nasproten vpliv na pilon kot prekladna konstrukcija. Pilon se lahko zapolni le deloma, na primer le vrhnji del z zategami ali pa v celoti.
- prednapetjem pilona, z jeklenico ki je postavljena ekscentrično glede na težiščno os pilona. S tem se v pilon vnese upogibni moment in s tem manjše pomike na vrhu pilona a tudi povečanje že obstoječih tlačnih sil v pilonu.



Slika 86: Vnos dodatnega upogibnega momenta v pilone

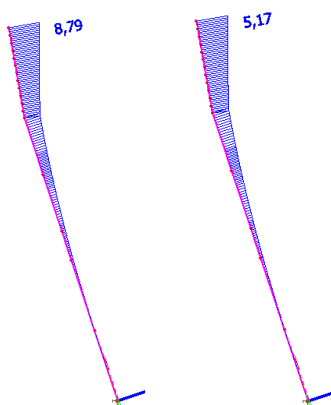
Figure 86: Input of additional bending moment into pylons



Pri reševanju začetnih pomikov pilona in prekladne konstrukcije se upošteva le pomike, ki so posledica spremenljive obtežbe, saj se vplive stalne obtežbe lahko zmanjša z ustrezno začetno geometrijo, se pravi zamaknitvijo pilonov oziroma nadvišanjem prekladne konstrukcije.

### 8.3.1 Povečanje debeline stene

Togost pilona se najenostavneje poveča s spremembo oblike oziroma če je oblika že vnaprej določena s spremembo debeline sten pilona, vendar je debelina sten omejena z obliko pilona, tehnologijo izdelave ter samo ekonomičnostjo. Večja kot je debelina sten, večji je vztrajnostni moment prereza ter s tem tudi manjši pomiki. Pri pilonih mostu to ne pride do izraza, saj se ob povečanju debeline za faktor 2 (na 80 mm) horizontalni pomik vrhnje točke pilona pomik zmanjša iz 8,79 na 5,17 cm. Z večanjem debeline bi se sicer pomik lahko še zmanjšal, vendar bi bila debelina stene pilona pretirana.

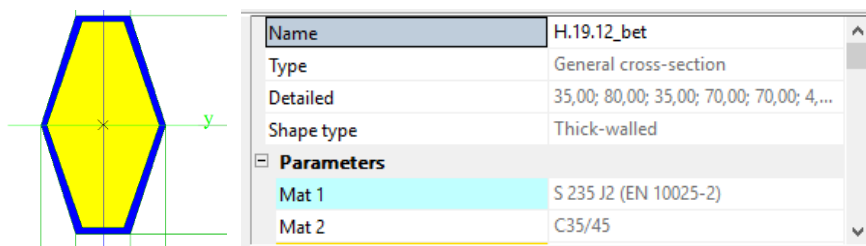


Slika 87: Horizontalni pomik pilona z 80 (levo) in 40 mm (desno) debelo steno

Figure 87: Horizontal displacement of the pylon with 80 (left) and 40 mm (right) thick walls

### 8.3.2 Dodatna obtežba s polnilom iz betona

Obtežba polnila se lahko vnese kot linijska obtežba, ki je enakovredna teži cementnega betona v zapoljenem delu pilona. Ker pilonu s polnilom povečamo tako težo, kot tudi togost, je potrebno pri računu upoštevati spremenjene geometrijske karakteristike prereza pilona. Oboje lahko naredimo v programski opremi z definiranjem prereza, ki je sestavljen iz dveh različnih materialov. Geometrijske karakteristike in dodatno težo betona program izračuna samodejno. Za cementni beton je bila izbran trdnostni razred C35/45.



Slika 88: Prečni prerez z dvema materialoma

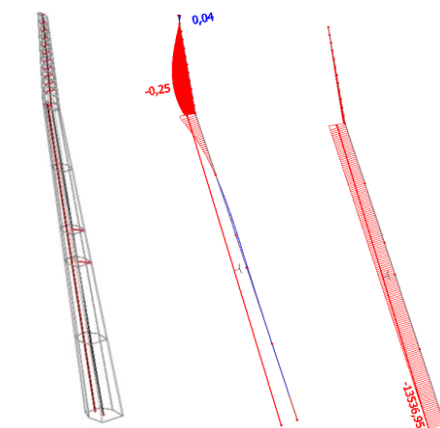
Figure 88: Cross-section with two materials

Horizontalni pomik pilona se je z izvedenim ukrepom sicer zmanjšal v primerjavi z votlim pilonom z debelino stene 40 mm, vendar premalo. Pomik pri pilonu z zapolnjenim zgornjim delom pilona tako znaša 7,41 cm. Za zmanjšanje pomika, se lahko še zapolne preostali del pilona, s čimer se zmanjša pomik na 4,80 cm. V primeru da bi bil popolnoma zapolnjen z betonom in debelino jeklene stene 80 mm se pomik zmanjša na 3,39 cm. Tako povečanje debeline stene kot izvedba pilona z betonskim polnilom imata približno enak učinek na horizontalni pomik, s samo povečanjem debeline sten pilona se pomik zmanjša za 3,62 cm, z zapolnitvijo z betonom pa za centimeter več.

### 8.3.3 Prednapetje z notranjo jeklenico

Princip delovanja notranjega prednapetja je identičen tistemu iz prednapenjanja armirano-betonskih elementov. Z jeklenico se v prečni prerez vnese ekscentrična tlačna sila, ki v nosilcu povzroči zmanjšanje nateznih napetosti in dodatni upogibni moment. V element je možno vsiliti take upogibne momente, da se izbočijo v nasprotno smer, kot delujejo ostale obtežbe, kar je tudi cilj tega ukrepa za zmanjšanje pomika pilona.

Jeklenica poteka od dna pilona do njegovega loma, v vrhnjem delu pilona. Od zadnje stene pilona je odmaknjena 25 centimetrov, in je na obeh koncih pritrjena preko členkastih spojev, prednapetje se je v jeklenico vneslo kot negativna temperaturna sprememba.



Slika 89: 3D pogled položaja zatege, pomik pilona ter tlačna sila v pilonu

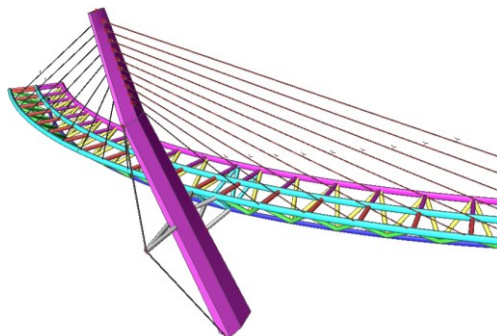
Figure 89: 3D view of the position of steel wire, displacement of pylons and compression in pylon

Z večanjem sile prednapetja se pilon približuje k načrtanemu položaju, a se s tem tudi povečuje tlačna sila. Da bi pilon zavzel zastavljen položaj bi bila potrebna tako velika tlačna sila, ki bi povzročila nestabilnost (Eulerjeva kritična sila je manjša od tlačne sile v pilonu), zato ta način ni ustrezen.

### 8.3.4 Prednapetje z zunanjo jeklenico

Notranja jeklenica povzroča prevelike tlačne sile, ker je potrebno majhno ročico kompenzirati z veliko silo, zato povečamo ročico tako, da se natega prestavi na zunanjo stran nosilca in tudi usmeri stran od težiščne osi pilona. Sidrišče jeklenice je tako na eni strani na lomljenem delu pilona, na drugi pa v temelju pilona, tako da natega in pilon zavzameta obliko loka.

S takšno konfiguracijo je možno v pilon vsiliti deformacije, da skupaj z ostalimi obtežbami v obtežnem primeru »G+P«, pilon zavzame predvideno obliko, ki bo osnova nadaljni analizi obtežnih kombinacij

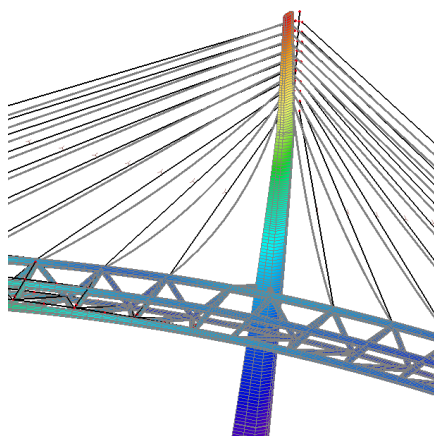


*Slika 90: 3D pogled konstrukcije mostu z zunanjo natego pilona*

*Figure 90: 3D view of the bridge structure with external pylon tensioning cable*

### 8.3.5 Vpliv horizontalnega pomika pilona na prekladno konstrukcijo

Večji kot je horizontalni pomik pilonov, bolj se prekladna konstrukcija povesi. Do večjih prečnih zasukov v prekladni konstrukciji ne pride. Iz tega se lahko sklepa, da na prekladno konstrukcijo horizontalni pomik pilona nima velikega vpliva, ima pa na zatege, saj se z večanjem pomika zmanjšuje natezna sila v zategah, ki so najbližje pilonu, v zunanjih zategah pa se zaradi spreminjanja geometrije celotne konstrukcije natezna sila povečuje.



*Slika 91: Poves zateg zaradi horizontalnega pomika pilona*

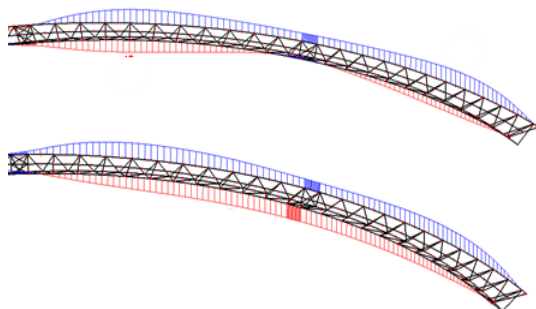
*Figure 91: Sag in cable-stays due to horizontal displacement of the pylon*

Do zmanjšanja natezne sile v notranjih zategah pride zaradi rotacije prekladne konstrukcije okoli vzdolžne osi. Ker le-ta poteka v krivini, se razdalja med vrhom pilona in prekladno konstrukcijo zmanjšuje in s tem tudi natezna sila v zategah. Horizontalni pomik pilona je tako potrebno omejiti.

### 8.4 Vpliv stabilizatorjev

Tekom določanja prednapetja v zategah se je izkazalo da imajo na vertikalni potek prekladne konstrukcije in tudi na jakost prednapetja v zategah velik vpliv stabilizatorji, saj ti tvorijo vmesno

podporo. Zaradi stabilizatorjev ima prekladna konstrukcija sicer manjši zasuk okoli vzdolžne osi a zato poteka, gledano od krajne podpore proti sredini mostu, valovito. Deformacije so sicer ranga nekaj centimetrov, vendar se ob obtežbi pešcev ali servisnega vozila lahko multiplicirajo, in povzročijo takšne deformacije prekladne konstrukcije, ki tvorijo neudobje ob uporabi mostu.



Slika 92: Vertikalne deformacije krajnih vzdolžnih nosilcev z (zgoraj) in brez (spodaj) stabilizatorjev

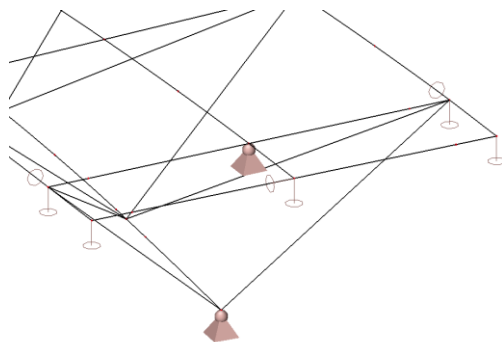
Figure 92: Vertical displacements of side longitudinal beams with (top) and without (bottom) stabilizers

Z odstranitvijo stabilizatorjev zasuk prekladne konstrukcije poteka zvezno, brez »valovanja«, a ker ni vmesne podpore je zato zasuk večji.

## 8.5 Vpliv krajnih podpor

Definiranje robnih pogojev konstrukcije oziroma določitev tipa podpor konstrukcije določa obnašanje konstrukcije med obremenitvami. Nosilec, ki je podprt z dvema nepomičnima členkastima podporama se bo bolj posedel kot nosilec, ki je vpet z robnimi podporami, a se bo v slednjem pojavil tako negativni upogibni moment ob podporah, kot tudi osna sila v primeru obremenitve z temperaturo.

Krajne podpore so vzete kot kombinacija nepomičnih in pomičnih členkastih podpor. Z nepomično členkasto podporo se del sile v zategah prenese v krajne opornike, ki delujejo kot sidrišče, s pomično členkasto podporo na robnih vzdolžnih nosilcih pa so sproščeni pomiki v prečni smeri. Vertikalni pomiki ter zasuk prekladne konstrukcije je s tem manjši, saj je prekladna konstrukcija preko več členkastih podpor vpeta v krajni opornik. Z omogočenim prečnim premikom členkastih podpor se prepreči napetosti v jeklenih elementih med podporami, zaradi delovanja temperaturnih vplivov.



Slika 93: Matematični model krajnih podpor

Figure 93: Mathematical model of end supports

Ker je prekladni konstrukciji preprečen pomik vzdolž vzdolžne osi, se lahko pričakuje tako tlačne, kot tudi natezne sile v vzdolžnih nosilcih, odvisno od obremenitve. Pri mostnih konstrukcijah z več razponi so krajne podpore večinoma pomične, saj je potrebno konstrukciji zaradi temperaturnih sprememb omogočiti neovirano raztezanje oziroma krčenje, vmesni podporniki pa so lahko togo povezani z prekladno konstrukcijo ali pa omogočajo premike tako v vzdolžni kot prečni smeri.

## 9 VPLIVI OBTEŽB

Da se izognemo prevelikemu številu obtežnih kombinacij, je potrebno določiti vplive posamezne obtežbe na konstrukcijo. S tem se lahko tiste obtežbe, katere imajo zelo majhen vpliv, izvzame iz analize. Za vsako od obtežb se določi ovojnico notranjih obremenitev in na podlagi te ovojnice še ovojnico izkoriščenosti prereza posameznega elementa. Iz količnika izkoriščenosti posameznega elementa se določi velikost vpliva posamezne obtežbe, pri čemer je potrebno vedeti, da tu načelo superpozicije ne velja, saj so zaradi zateg (nelinearnost) vplivi sočasnega delovanja več obtežb različni od »seštevek« dveh posamičnih obtežb.

*Preglednica 8: Koeficienti izkoriščenosti prereza za različne obtežbe<sup>7</sup>*

Table 8: Section check values for different actions

Element		$T$	$W$	$S$	$U$	$Q_k$	$Q_{sv}$	$G$
<b>Pilon</b>		0,04	0,01	0,10	0,01	0,94	0,06	0,33
<b>Zatege</b>	Zatege	0,01	0,01	0,05	0,01	0,71	0,06	0,32
	Zatega pilona	0,05	0,01	0,02	0,01	1,15	0,01	0,79
<b>Vzdolžni nosilec</b>	Srednji	0,16	0,05	0,06	0,01	0,74	0,16	0,22
	Robni	0,27	0,14	0,09	0,01	9,14	0,09	0,48
	Spodnji	0,21	0,22	0,23	0,03	3806	0,25	0,35
<b>Prečke</b>		0,28	0,03	0,09	0,01	1,04	0,18	0,35
<b>Diagonale</b>		0,13	0,03	0,05	0,01	0,57	0,09	0,17

V preglednici 8 so zbrani koeficienti izkoriščenosti prečnega prereza za posamezne skupine elementov v mostni konstrukciji. Iz zbranih koeficientov je razvidno, da se vplive pomikov ( $U$ ) lahko zanemari, saj imajo le ti majhen vpliv na elemente. Podobno bi lahko veljalo za obtežbo snega ( $S$ ) in vetra ( $W$ ), vendar imata ti dve količini večji vpliv na notranje statične količine v spodnjem vzdolžnem nosilcu. Od koristnih obtežb je tako merodajna le obtežba pešcev in kolesarjev ( $Q_k$ ) saj obtežba servisnega vozila ( $Q_{sv}$ ) v elementih v konstrukciji ne povzroči večjih obremenitev, izjema sta spodnji vzdolžni nosilec in prečke.

Od vplivov okolja ma največji vpliv na celotno konstrukcijo temperatura ( $T$ ). Ker so vzdolžni nosilci nepomično podprti v krajnih podporah, se v njih ob pozitivni temperaturni spremembi pojavijo tlačne sile, ob negativnih pa natezne. Tlačne oziroma natezne sile vzdolž težiščne osi nosilcev skupaj z ukrivljeno obliko povzročijo da prekladna konstrukcija ali poveča svoj horizontalni radij oziroma ga

<sup>7</sup> Vrednosti (ovojnice notranjih statičnih količin in izkoriščenosti prereza) so grafično prikazane v prilogi A.

zmanjša. To pa povzroči sile v prečnih nosilcih in diagonalah, katere se raztezanju oz. krčenju vzdolžnih nosilcev upirajo.

Nekateri začetni izbrani prečni prerezi so, če bi bil most obtežen le z obtežbo pešcev in kolesarjev, že preveč obremenjeni. Nosilnost zunanje jeklenice pilona je tako presežena za 15%, nekatere od prečk pa za 4%. Pri robnem in spodnjem vzdolžnem nosilcu so koeficienti izkoriščenosti prečnega prereza zelo veliki; 9,14 za robni vzdolžni nosilec in kar 3806 za spodnji vzdolžni nosilec. Do teh velikih vrednosti pride zaradi velike osne sile v elementu. Za robni vzdolžni nosilec na mestu z največjo izkoriščenostjo, znaša osna sila s pripadajočimi notranjimi statični količinami<sup>8</sup>:

Osna sila	$N = 3441,46 \text{ kN}$ ,
Prečne sile	$V_y = -176,06 \text{ kN}$ ,
	$V_z = -138,77 \text{ kN}$ ,
Upogibni momenti:	$M_y = -311,78 \text{ kNm}$ ,
	$M_z = -199,74 \text{ kNm}$
Torzijski moment:	$T = 132,19 \text{ kNm}$ oz. $4,34 \text{ kN/cm}^2$

odpornost prereza na posamezne obremenitve pa znaša:

Osna sila	$N_{pl,Rd} = 3634,98 \text{ kN}$ ,
Prečne sile	$V_{y,pl,Rd} = V_{z,pl,Rd} = 1336,05 \text{ kN}$ ,
Upogibni momenti:	$M_{y,pl,Rd} = M_{z,pl,Rd} = 455,93 \text{ kNm}$ ,
Torzijski moment:	$\tau_{Rd} = 13,57 \text{ kN/cm}^2$ ,

S primerjavo posamezne notranje statične količine in odpornostjo prereza na to količino, prerez pride skozi kontrolo, saj so vse obremenitve manjše od odpornosti, ker pa količine delujejo skupaj, se napetosti v prerezu lahko seštejejo oziroma delujejo nasprotujoče in se zmanjšajo. Zaradi velike osne sile, se s hitro kontrolo preveri nosilnost prereza na upogib in osno silo, brez vplivov stabilnosti. Vpliv strižnih obremenitev na upogib lahko zanemarimo, saj so manjše od polovice vrednosti odpornosti prereza na strig [36: pogl. 6.2.8], projektna plastična upogibna nosilnost, zmanjšana zaradi delovanja osne sile pa se izračuna po enačbi [36: en 6.32]:

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \cdot \left(1 - (N_{Ed}/N_{pl,Rd})^{1,7}\right). \quad (9-1)$$

V enačbi nastopa količnik med osno silo (obremenitvijo) ter plastično osno nosilnostjo prereza. Ta količnik je nato še potenciran z 1,7, zato pri velikih količnikih dobimo večje končno število iz izraza  $(N_{Ed}/N_{pl,Rd})^{1,7}$ . Zaradi tega se plastična upogibna nosilnost zelo zmanjša [36: en 6.4.1]:

$$M_{N,Rd} = 455,93 \text{ kNm} \cdot \left(1 - (3441,46 \text{ kN}/3634,98 \text{ kN})^{1,7}\right) \quad (9-2)$$

<sup>8</sup> Vrednosti obremenitev in odpornosti prereza so pridobljene iz SCIA Engineer

$$= 455,93 \text{ kNm} (1 - (0,946)^{1,7})$$

$$= 455,93 \text{ kNm} (1 - 0,911)$$

$$= 455,93 \text{ kNm} \cdot 0,089$$

$$M_{N,Rd} = 40,56 \text{ kNm}$$

Ker na okrogel prerez sočasno delujeta dva upogibna momenta, določimo njuno rezultanto:

$$M_{N,rez} = \sqrt{M_y^2 + M_z^2}$$

$$M_{N,rez} = \sqrt{(-311,78 \text{ kNm})^2 + (-199,74 \text{ kNm})^2}$$

$$M_{N,rez} = 370,24 \text{ kNm}$$

in preverimo pogoj:

$$\frac{M_{N,rez}}{M_{N,Rd}} \leq 1.$$

$$\frac{370,24 \text{ kNm}}{40,56 \text{ kNm}} \leq 1.$$

$$9,13 \leq 1$$

Dobljena vrednost je skoraj ista kot pri računu s programsko opremo, do razlike pride zaradi zaokroževanja. Glavni razlog, za veliko izkoriščenost prereza pri vzdolžnih nosilcih pri obtežbi pešcev in kolesarjev je velika osna sila. Čim večja bo vertikalna obtežba na prekladno konstrukcijo, večje bodo tlačne oziroma natezne sile v prekladni konstrukciji.

Pri določitvi, katere obtežbe se bodo uporabile za kombiniranje obtežb, je potrebno upoštevati, da je potrebno vrednosti v preglednici 8 povečati še za ustrezen delni obtežni faktor, s čimer se izkoriščenost še dodatno poveča.

*Preglednica 9: Uporabljene kombinnacije za mejno stanje nosilnosti*

*Table 9: Used combinations for ultimate limit state*

Zap. št.	Oznaka kombinacije	Kombinacijski ključ
1	K1	$1,35 \cdot (G + P)$
2	K2	$1,35 \cdot (G + P) + 1,35 \cdot Q_k$
3	K5a	$1,35 \cdot (G + P) + 1,5 \cdot W_{x+}$
4	K5b	$1,35 \cdot (G + P) + 1,5 \cdot W_{x-}$

se nadaljuje...



...nadaljevanje preglednice 9

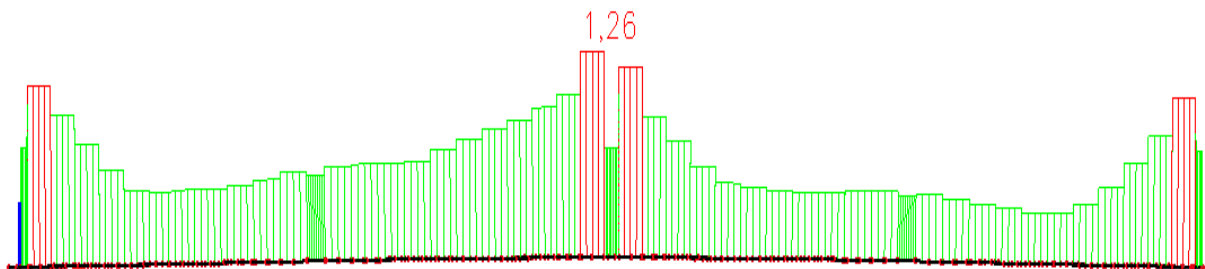
5	K5c	$1,35 \cdot (G + P) + 1,5 \cdot W_{y+}$
6	K5d	$1,35 \cdot (G + P) + 1,5 \cdot W_{y-}$
7	K6a	$1,35 \cdot (G + P) + 1,5 \cdot T_I$
8	K6b	$1,35 \cdot (G + P) + 1,5 \cdot T_{II}$
9	K6c	$1,35 \cdot (G + P) + 1,5 \cdot T_{III}$
10	K6d	$1,35 \cdot (G + P) + 1,5 \cdot T_{IV}$
11	K9a	$1,35 \cdot (G + P) + 1,5 \cdot Q_k + 1,5 \cdot 0,3 \cdot W_{x+}$
12	K9b	$1,35 \cdot (G + P) + 1,5 \cdot Q_k + 1,5 \cdot 0,3 \cdot W_{x-}$
13	K9c	$1,35 \cdot (G + P) + 1,5 \cdot Q_k + 1,5 \cdot 0,3 \cdot W_{y+}$
14	K9d	$1,35 \cdot (G + P) + 1,5 \cdot Q_k + 1,5 \cdot 0,3 \cdot W_{y-}$
15	K10a	$1,35 \cdot (G + P) + 1,5 \cdot Q_k + 1,5 \cdot 0,6 \cdot T_I$
16	K10b	$1,35 \cdot (G + P) + 1,5 \cdot Q_k + 1,5 \cdot 0,6 \cdot T_{II}$
17	K10c	$1,35 \cdot (G + P) + 1,5 \cdot Q_k + 1,5 \cdot 0,6 \cdot T_{III}$
18	K10d	$1,35 \cdot (G + P) + 1,5 \cdot Q_k + 1,5 \cdot 0,6 \cdot T_{IV}$

V preglednici 9 so naštetе uporabljene kombinacije za določitev notranjih statičnih količin pri mejnem stanju nosilnosti. Obtežba snega ni upoštevana, saj je obtežba pešcev in kolesarjev, ki lahko deluje na enak način kot obtežba snega, večja. Temperaturni vplivi in vplivi snega se skupaj ne kombinirajo [42: pogl. A.2.2.3].

## 10 DIMENZIONIRANJE

V prilogi A.2 so zbrane ovojnice notranjih statičnih količin za posamezne skupine elementov, na podlagi katerih se določi ustrezne dimenzije elementov. Ovojnice niso simetrične, vendar je potrebno elementom določiti prečne prereze kot da so. Na primer, robni vzdolžni nosilec je po ovojnicah sodeč najbolj obremenjen v območju desnega pilona, kjer je največja tlačna sila. A ker obtežbe lahko delujejo iz vseh smeri, je potrebno upoštevati, da se največja sila pojavi tudi pri levem pilonu. Na ovojnici to ni vidno, ker je obtežba porazdeljena tako, da se dobi največje obremenitve v nosilcu, katera se pokaže le na eni lokaciji.

Dimenzioniranje večine elementov se opravi s programsko opremo SCIA Engineer, kjer se za vse točke na posameznem elementu določi merodajne notranje statične količine in na podlagi teh količin izkoriščenost prečnega prereza, ob upoštevanju stabilnosti (uklon, bočna zvrnitev, ipd.) tudi elementa.



Slika 94: Izkoriščenost prečnega prereza za srednji vzdolžni nosilec

Figure 94: Unified (stability and crosssection) limit check for middle longitudinal beam

Na sliki 94 je grafični prikaz izkoriščenosti prečnega prereza za srednji vzdolžni nosilec, kot ga prikaže SCIA Engineer. Izkoriščenost ni simetrična, zaradi razlogov navedenih v prvem odstavku tega poglavja, zato je potrebno dimenzije prilagoditi na največjo vrednost izkoriščenosti. Dimenzioniranje se je začelo s srednjim vzdolžnim nosilcem, da je ta po celotni dolžini dosegal približno vrednost 0,70, nato se je nadaljevalo z robnimi ter spodnjim vzdolžnim nosilcem. Sledili so prečni nosilci ter diagonale, tako da so se najprej določila prekladna konstrukcija in nato še zatege ter piloni.

### 10.1 Dimenzioniranje vzdolžnega nosilca

Vzdolžni nosilci v prekladni konstrukciji so štirje, zgornji trije, ki potekajo vzporedno v isti ravnini ter spodnji, ki postopoma prehaja iz leve na desno stran prekladne konstrukcije. Vsi štirje vzdolžni nosilci se dimenzionirajo po enakem postopku. Najprej se za vsako točko na nosilcu določi ekstremne vrednosti posamezne notranje statične količine in za vsako od teh količin še pripadajoče vrednosti ostalih statičnih količin. S tem se za celoten nosilec sestavi ovojnico največjih obremenitev, ki so podlaga za dimenzioniranje.

Za prikaz dimenzioniranja je izbran prečni prerez zgornjega robnega vzdolžnega nosilca na stacionaži 143,55 m. Največje obremenitve, ki sledijo iz statične analize v prerezu znašajo:

*Preglednica 10: Največje notranje statične količine s pripadajočimi vrednosti za zgornji robni vzdolžni nosilec*

*Table 10: Maximum values of internal forces with corresponding values of the top edge longitudinal beam*

$N_{Ed}$	$V_{y,Ed}$	$V_{z,Ed}$	$M_{y,Ed}$	$M_{z,Ed}$	$T_{Ed}$
1714,01	-124,21	-79,64	<b>-92,86</b>	<b>-119,23</b>	97,80
1757,70	-110,39	-77,94	-96,54	-116,80	93,74
2240,34	<b>-128,17</b>	-76,30	-92,63	-112,77	86,38
184,25	-122,61	-109,01	<b>139,14</b>	<b>168,69</b>	99,12
1031,73	-105,55	<b>-113,61</b>	136,72	159,43	<b>100,02</b>
1787,28	-86,83	-116,09	128,62	145,62	97,04
2988,00	<b>22,38</b>	-54,87	44,70	30,88	35,37
<b>3405,05</b>	-4,46	-83,48	77,93	69,27	61,45

Začetni izbrani prečni prerez elementa je CFHC z naslednjimi karakteristikami: profil s premerom 273 mm in debelino stene 12,5 mm. Karakteristike prečnega prereza znašajo:

Premer prereza	$d = 273 \text{ mm}$ ,
Debelina stene:	$t = 12,5 \text{ mm}$ ,
Površina prereza:	$A = 102,30 \text{ cm}^2$ ,
Vztrajnostni moment	$I_y = I_z = 19943,17 \text{ cm}^4$ ,
Plastični odpornostni moment:	$W_{y,pl} = W_{z,pl} = 848,90 \text{ cm}^3$ ,

Najprej določimo razred kompaktnosti izbranega prečnega prereza, ki je za cevne prereze odvisna od premera cevi in debeline stene ter izbranega trdnostnega razreda jekla [36: pogl. 5.4]:

$$d/t \leq 50 \cdot \varepsilon^2,$$

$$273 \text{ mm}/12,5 \text{ mm} \leq 50 \cdot \sqrt{235 \text{ MPa}/f_y}^2$$

$$21,86 \leq 50 \cdot \sqrt{235 \text{ MPa}/235 \text{ MPa}}^2$$

$$21,86 \leq 50$$

Izbrani profil spada v prvi razred kompaktnosti.

Sprva se preveri začetne štiri kontrole nosilnosti prečnega prereza, to je kontrola na tlak, upogibni moment, strig ter torzijo. V kolikor se že katera od teh štirih kontrol ne izide, je potrebno spremeniti dimenzije prečnega prereza

### 10.1.1 Kontrola osnih obremenitev

Največja osna sila, ki se pojavi v prečnem prerezu znaša  $N_{Ed} = 3405,05 \text{ kN}$ , ki mora biti manjša od tlačne nosilnosti prereza [36: pogl. 6.2.4]:

$$N_{Ed} \leq N_{c,Rd}$$

$$N_{Ed} \leq \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$3405,05 \text{ kN} \leq \frac{102,30 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,0}$$

$$\boxed{3405,05 \not\leq 2404,05 \times \text{pogoju ni zadoščeno}}$$

Izberemo večji profil. Potrebna površina prereza je:

$$A \geq \frac{\gamma_{M0} \cdot N_{Ed}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{1,0 \cdot 3405,05 \text{ kN}}{23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}$$

$$A \geq 144,89 \text{ cm}^2$$

Izberemo cev CHS s premerom cevi 275 mm in debelino stene 20 mm. Osnovne karakteristike prečnega prereza so:

Površina prereza:	$A = 195 \text{ cm}^2,$
Vztrajnostni moment	$I_y = I_z = 15130 \text{ cm}^4,$
Plastični odpornostni moment:	$W_{y,pl} = W_{z,pl} = 1518,48 \text{ cm}^3,$

### 10.1.2 Kontrola upogibnih obremenitev

Od obeh upogibnih momentov je največji upogibni moment okoli osi y, ki znaša  $M_{y,Ed} = 168,69 \text{ kNm}$ . Ta mora biti manjši od plastične upogibne nosilnosti prereza (ker je prečni prerez v 1. razredu kompaktnosti) [36: pogl.: 6.2.5]:

$$M_{y,Ed} \leq M_{y,pl,Rd}$$

$$M_{y,Ed} \leq \frac{W_{y,pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$168,69 \text{ kNm} \leq \frac{1518,48 \text{ cm}^3 \cdot 23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,0}$$

$$\boxed{168,69 \leq 356,84 \checkmark \text{ pogoju je zadoščeno}}$$

### 10.1.3 Kontrola strižnih in torzijskih obremenitev

Ker sočasno deluje tako strižna sila kot tudi torzijski moment, je potrebno strižno nosilnost zmanjšati v odvisnosti od torzijskih napetosti [36: pogl. 6.2.7]:

$$V_{pl,T,Rd} = \left[ 1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{(f_y/\sqrt{3}) \cdot \gamma_{M0}} \right] \cdot V_{pl,Rd} ,$$

kjer je

$$\tau_{t,Ed} = T_{Ed}/W_{\tau}$$

$$W_{\tau} = \frac{\pi}{16} \cdot \frac{(d^4 - (d - 2 \cdot t)^4)}{d} = \frac{\pi}{16} \cdot \frac{(27,5^4 \text{ cm}^4 - (27,5 \text{ cm} - 2 \cdot 2 \text{ cm})^4)}{27,5 \text{ cm}}$$

$$W_{\tau} = 1905 \text{ cm}^3$$

$$\tau_{t,Ed} = 8638 \text{ kNcm} / 1905 \text{ cm}^3$$

$$\tau_{t,Ed} = 4,53 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

ter

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot (f_y \cdot \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

$$A_v = 2 \cdot \frac{A}{\pi} = 2 \cdot \frac{195 \text{ cm}^2}{\pi} = 124 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{124 \text{ cm}^2 \cdot (23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} / \sqrt{3})}{1,0}$$

$$V_{pl,Rd} = 1682 \text{ kN}$$

Projektna strižna nosilnost tako znaša

$$V_{pl,T,Rd} = \left[ 1 - \frac{4,53 \text{ kN} / \text{cm}^2}{\left( 23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} / \sqrt{3} \right) \cdot \gamma_{M0}} \right] \cdot 1682 \text{ kN}$$

$$V_{pl,T,Rd} = 1120 \text{ kN}$$

in

$$V_{Ed} \leq 0,5 \cdot V_{pl,T,Rd}$$

$$128,17 \text{ kN} \leq 0,5 \cdot 1120 \text{ kN}$$

$$128,17 \leq 560 \quad \checkmark \text{ pogoju je zadoščeno}$$

Strižna obremenitev je manjša od polovice vrednosti plastične strižne nosilnosti [36: pogl 6.2.10], zato se lahko vplive strižne obremenitve zanemari pri računu odpornosti na sočasno delovanje upogiba in osne sile. Vpliv torzije na zmanjšanje strižne nosilnosti, bi zaradi zelo majhnega vpliva lahko zanemarili.

#### 10.1.4 Kontrola dvoosnega upogiba

Sočasno se v prečnem prerezu pojavi več različnih kombinacij notranjih statičnih količin, zato je potrebno preveriti le te kombinacije. Najneugodnejša kombinacija bi bila je tista z največjo osno silo in največjima upogibnima momentoma. Za prikaz postopka dimenzioniranja se izbere tisto kombinacijo z največjo osno silo.

$$N_{Ed} = 3405,05 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = 77,93 \text{ kNm}$$

$$M_{z,Ed} = 69,27 \text{ kNm}$$

Zaradi delovanja osne sile, se zmanjša upogibna nosilnost:

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \cdot \left(1 - (N_{Ed}/N_{pl,Rd})^{1,7}\right)$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{y,pl,Rd} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 356,84 \text{ kNm}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{195 \text{ kN} \cdot 23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,0} = 4582,5 \text{ kN}$$

$$M_{N,Rd} = 356,84 \text{ kNm} \cdot \left(1 - \left(\frac{3405,05 \text{ kN}}{4582,5 \text{ kN}}\right)^{1,7}\right)$$

$$M_{N,Rd} = 141,40 \text{ kNm}$$

Kontrola dvoosnega upogiba [36: pogl 6.2.9.1):

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,Rd}}\right)^2 \leq 1,0$$

$$\frac{M_{y,Ed}^2 + M_{z,Ed}^2}{M_{N,Rd}^2} \leq 1,0$$

$$\frac{\sqrt{M_{y,Ed}^2 + M_{z,Ed}^2}}{M_{N,Rd}} \leq 1,0$$

$$\frac{\sqrt{(77,93 \text{ kNm})^2 + (69,27 \text{ kNm})^2}}{141,40 \text{ kNm}} \leq 1,0$$

$$0,73 \leq 1,0 \quad \checkmark \text{ pogoju je zadoščeno}$$

### 10.1.5 Kontrola stabilnosti - uklon

Uklon se preverja pri elementih, ki so obremenjeni s tlačno osno silo, zato je potrebno najti takšen segment na vzdolžnem nosilcu, kjer se nahaja velika tlačna sila. Ta je največja na stacionažo nosilca pri 104,93m. Tlačna sila z pripadajočima upogibnima momentoma znaša:

$$N_{Ed} = -2941,91 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = 12,26 \text{ kNm}$$

$$M_{z,Ed} = -33,19 \text{ kNm}$$

Uklonska dolžina segmenta, kjer se vrši kontrola stabilnosti je enaka sistemski dolžini segmenta in znaša 304,71 cm. Če se na uklon gleda lokalno, je segment vzdolžnega nosilca podprt s strani s prečnimi nosilci, ki mu omejujejo gibanje. Eulerjeva kritična sila tako znaša:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{l_u^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 15130 \text{ cm}^4}{304,71^2 \text{ cm}^2} = 33774 \text{ kN} ,$$

relativna vitkost

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{195 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{33774 \text{ kN}}} = 0,37,$$

ter redukcijski koeficient

$$\chi = 1 / \left( \Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2} \right),$$

$$\Phi(\alpha = 0,49) = 0,5 \cdot [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,49 \cdot (0,37 - 0,2) + 0,37^2]$$

$$\Phi = 0,61$$

$$\chi = 1 / \left( 0,61 + \sqrt{0,61^2 - 0,37^2} \right),$$

$$\chi = 0,91$$

Da zadostimo kontroli uklona, mora biti tlačna nosilnost prereza z upoštevanjem redukcijskega nosilca manjša od tlačne obremenitve:

$$N_{Ed} \leq N_{b,Rd}$$

$$N_{Ed} \leq \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$2941,91 \text{ kN} \leq \frac{0,91 \cdot 195 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,0}$$

$$\boxed{2941,91 \leq 4170 \quad \checkmark \text{ pogoju je zadoščeno}}$$

### 10.1.6 Kontrola sočasnega delovanja tlaka in upogiba

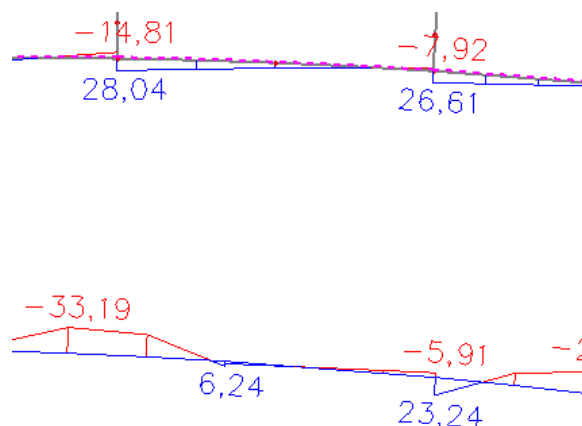
Sočasno delovanje tlaka in upogibnih momentov se preveri z interakcijskima enačbama [36: pogl. 6.3.3]:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0,$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0,$$

kjer so  $k_{yy}$ ,  $k_{zz}$ ,  $k_{yz}$  in  $k_{zy}$  interakcijski faktorji,  $\chi_{LT}$  pa redukcijski faktor zaradi bočne zvrnitve, ki je enak 1,0 saj okrogli votli profili niso podvrženi vplivom bočne zvrnitve.

Interakcijski faktorji so odvisni od oblike poteka upogibnega momenta na izbranem elementu med bočnima podporama. V polju, kjer se nahaja prerez oba upogibna momenta potekata linearno, zato se nadomestni upogibni moment določi na podlagi razmerja med mejnima vrednostnima upogibnega momenta [36: pregl. B.3].



Slika 95: Potek upogibnih momentov v obravnanem polju.  $M_y$  zgoraj in  $M_z$  spodaj

Figure 95: Shape of bending moments in the selected field.  $M_y$  up and  $M_z$  down

$$C_{my} = 0,6 + 0,4 \frac{-7,92 \text{ kNm}}{28,04 \text{ kNm}} = 0,49 \geq 0,4 ,$$

$$C_{mz} = 0,1 - 0,8 \frac{-33,19 \text{ kNm}}{46,85 \text{ kNm}} = 0,67 \geq 0,4 ,$$

Interakcijski faktorji za prvi razred kompaktnost [36: pregl. B.1]:

$$k_{yy} = C_{my} \left( 1 + (\bar{\lambda} - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) \leq C_{my} \left( 1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right)$$

$$k_{yy} = 0,49 \left( 1 + (0,37 - 0,2) \frac{2941,19 \text{ kN}}{4170 \text{ kN}} \right) \leq 0,49 \left( 1 + 0,8 \frac{2941,19 \text{ kN}}{4170 \text{ kN}} \right)$$

$$k_{yy} = 0,54 \leq 0,76$$

$$k_{zz} = C_{mz} \left( 1 + (\bar{\lambda} - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) \leq C_{mz} \left( 1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right)$$

$$k_{zz} = 0,67 \left( 1 + (0,37 - 0,2) \frac{2941,19 \text{ kN}}{4170 \text{ kN}} \right) \leq 0,67 \left( 1 + 0,8 \frac{2941,19 \text{ kN}}{4170 \text{ kN}} \right)$$

$$k_{zz} = 0,75 \leq 1,04$$

$$k_{yz} = 0,6 \cdot k_{zz} = 0,45$$

$$k_{zy} = 0,6 \cdot k_{yy} = 0,29$$

Z izvrednotenjem interakcijske enačbe dobimo:

$$\frac{2941,19 \text{ kN}}{4170 \text{ kN}} + 0,54 \frac{12,26 \text{ kNm}}{1,0 \cdot \frac{356,84 \text{ kNm}}{1,0}} + 0,45 \frac{33,19 \text{ kNm}}{\frac{356,84 \text{ kN}}{1,0}} \leq 1,0$$

$$0,70 + 0,02 + 0,05 \leq 1,0$$

$$\boxed{0,77 \leq 1,0 \checkmark \text{ pogoju je zadoščeno}}$$



$$\frac{2941,19 \text{ kN}}{4170 \text{ kN}} + 0,29 \frac{12,26 \text{ kNm}}{1,0 \cdot \frac{356,84 \text{ kNm}}{1,0}} + 0,75 \frac{33,19 \text{ kNm}}{\frac{356,84 \text{ kN}}{1,0}} \leq 1,0$$

$$0,70 + 0,01 + 0,07 \leq 1,0$$

$$\boxed{0,78 \leq 1,0 \checkmark \text{ pogoju je zadoščeno}}$$

Zgornji postopek določitve izkoriščenosti prereza program avtomatsko ponovi za vsak prerez v celotnem nosilcu, s čim pridobimo ovojnico izkoriščenosti. Čeprav konstanten prerez ni najboljša izbira iz vidika izkoriščenosti materiala, se ga uporabi vzdolž celotnega nosilca za ohranitev estetskosti. Možno bi bilo celoten nosilec sestaviti iz profilov različnih dimenzij in jih povezati skupaj s konusnimi prehodi.

Z vsako spremembo prečnega prereza posameznega nosilca so se preverili še ostali elementi, tako da z vsakim dimenzioniranjem enega od nosilcev ni prišlo do preobremenjenosti ostalih. Končne dimenzije prečnega prereza nosilcev se tako razlikujejo od teh navedenih v tem poglavju.

## 10.2 Dimenzioniranje pilona

Dimenzioniranje pilona poteka po identičnem postopku kot dimenzioniranje vzdolžnega nosilca, z glavno razliko, da se tu prečni prerez spreminja po celotni višini pilona. Na vrhu, kjer so obremenitve najmanjše, je prečni prerez manjši, nato pa se proti peti pilona povečuje. Prečni prerez je sestavljen iz šestih plošč, ki skupaj tvorijo šest-kotni zaprt prerez.

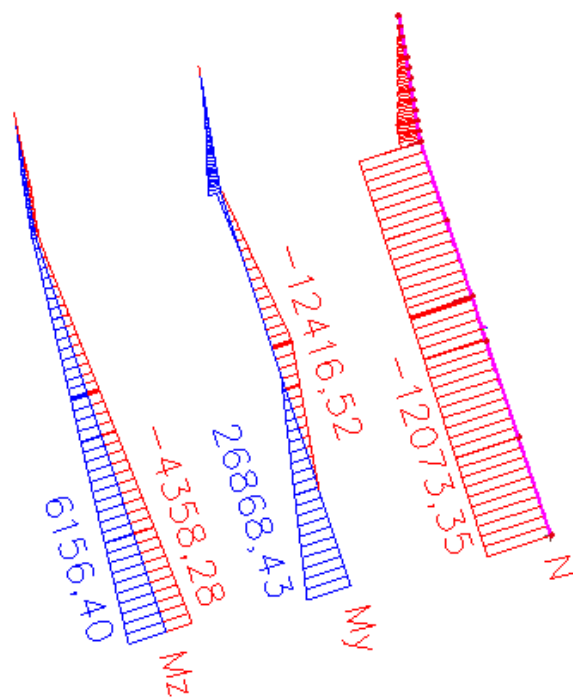
Za določitev kompaktnosti celotnega prereza, zaželen je vsaj 2. razred kompaktnosti (plastična analiza), se vzame največjo dolžino stranice v prečnem prerezu, ki se nahaja ob peti pilona, to je bočna stranica. Za hitro klasifikacijo, se vzame najstrožji pogoj, to je ob tlaku po celotnem prerezu ene stranice.

$$c/t \leq 38 \cdot \varepsilon$$

$$145,30/4 \leq 38 \cdot \sqrt{235 \text{ Mpa}/f_y}$$

$$36,32 \leq 38 \rightarrow \text{prerez spada v 2. razred kompaktnosti}$$

Ker se prečni prerez, kot tudi notranje statične količine spreminjajo po višini pilona, je potrebno izvesti kontrole nosilnosti in stabilnosti po celotni višini. Izkoriščenost pilona je največja na dnu, saj je tam ob največji tlačni sili tudi največji upogibni moment.



Slika 96: Ovojnica osnih sil in upogibnih momentov v pilonu

Figure 96: Envelope of axial forces and bending moments in pylon

Zelo velika tlačna sila je v celotnem spodnjem delu pilona, kar je posledica zunanje jeklenice, s katero se zmanjša pomik pilona. Ker se pilon proti vrhu zmanjšuje, lahko v delu kjer je lom osi, pride do nestabilnosti, saj se ob skoraj nespremenjeni tlačni sili zelo zmanjšajo dimenzije prereza. Hitra kontrola se izvede z Eulerjevo kritično silo. V kolikor je ta manjša od tlačne sile, izbran prečni prerez ni ustrezen.

Največja tlačna sila v prerezu na lomu osi znaša<sup>9</sup>:

$$N_{Ed} = -11664,89 \text{ kN} ,$$

osnovne karakteristike prečnega prereza pa:

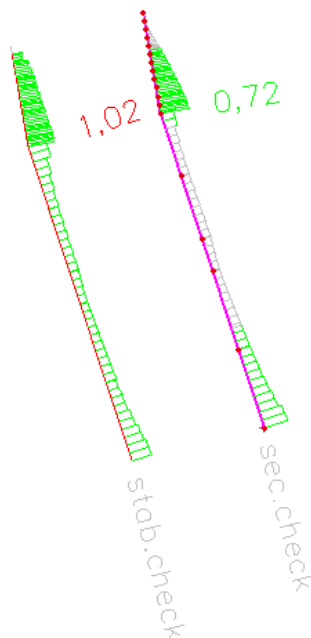
Površina prereza:	$A = 1252 \text{ cm}^2$ ,
Vztrajnostni momenta:	$I_y = 2669639 \text{ cm}^4$ ,
	$I_z = 816980 \text{ cm}^4$ ,
Višina pilona:	$h = 2500 \text{ cm}$
Uklonska dolžina:	$l_u = 2 \cdot h = 5000 \text{ cm}$

Eulerjeva kritična sila za šibko os znaša:

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{l_u^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 816980 \text{ cm}^4}{5000^2 \text{ cm}^2} = 6773 \text{ kN}$$

<sup>9</sup> Vrednosti tlačne sile in karakteristike prereza so pridobljene iz programa SCIA Engineer

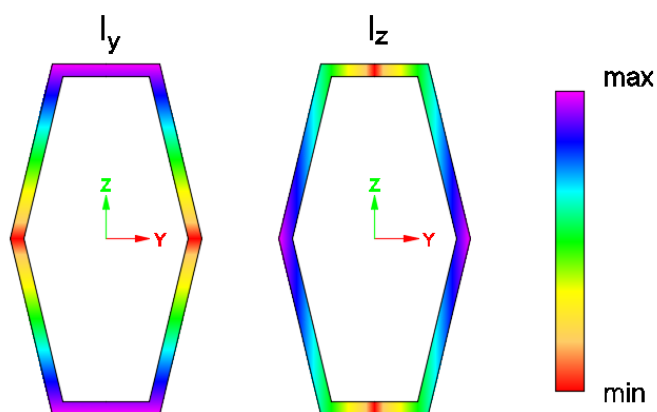
Tlačna obremenitev je večja od Eulerjeve sile za uklon v smeri šibke osi, zato je potrebno dimenzije pilona ustrezno povečati. Izkaže se, izkoriščenost materiala oziroma prereza ni merodajna, temveč stabilnost in s povečanjem prereza ne izboljšamo situacije, potrebna je sprememba prereza.



Slika 97: Izkoriščenost pilona (stabilnost in prerez).

Figure 97: Stability and section check for pylon.

Za upogib okoli močne osi, k upogibni togosti najbolj pripomorejo osi y vzporedni pasnici, pri upogibu okoli šibke osi, pa je zaradi oblike prereza upogibna togost manjša, saj je prispevek najbolj oddaljenih delov prereza k vztrajnostnemu momentu manjši.

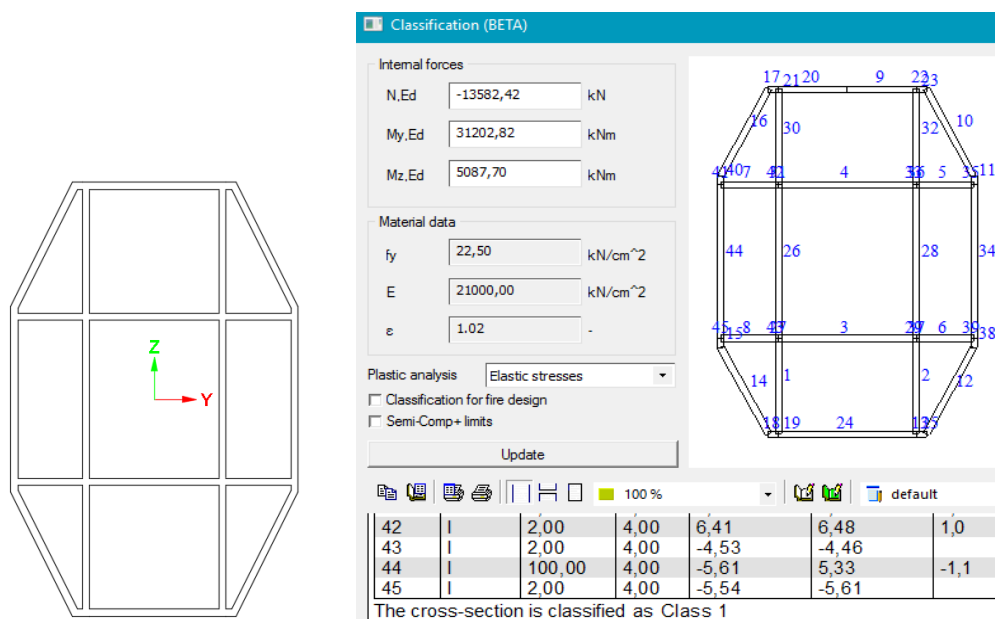


Slika 98: Prispevek dela prereza k pripadajočemu vztrajnostnemu momentu

Figure 98: Contribution of crosssection parts to the corresponding moment of inertia

Ena od morebitnih rešitev je škatlasti prerez, a je zaradi velikih dimenzij stranic vprašljiva kompaktnost le teh, ki se jo sicer lahko reši z zadostno debelino stranice, a se z večanjem debeline stranic manjša napetost tečenja, s čimer zmanjšamo nosilnost pilona. Za primeren prerez se izkaže kombinacija škatlastega prereza z osem-kotnim prerezom. S tem se ohrani kompaktnost stranic, ki zaradi zadostne

površine prereza ne rabijo biti pretirano debele, zagotovi zadostno upogibno togost okoli šibke osi ter v večji meri tudi začetno obliko pilona.



Slika 99: Končni prerez pilona ter klasifikacija v razrede kompaktnosti

Figure 99: Final pylon cross-section and classification into Classes.

Prečni prerez se v programski opremi SCIA Engineer lahko ustvari na dva načina. Pri prvem načinu se prečni prerez sestavi iz posameznih poligonov, in je primeren za debelostenske prereze, kot so npr. betonski prerezi mostnih preklad, saj tu program uporabi dvo-dimenzionalno metodo končnih elementov za določitev karakteristik prečnega prereza.

Drugi način konstruiranja poljubnega prečnega prereza je s tankostenskimi elementi<sup>10</sup>, to je iz elementov, kateri imajo določeno debelino in dolžino. Pri takšnih prerezih je program sposoben za vsak posamezen element določiti kompaktnost in v primeru da kateri od elementov sodi v 4. razred kompaktnosti tudi efektivne karakteristike prečnega prereza. S tankostenskimi elementi je bil tudi modeliran prerez pilona. Na sliki 99, je prikazan prečni prerez pilona v peti, ter klasifikacija prereza v razrede kompaktnosti za največje obremenitve, ki se pojavijo v tem prerezu.

Za ročno dimenzioniranje, je izbran prečni prerez ob peti pilona, ki je tudi najbolj kritičen prerez.

Merodajna kombinacija obremenitev:

$$\begin{aligned} \text{Osna sila} & N_{Ed} = -13582,42 \text{ kN}, \\ \text{Strižni sili:} & V_{y,Ed} = -219,40 \text{ kN}, \\ & V_{z,Ed} = -2734,54 \text{ kN}, \\ \text{Upogibna momenta:} & M_{y,Ed} = 31202,82 \text{ kNm}, \\ & M_{z,Ed} = 5087,70 \text{ kNm}, \end{aligned}$$

<sup>10</sup> Tankostenski elementi (Thin-walled) v programski opremi SCIA Engineer ne predstavljajo prečne prereze v 4. razredu kompaktnosti ampak le način določanja karakteristik prečnega prereza.

Torzijski moment:  $T_{Ed} = -22,35 \text{ kNm}$ ,

karakteristike prečnega prereza pa:

Površina prereza:  $A = 5569 \text{ cm}^2$ ,

Vztrajnostna momenta:  $I_y = 27900506 \text{ cm}^4$ ,

$$I_z = 15163516 \text{ cm}^4,$$

Plastična odpornostna momenta:  $W_{y,pl} = 349486 \text{ cm}^3$

$$W_{z,pl} = 266743 \text{ cm}^3$$

### 10.2.1 Kontrola tlačnih obremenitev

$$N_{Ed} \leq N_{c,Rd}$$

$$N_{Ed} \leq \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$13582,42 \text{ kN} \leq \frac{5569 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,0}$$

$$13582,42 \leq 130871 \checkmark \text{ pogoju je zadoščeno}$$

### 10.2.2 Kontrola upogibnih obremenitev

Upogibni moment okoli osi y:

$$M_{y,Ed} \leq M_{y,pl,Rd}$$

$$M_{y,Ed} \leq \frac{W_{y,pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$31202,82 \text{ kNm} \leq \frac{349486 \text{ cm}^3 \cdot 23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,0}$$

$$31202,82 \leq 82129 \checkmark \text{ pogoju je zadoščeno}$$

Upogibni moment okoli osi z:

$$M_{z,Ed} \leq M_{z,pl,Rd}$$

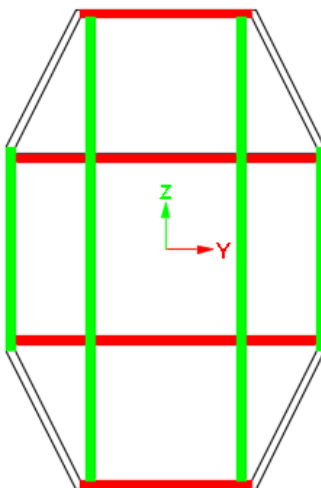
$$M_{z,Ed} \leq \frac{W_{z,pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$5087,70 \text{ kNm} \leq \frac{266743 \text{ cm}^3 \cdot 23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,0}$$

$$5087,70 \leq 62684 \checkmark \text{ pogoju je zadoščeno}$$

### 10.2.3 Kontrola strižnih in torzijskih obremenitev

Torzijski moment je izjemno majhen, zato se njegove vplive v nadaljnjem računu zanemari. Za posamezni strižni prerez pa se vzame le horizontalne in vertikalne dele prečnega prereza pilona, s čimer se poenostavi račun.



Slika 100: Strižne površine prereza

Figure 100: Shear areas of the cross-section

$$A_{v,y} = 1904 \text{ cm}^2$$

$$A_{v,z} = 2592 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,i,Rd} = \frac{A_v \cdot (f_y \cdot \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{pl,y,Rd} = \frac{1904 \text{ cm}^2 \cdot (23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} / \sqrt{3})}{1,0} = 25833 \text{ kN}$$

$$V_{pl,z,Rd} = \frac{2592 \text{ cm}^2 \cdot (23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} / \sqrt{3})}{1,0} = 35167 \text{ kN}$$

Ker je strižna sila v smeri y večja od strižnih sil in strižna nosilnost v tej smeri manjša od obeh strižnih nosilnosti, je potrebno preveriti nosilnost le v sni smeri:

$$V_{pl,z,Ed} \leq 0,5 \cdot V_{pl,y,Rd}$$

$$2734,54 \text{ kN} \leq 0,5 \cdot 25833 \text{ kN}$$

$$\boxed{2734,54 \leq 12916 \checkmark \text{ pogoju je zadoščeno}}$$

### 10.2.4 Kontrola dvoosnega upogiba

Vpliva osne sile ni potrebno upoštevati, če je prečni prerez tak, da je osna sila manjša od osne nosilnosti stojin prereza, in če le ta ne presega 25% plastične osne nosilnosti [36: pogl. 6.2.9.1].

$$N_{Ed} \leq 0,25 \cdot N_{pl,Rd} = 0,25 \cdot 130871 \text{ kN}$$

$$13582,42 \leq 32717$$

ter za upogib okoli osi y:

$$N_{Ed} \leq \frac{0,5 \cdot A_{v,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,5 \cdot 1904 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,0}$$

$$13582,42 \leq 22372$$

in za upogib okoli osi z:

$$N_{Ed} \leq \frac{A_{v,z} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2592 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,0}$$

$$13582,42 \leq 60912$$

Vsi trije pogoji so izpolnjeni, zato redukcije plastične upogibne nosilnosti ni potrebno upoštevati.

Kontrola dvoosnega upogiba:

$$\left( \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,y,Rd}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,z,Rd}} \right)^\beta \leq 1,0$$

$$\left( \frac{31202,82 \text{ kNm}}{82129 \text{ kNm}} \right)^1 + \left( \frac{5087,70 \text{ kNm}}{62684 \text{ kNm}} \right)^1 \leq 1,0$$

$$\boxed{0,46 \leq 1,0 \checkmark \text{ pogoju je zadoščeno}}$$

Vrednosti koeficientov  $\alpha$  in  $\beta$  je vzeto konzervativno kot 1,0.

### 10.2.5 Kontrola stabilnosti - uklon

Eulerjevi kritični sili:

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{l_u^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 27900506 \text{ cm}^4}{5000^2 \text{ cm}^2} = 231308 \text{ kN} ,$$

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{l_u^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 15163516 \text{ cm}^4}{5000^2 \text{ cm}^2} = 125712 \text{ kN} ,$$

relativni vitkosti:

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,y}}} = \sqrt{\frac{5569 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{231308 \text{ kN}}} = 0,75 ,$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,z}}} = \sqrt{\frac{5569 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{125712 \text{ kN}}} = 1,02 ,$$

ter redukcija koeficienta:

$$\Phi_z(\alpha = 0,76) = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0,5 \cdot \left[ 1 + 0,76 \cdot (0,75 - 0,2) + 0,75^2 \right]$$

$$\Phi_z = 0,99$$

$$\chi_z = 1 / \left( 0,99 + \sqrt{0,99^2 - 0,75^2} \right),$$

$$\chi_z = 0,61$$

$$\Phi_y(\alpha = 0,79) = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0,5 \cdot \left[ 1 + 0,79 \cdot (1,02 - 0,2) + 1,02^2 \right]$$

$$\Phi_y = 1,34$$

$$\chi_y = 1 / \left( 1,34 + \sqrt{1,34^2 - 1,02^2} \right),$$

$$\chi_y = 0,45$$

Da zadostimo kontroli uklona, mora veljati:

$$N_{Ed} \leq N_{b,z,Rd}$$

$$N_{Ed} \leq \frac{\chi_z \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$13582,42 \text{ kN} \leq \frac{0,45 \cdot 5569 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,0}$$

$$13582,42 \leq 58892 \quad \checkmark \text{ pogoju je zadoščeno}$$

### 10.2.6 Kontrola sočasnega delovanja tlaka in upogiba

Kontrolo sočasnega delovanja tlaka in upogibnih momentov, je potrebno izvesti z računom interakcijskih koeficientov po 1. metodi [36: pregl A.1], saj metoda, ki je navedena v poglavju 10.1.6 velja le za I-prereze ter pravokotne ali votle prereze in ne za sestavljene. Pri določitvi koeficientov po 1. metodi, se upošteva dejanski potek upogibnih momentov ter pripadajoče pomike, zato je neizogibna uporaba programske opreme. S programsko opremo SCIA Engineer, se pridobi faktorje nadomestnega upogibnega momenta ter interakcijske koeficiente, ki za obravnavan prerez znašajo:

$$C_{my} = 0,96$$

$$C_{mz} = 0,99$$

$$C_{mLT} = 1,00$$

$$k_{yy} = 1,01$$

$$k_{yz} = 0,66$$

$$k_{zy} = 0,59$$

$$k_{zz} = 1,05$$

Z izvednotenjem interakcijskih enačb dobimo:

$$\frac{13582,42 \text{ kN}}{0,61 \cdot 130871 \text{ kN}} + 1,01 \frac{31202,82 \text{ kNm}}{1,0 \cdot \frac{82129 \text{ kNm}}{1,0}} + 0,66 \frac{5087,70 \text{ kNm}}{\frac{62684 \text{ kNm}}{1,0}} \leq 1,0$$

$$0,17 + 0,38 + 0,05 \leq 1,0$$



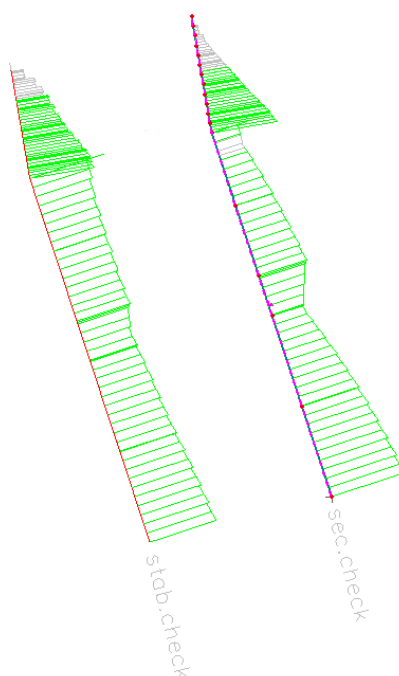
$0,60 \leq 1,0$  ✓ pogoju je zadoščeno

$$\frac{13582,42 \text{ kN}}{0,45 \cdot 130871 \text{ kN}} + 0,59 \frac{31202,82 \text{ kNm}}{1,0 \cdot \frac{82129 \text{ kNm}}{1,0}} + 1,05 \frac{5087,70 \text{ kNm}}{\frac{62684 \text{ kNm}}{1,0}} \leq 1,0$$

$$0,23 + 0,22 + 0,09 \leq 1,0$$

$0,54 \leq 1,0$  ✓ pogoju je zadoščeno

Izbrane dimenzije prečnega prereza pilona so na tem mestu ustrezne. Zaradi spreminjanja dimenzij prečnega prereza, se postopek izvede za vse prečne prereze, s čimer se dobi ovojnico izkoriščenosti. Na sliki sta prikazani ovojnice izkoriščenosti za stabilnost in nosilnost prereza. V spodnjem delu, pri peti pilona je merodajna nosilnost prečnega prereza saj so tam največje obremenitve, proti vrhu pilona pa prevladuje stabilnost.



Slika 101: Izkoriščenost prereza in stabilnostna izkoriščenost pilona

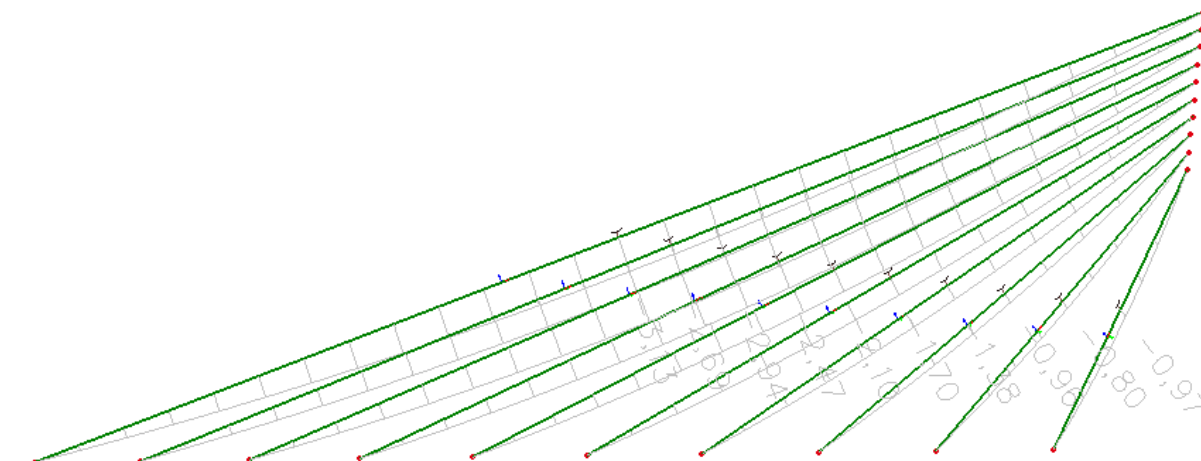
Figure 101: Stability and section check of the pylon

### 10.3 Kontrola prednapetja

Sedaj, ko so vsi elementi konstrukcije določeni tako, da prenesejo obtežbe, je potrebno še enkrat preveriti ustreznost prednapetja v zategah. Prvotno prednapetje je bilo določeno glede na začetne dimenzije elementov, ki so sedaj spremenjeni.

Natezne sile v zategah morajo ohranjati neko primerno raven, da se preprečijo posedki, kateri bi neugodno delovali tako na estetsko vrednost kot na samo nosilnost. Največji povese zatege znaša 3,13 cm v vrhnjih dveh zategah, kar pri dolžini zatege 37,23 m predstavlja 0,1% celotne dolžine, izjemno malo glede na dolžino zatege. Povese bi bilo možno še zmanjšati, a bi bila potrebna težja prekladna konstrukcija, ki bi uravnotežila večje natezne sile v zategah. Najmanjša natezna sila, ki se pojavi v zategi

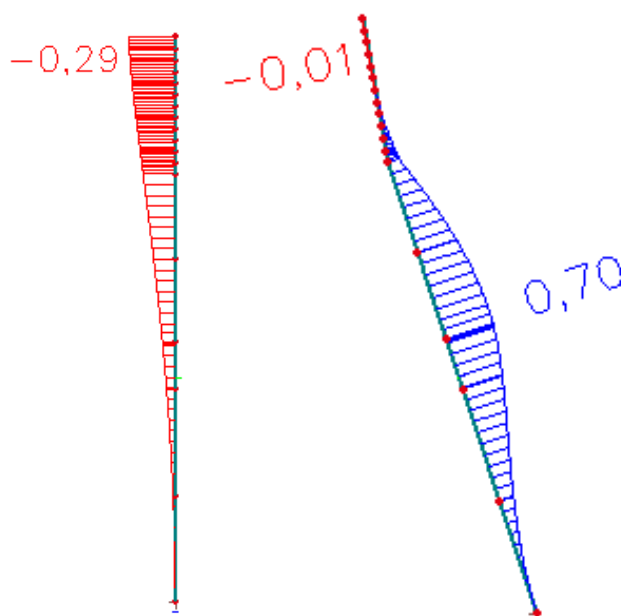
znaša 36,85 kN, pri čemer je povse zatege 1,50 cm. Izguba natezne sile v zategi, glede na stanje »G+P« (natezna sila znaša 46,95 kN) je 10,10 kN. Izguba predstavlja 21% natezne sile, vendar je zatega še vedno v nategu in povse ni velik.



Slika 102: Največji povse zateg

Figure 102: Maximum sag of cable-stays

Horizontalni pomik vrha pilona v vzdolžni smeri konstrukcije (v smeri osi x) je zanemarljivo majhen (0,51 cm), pomik v prečni smeri konstrukcije (v smeri osi y) pa znaša 1,27 cm. Oba pomika se z manjšimi spremembami prednapetja v zategah in zategi pilona zmanjša na skoraj nično vrednost.



Slika 103: Pomiki pilona s popravljenimi vrednostmi prednapetja v centimetrah

Figure 103: Pylon displacements with corrected pre-stress values of cable stays in centimetres

Ker so se vrednosti prednapetja spremenile, je potrebno statično analizo ponoviti. S tem se še enkrat preveri izbrane prečne prereze ali ustrezajo novim obremenitvam.

## 11 KONTROLA POMIKOV

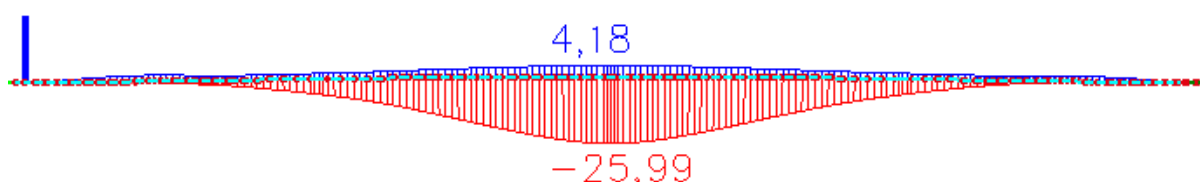
Poleg mejnega stanja nosilnosti, s katerim se zagotovi zadostno nosilnost, mora konstrukcija zadostiti tudi pogojem mejnega stanja uporabnosti. S tem pogojem se omejuje največje pomike in nihanja konstrukcije. Merodajne položaje obtežbe pešcev in kolesarjev se za vsako od iskanih vrednosti določi s pomočjo vplivnic, le da so tu iskani pomiki in zasuki elementov. Obtežne kombinacije se kombinira kot pri kombinacijah uporabljenih za dimenzioniranje, le da so delni obtežni faktorji enaki 1,0.

Preverjene bodo štiri vrednosti:

- Vertikalni pomik prekladne konstrukcije
- Zasuk prekladne konstrukcije okoli vzdolžne osi
- Pomik pilona v vrhnji točki
- Nihanje mostu

### 11.1 Vertikalni pomik prekladne konstrukcije

Z omejitvijo vertikalnega pomika prekladne konstrukcije se zmanjša neugodne vplive na največjo še sprejemljivo vrednost, ki uporabnikom omogoča uporabo. Največji vertikalni pomik prekladne konstrukcije se pojavi na sredini razpona in se zmanjšuje proti krajnima podporama. Vrednost pomika je 25,99 cm.



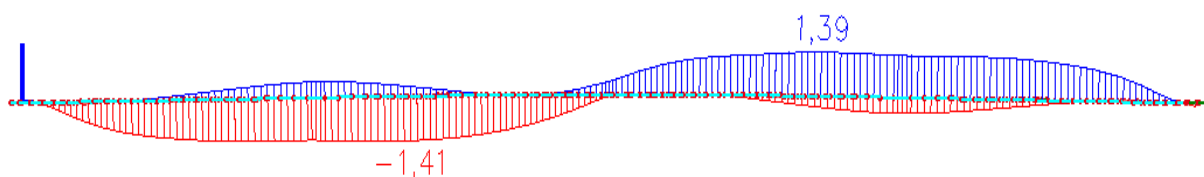
Slika 104: Ovojnica vertikalnih pomikov prekladne konstrukcije

Figure 104: Envelope of vertical displacements of the superstructure

Prekladna konstrukcija je že v začetku bila prevedena v izbočeni, konveksni obliki, z 70 cm nadvišanjem. S vertikalnim pomikom 25,99 cm konstrukcija tako ostane izbočena, zato se sklepa da vertikalni pomik ne presega mejnih vrednosti, konstrukcija se ne vboči.

### 11.2 Zasuk prekladne konstrukcije

Največji prečni nagib površin za pešce, po Pravilniku o projektiranju cest [7: 48.člen], znaša 2,0%, priporočen najmanjši prečni nagib površin za kolesarske površine pa 2,50% [47] oziroma 2,0% v primeru če so v istem nivoju kot površine za pešce. Največji dovoljen prečni zasuk tako znaša 1,15°, največji prečni zasuk, ki se pojavi v prekladni konstrukciji pa znaša 1,43° oziroma 2,46%. Ker je razlika med obema majhna in razvidna le ob polni obremenitvi prekladne konstrukcije se vzame, da je kontroli zasuka prekladne konstrukcije zadoščeno.



Slika 105: Ovojnica zasukov prekladne konstrukcije

Figure 105: Envelope of torsional rotation of superstructure

### 11.3 Nihanje mostu

Vplivi pešcev na prekladno konstrukcijo so odvisni od števila ljudi, ki so na mostu v istem trenutku, njihovega obnašanja (hoja, tek, kolesarjenje, skakanje, ipd.), ter tudi same lokacije na konstrukciji. Pešci s hojo ali tekom ustvarjajo dinamične obremenitve [25: pogl. 5.7]:

- v vertikalni smeri s frekvenčnim razponom med 1 in 3 Hz oz. 0,33 in 1s,
- v horizontalni smeri s frekvenčnim razponom med 0,5 in 1,5 Hz oz. 0,67 in 2s.

Ker se obtežba ponavlja z neko periodo, obstaja nevarnost, da se ujame z lastno frekvenco mostne konstrukcije. S tem se nihanje konstrukcije povečuje z vsakim nihljajem kar lahko privede do porušitve konstrukcije. Mostno konstrukcijo je potrebno zasnovati tako da lastne nihajne frekvence ne padejo v neugodni frekvenčni razpon.

#### 11.3.1 Mase in lastni nihajni časi

Ker so nihajni časi konstrukcije odvisni od togosti ter mase konstrukcije, je potrebno določiti sodelujoče mase, to je masa nosilne konstrukcije mostu in masa krovne konstrukcije. Z določenimi masami, se nihajne oblike in frekvence določi z modalno analizo, pri čemer je potrebno upoštevati le nihajne čase celotne konstrukcije, saj se z modalno analizo določijo tudi nihajni časi, ki pa predstavljajo nihanje le enega elementa (npr. zatege).

*Preglednica 11: Lastni nihajni časi in lastne frekvence konstrukcije*

Table 11: Oscillating times and eigen frequencies

Nihajna oblika	T [s]	f [Hz]	Način nihanja
1.	1,10	0,91	Horizontalno – prečno z rotacijo prekladne konstrukcije
2.	1,06	0,94	Vertikalno

Obe vrednosti lastnih nihajnih časov oziroma frekvenc se nahajata v neugodnem območju, vendar veljajo te vrednosti za »prazen most«. S primerjavo lastnih nihajnih frekvenc praznega mostu z delno ter polno obremenjeno prekladno konstrukcijo lahko opazujemo kako na lastne nihajne čase vpliva obtežba. Posamezna skupina mas določa, kolikšna je obremenitev prekladne konstrukcije:

- Skupina A: polno obremenjena prekladna konstrukcija
- Skupina B: polovična obremenitev
- Skupina C: 3/4 prekladne konstrukcije obremenjene s pešci
- Skupina D: prva in tretja četrtina sta obremenjeni s pešci

*Preglednica 12: Skupine mas z pripadajočimi nihajnimi oblikami in nihajnimi časi*

*Table 12: Mass groups with corresponding oscillating times and eigen frequencies*

Skupina mas	Nihajna oblika	T [s]	f [Hz]	Način nihanja
<b>A</b>	1.	1,39	0,72	Horizontalno – prečno z rotacijo prekladne konstrukcije
	2.	1,35	0,74	Vertikalno
	3.	0,65	1,55	Vertikalno – 2. višja nihajna oblika
	4.	0,56	1,80	Rotacija prekladne konstrukcije okoli vzdolžne osi
	5.	0,52	1,91	Vertikalno – 3. višja nihajna oblika
	6.	0,47	2,11	Horizontalno – 2. višja nihajna oblika
<b>B</b>	1.	1,47	0,68	Vertikalno
	2.	1,33	0,75	Vertikalno
	3.	0,65	1,53	Rotacija prekladne konstrukcije okoli vzdolžne osi
	4.	0,59	1,70	Rotacija prekladne konstrukcije okoli vzdolžne osi
	5.	0,51	1,97	Rotacija prekladne konstrukcije - višja nihajna oblika
<b>C</b>	1.	1,61	0,62	Horizontalno z rotacijo prekladne konstrukcije
	2.	1,61	0,62	Vertikalno
	3.	0,75	1,33	Vertikalno – 2. višja nihajna oblika
	4.	0,63	1,58	Rotacija prekladne konstrukcije okoli vzdolžne osi
	5.	0,56	1,79	Rotacija prekladne konstrukcije - višja nihajna oblika
	6.	0,51	1,96	Vertikalno z rotacijo prekladne konstrukcije
<b>D</b>	1.	1,47	0,68	Vertikalno in horizontalno
	2.	1,32	0,76	Vertikalno in horizontalno
	3.	0,63	1,60	Vertikalno – 2. višja nihajna oblika in horizontalno
	4.	0,59	1,69	Rotacija prekladne konstrukcije
	5.	0,53	1,90	Rotacija prekladne konstrukcije – višja nihajna oblika

Prvi dve nihajni obliki predstavljata nihanje v horizontalni in vertikalni smeri. Vse skupine mas imajo več nihajnih oblik, kjer so ostale nihajne oblike višje nihajne oblike ali kombinacije prvih dveh. S spreminjanjem velikosti in lokacije mase se spreminjajo tudi nihajni časi konstrukcije, a se ne spremenijo toliko, da bi se premaknili izven negodnega frekvenčnega območja. Pri takšnih mostovih je

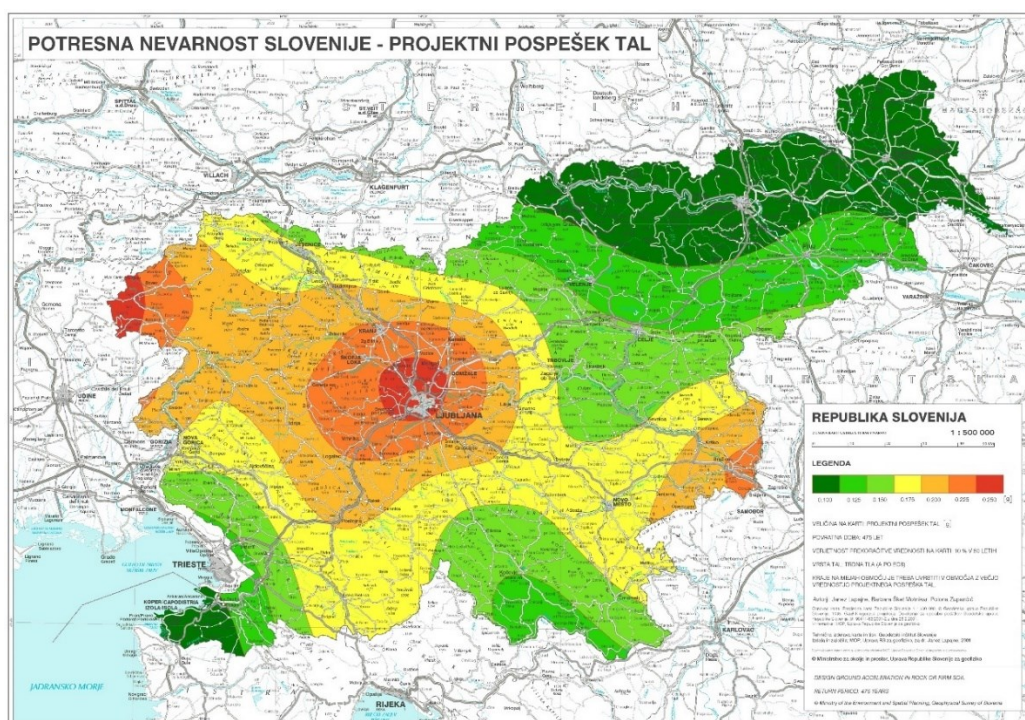
pogojem lastnih frekvenc težko zadostiti, zato se za reševanje teh problemov uporablja bolj natančne analize udobja (račun pospeškov).

Možne rešitve so sprememba zasnove prekladne konstrukcije (povečanje togosti), način podpiranja prekladne konstrukcije (sprememba zasnove pilonov) ali pa uporaba specialnih elementov za dušenje pomikov, kot so na primer dušilci ali masni blažilniki. Z dušilci se nenadne premike konstrukcije omejuje s pretvorbo kinetične energije konstrukcije v notranjo energijo dušilca, bodisi preko tornih spojev ali z gibanjem tekočine (hidravlični dušilniki). Z masnimi blažilniki se nihanje konstrukcije zmanjšuje z nihanjem dodatne mase. Ker ta dodatna masa zaniha kasneje kot celotna konstrukcija, se nihanja med seboj izničita in se s tem zmanjšujejo nihajni časi.

Uporaba dušilnikov ali masnih blažilnikov zahteva dodatne analize ter laboratorijske preiskave, še posebej pri mostnih konstrukcijah, kje je uporaba teh elementov zelo omejena. Dušilce se lahko uporabi le v območjih podpor ali na zategah, zato so bolj priporočljivi masni blažilniki. Primeri uporabe masnih blažilnikov so mostu Forchheim v Nemčiji, Abandoibarra v Španiji, Port Tawe v Združenem kraljestvu [48] ter Ribja brv v Ljubljani. Postavi se jih na tiste lokacije, kjer so pričakovani največji pomiki konstrukcije. Pri našem primeru je to na sredini razpona ter v območju pilonov. Za nadaljnjo analizo (potresna) se bo upoštevalo tri masne dušilnike z maso 1000 kg (groba ocena). Ta dodatna masa se doda k lastni masi konstrukcije pri potresni analizi ter tudi kot stalna obtežba pri statični analizi. Za račun nihajnih časov se upošteva dodatna masa, čeprav so le ti zaradi masnih blažilnikov različni od izračunanih pri modalni analizi.

## 12 POTRESNA ANALIZA

Slovenija spada med potresno ogrožena območja, saj leži na Jadranski tektonski plošči. Zaradi narivanja plošče v druge okoliške plošče prihaja med njimi do večjih napetosti, ki se v primeru zdrsov pokažejo kot potresni sunki. Največje potresne nevarnosti v Sloveniji potekajo v smeri severozahod-jugovzhod.



Slika 106: Karta projektnega pospeška tal [43]

Figure 106: Ground acceleration map

Lokacija mostu se nahaja v Novem mestu, za katerega se iz karte odčita vrednost  $a_g = 0,175 \cdot g$ , kar pomeni da je projektni pospešek tal enak 17,5% težnostnega pospeška oziroma  $a_g = 1,72 \text{ m/s}^2$ .

### 12.1 Klasifikacija mostu glede na pomembnost

Mostovi se po EN 1998-2 lahko razvrstijo v tri razrede pomembnosti:

- I. Mostovi s podpovprečno pomembnostjo; mostovi, ki niso pomembni za komunikacijo
- II. Mostovi s povprečno pomembnostjo; železniški, avtocestni ter mostovi na nacionalnih cestah
- III. Mostovi s veliko pomembnostjo; mostovi kateri so nujni za komunikacijo v času med in po potresu oziroma bi porušitev teh mostov terjala veliko žrtev.

Most čez Krko v Irči vasi se razvrsti v prvi razred pomembnosti, za faktor pomembnosti vzamemo  $\gamma = 0,8$ . S tem faktorjem se potresne vplive lahko zmanjša ali poveča, v odvisnosti od presoje projektanta, namesto da bi se spreminjala verjetnost prekoračitve potresnega vpliva [17: pogl. 2, pregl. 8-1].

Poleg razvrstitve v razred pomembnosti, na jakost potresnih vplivov vpliva tudi sposobnost konstrukcije na sipanje energije. Odnos med samo nosilnostjo konstrukcije in njeno sposobnostjo sipanje vsiljene energije se določi s faktorjem obnašanja  $q$ . Najmanjša vrednost faktorja obnašanja je 1,5 in se uporablja za tiste konstrukcije, za katere ni predvideno oz. niso sposobne sipanja energije, imajo le zadostno zalogo nosilnosti. Objekti, katerih nosilna konstrukcija je večinoma iz jeklenih elementov imajo načeloma veliko sposobnost sipanja energije, saj se lahko v za to načrtovanih elementih tvorijo plastični členki. Večina jeklenih stavb tako spada v razrede z veliko duktilnostjo (DCM ali DCH). Za mostove, ker imajo manj lokacij za sipanje energije (ponavadi so to podporni stebri), je razvrstitev težja, še posebej pri visečih mostovih ali mostovih s poševnimi zategami. Za načrtovan most se za faktor obnašanja vzame vrednost  $q = 1$ , kar je enako elastičnemu obnašanju [44: pogl. 2.3.2.3].

## 12.2 Projektni spekter pospeškov $S_a$

Potresne vplive se določi z modalno analizo s spektri, ki se določi na podlagi projektnega pospeška tal  $a_g$ , faktorja tal  $S$ , faktorja obnašanja konstrukcije  $q$ , faktorja spodnje meje spektra pospeškov  $\beta$  ter mejnih nihajnih časov  $T_B$ ,  $T_C$  in  $T_D$ .

Faktor tal  $S$  je odvisen od tipa tal, kjer se nahaja načrtovan most. Pod Novim mestom se nahajajo večja območja apnenca in glinastih nanosov. Brežine reke Krke se v območju Irče vasi relativno strmo dvigujejo od bregov, na vrhu brežin pa se nahajajo položnejši deli s poljskimi in gozdnimi površinami. Tip tal je težko določiti samo na podlagi geoloških kart [45], zato je ocenjen na tip B, vmesna vrednost med trdo podlago (apnencem) in srednje-trdno podlago (tla iz trde zbite gline, peska in gramoza) [46: pregl. 3.1 in 3.2]. Faktor tal je enak  $S = 1,2$ .

Mejni nihajni časi so določeni na podlagi tipa tal in za tip tal B znašajo:

$$\begin{aligned} T_B &= 0,15, \\ T_C &= 0,50, \\ T_D &= 2,0. \end{aligned}$$

Na podlagi znanih vrednosti vseh opisanih faktorjev in spodnjih enačb se lahko določi projektni spekter pospeškov [46: pogl. 3.2.2.2] za horizontalno smer:

$$\begin{aligned} 0 \leq T \leq T_B: \quad S_d(T) &= \gamma \cdot a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \\ T_B \leq T \leq T_C: \quad S_d(T) &= \gamma \cdot a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \\ T_C \leq T \leq T_D: \quad S_d(T) &= \gamma \cdot a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \left[ \frac{T_C}{T} \right] > \beta \cdot \gamma \cdot a_g \\ T_D \leq T: \quad S_d(T) &= \gamma \cdot a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \left[ \frac{T_C \cdot T_D}{T} \right] > \beta \cdot \gamma \cdot a_g \end{aligned}$$



Prekladna konstrukcija ima velik srednji razpon, zato pri modalni analizi upoštevamo tudi vertikalne pospeške. Parametri potrebni za izračun spektra so drugačni od parametrov za horizontalno analizo in znašajo:

$$a_{vg} = 0,9 \cdot a_g$$

$$T_B = 0,05,$$

$$T_C = 0,15,$$

$$T_D = 1,0,$$

ter

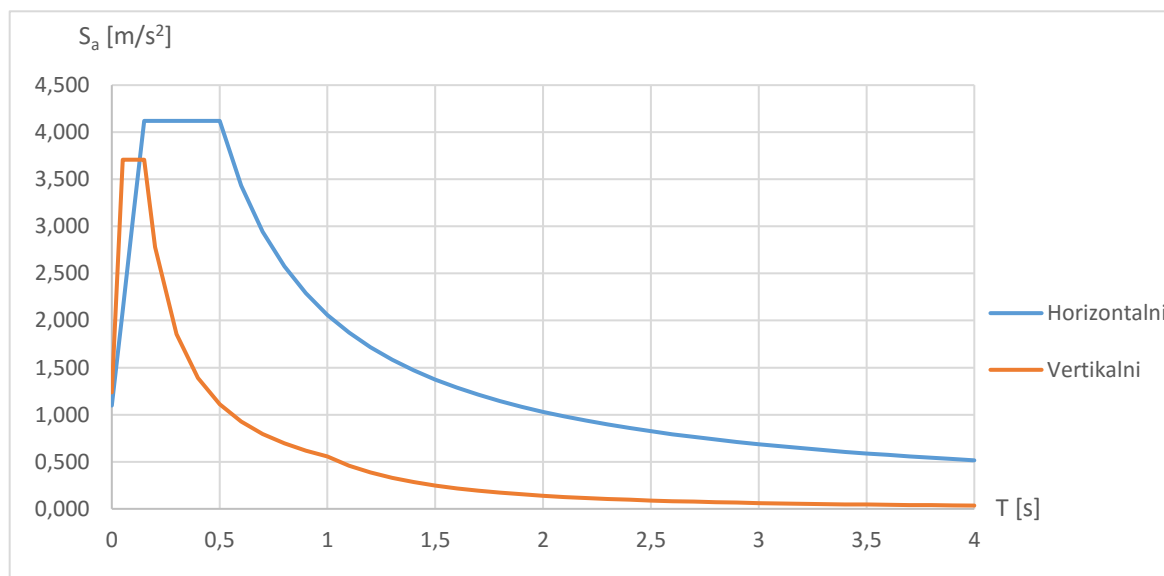
$$0 \leq T \leq T_B: \quad S_{d,v}(T) = \gamma \cdot a_{vg} \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (3,0 - 1) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C: \quad S_{d,v}(T) = \gamma \cdot a_g \cdot 3,0$$

$$T_C \leq T \leq T_D: \quad S_{d,v}(T) = \gamma \cdot a_g \cdot S \cdot 3,0 \left[ \frac{T_C}{T} \right]$$

$$T_D \leq T \leq 4s: \quad S_{d,v}(T) = \gamma \cdot a_g \cdot S \cdot 3,0 \left[ \frac{T_C \cdot T_D}{T} \right]$$

Dobljeni projektni spektri pospeškov za horizontalni in vertikalno smer, so relativno veliki zaradi majhnega faktorja obnašanja.



Slika 107: Projektna spektra pospeškov

Figure 107: Seismic response spectrum

### 12.2.1 Nihajni časi

Pri določitvi nihajnih časov je potrebno upoštevati vse mase, ki predstavljajo relevantno obtežbo. Upošteva se maso nosilne konstrukcije, krovne konstrukcije ter maso, ki jo predstavljajo pešci in kolesarji, v odvisnosti od kombinacijskih koeficientov pri navidezno-stalni obtežni kombinaciji. Po standardu EN 1998-2 se pri mostovih z normalnim prometom in mostovih za pešce (brvi) za

kombinacijski koeficient vzame vrednost  $\psi_{2,i} = 0$  [44: pogl. 4.1.2]. Mase, ki bi jo kot dodatno obtežbo povzročili pešci in kolesarji, med potresom tako ni potrebno upoštevati.

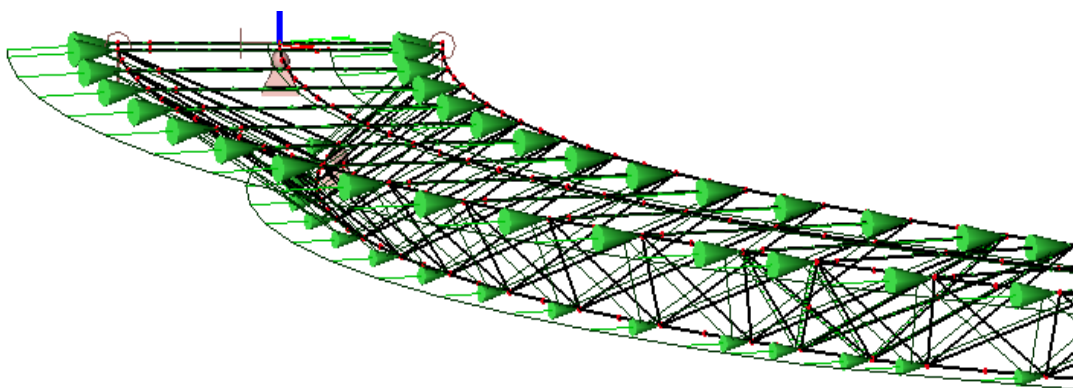
Nihajni časi, z upoštevanimi sodelujočimi masami (masa konstrukcije, masa krovne konstrukcije ter masa masnih blažilnikov) so navedeni v preglednici 13.

*Preglednica 13: Lastni nihajni časi in lastne frekvence konstrukcije*

*Table 13: Oscillating times and eigen frequencies*

Nihajna oblika	T [s]	f [Hz]	Način nihanja
1.	0,98	1,02	Horizontalno – prečno z rotacijo prekladne konstrukcije
2.	0,95	1,05	Vertikalno
3.	0,44	2,26	Vertikalno – 2. višja nihajna oblika
4.	0,41	2,46	Rotacija prekladne konstrukcije

Največji horizontalni projektni pospešek je pri nihajnem času 0,95 s in znaša  $S_v = 2,17 \text{ m/s}^2$ , največji vertikalni projektni pospešek pa  $S_{v,d} = 0,59 \text{ m/s}^2$ . Preko enačbe  $F = m \cdot a$  se na konstrukcijo določi pripadajočo potresno obtežbo za vsako od smeri delovanja potresa, kjer je  $m$  masa elementa,  $a$  horizontalni oziroma vertikalni projektni pospešek,  $F$  pa pripadajoča sila enakovredna potresni obtežbi.



*Slika 108: Potresna obtežba na prekladni konstrukciji*

*Figure 108: Seismic load on superstructure*

### 12.3 Obtežne kombinacije

Potresna obtežba spada med nezgodne obtežne vplive zato se za parcialne obtežne faktorje stalnih, spremenljivih in tudi nezgodnih vplivov vzame vrednost 1,0. Spremenljivih vplivov, kot so obtežba pešcev in kolesarjev, sneg, veter, temperaturni vplivi se ne upoštevata. Upoštevata se le lastno težo nosilne konstrukcije, stalno obtežbo ter vplive potresa.

Potresna obtežba deluje v treh smereh, v vzdolžni smeri, prečni ter navpični, dodatno se še vse tri med seboj kombinirajo kjer je en od potresnih vplivov upoštevan v celoti, od ostalih pa se upošteva le tretjina vpliva. Obtežne kombinacije so torej:

$$1,0 \cdot G + 1,0 \cdot A_x,$$

$$1,0 \cdot G + 1,0 \cdot A_y,$$

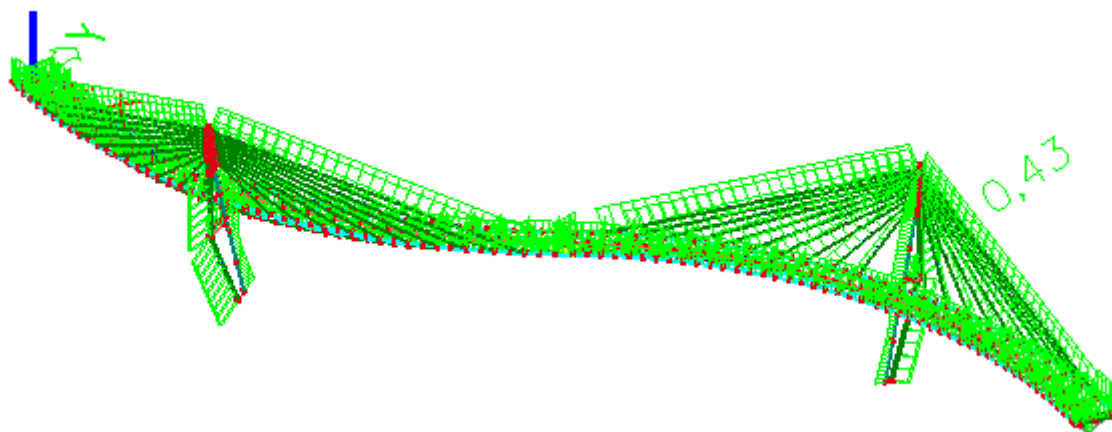
$$1,0 \cdot G + 1,0 \cdot A_z,$$

$$1,0 \cdot G + 1,0 \cdot A_x + 0,3 \cdot A_y + 0,3 \cdot A_z,$$

$$1,0 \cdot G + 0,3 \cdot A_x + 1,0 \cdot A_y + 0,3 \cdot A_z,$$

$$1,0 \cdot G + 0,3 \cdot A_x + 0,3 \cdot A_y + 1,0 \cdot A_z,$$

Z izvrednotenjem obtežnih kombinacij se preveri ustreznost dimenzij elementov nosilne konstrukcije mostu. V kolikor so izkoriščenosti pod mejno vrednostjo 1,0 so izbrane dimenzije prečnih prerezov iz statične analize ustrezne.



*Slika 109: Izkoriščenost nosilne konstrukcije mostu pri potresni obtežbi*

*Figure 109: Unified section check of the bridge structure*

Izkoriščenost elementov je dejansko manjša od tiste pri statični analizi na račun manjše obtežbe, saj se ni upoštevala obtežba pešcev in kolesarjev, ki predstavlja največji delež k izkoriščenosti posameznih elementov.

## 13 SPOJI IN PRIKLJUČKI

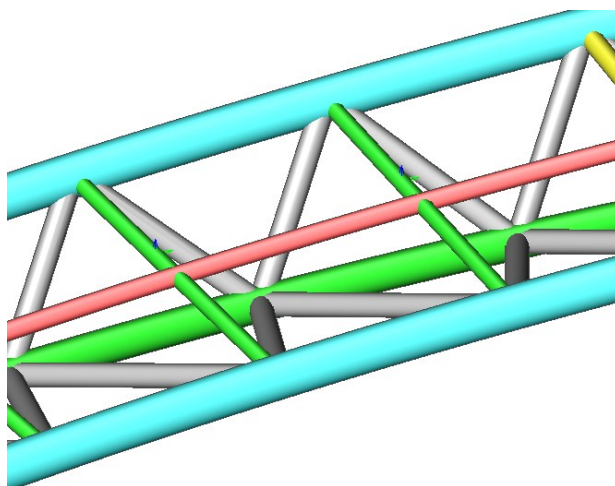
Elementi prekladne konstrukcije so med seboj povezani z zvari, ki tvorijo toge spoje med elementi. Notranje sile v spoju morajo biti v ravnotežju, vsak element v spoju mora biti sposoben prenesti obremenitve, deformacije pa ne smejo presežati deformacijskih kapacitet sestavnih elementov spoja [17: pogl. 7.1]. Deli elementov izven spoja se, v kolikor je potreba po disipaciji energije predvidijo za plastifikacijo, deli elementa v samem spoju, pa se predvidijo da ostanejo v elastičnem območju.

Ker je magistrsko delo zasnovano v obsegu idejne zasnove, dimenzioniranje spojev ni izvedeno.

### 13.1 Spoji elementov prekladne konstrukcije

Elementi v prekladni konstrukciji (prečke, diagonale, ojačitve) so na vzdolžne nosilce pritrjeni preko togih spojev izvedenih z delno oziroma polno penetriranimi zvari. Pri spajanju cevnih elementov je potrebno upoštevati določila standarda SIST EN 1993-1-8. Upoštevati je potrebno geometrijske pogoje (kot stikovanja med elementi), zagotoviti zadostno kompaktnost stikovanih elementov ter upoštevati različne načine stikovanja in njihove vplive na računanje nosilnosti spoja.

Spoji se v glavnem delijo glede na geometrijo stikovanja in števila elementov v spoju. V prekladni konstrukciji se najdejo spoji tipa KK ter X. Pri spoju X so vsi elementi v eni ravnini (npr. spoj vzdolžnega nosilca z prečkami), pri spoju KK pa se na vzdolžni nosilec spajajo štiri diagonale vsaka pod svojim kotom.



*Slika 110: KK in X spoji*

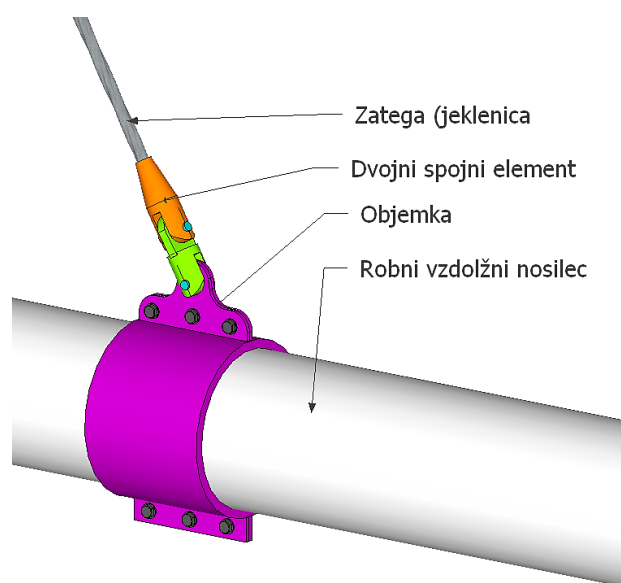
*Figure 110: KK and X joints*

### 13.2 Pritrjevanje zateg

Jeklenice v mostni konstrukciji se na pilon in prekladno konstrukcijo spajajo preko predfabriciranih spojnih elementov. Tem elementom ni potrebno določati njihove nosilnosti, saj so njihove dimenzije že vnaprej določene s strani proizvajalca jeklenic. Vsak proizvajalec ima različne tipe spojnih elementov in od projektanta je odvisno katero kakšen tip izbere.

Jeklenice so na prekladno konstrukcijo kot pilon pritrjene preko členkov, da se v jeklenicah kot tudi spojnih elementih ne pojavijo parazitni momenti. V ta namen se jeklenice pritrđi na nosilno konstrukcijo z dvojnimi spojnim elementom, ki skupaj tvorita členek. S tem se omogoča zasuke v obeh prečnih smereh jeklenice. Dvojni spojni element je na vzdolžni nosilec pritrjen preko posebne objemke, sestavljene iz dveh polovic jeklene cevi. Objemko se zasnuje tako, se z vijačenjem dveh polovic skupaj vzpostavi dovolj veliko silo trenja med objemko in vzdolžnim nosilcem, katera preprečuje zdrs objemke vzdolž vzdolžnega nosilca.

Na pilon se jeklenica pritrđi na podoben način, le da ni objemke temveč se natezna sila v zategi prenese v pilon preko vezne pločevine, ki je privarjena na pilon.



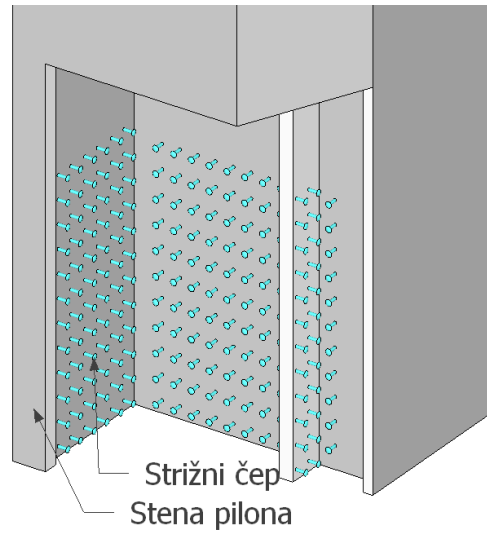
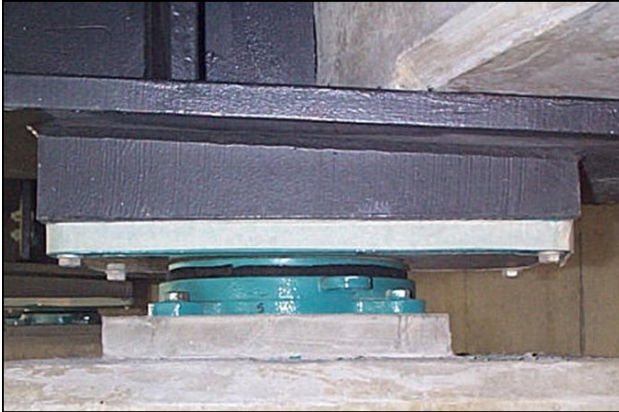
*Slika 111: Sestavni deli spoja zatega – vzdolžni nosilec*

*Figure 111: Elements of cable-stay – longitudinal beam joint*

### 13.3 Krajne podpore in podpora pilonov

Krajne podpore so dveh tipov, pomična in nepomična členkasta podpora. Oba tipa sta zelo razširjena v mosto-gradnji, saj omogočata rotacijo podprtega elementa, s čimer v podporo ni prenosa upogibnih momentov. Pilon je potrebno v temelje pričvrstiti tako, da se bodo prenašale osna in strižni sili, upogibna momenta ter torzijski zasuk. Z vijačenjem preko čelne pločevine, spoj zaradi dimenzij pilona in velikosti

obremenitev ne bi bil smiseln. Spoj se tako izvede s »potopitvijo« dela pilona v armirano-betonske temelje. S tem se upogibni momenti in strižne sile preko trenjskih sil in učinka sidranja učinkoviteje prenesejo v temelje. Na pločevine, ki sestavljajo telo pilona se privarijo strižni čepi, katere se oblije z betonom in ustvari tog spoj.



Slika 112: Elastomerno ležišče (nepomična členkasta podpora) [49], ideja vpetja pilona v temelje

Figure 112: Elastomeric bearing (fixed hinged support), idea of pylon – foundation fixation

## 14 ZAKLJUČEK

Cilj magistrske naloge je bila zasnova brvi s poševnimi zategami za pešce preko reke Krke z dimenzioniranjem nosilne konstrukcije v programski opremi SCIA Engineer, skladno z ustreznimi Evrokod standardi ter s tem preizkus lastne sposobnosti soočanja s problemi, ki nastanejo tekom procesa projektiranja.

Lokacija brvi je privzeta iz obstoječih publikacij oziroma zasnov, kjer pa je brv zamišljena z ravno prekladno konstrukcijo ter klasično gradnjo, torej podpornimi stebri na kateri je nosilec preko več polj. Ker je takih mostov že ogromno in iz inženirskega vidika niso ravno zahtevni sem se odločil za most s poševnimi zategami, kjer le-te potekajo asimetrično. S tem in s horizontalnim potekom prekladne konstrukcije v »S« krivini se težavnost projekiranja poveča saj se zaradi ukrivljene oblike in asimetričnega podpiranja prekladne konstrukcije, le ta začne obnašati zelo neugodno. Z večanjem lastne teže prekladne konstrukcije (trapezni prečni prerez konstrukcije), se povečujejo prečni zasuki prekladne konstrukcije, kateri ne smejo biti premajhni zaradi odtekanja meteorne vode in ne preveliki saj takrat krovna površina postane neugodna za uporabo. Z izbiro trikotnega prečnega prereza (manjša teža) pa je problematično v zategah zagotoviti zadostno natezno silo, ne da bi z vplivom prednapetja povzročili prevelike deformacije v prekladni konstrukciji.

Poleg same zasnove mostu (asimetrično podpiranje prekladne konstrukcije), je največ problemov predstavljala programska oprema SCIA Engineer. Jeklenice je naprimer možno definirati na več načinov. Vsak način ima svoje prednosti in slabosti, zato je za izbor najugodnejšega načina veljal najbolj »primitiven«. Lastna teža jeklenice se je vnesla kot linijska obtežba, vplivi prednapetja pa kot negativna temperaturna sprememba. Drug načine je nastavitve vrednosti prednapetja s silo, a zna biti ta način zavajajoč, saj je dejanska sila v jeklenici zaradi pomikov konstrukcije drugačna od vnesene.

Ker so osne sile v jeklenici močno odvisne od njene geometrije so morale biti vse obtežne kombinacije nelinearne. S tem se je močno povečal računski čas zaradi upoštevanja pomikov in deformacij konstrukcij ter tudi samo število kombinacij. S premikajočo se obtežbo se z vplivnicami lahko za vse elemente avtomatsko tvorijo obtežni primeri, ki pa žal delujejo le v linearnih kombinacijah. Zaradi uporabe nelinearnih kombinacij je bilo potrebno za vsako notranjo statično količino vsakega elementa tvoriti poseben obtežni primer kar je na koncu privedlo do 144 obtežnih primerov ter 1097 nelinearnih kombinacij za statično analizo, s tem pa tudi do velikega časa porabljenega le za izvajanje kalkulacij (približno 3 ure za posamično analizo).

Dodaten problem so predstavljali dvo-dimenzionalni (ploskve, lupine) elementi, saj je bilo mišljeno da bi z njimi analiziral pilon, a je študentska verzija omejena na 7 dvo-dimenzionalnih elementov ter na 200 eno-dimenzionalnih elementov.

Med izdelavo magistrske naloge sem se tako soočil s problematiko zasnove konstrukcije, kako se problemi multiplicirajo zaradi majhnih detajlov, omejitvami programskih oprem ter tudi z lastno iznajdljivostjo in sposobnostjo reševanja problemov, ki mi bodo pripomogli pri nadaljnem delu v gradbeni stroki.



*"Ta stran je namenoma prazna"*

**VIRI**

- [1] OpenStreetMap.  
[www.openstreetmap.org](http://www.openstreetmap.org)  
(pridobljeno 1.8.2015)
- [2] Pucelj, B., Rebolj, A. Kolesarske steze v Mestni občini Novo mesto. 2014: 67 str.  
<https://drive.google.com/file/d/0B3plvrtVkpWteVZoMmZoZWJXamc/view?usp=sharing>,  
(pridobljeno 1.8.2015)
- [3] PISO.  
[http://www.geoprostor.net/piso/ewmap.asp?obcina=NOVO\\_MESTO](http://www.geoprostor.net/piso/ewmap.asp?obcina=NOVO_MESTO)  
(pridobljeno 1.8.2015)
- [4] Levičar, T. Sprehajališče Primicove Julije. 2004. Mestna občina Novo mesto: 43 str.  
[http://www.novomesto.si/media/pdf/nm/spr\\_julije.pdf](http://www.novomesto.si/media/pdf/nm/spr_julije.pdf),  
(pridobljeno 2.8.2015)
- [5] Digitalni model terena v Irči vasi.  
[http://gis.arso.gov.si/evode/profile.aspx?id=atlas\\_voda\\_Lidar@Arso](http://gis.arso.gov.si/evode/profile.aspx?id=atlas_voda_Lidar@Arso)  
(pridobljeno 20.6.2015)
- [6] Delovanje LiDAR.  
[https://www.e-education.psu.edu/geog481/sites/www.e-education.psu.edu/geog481/files/Figure\\_1\\_02.jpg](https://www.e-education.psu.edu/geog481/sites/www.e-education.psu.edu/geog481/files/Figure_1_02.jpg)  
(pridobljeno 6.9.2015)
- [7] Pravilnik o projektiranju cest. Uradni list RS št. 91/2005: 9303-9319.
- [8] Ščetkan beton.  
<http://www.xn--tlaki-uka-vgb.si/scetkan-beton>  
(pridobljeno 8.9.2015)
- [9] Hayes, B. Fotografija prostorskega paličja.  
<http://bit-player.org/2013/tetrahedra-with-a-twist>  
(pridobljeno 20.9.2015)
- [10] Quistnix! Twist Bridge.  
<https://www.flickr.com/photos/quistnix/3489047532/>  
(pridobljeno 11.10.2015)
- [11] ipv Delft creative engineers. Hovering most.  
<http://www.ipvdelft.com/portfolio-item/hovenring/>  
(pridobljeno 11.10.2015)
- [12] Most Millau.  
<http://wackymania.com/top-20-most-beautiful-bridges-in-the-world/>,  
(pridobljeno 14.10.2015)
- [13] SBO englisch\_Drahtseiltechnik. 2011.  
<http://www.fatzer.com/content/enUS/Home/Download/tabid/241/language/en-US/Default.aspx/>  
(pridobljeno 24.11.2015)

- [14] SIST EN 1993-1-10: 2005. Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij – 1-10. del: Izbira kakovosti jekla glede na žilavost in lamelarni lom, Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- [15] SIST EN 1993-1-10: 2005/A101: 2006. Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij – 1-10. del: Izbira kakovosti jekla glede na žilavost in lamelarni lom – Nacionalni dodatek, Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- [16] SIST EN 1991-1-5: 2003. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-5. del: Splošni vplivi – Toplotni vplivi, Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- [17] Beg, D. (ur.), Pogačnik, A. (ur.). 2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po evrokod standardih. Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije: 1077 str
- [18] FATZER ® BRUGG. Structural ropes.  
<http://my.page2flip.de/1721887/4927145/4927165/index-sd.html#/1>  
(pridobljeno 6.12.2015)
- [19] Price, R. Most U Bein.  
<https://www.flickr.com/photos/83555001@N00/3718790147>  
(pridobljeno 8.12.2015)
- [20] EN 338: 2003. Structural timber – strength classes. Berlin, DIN Deutsches Institut für Normung e.V.
- [21] THP GmbH. Teak: Coparison of wood of different origins, Mechanical wood parameter.  
[http://www.teak-austria.com/uploads/media/TEAK-austria\\_DS\\_Mech-parameter-origin\\_f3.pdf](http://www.teak-austria.com/uploads/media/TEAK-austria_DS_Mech-parameter-origin_f3.pdf)  
(pridobljeno 10.12.2015)
- [22] SIST EN 1992-1-1: 2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 1-1.del: Splošna pravila in pravila za stavbe, Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- [23] SIST EN 1991-1-1: 2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-1.del.: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb, Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- [24] SIST EN 1991-1-1: 2004/A101: 2005. Vplivi na konstrukcije – 1-1.del: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb – Nacionalni dodatek, Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- [25] SIST EN 1991-2-0: 2003. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 2.del: Prometna obtežba mostov, Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- [26] SIST EN 1991-1-3: 2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije –1-3.del: Splošni vplivi – Obtežba snega, Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- [27] SIST EN 1991-1-3: 2004/A101: 2008. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije –1-3.del: Splošni vplivi – Obtežba snega – Nacionalni dodatek, Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- [28] SIST EN 1991-1-4: 2005. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije –1-4.del: Splošni vplivi – Vplivi vetra, Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- [29] SIST EN 1991-1-4:2005/oA101: 2007. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije –1-4.del: Splošni vplivi – Vplivi vetra – Nacionalni dodatek, Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

- [30] SIST EN 1990: 2004. Evrokod 0: Osnove projektiranja konstrukcij, Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- [31] SIST EN 1995-1-1: 2005. Projektiranje lesenih konstrukcij – 1-1.del: Splošna pravila in pravila za stavbe, Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- [32] SIST EN 1995-1-1: 2005/A101: 2006. Projektiranje lesenih konstrukcij – 1-1.del: Splošna pravila in pravila za stavbe – Nacionalni dodatek, Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- [33] SIST EN 1993-1-4: 2006. Projektiranje jeklenih konstrukcij – 1-4.del: Splošna pravila – dodatna pravila za nerjavna jekla, Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- [34] Sanpaz. Komponente napetosti.  
[https://en.wikipedia.org/wiki/File:Components\\_stress\\_tensor\\_cartesian.svg](https://en.wikipedia.org/wiki/File:Components_stress_tensor_cartesian.svg),  
(pridobljeno 1.1.2016)
- [35] SIST EN 1993-1-8: 2005. Projektiranje jeklenih konstrukcij – 1-8.del: Projektiranje spojev, Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- [36] SIST EN 1993-1-1: 2005. Projektiranje jeklenih konstrukcij – 1-1.del: Splošna pravila in pravila za stavbe, Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- [37] EN 1999-1-1: 2007+A1: 2009. Design of aluminium structures – Part 1-1: General structural rules, CEN, European comitee for Standardization. Brussels.
- [38] de La Rosa Siqueira, C. Tvorjenje vrtincev.  
[https://en.wikipedia.org/wiki/Vortex\\_shedding#/media/File:Vortex-street-animation.gif](https://en.wikipedia.org/wiki/Vortex_shedding#/media/File:Vortex-street-animation.gif)  
(pridobljeno 9.3.2016)
- [39] Staub, David K., Gateway Arch.  
[https://en.wikipedia.org/wiki/Catenary#/media/File:Gateway\\_Arch.jpg](https://en.wikipedia.org/wiki/Catenary#/media/File:Gateway_Arch.jpg)  
(pridobljeno 25.5.2016)
- [40] EN 1993-1-11: 2006. Design of steel structures – Part 1-11: Design of structures with tension components. CEN, European comitee for Standardization. Brussels.
- [41] Calgaro, J. EN 1990 – Section 6, Annexes A1 & A2. 2008. Bruselj: 49 str.  
[http://eurocodes.jrc.ec.europa.eu/doc/WS2008/EN1990\\_4\\_Calgaro.pdf](http://eurocodes.jrc.ec.europa.eu/doc/WS2008/EN1990_4_Calgaro.pdf)  
Pridobljeno 12.7.2016
- [42] EN 1990 – Eurocode : Basis of structural design – prANNEX A2: Application for bridges (Normative), CEN, European comitee for Standardization. Brussels.
- [43] Ministrstvo za okolje in prostor . Potresna nevarnost Slovenije – projektni pospešek tal.  
[http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/projektni\\_pospesek\\_tal.jpg](http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/projektni_pospesek_tal.jpg)  
(pridobljeno 7.9.2016)
- [44] EN 1998-2: 2005+A2:2011. Eurocode 8 – Design of structures for erthquake resistance – Part 2: Bridges. CEN, European comitee for Standardization. Brussels.
- [45] Geološka karta tal.  
<http://kalcedon.geo-zs.si/website/OGK100/viewer.htm>  
(pridobljeno 7.9.2016)

- [46] EN 1998-1-2: 2004. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. CEN, European comitee for Standardization. Brussels.
- [47] Lipar, P., Kostanjšek, J. 2012. Navodila za projektiranje kolesarskih poti, Novelacija junij 2012, RS, Ministrstvo za infrastrukturo in prostor, Direcija RS za ceste: 68 str.
- [48] Maurer. Tuned Mass Dampers.  
<http://www.maurer.co.uk/doc/TMD-INfo-28072003.pdf>  
(pridobljeno 21.9.2016)
- [49] m.sansom@steel-sci.com. Elastomerno ležišče.  
[http://www.steelconstruction.info/images/9/90/R21\\_Fig10.png](http://www.steelconstruction.info/images/9/90/R21_Fig10.png)  
(pridobljeno 28.9.2016)

*"Ta stran je namenoma prazna"*