

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta
za gradbeništvo
in geodezijo



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

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

To je izvirna različica zaključnega dela.

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

Fabiani, A., 2014. Dimenzioniranje nosilnih elementov lesene brvi. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Lopatič, J.): 189 str.

Datum arhiviranja: 02-06-2014

University
of Ljubljana

Faculty of
Civil and Geodetic
Engineering



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

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

This is original version of final thesis.

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

Fabiani, A., 2014. Dimenzioniranje nosilnih elementov lesene brvi. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljani, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Lopatič, T.): 189 pp.

Archiving Date: 02-06-2014

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



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

UNIVERZITETNI ŠTUDIJ
GRADBENIŠTVA
ORGANIZACIJSKO
TEHNOLOŠKA SMER

Kandidat:

ANDREJ FABIANI

**DIMENZIONIRANJE NOSILNIH ELEMENTOV LESENE
BRVI**

Diplomska naloga št.: 3388/OTS

**DESIGN OF LOAD-BEARING PARTS OF TIMBER
FOOTBRIDGE**

Graduation thesis No.: 3388/OTS

Mentor:

izr. prof. dr. Jože Lopatič

Predsednik komisije:

izr. prof. dr. Janko Logar

Član komisije:

doc. dr. Vlado Stankovski

prof. dr. Jože Korelc

doc. dr. Franc Sinur

Ljubljana, 29. 05. 2014

STRAN ZA POPRAVKE

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

IZJAVE

Podpisani Andrej Fabiani izjavljam, da sem avtor diplomskega dela z naslovom »**Dimenzioniranje nosilnih elementov lesene brvi**«.«.

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

Izjavljam, da dovoljujem objavo elektronske različice v digitalnem repozitoriju.

Ljubljana, 20. 5. 2014

Andrej Fabiani

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	624.011:624.5(043.2)
Avtor:	Andrej Fabiani
Mentor:	izr. prof. dr. Jože Lopatič
Naslov:	Dimenzioniranje nosilnih delov lesene brvi
Tip dokumenta:	Diplomska naloga – univerzitetni študij
Obseg in oprema:	189 str., 24 pregl., 87 sl.
Ključne besede:	projektiranje lesene brvi, lepljeni leseni nosilci, vplivi na mostove, brv, računski model, mejna stanja, projektiranje spojev, potresna odpornost, Sofistik.

Izvleček

V diplomski nalogi smo dimenzionirali leseno brv, ki smo si jo v celoti sami zamislili. Lesena brv naj bi bila zgrajena na mestu že obstoječe lesene viseče brvi v bližini Kobarida. Lesena brv je sestavljena iz dveh glavnih ravnih lameliranih nosilcev in dveh ločnih lameliranih nosilcev, ki sledijo kvadratni funkciji. Nosilca sta med seboj povezana s stebri iz masivnega lesa, v horizontalni smeri pa se elementi povezujejo s pomočjo lesenih prečnikov. Zavarovalna konstrukcija je sestavljena iz prečnikov in jeklenega povezja, ki nosi le v nategu. Vsi leseni elementi se med seboj stikujejo s pomočjo jeklenih spojev, katere smo si ravno tako sami zamislili in jih zato tudi sami dimenzionirali. Sledili smo načelu poudariti lesene elemente in prikriti jeklene dele konstrukcije, kar nam je z malo iznajdljivosti tudi uspelo. V večini so vsi jekleni deli skriti v leseno konstrukcijo in tako niso vidni. Na koncu smo vse dimenzije elementov prenesli na delavniške načrte, s pomočjo katerih bi bilo možno vse dele konstrukcije tudi izdelati in nato sestaviti v leseno brv.

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDC: 624.011:624.5(043.2)
Author: Andrej Fabiani
Supervisor: Assoc. prof. Jože Lopatič, Ph. D.
Title: Design of load-bearing parts of the timber footbridge
Document type: Graduation Thesis – University studies
Scope and tools: 189 p., 24 tab., 87 fig.
Keywords: design of timber footbridge, laminated timber beams, actions on bridges, footbridge, numerical model, limit states, design of joints, seismic resistance, Sofistik

In this thesis we have designed timber footbridge which architecture is completely made out of our imagination. Timber footbridge is meant to be built on the site of the existing wooden hanging footbridge near Kobarid. Timber footbridge consists of two main straight laminated beams and two arc-laminated beams that follow the square function. The beams are connected with pillars made of solid wood. In the horizontal direction elements are connected with wooden sleepers. Insurance construction is composed of sleepers and the steel truss, which carries only in tension. All wooden elements are mutually connected with steel joints, which we have also imagined ourselves and are therefore designed by us too. We followed the principle to emphasize the wooden parts and conceal the steel parts of the structure, in which we have succeeded with help of a little ingenuity. In most all steel parts hidden in the wooden structure and thus not visible. In the very end we transferred all dimensions of elements to the workshop plans to help make it possible to create all parts of the structure and then assemble them in a timber footbridge.

ZAHVALA

Zahvaljujem se mojemu mentorju izr. Prof. Dr. Jožetu Lopatiču za koristno pomoč in napotke.

Zahvaljujem se tudi vsem najbližnjim prijateljem in sošolcem.

Posebej se zahvaljujem svojim staršem, ki so me pri mojem študiju najbolj podpirali.

Kazalo vsebine

1	Uvod	1
	Zgodovina mostov na Slovenskem.....	1
2	Obravnavana brv	6
2.1	Oblika nove brvi.....	6
2.2	Oblika ločne konstrukcije.....	9
3	Vplivi na konstrukcijo	12
3.1	Stalna obtežba.....	12
3.2	Koristna obtežba.....	13
3.2.1	Skupine vertikalnih obtežb pri brveh.....	14
3.2.2	Obtežne kombinacije	15
3.3	Potresna obtežba.....	16
3.3.1	Spektri odziva	17
3.3.2	Faktor obnašanja.....	18
3.3.3	Mase	18
3.3.4	Nihajne oblike in nihajni časi konstrukcije	19
3.4	Obtežba vetra.....	21
3.4.1	Obtežba vetra na lamelirane nosilce	24
3.4.2	Obtežba vetra na preklado	27
3.5	Obtežba snega.....	33
4	Statična analiza.....	35
4.1	Kombinacije vplivov	35
4.2	Merodajne notranje statične količine.....	37
5	Dimenzioniranje	42
5.1	Glavni horizontalni nosilci	42
5.1.1	Obremenitev glavnih horizontalnih nosilcev	42
5.1.2	Enosni upogib s tlačno silo.....	42
5.1.3	Strig zaradi prečne sile	46
5.1.4	Kontrola pomikov horizontalnega nosilca:.....	47

5.2	Ločni nosilec	52
5.2.1	Obremenitev ločnega nosilca	52
5.2.2	Enoosni upogib s tlačno silo.....	55
5.2.3	Kontrola striga v temenskem območju.....	60
5.2.4	Kontrola pomikov lameliranih ločnih nosilcev	64
5.3	Stebri	67
5.3.1	Obremenitve stebrov	67
5.3.2	Tlačna sila z upoštevanjem uklona.....	68
5.4	Prečniki	71
5.4.1	Dimenzioniranje prečnikov v ravnini horizontalnega nosilca.....	71
5.4.2	Dimenzioniranje prečnikov v lameliranem nosilcu.....	75
5.5	Diagonale zavarovalne konstrukcije.	79
5.5.1	Dimenzioniranje diagonal zavarovalne konstrukcije v ravnini horizontalnih nosilcev.	79
5.5.2	Dimenzioniranje diagonal zavarovalne konstrukcije ločnih nosilcev	80
5.5.3	Dimenzioniranje diagonal zavarovalne konstrukcije stebrov.....	81
5.6	Pohodne deske.....	82
5.6.1	Dimenzioniranje desk.....	82
5.6.2	Kontrola nosilnosti za primer koristne obtežbe qfk	82
5.6.3	Kontrola nosilnosti za primer koristne obtežbe $Qfwk$	83
5.7	Varovalna ograja	85
5.7.1	Obremenitev varovalne ograje	85
5.7.2	Dimenzioniranje držala varovalne ograje.....	86
5.7.3	Dimenzioniranje stebričkov	88
5.7.4	Dimenzioniranje spoja med stebričkom in ravnim nosilcem	92
6	Dimenzioniranje spojev.....	97
6.1	Podpore horizontalnih nosilcev	98
6.1.1	Obremenitev podpore horizontalnega nosilca	98
6.1.2	Priključne pločevine	99

6.1.3	Dimenzioniranje trnov	100
6.1.4	Dimenzioniranje vrtljivega čepa.....	104
6.1.5	Dimenzioniranje zvarov	107
6.2	Členkasti spoji stebrov z horizontalnimi nosilci.....	108
6.2.1	Obremenitev spoja.....	108
6.2.2	Dimenzioniranje pločevine na zožanem delu	109
6.2.3	Dimenzioniranje čepa	109
6.2.4	Dimenzioniranje večstrižnega priključka v ravnem nosilcu.....	109
6.2.5	Dimenzioniranje spoja v stebru	113
6.2.6	Dimenzioniranje večstrižnega spoja med stebrom in ločnim nosilcem.....	116
6.2.7	Dimenzioniranje spoja v stebru	120
6.2.8	Kontrola reduciranega prereza horizontalnega nosilca zaradi utorov v katere so vstavljene priključne prločevine.....	123
6.2.9	Kontrola upogibne nosilnosti oslabiljenega ločnega nosilca	125
6.3	Spoj med ločnim nosilcem in horizontalnim nosilcem.....	130
6.3.1	Obremenitve spoja.....	130
6.3.2	Dimenzioniranje pločevine.....	132
6.3.3	Dimenzioniranje trnov v priključku na horizontalni nosilec	133
6.3.4	Dimenzioniranje čepov v priključku pločevine na ločni nosilec	136
6.3.5	Kontrola reduciranega prereza horizontalnega nosilca.....	138
6.3.6	Kontrola upogibne nosilnosti oslabiljenega ločnega nosilca	140
6.4	Spoj ležišča, ločnega nosilca in prvega stebra.....	143
6.4.1	Obremenitve spoja.....	144
6.4.2	Dimenzioniranje vrtljivega čepa.....	145
6.4.3	Dimenzioniranje večstrižnega priključka v ločnem nosilcu.....	148
6.4.4	Dimenzioniranje dvostržnega priključka v stebru	155
6.5	Dimenzioniranje spojev povezij in prečnikov	158
6.5.1	Dimenzioniranje spojev diagonal zavarovalne konstrukcije in prečnikov na horizontalnem nosilcu.....	159

6.5.2	Dimenzioniranje spojev diagonal zavarovalne konstrukcije in prečnikov na ločnem nosilcu	164
6.5.3	Dimenzioniranje spojev povezij v stebrih	169
7	Zaključek.....	174
	Viri	175
	PRILOGE.....	1

Kazalo preglednic

Preglednica 1: Obtežne skupine za brvi.	14
Preglednica 2: Obtežne kombinacije s kombinacijskimi vrednostimi za brvi (EN 1990: 2002/A1)	16
Preglednica 3: Parametri spektra odziva za tip tal A.	17
Preglednica 4: Različne kategorije terena.	21
Preglednica 5: Vrednosti λ in $\psi\lambda$ za posamezen steber.	31
Preglednica 6: Vrednosti c_f za vsak steber.	32
Preglednica 7: vrednosti faktorjev nagiba ob različnih nagibih strehe.	33
Preglednica 8: Vrednosti upogibnih momentov Med , min in pripadajočih osnih sil Ned , prip v posameznem vozlišču.	52
Preglednica 9: Vrednosti upogibnih momentov Med , max in pripadajočih osnih sil Ned , prip v posameznem vozlišču.	53
Preglednica 10: Vrednosti osnih sil Ned , min kN in pripadajočih upogibnih momentov Med , prip [kNm].	53
Preglednica 11: Vrednosti prečnih sil v različnih vozliščih.	54
Preglednica 12: Vrednosti upogibnega momenta Med , max kNm in pripadajoče prečne sile Ved , prip [kN].	54
Preglednica 13: Izračunane vrednosti za vsako vozišče posebej.	58
Preglednica 14: Kontrola za primer Med , min [kNm] in Ned , prip [kN].	58
Preglednica 15: Kontrola za primer Med , max [kNm] in Ned , prip [kN].	59
Preglednica 16: Kontrola za primer Ned , max [kN] in Med , prip [kNm].	59
Preglednica 17: Kontrolni izračuni v vsakem vozlišču ločnega nosilca.	63
Preglednica 18: Merodajne obremenitve stebrov.	67
Preglednica 19: Rezultati kontrolnih izračunov posameznih stebrov.	70
Preglednica 20: Ekstremne osne sile v posameznih prečnikih.	72
Preglednica 21: Ekstremne osne sile v posameznih prečnikih.	76
Preglednica 22: Ekstremne osne sile v posamezni palici.	79
Preglednica 23: Ekstremne osne sile v posamezni palici.	80
Preglednica 24: Ekstremne osne sile v posamezni palici.	81

Kazalo slik

Slika 1: Tromostovje danes - osrednji most je kamnit, zgrajen leta 1842 (Humar, G., 2013)	3
Slika 2: Hrdeckega most – Osrednji členek (Humar, G., 2013)	4
Slika 3: Obstoječe stanje brvi čez Sočo pri Kobaridu (http://kraji.eu/PICTURES/goriska/kobarid_z_okolico/brv_cez_soco/IMG_7126_kobarid_brv_cez_soco_brv_big.jpg) (pridobljeno 11. 1. 2014)	6
Slika 4: Pogled na brv	8
Slika 5: 3D model brvi	8
Slika 6: 3D model brvi, kjer so vidni tudi stiki	9
Slika 7: Matematični model loka kvadratne funkcije. Vrednosti so v [kN].	10
Slika 8: Diagrami osnih notranjih sil. Levi in sredinski lok sta funkciji tretje stopnje, desen lok pa funkcija druge stopnje.	10
Slika 9: Diagrami upogibnih momentov M_y . Pri loku funkcije druge stopnje so upogibni momenti skoraj zanemarljivi.	10
Slika 10: Diagrami prečnih sil V_z . Analogno upogibnim momentom so tudi strižne sile pri skrajni desni funkciji skoraj zanemarljivi.	11
Slika 11: Pomiki konstrukcije ob upoštevanju zvezne obtežbe.....	11
Slika 12: Oblika elastičnega spektra odziva (SIST EN 1998-1: 2005).	17
Slika 13: 1. nihajna oblika.....	19
Slika 14: 2. nihajna oblika.....	20
Slika 15: 3. nihajna oblika.....	20
Slika 16: Smeri vplivov vetra in dimenzije preklad. (SIST EN 1991-1-4:2005)	27
Slika 17: Koeficient sile za mostove $c_{fx,0}$ (SIST EN 1991-1-4:2005)	28
Slika 18: Koeficient sile $c_{f,z}$ za mostove s prečnim nagibom in poševnim vetrom (SIST EN 1992-1-4:2005)	30
Slika 19: Stebre oštevilčimo od 1 do 5 , kot je prikazano na sliki.	31
Slika 20: Geografska lokacija Kobarida.....	33
Slika 21: MSN 1-Ovojnici upogibnih momentov $M_{y,max}$ [kNm] in pripadajočih osnih sil N_{prip} [kN] v horizontalnem nosilcu. Vrednosti upogibnih momentov so nanešene navpično, medtem ko so vrednosti osnih sil nanešene vodoravno.	37
Slika 22: MSN1 - Ovojnici ekstremnih upogibnih momentov $M_{y,min}$ [kNm] in pripadajočih osnih sil N_{prip} [kN] v horizontalnem nosilcu. Vrednosti upogibnih momentov so ponovno orientirane vertikalno, medtem ko so vrednosti osnih sil orientirane horizontalno.....	37
Slika 23: MSN1 - Ovojnici ekstremnih osnih sil N_{max} [kN] in pripadajočih upogibnih momentov $M_{y,prip}$ [kNm] v horizontalnem nosilcu. Orientacija vrednosti osnih sil je horizontalna.	37

Slika 24: MSN1 - Ovojnici ekstremnih osnih sil N_{min} [kN] in pripadajočih upogibnih momentov $M_y, prip$ [kNm] v horizontalnem nosilcu. Orientacija vrednosti osnih sil je horizontalna.....	38
Slika 25: MSN 1-Ovojnica ekstremnih prečnih sil V_{min} [kN] in V_{max} [kN] v horizontalnem nosilcu. Vrednosti strižnih sil V_{min} so orientirane horizontalno.	38
Slika 26: MSN 1-Ovojnica ekstremnih upogibnih momentov M_y, max [kNm] in pripadajočih osnih sil N_{prip} [kN] v ločnem nosilcu.	38
Slika 27: MSN 1-Ovojnica ekstremnih upogibnih momentov M_y, min [kNm] in pripadajočih osnih sil N_{prip} [kN] v ločnem nosilcu. Vrednosti osnih sil N_{prip} [kN] so orientirane vzporedno z referenčno osjo ločnega nosilca.....	39
Slika 28: MSN 1: Ovojnica ekstremnih prečnih sil V_{min} [kN] in V_{max} [kN] v ločnem nosilcu.	39
Slika 29: MSN 1: Ekstremne tlačne osne sile [kN] v stebrih.	39
Slika 30: MSN 3: Ekstremne tlačne osne sile [kN] v prečnikih horizontalnih nosilcev	39
Slika 31: MSN 3: Ekstremne tlačne osne sile [kN] v prečnikih ločnih nosilcev	40
Slika 32: MSN 3: Ekstremne tlačne osne sile [kN] v prečnikih stebrov.	40
Slika 33: MSN 3: Ekstremne natezne osne sile [kN] v zavarovalni konstrukciji horizontalnih nosilcev.	40
Slika 34: MSN 3: Ekstremne natezne osne sile [kN] v zavarovalni konstrukciji ločnih nosilcev.....	40
Slika 35: MSN 3: Ekstremne natezne osne sile [kN] v zavarovalni konstrukciji prvih stebrov.....	41
Slika 36: MSN 3: Ekstremne natezne osne sile [kN] v zavarovalni konstrukciji drugih stebrov.....	41
Slika 37: Označeno mesto odčitane pomika zaradi lastne teže na horizontalnem nosilcu. Enote so v [mm].	47
Slika 38: Označeno mesto odčitane pomika zaradi preostale stalne obtežbe na horizontalnem nosilcu. Enote so v [mm].	47
Slika 39: Označeno je mesto odčitane pomika koristne obtežbe. Enote so v [mm].	48
Slika 40: Deformacije horizontalnega nosilca zaradi spremenjlive obtežbe.	50
Slika 41: Pomik prvega polja zaradi lastne teže. Enote so v [mm].	50
Slika 42: Pomik prvega polja zaradi preostale stalne obtežbe. Enote so v [mm].	50
Slika 43: Pomik prvega polja zaradi koristne obtežbe. Enote so v [mm].	51
Slika 44: Grafični prikaz vseh parametrov, ki jih uporabimo pri računu ločnega nosilca. (SIST EN 1995-1-1:2005)	62
Slika 45: Označeno mesto odčitane pomika zaradi lastne teže na ločnem nosilcu. Enote so v [mm].	64
Slika 46: Označeno mesto odčitane pomika zaradi preostale stalne obtežbe na ločnem nosilcu. Enote so v [mm].	64
Slika 47: Označeno je mesto odčitane pomika koristne obtežbe. Enote so v [mm].	65
Slika 48: Oštevilčeni stebri.....	67

Slika 49: Orientacija stebra v konstrukciji. Lokalna y os je vzporedna z lokalno x osjo horizontalnih nosilcev.	69
Slika 50: Orientacija prečnika zavarovalne konstrukcije horizontalnih nosilcev. Lokalna y os je vzporedna z vzdolžno osjo lesene brvi.	73
Slika 51: Orientacija prečnika zavarovalne konstrukcije ločnih nosilcev. Lokalna y os je vzporedna z referenčno osjo ločnih nosilcev.	77
Slika 52: matematični model za varovalno ograjo.	85
Slika 53: Prerez držala.	86
Slika 54: Prerez stebrička v lokalnem k.s.	88
Slika 55: Matematični model stebrička v globalnem k.s.	89
Slika 56: Prikaz detajla spoja ograde.	92
Slika 57: Prikaz prijemališča sil FY, Ed in FZ, Ed	93
Slika 58: Grafični prikaz napetosti $\sigma_{max, d}$	93
Slika 59: Prikaz detajla spoja med ležiščem in ravnim nosilcem.	98
Slika 60: Geometrijske zahteve za elemente z luknjo za čep (SIST EN 1993-1-8).	99
Slika 61: Prikaz detajla spoja med horizontalnim nosilcem in stebrom.	108
Slika 62: Tlačne sile v stebrih.	108
Slika 63: Detalj spoja med horizontalnim nosilcem in stebrom.	111
Slika 64: Detalj spoja med stebrom in ločnim nosilcem.	116
Slika 65: Detalj spoja med stebrom in ločnim nosilcem.	118
Slika 66: Detalj spoja s katerim si pomagamo pri izračunu neto prereza. Enote so v [cm].	123
Slika 67: Detalj spoja s katerim si pomagamo pri izračunu neto prereza. Enote so v [cm].	126
Slika 68: Orientacija lokalnega koordinatnega sistema v prerezu ločnega nosilca.	126
Slika 69: Orientacija lokalnega koordinatnega sistema v prerezu ločnega nosilca.	128
Slika 70: Detalj spoja med ravnim in ločnim nosilcem.	130
Slika 71: Obremenitve v spoju. Prečne sile so v [kN], upogibni moment pa v [kNm].	131
Slika 72: Tlačna obremenitev v spoju. Vrednosti so v [kN].	131
Slika 73: Detalj spoja s katerim si pomagamo pri izračunu neto prereza. Enote so v [cm].	138
Slika 74: Detalj spoja s katerim si pomagamo pri izračunu neto prereza. Enote so v [cm].	140
Slika 75: Orientacija lokalnega koordinatnega sistema v prerezu ločnega nosilca.	142
Slika 76: Detalj spoja med ležiščem in stebrom ter ločnim nosilcem.	144
Slika 77: Model obremenitev čepa. Enote so v [mm].	145
Slika 78: Geometrijske zahteve za elemente z luknjo za čep (SIST EN 1993-1-8).	148
Slika 79: Lokacija strižne ravnine 1.	151
Slika 80: Lokacija strižne ravnine 2i.	152
Slika 81: Lokacija strižne ravnine 2ii.	153

Slika 82: Neto prerez Ločnega nosilca. Enote so v [cm].....	154
Slika 83: Lokacija strižne ravnine	157
Slika 84: Model za izračun neto površine prereza. Enote so v [cm].	158
Slika 85: Detalj spoja diagonal zav. konstrukcije in prečnikov na horizontalnem nosilcu.	159
Slika 86: Detalj spoja prečnikov in povezja med ločnimi nosilci.....	164
Slika 87: Detalj spoja prečnikov in diagonal med stebri.	169

1 UVOD

Zgodovina mostov na Slovenskem

Točnega podatka, kdaj so bili zgrajeni prvi mostovi na Slovenskem ni. Znana raziskovalca zgodovine gradnje mostov na Slovenskem, Gorazd Humar in Bogdan Kladnik v knjigi Slovenski mostovi predvidevata, da so bili prvi mostovi na našem ozemlju zgrajeni v času mostiščarjev. »Ti mostovi niso služili prečkanju rek ali potokov, pač pa so nastali kot povezovalni mostovi med kolišči in kopnim ali pa kar med kolišči samimi.« (Humar, G., 2000, stran 14). V nadaljevanju povesta tudi, da je takratna gradnja kolišč že nosila prve elemente mostnih gradenj in je bil vsak večji razpon že pravi izziv za takratnega človeka, predvsem pa zaradi takratnega znanja in pripomočkov, s katerimi so si lahko pomagali. Koliščarska izkopavanja pri Notranjih Goricah so pokazala, da so tedaj že znali zgraditi most dolžine 400m, ki pa je služil bolj obrambnemu mehanizmu, kot pa potrebi po prečkanju vodne ovire.

V nadaljnih zapisih G. Humar in B. Kladnik domnevata, da so bile prve mostne zgradbe na slovenskih tleh zgrajene na jantarski poti, ki je vodila skozi naše kraje v 1. tisočletju pr. n. št. od Baltskih dežel proti severnemu Jadranu. Seveda se mostovi na tej poti niso mogli ohraniti dalj časa, saj so bili zgrajeni iz lesa, ki pa je v takratnih časih imel veliko krajšo življensko dobo, kot jo ima kemijsko obdelani gradbeni les danes.

V času rimskega cesarstva je poleg cestogradnje zacvetela tudi gradnja mostov. Rimljani so bili izredni mojstri mostogradnje. Do popolnosti so razvili kamnite ločne konstrukcije, ki so se praviloma v obliki polkroga vzepnjale nad vodnimi ovirami in dosegale razpone do 35 m. Takrat so mostovi služili varnemu in zanesljivemu prečkanju vodnih ovir ter so tako nehote postali tudi del obrambnega sistema rimskega cesarstva. Druga vrsta gradnje mostnih konstrukcij, ki so jo razvili Rimljani, je kombinacija mostne gradnje iz kamna in lesa. Iz kamna so bili zgrajeni oporniki in stebri, razponska konstrukcija je bila pa iz lesa. S tem so lahko premostili tudi večje razpone, najbolj znan je Trajanov most čez Donavo, ki je bil dolg 1134 m. Taki mostovi so bili najverjetneje zgrajeni tudi pri nas (Humar, G., 2000).

Mostogradnja je ponovno oživila v srednjem veku. To je bilo v časih, ko se je začela trgovina spet razvijati in je bila gradnja mostov logična posledica. Mostovi v srednjem veku so postali tudi del vstopne poti v utrjena mesta. Le ta so bila z ene strani zaščiteni z vodno oviro, na drugi strani pa z obzidjem. Tak koncept vstopa v mesto se pojavi v takratnih večjih naseljih kot na primer v Ljubljani, Mariboru, Ptuj, Celju in Kopru. Ljubljana je bila tedaj dostopna iz severne in vzhodne strani le preko mostov. Dva lesena mosta, Stari ali Spodnji most (na mestu današnjega Tromostovja) in Mesarski ali Zgornji most (na mestu današnjega Čevljarskega mostu), sta bili dve kontrolni točki, ki sta omogočali pregled gibanja ljudi in tovara (Humar, G., 2000).

Pospešeni razvoj so mostovi doživeli spet v 17. stoletju, ko je oživela trgovina in obrt. V tem času so bili na slovenskih tleh zgrajeni številni solidnejši mostovi. Seveda se je to dogajalo predvsem tam, kjer je bil za graditelje dostopen naravni gradbeni material. Največ kamnitih mostov je bilo zato zgrajenih na Primorskem in Notranjskem. Zaradi trajnosti kamnite konstrukcije se je tako ohranilo kar nekaj mostov iz 17. stoletja. Med njih štejemo most čez Bistrico pri Ribnici na Dolenjskem iz leta 1665, most čez Rižano pri Dekanah iz leta 1682 in največjega med njimi most čez notranjsko reko pri Premu iz leta 1694 (Humar, G., 2000).

O gradnji mostov v 18. stoletju se lahko seznanimo tudi v Jožefinskih vojaških zemljevidih, ki jih je naročil izdelati avtroogrski cesar Jožef II (od tod ime) med leti 1763 – 1787 in so služili za vojaške potrebe. Zaradi natančnih meritev in opisov posredujejo dragocene podatke o takratnih poteh, vodah in mostovih na njih. Izdelani so v merilu 1 : 28.800 in označujejo vse pomembne objekte, ki so takrat že bili zgrajeni (Humar, G., 2000).

Proti koncu 18. in v začetku 19. stoletja je bilo posebej na Primorskem zgrajenih veliko kamnitih mostov, ki so jih ljudje poimenovali kar Napoleonovi mostovi, saj so bili zgrajeni v času Napoleonove zasedbe naših ozemelj. Eden iz med njih je kobariški most. Največ takih mostov najdemo v vipavski in soški dolini (Humar, G., 2013).

V sredini 19. stoletja postajajo mostovi vse večji. Prvi večji in pomembnejši most v Sloveniji je bil zgrajen leta 1842 v centru Ljubljane. Kamniti most je zamenjal dotrajano leseno konstrukcijo in še danes služi kot osrednji del Tromostovja, ki mu je Jože Plečnik leta 1932 dal dokončno obliko in podobo. Mostogranja na slovenskem je doživela korenite spremembe sredi 19. stoletja, ko je Slovenijo prečkala prva železnica, tako imenovana Južna železnica (Südbahn), ki je povezala Dunaj s Trstom. Njen glavni in odgovorni inženir arhitekt Carl Ritter von Ghega je z njeno izgradnjo na slovenskem ozemlju pustil veliko inženirsko zapuščnino, ki se jo v večjem delu uporablja v nespremenjeni obliki kot glavno železniško povezavo med Dunajem in Trstom. Njegova projektantska dediščina je tudi nekaj izjemnih mostov, najbolj poznan je borovniški dvonadstropni viadukt, ki je bil za tiste čase največjih zidanih konstrukcij na svetu. Na žalost je bil v 2. svetovni vojni zaradi strateške povezave notranjosti države s Primorsko s strani zaveznikov zbombardiran in je tako od njega ostal samo spomeniško zaščiten steber. Gradnja viadukta se je začela leta 1850 in je trajala 6 let. Konstrukcija je temeljila na 4000 v barjanska tla zabutih lesenih kolih, večinoma hrastovih. Nad temeljno konstrukcijo je bilo zgrajenih 22 vmesnih stebrov viadukta. V drugi etaži je bilo 25 obokov, ki so bili v glavnem zidani iz opeke in kamna iz kamnoloma v Podpeči. Viadukt je bil dolg 561 m, visok 38 m in je bil največji objekt na trasi železniške proge Dunaj-Trst. Arhivski podatki govorijo, da je bilo v ta most vgrajenih 5 milijonov opek (Humar, G., 2013).



Slika 1: Tromostovje danes - osrednji most je kamnit, zgrajen leta 1842 (Humar, G., 2013)

Do današnjih dni se je ohranil sosed borovniškega viadukta imenovan Jelenski viadukt, ki je največji viadukt na slovenskih železnicah. V višino meri 29 m in je zgrajen izključno iz opeke.

Na prehodu iz 19. v 20. stoletje je nezadržni pohod napovedal armirani beton. V prvem desetletju 20. stoletja je skoraj povsem izrinil kamnite mostne konstrukcije. V tem času se tudi pojavi novost v novogranji in sicer uvedba členka v temenu loka mostne konstrukcije. Uporaba momentnih členkov pripomore k statični določenosti konstrukcije. Posebej je njegova uporaba dobrodošla pri mostnih konstrukcijah z velikimi temperaturnimi obremenitvami in tistih, pri katerih je možna delna deformacija ali posedanje temeljnih tal. Členek omogoča delne in omejene zasuke in pomike posameznih delov mostne konstrukcije brez posledic za nosilnost mosta. To se največkrat dogaja prav zaradi temperaturnih sprememb ali pri povečani obtežbi mostu (Humar, G., 2013). Ta členek je dovoljeval manjše pomike mostu, kar je bilo na gibkih in mehkih barjanskih tleh zelo dobrodošlo. Takrat je bil na ta način v Ljubljani leta 1867 zgrajen Hrdeckega most, relativno majhen litoželezni most razpona 30,8 m, ki je pravi tehnični dragulj.



Slika 2: Hradskega most – Osrednji členek (Humar, G., 2013)

V prvih letih 20. stoletja so na naših tleh zrasli še štirje mostovi, ki so tudi pomembni v svetovnem merilu in predstavljajo pomembne spomenike svetovne tehnične dediščine na naših tleh. To so Zmajski most v Ljubljani, ki je bil odprt leta 1901, cestni most čez Idrijco pred železniško postajo na Mostu na Soči iz leta 1905 in najiminitnejši med njimi - kamniti železniški most čez Sočo v Solkanu iz leta 1905, ki je s svojim lokom razpona 85 m največji most iz rezanega kamna na svetu. Istega leta so zgradili tudi kamniti železniški most v Ajbi pri Kanalu, ki se je s svojim štirimi elegantnimi loki razpenjal nad Sočo in je bil tedaj najdaljši železniški most v na avstroogrskih železnicah. Na žalost je bil v drugi svetovni vojni, tako kot Borovniški, tudi most v Ajbi porušen.

Okupatorske sile, ki so si Slovenije leta 1941 razdelile, so uporabljale obstoječe železniške proge kot glavno oskrbovalno žilo, zato ni čudno, da so bile te poti glavna tarča napadov. V tem času so bili porušeni številni mostovi, med njimi razen viadukta v Borovnici, tudi Mrtvaški most pri železniški postaji Avče, Štampetov most nad Vrhniko na progi med Postojno in Ljubljano in kot rečeno kamniti most v Ajbi pri Kanalu.

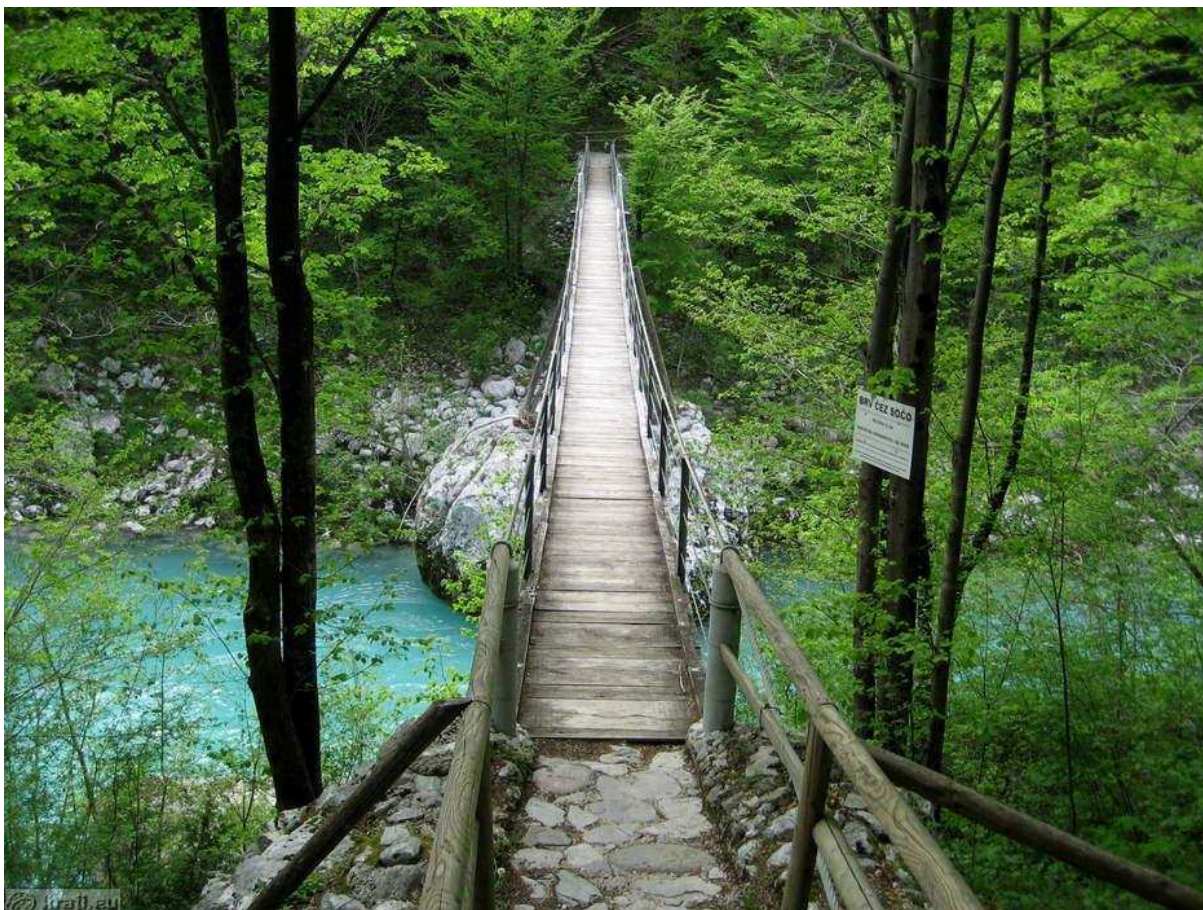
Po končani vojni je nastopil čas obnove porušениh objektov. V ta namen sta bili ustanovljeni prvi slovenski gradbeni podjetji SGP Primorje Ajdovščina (1946) in podjetje Gradis. Obnovo sta si podjetji razdelili tako, da je SGP Primorje prevzelo popravilo mostov na bohinjski progi, podjetje Gradis pa popravilo proge med Ljubljano in Postojno, na kateri sta bila uničena dva pomembna objekta

Borovniški viadukt in Štampetov most. Najdlje je trajala obnova ravno največjih objektov. Ker zaradi dotrajanosti kolov ni bilo smotrno popravljati Borovniškega viadukta se je namesto tega zgradilo 11 km dolg odsek proge od Preserij do Verda. Gradnja je zaradi barjanskih tal predstavljala za izvajalce precej velik izziv, saj so se novozgrajeni nasipi na noč posedali tudi po 80 cm. Solkanski most je drugo svetovno vojno preživel srečno, čeprav je bila zgornja konstrukcija mostu precej poškodovana. Na njem je bilo opravljenih več-sanacij, do zadnje temeljite obnova, ki je bila zaključena v letu 1953. Mosta v Ajbi ni bilo več mogoče obnoviti, zato so na istem mestu zgradili nov, armiranobetonski most.

V nadaljnjih letih je bilo zgrajeno veliko mostov, ki jih v takšni obliki poznamo še danes. Z razvojem novih načinov gradnje, poznavanjem novih tehnologij in rastjo gradbenih podjetij na slovenskem ozemlju so se zgrajeni mostovi večali. Pojavljale so se začele tudi razmišljanja, kako oblikovno ustrezno umestiti izbrane mostne konstrukcije z naravnim okoljem, kar je dandanes postalo pomemben dejavnik pri izbiri ustreznega projekta za bodoči most. (Humar, G., 2000)

2 OBRAVNAVANA BRV

Obravnavano brv smo si v svoji nalogi zamislili kot zamenjavo obstoječe brvi čez Sočo, ki se nahaja v bližini Kobarida. Trenutno je na tem mestu zgrajena viseča brv, ki je v sredini podprta z dotrajanim stebrom. Uporabljajo jo predvsem pešci in gorski kolesarji. Kot ostale viseče brvi, daje tudi ta človeku slab občutek, ko jo prečka, saj začne že ob lahni hoji celotna konstrukcija izrazito nihati.



Slika 3: Obstoječe stanje brvi čez Sočo pri Kobaridu
(http://kraji.eu/PICTURES/goriska/kobarid_z_okolico/brv_cez_soco/IMG_7126_kobarid_brv_cez_soco_brv_big.jpg)
(pridobljeno 11. 1. 2014)

2.1 Oblika nove brvi

Nova brv bi bila ravno tako zgrajena iz lesa, le da bi bila konstrukcija trdnejša in bolj tehnično dodelana, a še vedno preprosta in skromna in bi se lahko zlila z okolico. Les smo si izbrali za gradbeni material kot posledico oviranega dostopa s sodobnimi transportnimi sredstvi do lokacije razen iz zraka, spomočjo helikopterja. Na prvi pogled je jeklena konstrukcija nove brvi bolj smotrna, saj bi bila precej bolj uporabna na daljše obdobje, kar bi najbrž celoten projekt na koncu pocenilo. Vendar bi temu zagotovo nasprotovala lokalna skuponost, saj bi bili naklonjeni izključno lesu kot naravnemu materialu, s katerim je bila zgrajena že obstoječa brv. Po drugi strani bi bilo zaradi vlažnega podnebja potrebno jeklo s zaščitnimi premazi vzdrževati bolj pogosto, ki pa so okolju neprijazni. To bi krepko

povečalo stroške, če ne zaradi drugega, že zaradi varovanja pred izlivi škodljivih snovi (barvnih premazov) v Sočo.

Na konstrukciji smo poskrbeli, da so vidni vsi leseni elementi, kovinski deli spojev pa čimbolj skriti. To smo dosegli z domiselno dimenzioniranimi jeklenimi spoji, ki smo jih učinkovito skrili v lesene elemente nosilne konstrukcije. V večstrižnih spojih smo tako uporabili jeklene čepe namesto vijakov, ki jih vstavimo v spoj z notranje strani mostu, katera je manj vidna. Pri tem smo bili pozorni tudi na to, da čepi niso vstavljeni po celotni širini elementa, temveč se vstavijo tik pod površjem, da z zunanje strani niso vidni.

Členkaste spoje stebrov in nosilcev smo zasnovali na način, da smo vrtljivi del spoja skrili v steber, tako da ostane viden le delček pločevine, ki povezuje nosilec z stebrom, pa še tega bi se opazilo le, če bi gledali mostno konstrukcijo pod skoraj popolnoma pravim kotom glede na vzdolžno os. Viden ostane le spoj, ki povezuje temelj z ločnim nosilcem in prvim stebrom.

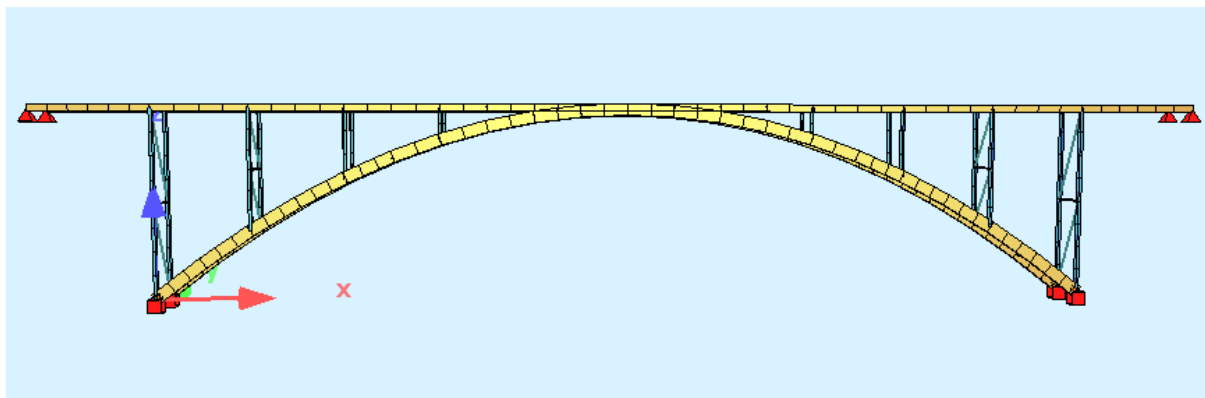
Konstrukcija nove brvi je zgrajena iz treh (3) glavnih konstrukcijskih delov in sicer iz ravnih nosilcev, ločnih nosilcev in stebrov, ki ju povezujejo. Za prostorsko stabilnost poskrbimo s pomočjo kombinacije prečnikov in jeklenega povezja, ki prevzame vplive v prečni smeri.

Zavarovalna konstrukcija je zgrajena iz jeklenih palic in prečnikov. Jeklene palice nosijo le v nategu, medtem ko so leseni prečniki obremenjeni tako tlačno kot tudi natezno. Jeklene palice postavimo simetrično iz ene strani prečnika v drugo v obliki črke X. V matematičnem modelu konstrukcije brvi, ki je vidna v nadaljevanju, smo upoštevali le polovico povezja in sicer tisti del, ki deluje le natezno.

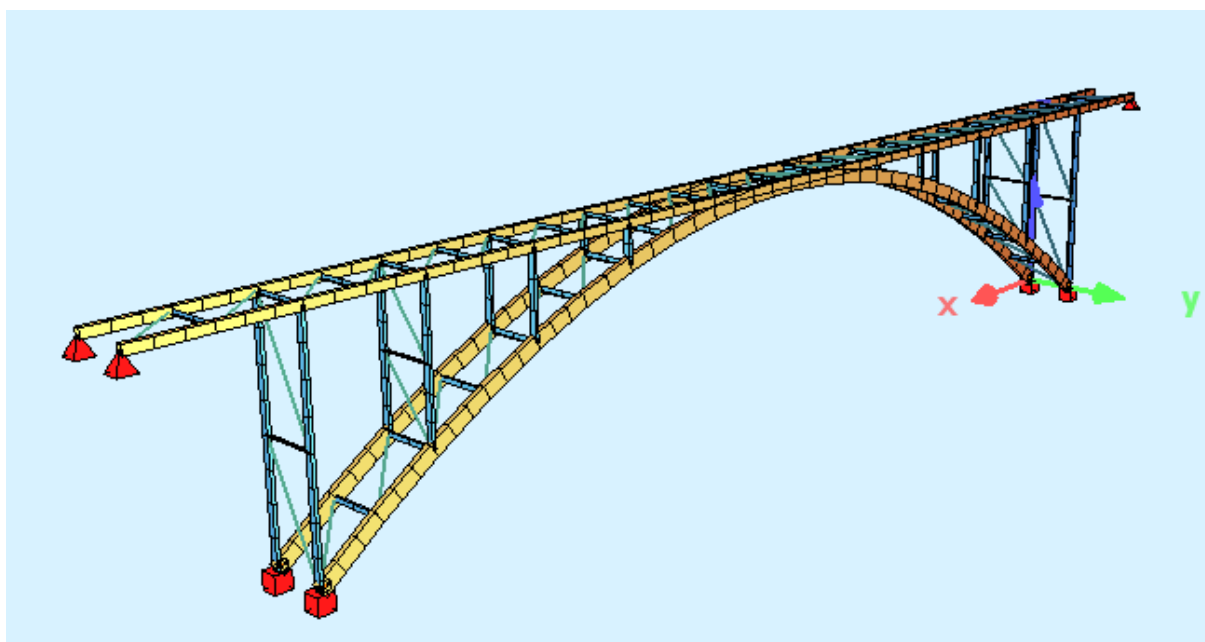
Pohodna konstrukcija bo lesena, izdelana iz lesenih plohov debeline 4,8 cm in širine 20 cm. Ravno tako bo lesena tudi ograja.

Dimenzijam gradbenih elementov smo tudi posvetili nekaj časa, saj v našem primeru predstavlja glavno težavo transport. K lokaciji mostu vodi le ozka asfaltirana cesta, kjer dostop s tovornjaki ni mogoč. V takem primeru so katerekoli dimenzije elementov za cestni transport prevelike. Zato smo se odločili, da brv zgradimo iz velikih gradbenih elementov iz enega kosa; ravni nosilec je na primer dolg 50 m, ločni ima tudi 40 m razpona, saj bi jih na lokacijo prepeljali z uporabo zračnega transporta, recimo s pomočjo helikopterja. Taka vrsta transporta bi bila v tem primeru najbolj ugodna in/oz. racionalna, saj bi si tudi s helikopterji pomagali pri montiranju ločnih elementov.

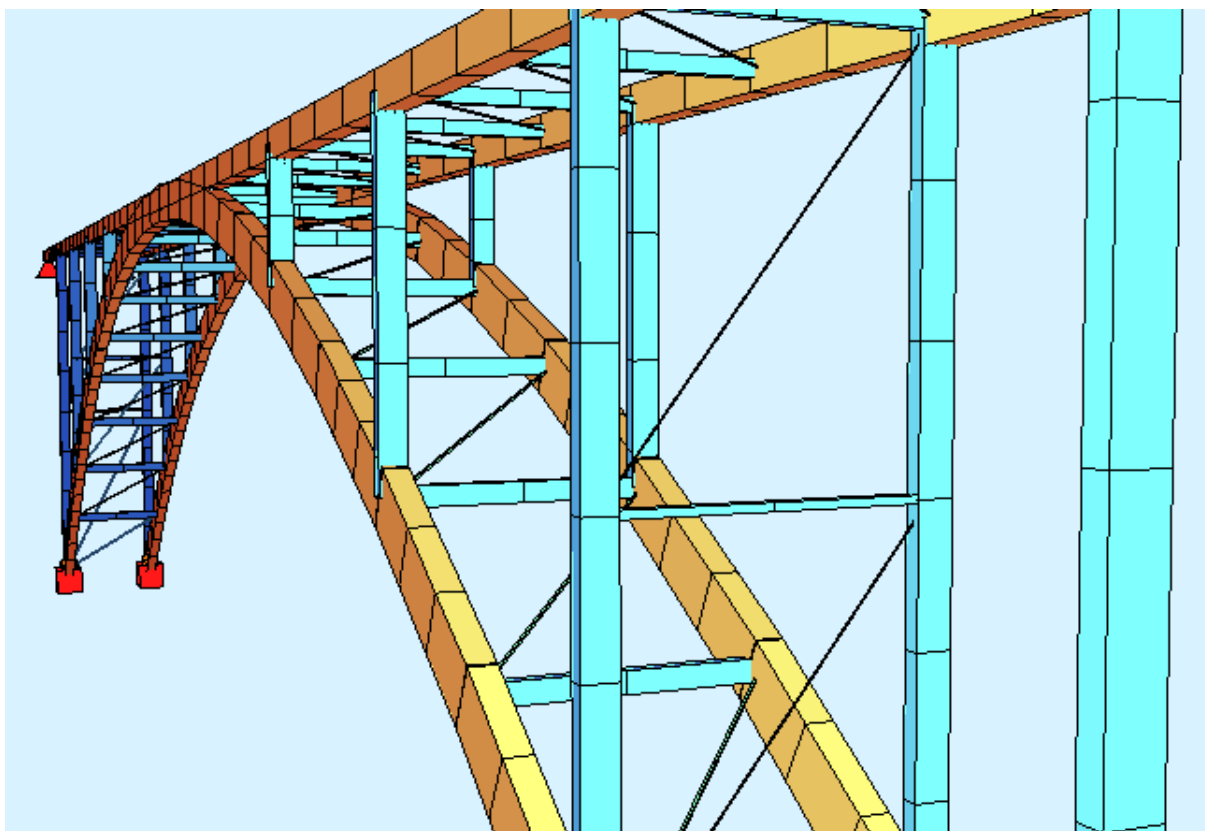
Most smo dimenzionirali ob predpostavki, da bi ga uporabljali le pešci, kolesarji in manjša motorna vozila, recimo motorji (skuterji, kros motorji). Dostopa večjim motornim vozilom kot na primer avtomobilom ali servisnim vozilom na konstrukcijo nismo predvideli, saj je dovoz z obeh strani preprečen zaradi neprevoznih poti.



Slika 4: Pogled na brv



Slika 5: 3D model brvi



Slika 6: 3D model brvi, kjer so vidni tudi stiki

2.2 Oblika ločne konstrukcije

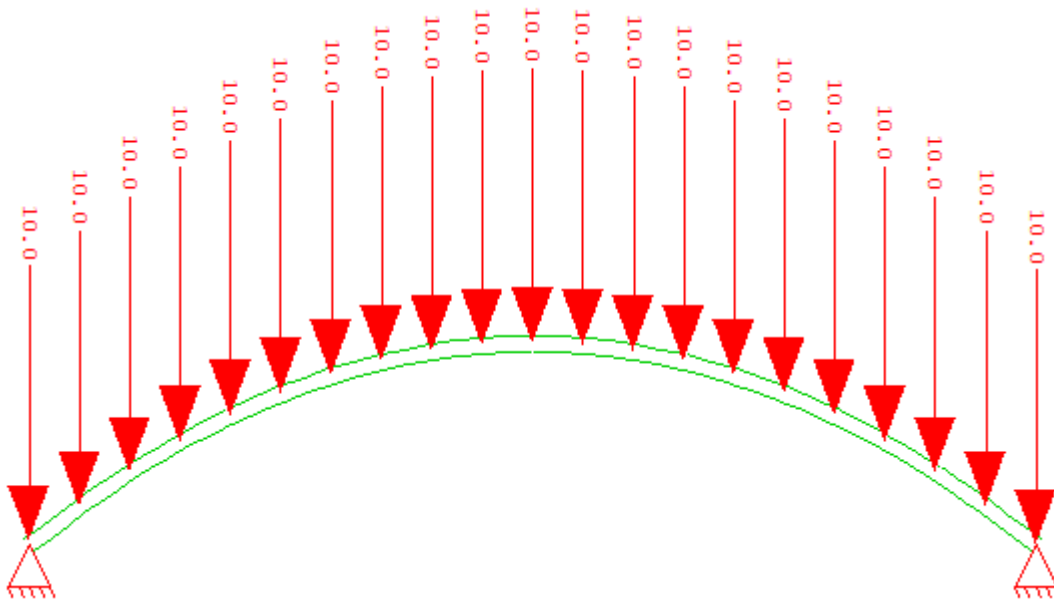
Za učinkovit prenos gravitacijskih sil iz stebrov preko ločnega nosilca v podpore smo posvetili izbiri prave funkcije ločne konstrukcije kar nekaj časa. Primerjali smo različne funkcije tretje stopnje z funkcijo druge stopnje. Pogoj sta bila teme na višini 8 m, ničli pa v oddaljenostih po 20 m od temena funkcije. Primerjali smo naslednje funkcije referenčnih osi lokov:

- $f(x) = -0,0005x^3 + 0,6x$ (na diagramih skrajno levo)
- $f(x) = 0,0005x^3 - 0,04x^2 + x$ (na diagramih v sredini)
- $f(x) = -0,02x^2 + 0,08x$ (na diagramih skrajno desno)

Do teh funkcij smo prišli tako, da smo kot osnovna pogoja postavili ničlo v točko (0 m,0 m), teme v točko (20 m,8 m), vrednost funkcije na $x=10$ m smo pa spreminjali po višini po 0,5 m. Torej prva funkcija gre skozi (10,5,5), druga funkcija skozi (10,6,5) in tretja, torej kvadratna funkcija skozi (10,6).

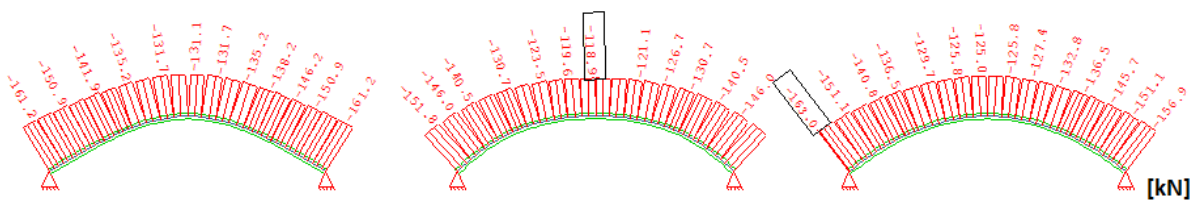
S pomočjo tabele smo poiskali vrednost funkcije in jih vnesli v program Sofiplus ter s pomočjo generiranih vozlišč ustvarili ravninske ločne nosilce. Na rastru dveh metrov po globalni X osi smo na

nosilce nanesti točkovno silo 10 kN ter primerjali rezultate statične analize.

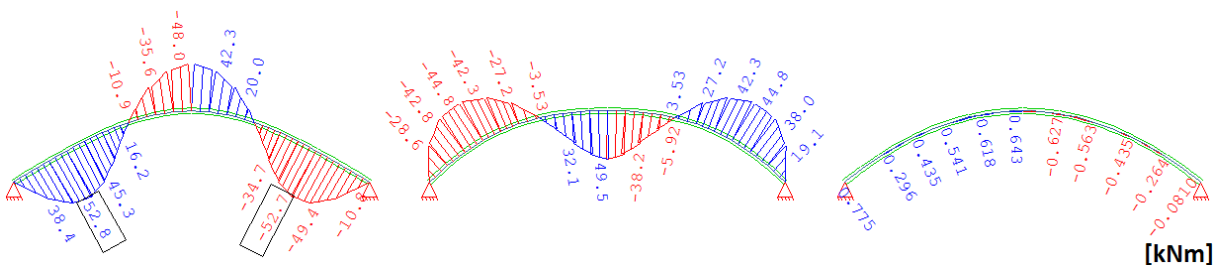


Slika 7: Matematični model loka kvadratne funkcije. Vrednosti so v [kN].

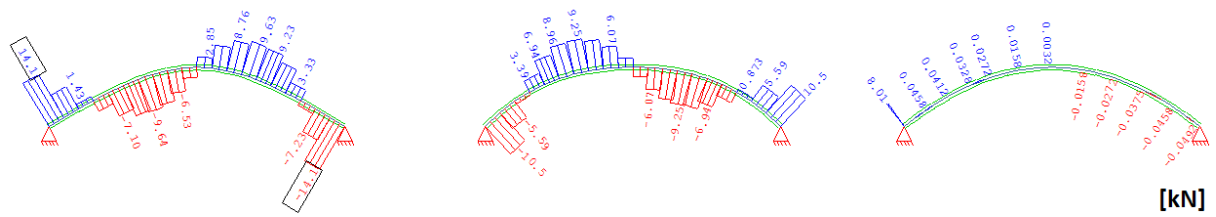
Najboljše se je po pričakovanju odrezala kvadratna funkcija, saj so bili upogibni momenti in prečne sile skoraj zanemarljive. Rezultati so prikazani v nadaljevanju. Vrednosti so v enotah [kN], [kNm] in [cm].



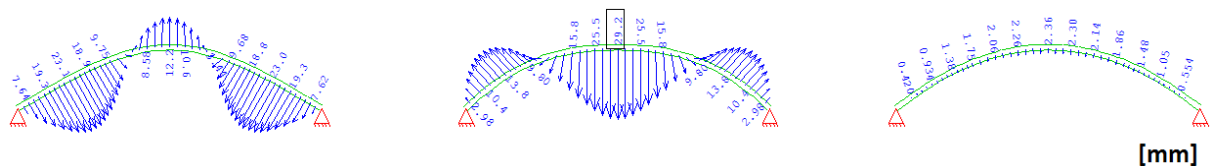
Slika 8: Diagrami osnih notranjih sil. Levi in sredinski lok sta funkciji tretje stopnje, desen lok pa funkcija druge stopnje.



Slika 9: Diagrami upogibnih momentov M_y . Pri loku funkcije druge stopnje so upogibni momenti skoraj zanemarljivi.



Slika 10: Diagrami prečnih sil Vz. Analogno upogibnim momentom so tudi strižne sile pri skrajni desni funkciji skoraj zanemarljivi.



Slika 11: Pomiki konstrukcije ob upoštevanju zvezne obtežbe.

Kot je vidno iz rezultatov se je kvadratna funkcija najboljše odzvala na vpliv gravitacijskih sil, saj so bili upogibni momenti tudi do 83x manjši, kot pri ostalih dveh funkcijah, pa čeprav so si oblike funkcij na prvi pogled zelo podobne.

V programu Sofistik definiramo obtežni primer lastne teže kot obtežni primer 1 (LM 1), obtežni primer preostale stalne obtežbe pa kot obtežni primer 2 (LM 2). V nadaljevanju sledi izpis iz programskega jezika Sofistik, iz vmesnika Text Interface for Loads:

```
ACT TYPE G GAMU 1.35000 1 PSIO 1 1 1 1 PART G SUP PERM TITL
'Stallna_obtezba'

LC 1 TYPE G 1 FACD 1 GAMU 1.35000 1 PSIO 1 1 1 1 TITL 'Lastnaa_teza'

LC 2 TYPE G 1 FACD 0 GAMU 1.35000 1 PSIO 1 1 1 1 TITL 'Preost_staln'

      beam      from      to      type      pa      eya
      10001      10104      pzz      -0,664      0
```

3.2 Koristna obtežba

Koristno obtežbo predstavljajo pešci, kolesarji, pastirji z živino in servisna oprema, ki se jo lahko pri vzdrževanju prinese na brv. Dostop vozil je na most preprečen zaradi same lokacije, saj do brvi vodijo le ozke peš poti, po katerih vozila nimajo dostopa. Vse te obtežbe povzročajo statične in dinamične vertikalne obtežbe. Horizontalnih obtežb zaradi koristne obtežbe pri brveh ne upoštevamo, saj so v primerjavi z vertikalnimi zanemarljivo majhne. Če brv primerjamo z mostom, kjer imajo dostop tudi motorna vozila opazimo, da se lahko tam pojavijo tudi horizontalne obtežbe zaradi zaviranja in pospeševanja, česar pri pešcih in kolesarjih ne pričakujemo. Vertikalne dinamične sile pri brvi so lahko problematične predvsem zaradi korakanja, zato smo bili še posebej pozorni na nihajne čase z lastno frekvenco od 1 Hz do 3 Hz, ki je približno enaka frekvenci hoje ali lažjega teka.

Koristno obtežbo na brvi se po standardu EN1991-2, EN1991-1-1,-1-3 do-1-7 in EN1990 Anex A2 predvideva kot enakomerno porazdeljeno površinsko obtežbo $q_{fk} = 5 \frac{kN}{m^2}$. Ker se ta obtežba v našem primeru preko pohodnih desk prenaša direktno na horizontalne nosilce jo v računskem modelu modeliramo kot enakomerno linijsko zvezno obtežbo:

$$5 \frac{kN}{m^2} * 1 m = 5 kN/m .$$

Obtežno moramo po mostu porazdeliti tako, da se zajame najbolj neugoden vpliv. To bi lahko naredili tako, da bi upoštevali vplivnice, lahko pa uporabimo tudi orodje, ki ga nam ponuja program Sofistik. To storimo tako, da v programu uporabimo zanko LOOP, s katero obtežbo ločeno nanesimo na vsako prej definirano polje posebej in s tem ustvarimo toliko obtežnih primerov, kolikor je polj. Programsko orodje Sofistik avtomatsko ustvari obtežne kombinacije tako, da upošteva tiste obtežbe, ki so za določeno kontrolo najbolj neugodne. V nadaljevanju je naveden izpis iz programskega orodja Sofistik, kjer lahko vidimo, kako smo obtežbo definirali in jo nato nanegli na posamezna polja:

```
ACT TYPE QF GAMU 1.5000 0.0 PART Q TITL 'qfk'
ACT TYPE QF_A SUP COND PSIO 0.4 0.4 0.0 1 TITL 'qfk-spremenljiva'
$ qfk_a
loop 52
    let#n #n+1
    let#lc #lc+1
    lc    no      type      fact      titl
        #lc    QF_A    1      'QFK_A-#n'
    Beam  from    type      pa      eya
        10001+#n    pzz    -5      0
        10052+#n    =      -5      0
endloop
```

3.2.1 Skupine vertikalnih obtežb pri brveh

V standardu EN 1991-2 so definirane obtežne skupine za brvi, ki pa so seveda zelo enostavne in so določene na podlagi obtežnih primerov, ki smo jih prej tudi definirali. Vsako skupino naj bi se upoštevalo kot posamezen obtežni primer, ki se ga upošteva v kombinaciji z drugimi ne-prometnimi obtežbami.

Tip obtežbe	Vertikalne sile		Horizontalne sile
	Enakomerno porazdeljena obtežba	Servisno vozilo	
obtežni skupini	gr1 q_{fk}	0	Q_{flk}
	gr2 0	Q_{serv}	Q_{flk}

Preglednica 1: Obtežne skupine za brvi.

V standardu EN 1991-2 se v splošnem na brveh za pešce upošteva tudi vpliv servisnega vozila Q_{serv} . Na štirih površinah dimenzij 0,2 m x 0,2 m se nanese sile nadomestnega vozila, ki so ena od druge

oddaljene v x smeri za 3 m in v y smeri za 1,3 m. Na ta način se preveri predvsem lokalne vplive, ki lahko vplivajo na nosilnost pohodne površine. Ker je v našem primeru dostop vseh vozil fizično onemogočen, te obtežbe v analizi ne upoštevamo.

Pri računu upoštevamo tudi horizontalno silo Q_{fIk} , ki jo enakomerno porazdelimo vzdolž mostu in predstavlja 10% celotne vertikalne obtežbe.

Vidimo, da v našem primeru tako upoštevamo samo skupino gr1, kjer skupaj z vertikalno enakomerno porazdeljeno obtežbo deluje tudi horizontalna sila v smeri vzdolžne smeri mostu.

3.2.2 Obtežne kombinacije

V aneksu EN 1990: 2002/A1 so navedena poenostavljena pravila kombiniranja obtežb, s katerimi lahko zajamemo večino obtežnih situacij, ki se lahko pojavijo na mostu. Le ta so različna od tistih, ki se pojavijo na mostovih, po katerih poteka promet.

Obtežna pravila se glasijo (A2.2.2: EN 1991-2):

- Koncentrirana sila Q_{fWk} se ne kombinira z ostalimi vplivi, ki niso prometnega značaja
- Snežne obtežbe se nikoli ne kombinira z obtežnimi skupinami prometne obtežbe razev v posebnih primerih, ko se brv nahaja na značilnih geografskih območjih ali, ko ima brv tudi streho.
- Vetrna in temperaturna obtežba se ne upoštevajo istočasno v kombinaciji z bilokatero prometno obtežno skupino.

Koncentrirana sila Q_{fWk} se nanaša na kos servisne opreme, ki ga lahko prinesemo na most. Računski model za obtežbo Q_{fWk} je sila 10 kN, ki jo enakomerno porazdelimo na površino v obliki štirikotnika z stranico 10 cm. Na ta način preverimo lokalno odpornost mostu, v našem primeru gre predvsem za nosilnost lesenih pohodnih desk.

V nadaljevanju je podana tabela, v katerih so zapisani obtežni primeri z ustreznimi vrednostimi korekcijskih faktorjev ψ_0, ψ_1 in ψ_2 .

Vpliv	Simbol	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Prometne obtežbe	gr1	0,40	0,40	0
	Q_{fwk}	0	0	0
Obtežba vetra	F_{Wk}	0,3	0,2	0
Temperaturna obtežba	T_k	0,6	0,6	0,5
Obtežba snega	$Q_{Sn,k}$ (med gradnjo)	0,8	-	0
Obtežba konstruiranja	Q_c	1,0	-	1,0

Preglednica 2: Obtežne kombinacije s kombinacijskimi vrednostimi za brvi (EN 1990: 2002/A1).

3.3 Potresna obtežba

Območje Slovenije spada med potresno bolj dejavna območja, saj leži na območju kjer se stikajo Evrazijska, Jadranska in Afriška tektonska plošča. Po veljavni karti potresne nevarnosti je celotno ozemlje Slovenije potresno območje, največja potresna nevarnost pa poteka od severozahoda proti jugovzhodu Slovenije (Hribernik, 2012).

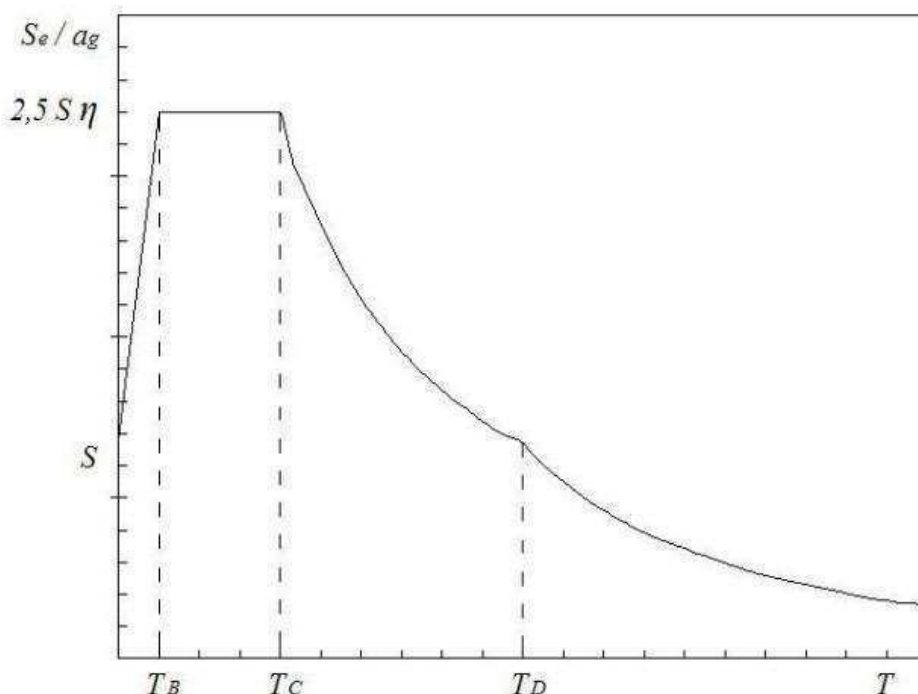
Obravnavana brv se nahaja na območju Kobarida, ki po karti potresne nevarnosti Slovenije spada v območje s projektnim pospeškom 0,225g. To je vrednost maksimalnega referenčnega pospeška, ki ustreza povratni dobi 475 let. Z drugimi besedami to pomeni, da je 10 % verjetnost, da bo ta pospešek v 50 letih prekoračen. Pri računu vpliva potresa moramo upoštevati tudi značilnost temeljnih tal, ki jih EC8 deli na več različnih tipov. Na tem območju sodijo tla v skladu z SIST EN 1998-1:2005 v tip tal A (skala ali druga skali podobna geološka formacija, na kateri je največ 5 m slabšega površinskega materiala). Tip tal A nam določa posebne parametre, s katerimi definiramo spekter odziva. Parametri so navedeni v spodnji tabeli (Hribernik, 2012).

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

Preglednica 3: Parametri spektra odziva za tip tal A.

3.3.1 Spektri odziva

Projektiranje potresno odpornih stavb po EC8 predvideva uporabo spektrov odziva. Spektri odziva nam povedo, kakšen je maksimalen odziv sistema pri določeni nihajni dobi. Elastični spekter odziva za splošen primer je prikazan v na sliki 12. Na abscisni osi je nanešen nihajni čas, na ordinatni osi pa pripadajoča vrednost odziva. Horizontalni vpliv potresa opišemo z dvema horizontalnima komponentama, ki sta pravokotni in tako neodvisni med seboj. V glavnem se uporabi enak spekter odziva za obe smeri (x in y). Poleg horizontalnega spektra odziva se lahko upošteva tudi vertikalni spekter odziva, ki ga pa v naši nalogi ne bomo upoštevali.



Slika 12: Oblika elastičnega spektra odziva (SIST EN 1998-1: 2005).

Za določitev potresnih sil se uporablja projektni spekter, ki pa se razlikuje v tem, da se upošteva še možnost sipanja energije v konstrukciji, kar deloma nadomešča zahtevano nosilnosti in to, da pospešek tal ne more biti manjši od $0,2 \cdot a_g$. Projekte sile se zmanjšajo za faktor q , ki se imenuje tudi faktor obnašanja.

3.3.2 Faktor obnašanja

Ko pri potresu pride do premika tal, se pojavijo premiki tudi v konstrukciji. Če želi konstrukcija prenesti ta premik v elastičnem območju mora za to imeti zelo veliko nosilnost. Ker pa bi bilo takšno projektiranje zelo drago, dovolimo konstrukciji, da ta premik prenese v plastičnem območju. To nam omogoča duktilnost konstrukcije, saj se s pojavom plastičnih členkov energija sipa. To v spektru odziva zajamemo s faktorjem obnašanja q , s katerim upoštevamo, kolikokrat je nosilnost naše konstrukcije manjša od nosilnosti neduktilne konstrukcije. Faktor obnašanja je torej odvisen od duktilnosti konstrukcije in od dodatne nosilnosti, ki predstavlja razmerje med dejansko nosilnostjo in nosilnostjo, ki jo zahtevajo predpisi. Torej bolj kot je konstrukcija duktilna, večji faktor obnašanja ima in bolj lahko reduciramo potresne sile. Faktor obnašanja q se giblje med vrednostimi 1,5 in 8, pri konstrukcijah, ki imajo omejeno sposobnost sipanja energije pa je lahko faktor obnašanja še nižji od 1,5.

Naša konstrukcija je sestavljena iz ravnih nosilcev, ki so s stebri povezani na lamelirane ukrivljene nosilce. To vrsto konstrukcije lahko uvrstimo pod ločne konstrukcije. V preglednici 4.1 (SIST EN 1998-2:2005) je navedeno, da znaša faktor obnašanja za delno duktilne lokove $q=1,2$. To vrednost upoštevamo v računski analizi, ki jo izvedemo s programskim orodjem Sofistik.

3.3.3 Mase

Celotno maso konstrukcije predstavlja lastna teža konstrukcije in preostala stalna obtežba ter spremenljivi vplivi, ki se pojavijo na konstrukciji. Vse vplive se upošteva po naslednji kombinaciji:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} * Q_{k,i}$$

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

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

kjer sta $\varphi = 1,0$ in $\psi_{2,i} = 0,2$ določena po SIST EN 1998-2:2005 za mostove, kjer se upošteva kot spremenljiva obtežba samo prometna obtežba, ki se postavi enakomerno vzdolž cele dožine mostu.

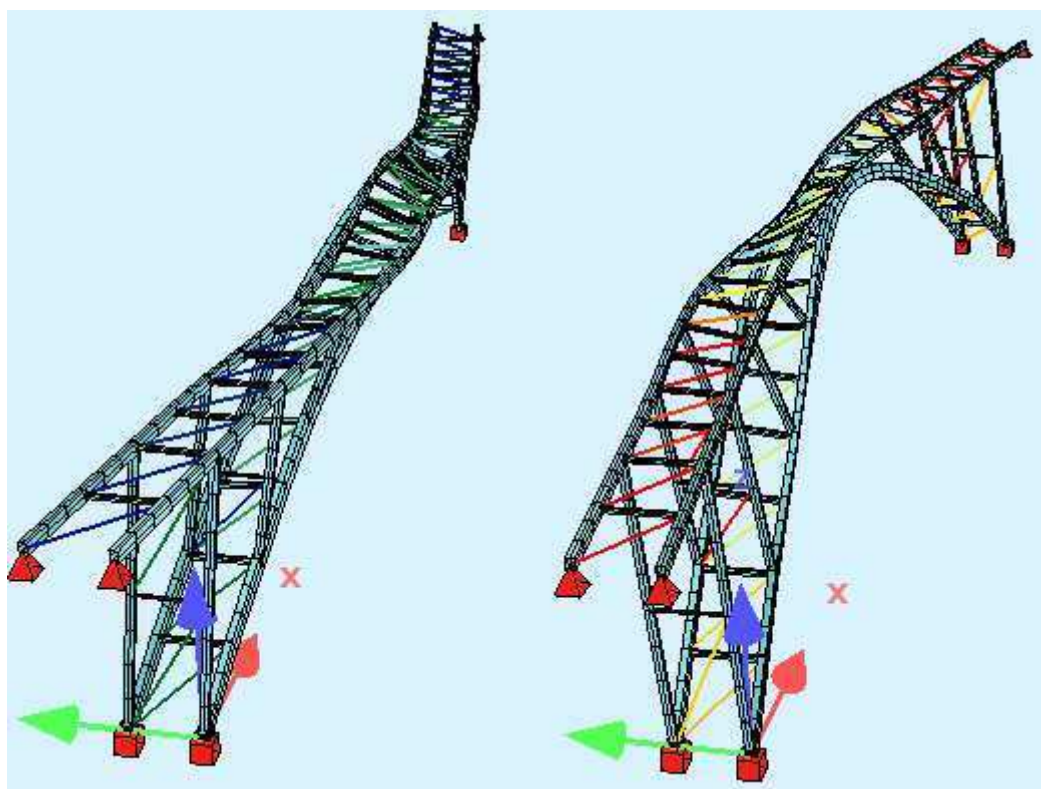
3.3.4 Nihajne oblike in nihajni časi konstrukcije

Analizo potresnih vplivov smo izvedli s pomočjo računalniškega programa Sofistik. Ker so na razpolago različne vrste analize smo se odločili za analizo s spektri odziva. Pri tej analizi moramo upoštevati vse nihajne oblike, kjer se aktivira vsaj 5% skupne mase in toliko nihajnih oblik, da skupna aktivirana masa preseže vsaj 90% celotne mase. Ker se v programu to avtomatsko upošteva moramo samo izbrati vrsto analize, število nihajnih oblik se pa upošteva samo.

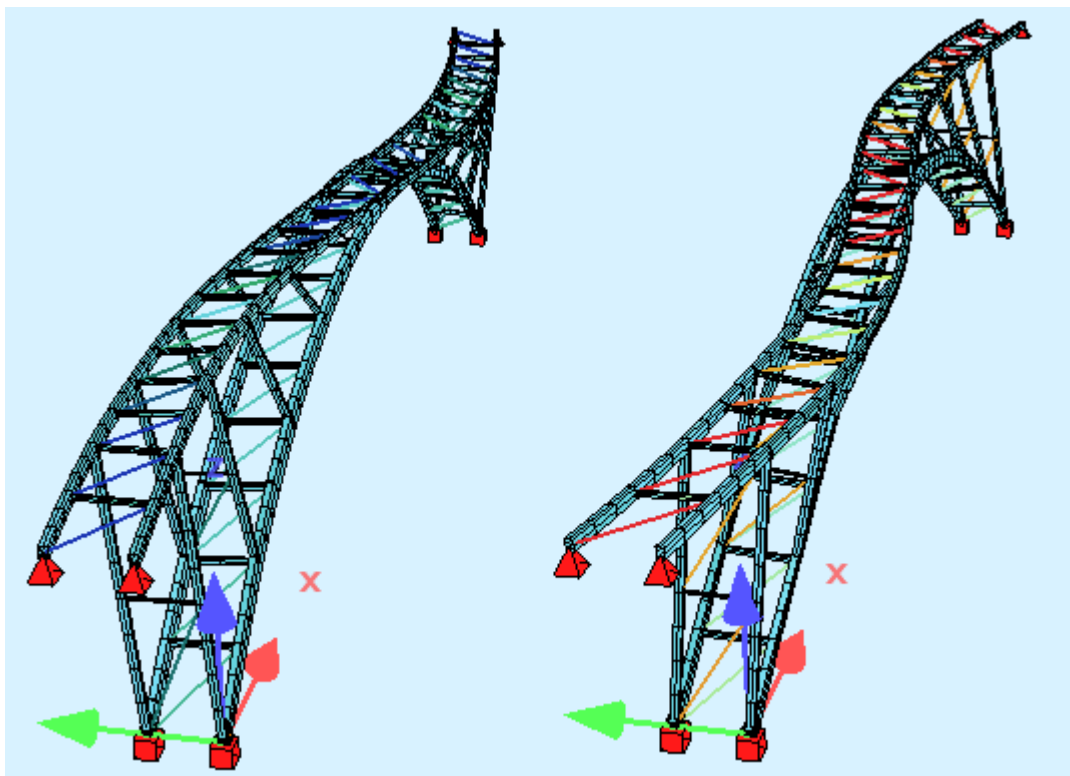
Za kombiniranje vplivov različnih nihajnih oblik se po EC8 lahko upošteva dve metodi in sicer:

- pravilo kvadratnega korena vsote kvadratov (SRSS), ki je merodajno kadar se nihajni časi razlikujejo za več kot 10%,
- pravilo kompletne kvadratne kombinacije (CQC), ki je bolj natančno in je primerno in natančno za vse primere kombinacij in ga zato tudi mi uporabimo v naši analizi.

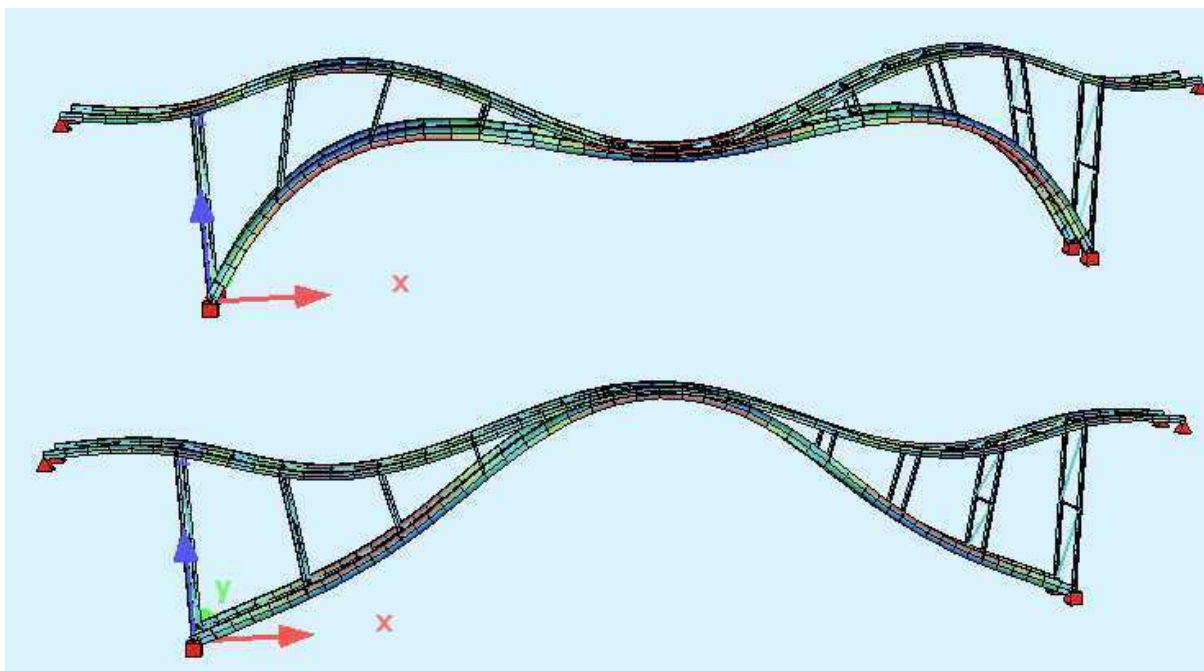
V nadaljevanju so prikazane 3 najbolj značilne nihajne oblike mostu:



Slika 13: 1. nihajna oblika



Slika 14: 2. nihajna oblika



Slika 15: 3. nihajna oblika

3.4 Obtežba vetra

Lokacija kjer se brv nahaja spada v cono 1, nadmorska višina znaša 220 m, kar pomeni da je temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra $v_{b,0} = 20 \text{ m/s}$. Temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra je 10-minutna srednja hitrost vetra neodvisno od letnega časa ali smeri in je merjena na višini 10 m nad odprim terenom z nizkim rastjem. Za izračun obtežbe vetra je pomembna tudi hrapavost terena, ki je določena glede na kategorijo terena. Lokacija brvi spada pod **III. Kategorijo terena, kar je razvidno iz opisa kategorij v preglednici 4.**

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

Preglednica 4: Različne kategorije terena.

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

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

Kjer so:

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

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

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

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

Po enačbi (3.1): $v_b = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 20,0 \text{ m/s} = 20,0 \text{ m/s}$

Srednja hitrost vetra na višini z nad tlemi $v_m(z)$ je določena z enačbo (2.2):

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

Kjer sta:

$c_r(z)$ faktor hrapavosti in

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

Faktor hrapavosti se izračuna z izrazom (2.3)

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

kjer sta:

z_0 hrapavostna dolžina,

k_r pa faktor terena, ki se dobi z izrazom (4.4):

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

kjer so:

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

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

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

Po enačbi (4.4) sledi: $k_r = 0,19 * \left(\frac{0,30}{0,05}\right)^{0,07} = 0,215$ in

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

Srednja hitrost vetra po izrazu (4.2) znaša:

$$v_m(z) = 0,754 * 1,0 * 20 \frac{m}{s} = 15,08 \frac{m}{s}$$

Vetrna turbulenca

Vetrno turbulenco na višini z nad tlemi merimo z njeno intenziteto $I_v(z)$, ki jo izrazimo kot količnik med standardno deviacijo turbulence in srednjo hitrostjo vetra. Vetrno turbulenco izračunamo z izrazom (4.5).

$$I_v(z) = \frac{k_1}{c_o(z) * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{za } z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (4.5)$$

kjer so:

k_1 turbulenčni faktor, katerega priporočena vrednost je 1,0,

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

z_0 hrapavostna dolžina

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

Tlak pri največji hitrosti ob sunkih vetra

Določi se tlak pri največji hitrosti ob sunkih vetra $q_p(z)$ na višini z , ki vključuje srednjo hitrost in kratkotrajno spreminjanje hitrosti po enačbi (2.6).

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

kjer so:

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

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

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

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

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

Po (2.6) je: $q_p(z) = [1 + 7 * 0,285] * \frac{1}{2} * 1,25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * \frac{15,08^2 \text{ m}^2}{\text{s}^2} = 425,68 \text{ N/m}^2$,

po (2.8) je: $q_b = \frac{1}{2} * 1,25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 20,0^2 \frac{\text{m}^2}{\text{s}^2} = 250 \text{ N/m}^2$ in

po (2.7) je: $c_e(z) = \frac{425,68 \text{ N/m}^2}{250 \text{ N/m}^2} = 1,703$.

3.4.1 Obtežba vetra na lamelirane nosilce

Silo vetra na lamelirane nosilce določimo za smer x . Veter v smeri x (prečno glede na vzdolžno os mostu) je najbolj kritičen, saj je v tej smeri most tudi najbolj izpostavljen. Sila vetra, ki deluje na konstrukcijo se določi po enačbi (4.9):

$$F_w = c_c c_d * c_f * q_p(z_e) * A_{ref}, \quad (4.9)$$

kjer so:

$c_c c_d$	konstrukcijski faktor. Ker dinamični postopek ni potreben znaša vrednost 1,0,
c_f	koeficient sile za konstrukcijo ali konstrukcijski element,
$q_p(z_e)$	največji tlak pri sunkih vetra na referenčni višini z_e in
A_{ref}	referenčna površina konstrukcije ali konstrukcijskega elementa.

Nosilci so pravokotne oblike, zato se koeficient c_f določi po izrazu (4.10):

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

kjer so:

$c_{f,0}$	koeficient sile pravokotnega prereza z ostrimi robovi brez upoštevanja učinka vitkosti ,
ψ_r	redukcijski faktor za kvadratne prereze z zaobljenimi robovi. ψ_r je odvisen od Reynoldsovega števila in
ψ_λ	faktor vitkosti.

Efektivna vitkost λ , ki je pomembna za faktor vitkosti se izračuna z izrazom (4.11) podanim v preglednici 7.16 (SIST EN 1991-1-4:2005). (ocena dolžine loka na 43,93 m in višine nosilca na 0,6 m)

$$\lambda = \min(1,504 * \frac{l}{b}, 70), \quad (4.11)$$

kjer sta:

l	dolžina loka, ki znaša 43,93 m in
b	širina nosilca, ki znaša 0,35 m.

Po (4.11) je: $\lambda = 1,504 * \frac{43,93}{0,6} = 110,118 \geq 70, \lambda = 70$

Zapolnjenost je dana z izrazom (4.12):

$$\varphi = \frac{A}{A_c} = 1,0, \quad (4.12)$$

kjer sta:

A vsota projeciranih površin in

A_c ovojna površina ($A_c = A = l * b = 43,93 * 0,6 = 26,358 \text{ m}^2$).

Faktor vitkosti je podan kot funkcija efektivne vitkosti in faktorja zapolnjenosti. Razberemo ga iz slike 7.36 (SIST EN 1991-1-4:2005) in znaša $\psi_\lambda = 0,91$.

Koeficient sile $c_{f,0}$ razberemo iz slike 7.23 (SIST EN 1991-1-4:2005), kjer je definiran kot funkcija širine d in višine b prečnega prereza nosilca. Koeficient sile $c_{f,0}$ torej znaša $c_{f,0} = 2,05$.

Redukcijski faktor je odvisen od zaobljenosti prereza in je podan na sliki 7.24 (SIST EN 1991-1-4:2005). Ker naš prerez ni zaobljen, njegova vrednost znaša $\psi_r = 1,0$.

Po (4.10) je torej:

$$c_f = 2,05 * 1,0 * 0,91 = 1,866.$$

Referenčna površina A_{ref} znaša:

$$A_{ref} = l * b = 43,93 * 0,6 = 26,36 \text{ m}^2.$$

Površino A_{ref} v enačbi množimo z 2, ker upoštevamo, da se veter upre na oba nosilca.

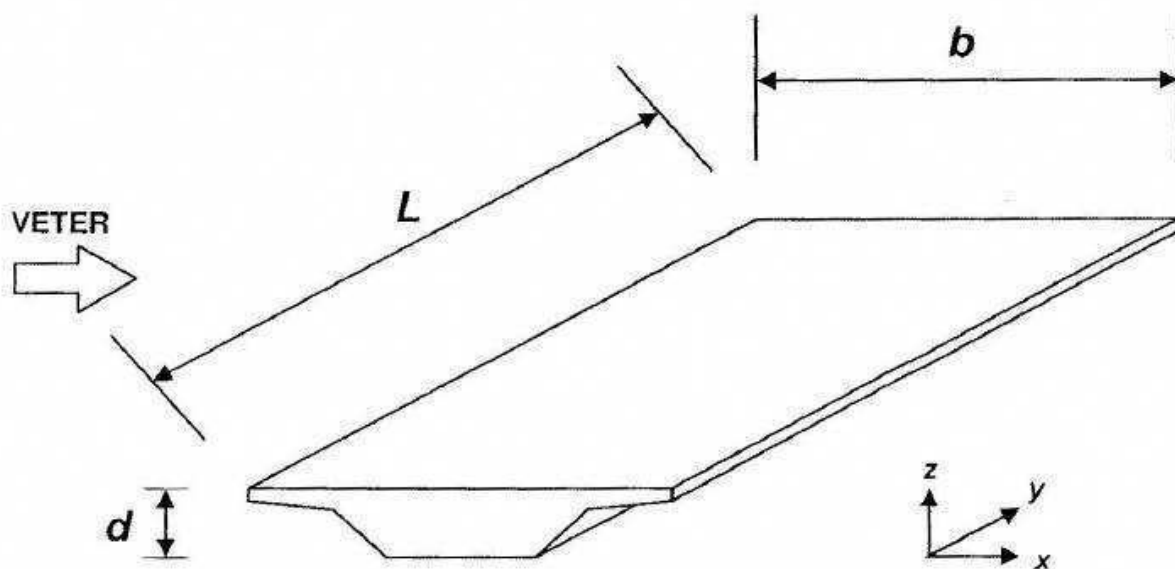
Skupna sila vetra v smeri x je po izrazu (4.9):

$$F_w = 1,0 * 1,866 * 425,68 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} * 26,36 \text{ m}^2 = 41862,1 \text{ N} = \mathbf{20,93 \text{ kN}}$$

To silo enakomerno porazdelimo po obeh lameliranih ločnih nosilcih.

3.4.2 Obtežba vetra na preklado

Po poglavju 8.1 (SIST EN 1991-1-4:2005) spada obravnavana prekladna konstrukcija med preklade s konstanto višino in normalnim prečnim prerezom. Vpliv vetra na konstrukcijo mostu povzroča sile v smereh x, y in z, kot je prikazano na spodnji sliki.



Slika 16: Smeri vplivov vetra in dimenzije preklad. (SIST EN 1991-1-4:2005)

3.4.2.1 Izbira postopka za račun odziva

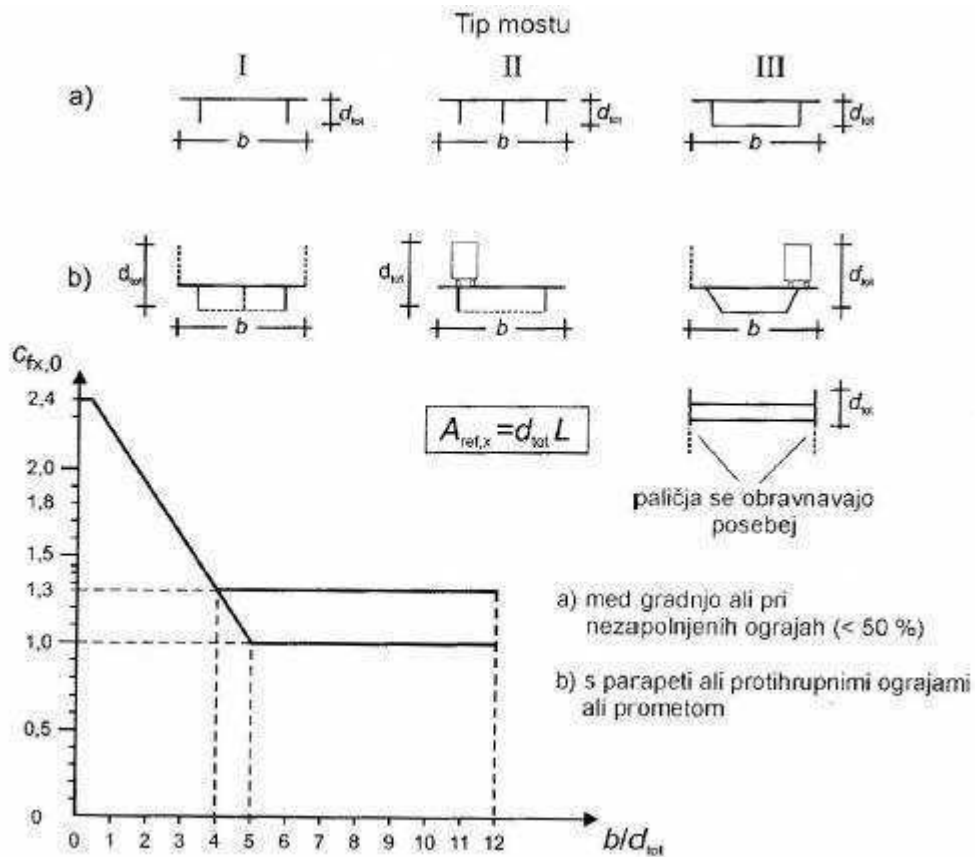
Ker nacionalni dodatek ne vsebuje meril in postopkov za izbiro metode, ker je most lesen, ima prerez preklade po sliki poglavja 8.1 in je razpon ločnih nosilcev manjši ali enak 40 m, se odločim za splošno metodo, kjer ne upoštevam dinamičnega vpliva vetra.

Koeficient sile v smeri x:

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

Kjer je:

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



Slika 17: Koeficient sile za mostove $c_{f,x,0}$ (SIST EN 1991-1-4:2005)

Na mostu ne predvidevamo prometa, ali parapetov, ki bi povečali debelino. Smo pa upoštevali varovalno ograjo in pohodne deske in sicer tako, da smo k višini nosilca prišteli še skupno višino horizontalnih delov ograje in višino desk.

Debelina prekladne konstrukcije mostu torej znaša:

$$d_{tot} = h_{nosilec} + h_{poh. deske} + 2 * h_{ograjaja} = 40 \text{ cm} + 2,4 \text{ cm} + 2 * 20 \text{ cm} = 82,4 \text{ cm}$$

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

$$\frac{b}{d_{tot}} = \frac{2 \text{ m}}{0,824 \text{ m}} = 2,43$$

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

Po izrazu (4.13):

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

Referenčna površina v smeri x znaša:

$$A_{ref,x} = d_{tot} * L = 0,824 \text{ m} * 50 \text{ m} = 41,2 \text{ m}^2$$

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

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

kjer so:

v_b osnovna hitrost vetra,

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

C faktor obtežbe vetra, ki znaša $C = c_e * c_{f,x} = 1,703 * 1,8 = 3,07$, pri čemer je c_e faktor izpostavljenosti in je izračunan po izrazu (4.7) in

A_{ref} referenčna ploskev.

Po izrazu (4.16) znaša sila vetra v x smeri:

$$F_{w,x} = 0,5 * 1,25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 20^2 \frac{\text{m}^2}{\text{s}^2} * 3,07 * 41,2 \text{ m}^2 = 31621 \text{ N} = \mathbf{31,62 \text{ kN}}$$

Sila vetra na prekladno konstrukcijo v y smeri:

Sile vetra v y smeri se izračunajo s spodnjim izrazom:

$$F_{w,y} = 0,25 * F_{w,x} = 0,25 * 31,62 \text{ kN} = \mathbf{7,9 \text{ kN}}$$

Sila vetra na prekladno konstrukcijo v z smeri:

Sila vetra na preklado v z smeri (dvižne sile) se uporabi isti računski postopek, kot pri računu sile vetra v x smeri in se izračuna po enačbi (4.16):

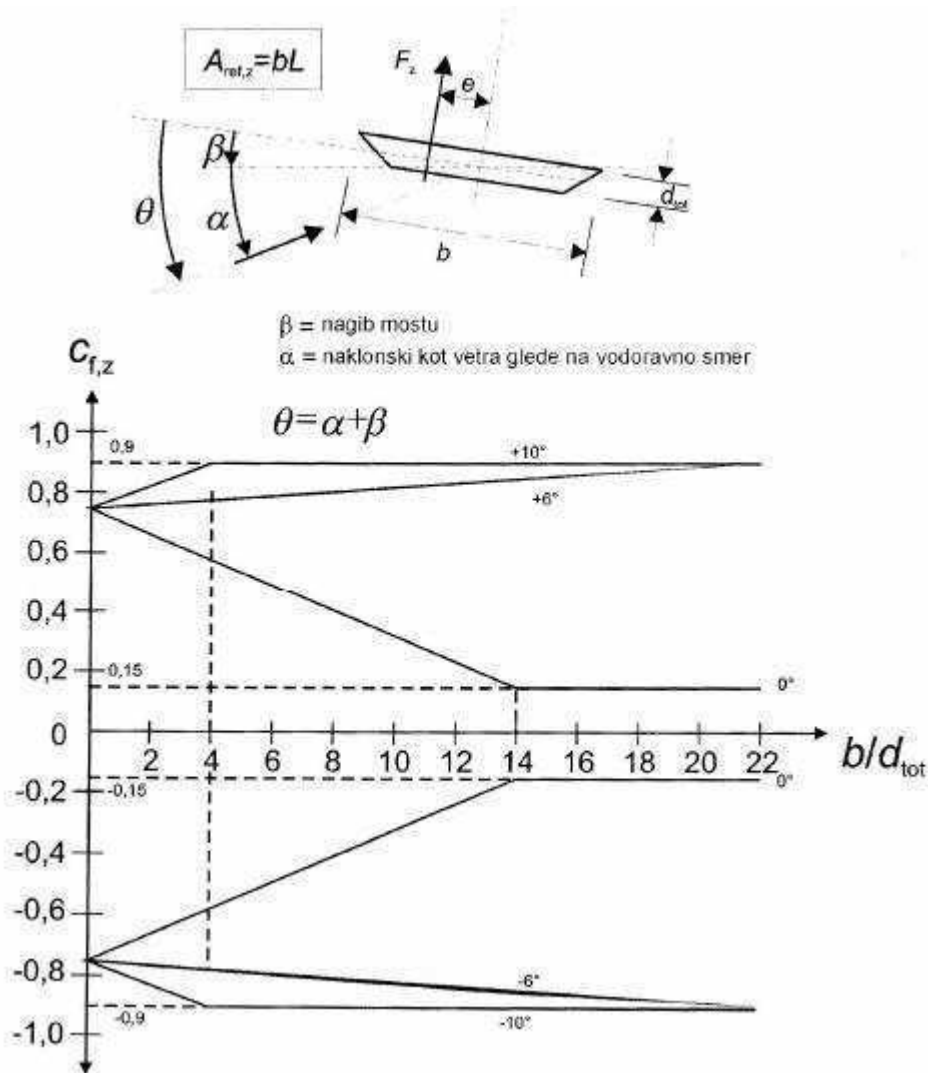
$$F_{wk,z} = c_{f,z} * q_p(z_e) * A_{ref,z} , \quad (4.16)$$

kjer je:

$c_{f,z}$ koeficient sile, ki se ga razbere iz slike 8.6 po SIST EN 1995-1-4:2005.

$q_p(z_e)$ je tlak ob največji hitrosti ob sunkih vetra in znaša 425,68 N/m,

$A_{ref,z}$ pa referenčna površina, ki se jo izračuna po enačbi $A_{ref,z} = b * L = 2 \text{ m} * 50 \text{ m} = 100 \text{ m}^2$.



Slika 18: Koeficient sile $c_{f,z}$ za mostove s prečnim nagibom in poševnim vetrom (SIST EN 1992-1-4:2005)

$$\theta = \alpha + \beta = 0^\circ + 0^\circ = 0^\circ$$

$$c_{f,z} = \pm 0,15$$

Sila vetra na preklado v z smeri po enačbi (4.16) torej znaša:

$$F_{Wk,z} = c_{f,z} * q_p(z_e) * A_{ref,z} = \pm 0,15 * 425,68 \frac{N}{m} * 100 m^2 = \pm 6385,2 N = \pm 6,39 kN$$

Sila vetra na stebre:

Po poglavju 7.6 po SIST EN 1991-1-4:2005 spadajo stebri v kategorijo konstrukcijskih elementov s pravokotnim prerezom. Enak račun smo naredili v poglavju 4.2.1, saj smo tudi tam določili vpliv vetra na pravokoten prerez. Osnovna formula za izračun sile na konstrukcijske elemente (4.9):

$$F_w = c_c c_d * c_f * q_p(z_e) * A_{ref} . \quad (4.9)$$

Podrobneje so elementi enačbe razloženi v poglavju 4.2.1 Obtežba vetra na lamelirane ločne nosilce.

Nosilci so pravokotne oblike, zato se koeficient c_f določi po izrazu (4.10):

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

Efektivna vitkost λ , ki je pomembna za faktor vitkosti se izračuna z izrazom (4.11) iz preglednice 7.16 standarda SIST EN 1991-1-4:2005.

$$\lambda = 2 * l/b . \quad (4.11)$$

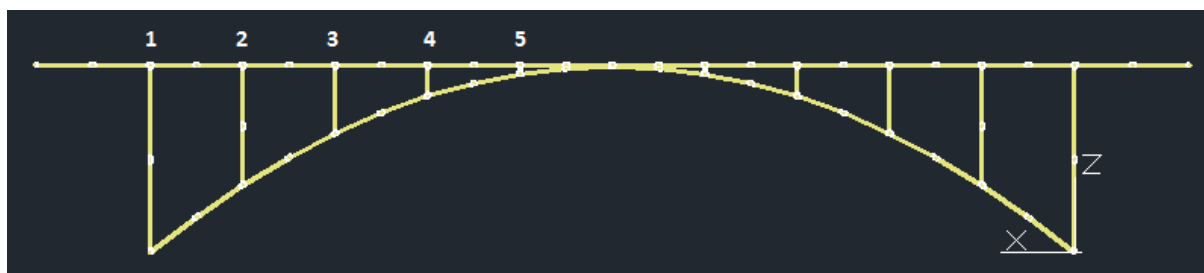
Zapolnjenost stebrov znaša:

$$\varphi = \frac{A}{A_c} = 1,0 .$$

Vrednosti λ in ψ_λ so za posamezen stebel izračunane v spodnji tabeli:

Št. stebra	Ly [m]	Lz [m]	b [m]	h [m]	λ	λ	ψ_λ
1	8	4	0,12	0,22	66,7	66,7	0,90
2	5,12	2,56	0,12	0,22	42,7	42,7	0,87
3	2,88	2,88	0,12	0,22	48	48	0,88
4	1,28	1,28	0,12	0,22	21,3	21,3	0,72
5	0,32	0,32	0,12	0,22	5,3	5,3	0,65

Preglednica 5: Vrednosti λ in ψ_λ za posamezen stebel.



Slika 19: Stebre oštevilčimo od 1 do 5 , kot je prikazano na sliki.

Vrednosti ψ_λ smo odčitali iz slike 7.36 iz SIST EN 1991-1-4:2005 .

Ker je prezek pravokoten in ni zaobljen, znaša vrednost $\psi_r = 1,0$

$c_{f,0}$ razberemo iz slike 17 (7.23 po SIST EN 1995-1-4:2005) in znaša 2,35.

Vrednosti c_f so tako preračunane po enačbi (4.10) ob upoštevanju ψ_r in ψ_λ za posamezen element in se nahajajo v naslednji tabeli:

Št. stebra	c_f
1	2,12
2	2,04
3	2,07
4	1,69
5	1,53

Preglednica 6: Vrednosti c_f za vsak steber.

Sila vetra na posamezen steber se izračuna s pomočjo enačbe (4.9) in znaša:

Št. stebra	F_w [kN]
1	0,32
2	0,21
3	0,12
4	0,05
5	0,01

Te sile enakomerno porazdelimo pripadajočim stebrom.

3.5 Obtežba snega

EC0 za primer brvi predvideva, da se obtežba snega ne kombinira z nobeno drugo koristno vertikalno obtežbo razen v primerih, ko se brv nahaja na posebni geografski lokaciji ali, ko ima brv tudi streho.



Slika 20: Geografska lokacija Kobarida.

Naša konstrukcija se nahaja v bližini kraja Kobarid, katerega nadmorska višina je 236 m. Slovenija je razdeljena v 5 con, za določanje obtežbe s snegom na tleh. Kobarid spada v cono A3, kjer se karakteristična obtežba snega na tleh določi po naslednji enačbi:

$$s_k = 1,935 \left[1 + \left(\frac{A}{728} \right)^2 \right] \quad (4.17)$$

kjer je:

A nadmorska višina obravnavane geografske točke

Karakteristična obtežba snega na tleh po (4.17) se torej izračuna na naslednji način:

$$s_k = 1,935 \left[1 + \left(\frac{236}{728} \right)^2 \right] = 2,14 \text{ kN/m}^2$$

Oblikovni koeficient po preglednici 5.2 v EN 1991-1-3 znaša: $\mu_1 = 0,8$, saj je nagib konstrukcije enak $\alpha = 0^\circ$

Nagib strehe α	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8(60 - \alpha)/30$	0,0
μ_2	$0,8 + 0,8 \alpha/30$	1,6	--

Preglednica 7: vrednosti faktorjev nagiba ob različnih nagibih strehe.

Obtežba snega na brvi se izračuna po enačbi;

$$s_k = \mu_1 * s_k \quad (4.18)$$

In znaša:

$$s = \mu_1 * s_k = 0,8 * 2,14 \frac{kN}{m^2} = 1,71 \text{ kN/m}^2$$

Ker se zaradi oblike naše konstrukcije ta obtežba enakomerno porazdeli na oba ravna nosilca, lahko izračunamo linijsko obtežbo, s katero obremenimo posamezen nosilec:

Medosna razdalja horizontalnih nosilcev znaša 2m, zato je vrednost linijske obtežbe na enem nosilcu enaka:

$$s' = 1 \text{ m} * s = 1 \text{ m} * 1,71 \frac{kN}{m^2} = 1,71 \text{ kN/m} .$$

To obtežbo porazdelimo vzdolž obeh ravnih nosilcev.

V primeru s koristno obtežbo, ki predstavlja gnečo ljudi (5 kN/m^2) pa se pokaže, da obtežba snega, ki se upošteva le samostojno, ne bo merodajna.

4 STATIČNA ANALIZA

Statično in dinamično analizo izvedemo s pomočjo metode končnih elementov s programom Sofistik. V posebnem vmesniku, ki deluje na osnovi programa Auto Cad 2012 smo zasnovali konstrukcijo in določili posamezne končne elemente, v tekstualnem vmesniku Text Interface for Loads pa smo podali obtežbo, ki jo nanese na konstrukcijo, v vmesniku za potresno obtežbo pa potres. Ko program vse izračuna se s pomočjo vmesnika za superpozicijo določi notranje sile. Pohodno konstrukcijo v analizi ne upoštevamo, ker jo izvedemo le na lokalni ravni in na samo glavno nosilno konstrukcijo ne vpliva.

4.1 Kombinacije vplivov

V analizi upoštevamo 3 različne kombinacije vplivov, s katerimi zajamemo vse pomembne vplive na konstrukcijo:

1. MSN 1:

V tej kombinaciji upoštevamo obtežbe kot so lastna teža, koristna obtežba, veter in sneg.

Program Sofistik samodejno upošteva merodajne obtežne primere vseh posameznih končnih elementov in nam v izpisu pokaže ekstremne količine vseh elementov.

2. MSN 2:

V kombinaciji MSN 2 zajamemo vpliv lastne teže in potresa. Pri tem upoštevamo lastno težo konstrukcije in preostalo lastno težo, kjer upoštevamo tudi pohodne deske, ograjo in spoje.

Potresna obtežba je odvisna tudi od koristne obtežbe, ki deluje v vertikalni smeri.

3. MSN 3:

V tej kombinaciji vplivov upoštevamo vertikalne vplive vetra in nadomestno obtežbo, ki predstavlja vpliv izbočnih sil. S to kombinacijo vplivov dimenzioniramo elemente zavarovalne konstrukcije.

Kombinacija vplivov za stalno in začasno projektno stanje je podana s sledečim pravilom:

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

kjer so:

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

Kombinacija vplivov za potresno projektno stanje je določena z naslednjim pravilom:

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

kjer sta:

- A_{Ed} projektna vrednost potresnega vpliva $A_{Ed} = \gamma_I * A_{Ek}$
- $\psi_{2,i}$ faktor za navidezno stalno vrednost spremenljivega vpliva, ki v vseh naših primerih znaša 0.

Karakteristična kombinacija obtežnih primerov za mejno stanje uporabnosti (MSU), ki jo uporabimo za kontrolo začetnih pomikov je določena s sledečim pravilom:

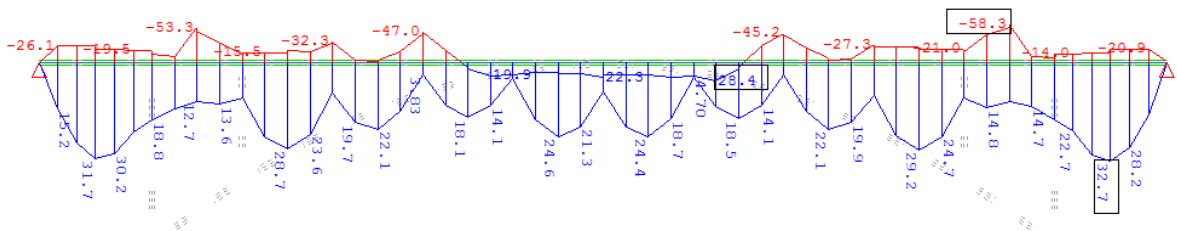
$$w_{inst} = \sum_{j \geq 1} w_{inst}(G_{k,j}) + w_{inst}(Q_{k,1}) + \sum_{i > 1} w_{inst}(\psi_{0,i} Q_{k,i})$$

Karakteristična kombinacija obtežnih primerov za mejno stanje uporabnosti (MSU), ki jo uporabimo za kontrolo končnih pomikov je določena s sledečim pravilom:

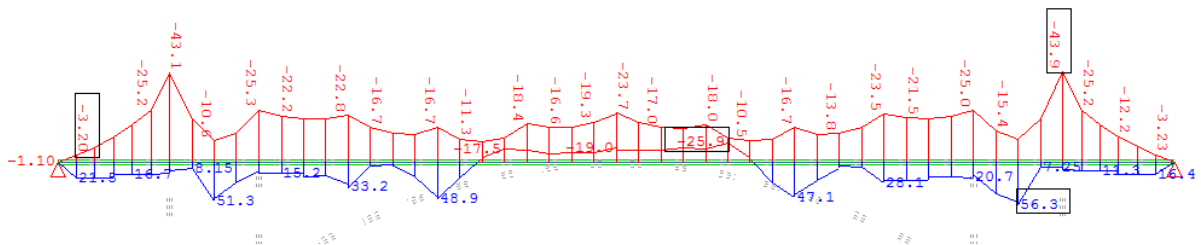
$$w_{fin} = \sum_{j \geq 1} (1 + k_{def}) w_{inst}(G_{k,j}) + (1 + \psi_{2,1} k_{def}) w_{inst}(Q_{k,1}) + \sum_{i > 1} (\psi_{0,i} + \psi_{2,i} k_{def}) w_{inst}(Q_{k,i})$$

4.2 Merodajne notranje statične količine

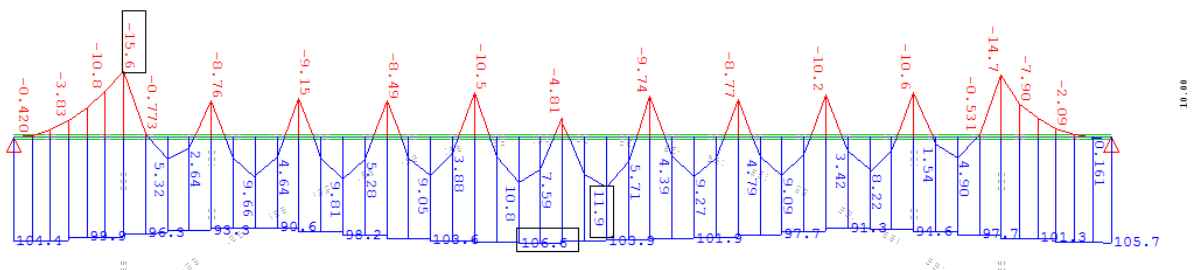
Kombinacije so tako nastavljene, da so merodajne vsaka za svojo skupino elementov. MSN 1 je merodajna pri delovanju horizontalne obtežbe, kombinaciji MSN 2 in MSN 3 pa uporabimo, ko želimo dimenzionirati elemente, ki prevzamejo vertikalne vplive. V nadaljevanju so prikazani diagrami, ki smo jih uporabili pri dimenzioniranju:



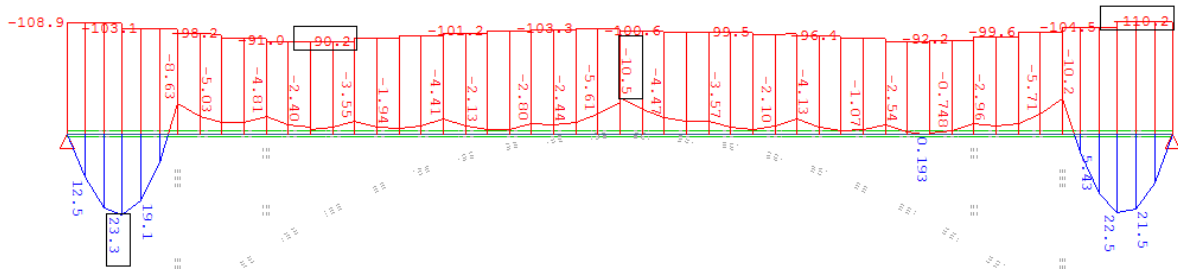
Slika 21: MSN 1-Ovojnici upogibnih momentov $M_{y,max}$ [kNm] in pripadajočih osnih sil N_{prtp} [kN] v horizontalnem nosilcu. Vrednosti upogibnih momentov so nanešene navpično, medtem ko so vrednosti osnih sil nanešene vodoravno.



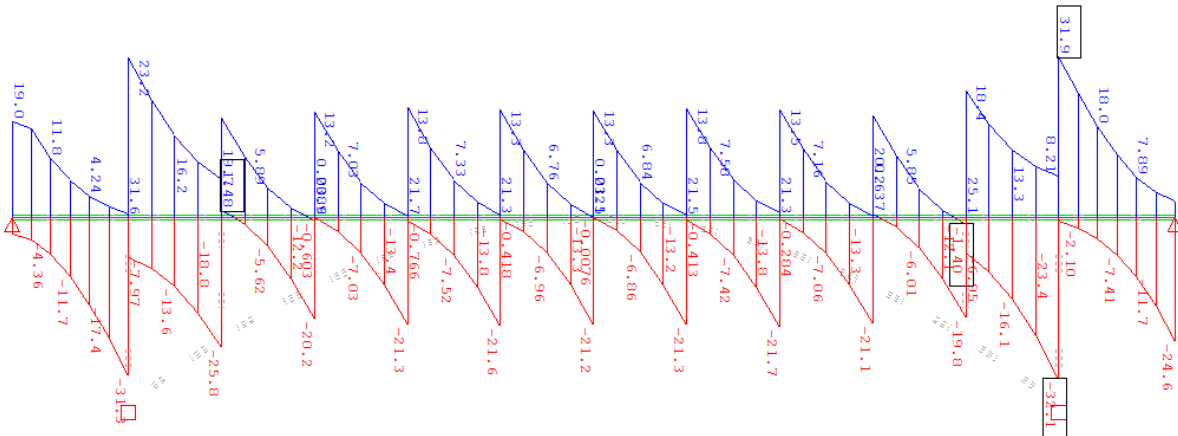
Slika 22: MSN1 - Ovojnici ekstremnih upogibnih momentov $M_{y,min}$ [kNm] in pripadajočih osnih sil N_{prtp} [kN] v horizontalnem nosilcu. Vrednosti upogibnih momentov so ponovno orientirane vertikalno, medtem ko so vrednosti osnih sil orientirane horizontalno.



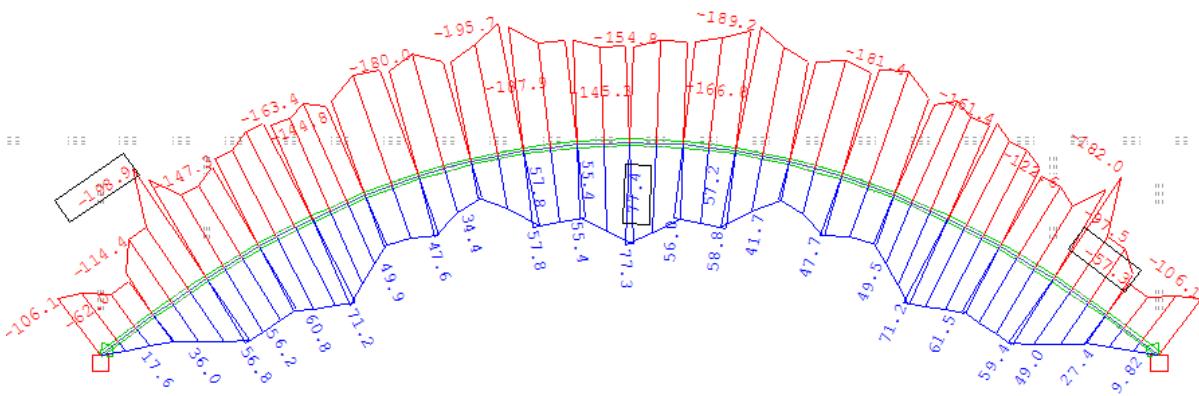
Slika 23: MSN1 - Ovojnici ekstremnih osnih sil N_{max} [kN] in pripadajočih upogibnih momentov $M_{y,prtp}$ [kNm] v horizontalnem nosilcu. Orientacija vrednosti osnih sil je horizontalna.



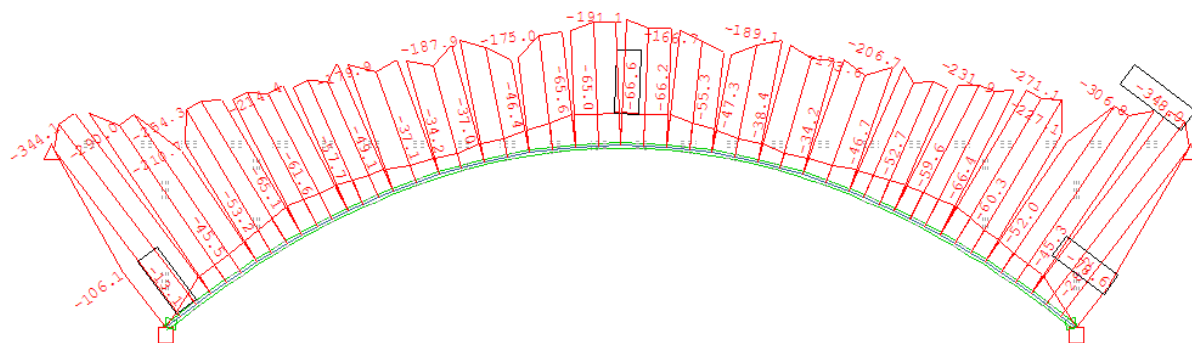
Slika 24: MSN1 - Ovojnice ekstremnih osnih sil N_{min} [kN] in pripadajočih upogibnih momentov $M_{y,prtp}$ [kNm] v horizontalnem nosilcu. Orientacija vrednosti osnih sil je horizontalna.



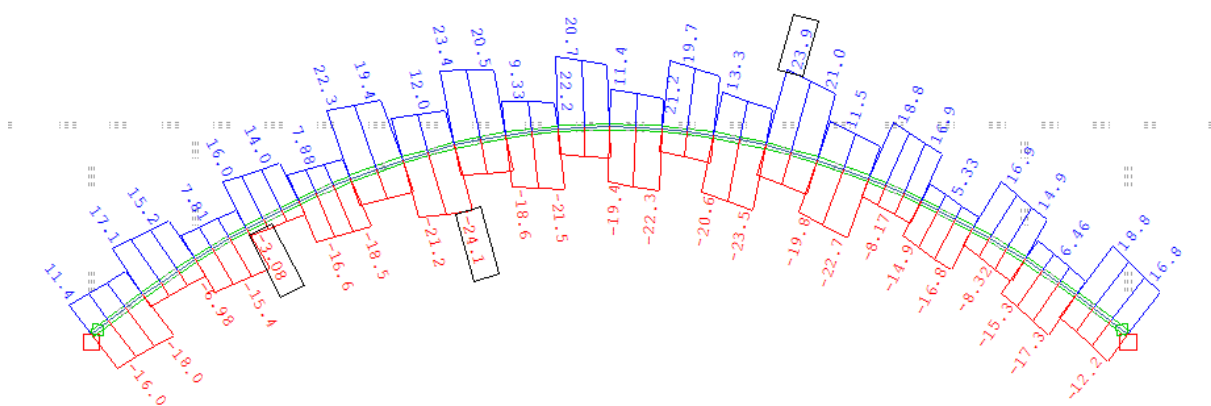
Slika 25: MSN1-Ovojnica ekstremnih prečnih sil V_{min} [kN] in V_{max} [kN] v horizontalnem nosilcu. Vrednosti strižnih sil V_{min} so orientirane horizontalno.



Slika 26: MSN1-Ovojnica ekstremnih upogibnih momentov $M_{y,max}$ [kNm] in pripadajočih osnih sil N_{prtp} [kN] v ločnem nosilcu.



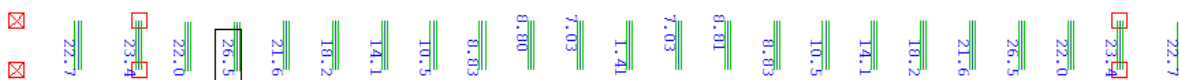
Slika 27: MSN 1-Ovojnica ekstremnih upogibnih momentov $M_{y,min}$ [kNm] in pripadajočih osnih sil N_{prtp} [kN] v ločnem nosilcu. Vrednosti osnih sil N_{prtp} [kN] so orientirane vzporedno z referenčno osjo ločnega nosilca.



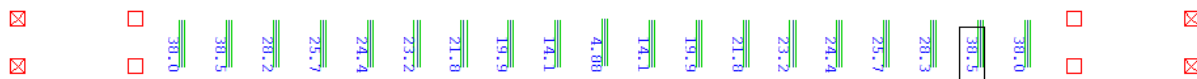
Slika 28: MSN 1: Ovojnica ekstremnih prečnih sil V_{min} [kN] in V_{max} [kN] v ločnem nosilcu.



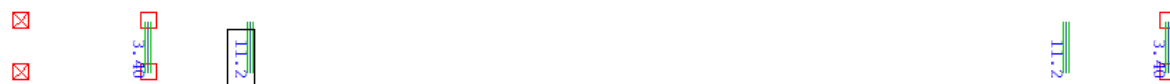
Slika 29: MSN 1: Ekstremne tlačne osne sile [kN] v stebrih.



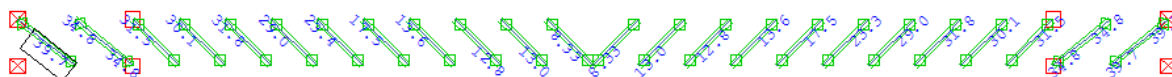
Slika 30: MSN 3: Ekstremne tlačne osne sile [kN] v prečnikih horizontalnih nosilcev



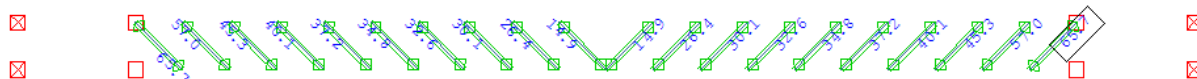
Slika 31: MSN 3: Ekstremne tlačne osne sile [kN] v prečnikih ločnih nosilcev



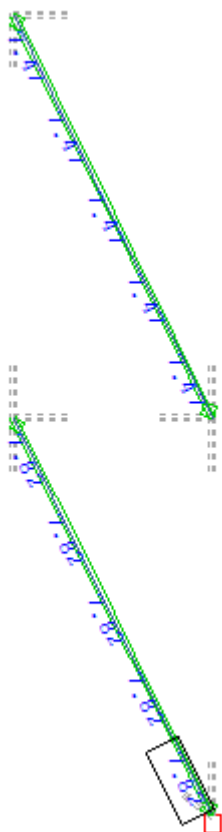
Slika 32: MSN 3: Ekstremne tlačne osne sile [kN] v prečnikih stebrov.



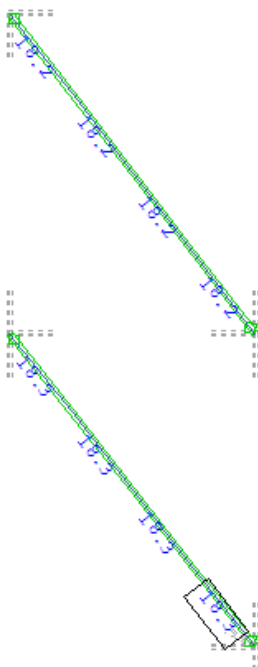
Slika 33: MSN 3: Ekstremne natezne osne sile [kN] v zavarovalni konstrukciji horizontalnih nosilcev.



Slika 34: MSN 3: Ekstremne natezne osne sile [kN] v zavarovalni konstrukciji ločnih nosilcev.



Slika 35: MSN 3: Ekstremne natezne osne sile [kN] v zavarovalni konstrukciji prvih stebrov.



Slika 36: MSN 3: Ekstremne natezne osne sile [kN] v zavarovalni konstrukciji drugih stebrov.

5 DIMENZIONIRANJE

Posamezne elemente smo dimenzionirali v skladu z standardom SIST EN 1995-1-1:2005. Uporabili smo merodajne notranje količine, ki smo jih izračunali s programom Sofistik. Vsak element v konstrukciji je dimenzioniran na podlagi najbolj neugodne kombinacije vplivov.

5.1 Glavni horizontalni nosilci

Ravni nosilci so poleg ločnih nosilcev najbolj obremenjen del konstrukcije. Zaradi nepomičnih podpor horizontalnih nosilcev je v njih poleg upogibnega momenta prisotna tudi velika tlačna. Ker je nosilec s podporami podprt samo na konceh, moramo bočno stabilnost in stabilnost zaradi uklona prevzeti z dodatnimi elementi.

Dimenzije horizontalnih nosilcev so $b/h = 30/40$ cm

Horizontalni nosilci so iz lameliranega lesa razreda GL24h

5.1.1 Obremenitev glavnih horizontalnih nosilcev

Merodajne notranje statične količine v horizontalnih nosilcih izračunane s programom Sofistik so sledeče:

$M_{y,d,max} = 32,7 \text{ kNm}$ in $N_{d,prip} = -54,3 \text{ kN}$ minimalni upogibni moment s pripadajočo tlačno silo,

$M_{y,d,min} = -43,9 \text{ kNm}$ in $N_{d,prip} = -22,4 \text{ kN}$ maksimalni upogibni moment s pripadajočo tlačno silo,

$N_{d,max} = 104,9 \text{ kN}$ in $M_{y,d,prip} = -15,6 \text{ kNm}$ maksimalna osna sila s pripadajočim upogibnim momentom,

$N_{d,min} = 88,2 \text{ kN}$ in $M_{y,d,prip} = 23,3 \text{ kNm}$ minimalna osna sila s pripadajočim upogibnim momentom in

$V_{d,extr} = 32,1 \text{ kN}$ ekstremna prečna sila.

5.1.2 Enosni upogib s tlačno silo

Račun na ravnem nosilcu poenostavimo in pri tem ne upoštevamo upogibni moment okrog z osi in pripadajočo prečno silo v y smeri, saj so statične količine v teh smereh zanemarljivo majhne.

Pri kontroli uporabimo kombinacijo rezultatov N_{min} in $M_{y,prip}$, saj je le-ta najbolj merodajna.

Kontrolo izvedemo z sledečim izrazom, ki je merodajen pri enoosnemu upogibu s tlačno silo pri nosilcih (6.1):

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

kjer so:

$\sigma_{c,0,d}$ projektna tlačna napetost,

$\sigma_{m,d}$ projektna upogibna napetost,

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

$f_{m,d}$ projektna upogibna trdnost in

$k_{c,y}$ uklonski koeficient okoli y osi.

Količine iz enačbe (6.1) določimo s sledečimi izrazi:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{A} = \frac{N_d}{b \cdot h} \quad (6.2)$$

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_d}{W_y} = \frac{M_d}{\frac{b \cdot h^2}{6}} \quad (6.3)$$

$$f_{c,0,d} = k_{mod} * \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_m} \quad (6.4)$$

kjer so:

k_{mod} modifikacijski faktor, ki zajame trajanje obtežbe in vlažnost znaša v našem primeru 0,65, saj spada koristna obtežba (MSN 1), ki je tudi merodajna obtežba v razred kratkotrajnih obtežb,

γ_m varnostni faktor za lamelirani lepljeni les znaša 1,25 in

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

Projektna upogibna trdnost je določena z spodnjim izrazom:

$$f_{m,d} = k_{mod} * \frac{f_{m,k}}{\gamma_m} \quad (6.5)$$

kjer je:

$f_{m,k}$ karakteristična upogibna trdnost

Iz enačbe (6.2) sledi:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{12 \text{ kN}}{30 \text{ cm} * 40 \text{ cm}} = 0,01 \text{ kN/cm}^2$$

Iz enačbe (6.3) sledi:

$$\sigma_{m,d} = \frac{5690 \text{ kNcm}}{\frac{30 \text{ cm} * (40 \text{ cm})^2}{6}} = 0,711 \text{ kN/cm}^2$$

Iz enačbe (6.4) sledi:

$$f_{c,0,d} = 0,65 * \frac{2,4 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,25} = 1,248 \text{ kN/cm}^2$$

Iz enačbe (6.5) sledi:

$$f_{m,d} = 0,65 * \frac{2,4 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,25} = 1,248 \text{ kN/cm}^2$$

Uklonski koeficient $k_{c,z}$ je funkcija vitkosti tlačno obremenjenega elementa in se izračuna po enačbi:

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} \quad (6.6)$$

kjer so:

k_y pomožni faktor za določitev uklonskega koeficienta okrog z osi, ki ga izračunamo z izrazom: $k_y = 0,5 * (1 + \beta_c * (\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2)$ (6.7)

$\lambda_{rel,y}$ relativna vitkost okoli y osi.

Relativna vitkost se izračuna kot:

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} * \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} \quad (6.8)$$

kjer so:

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

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

λ_y vitkosti tlačno obremenjenega elementa, ki sta dobljeni z enačbo:

$$\lambda_y = \frac{l_{u,y}}{i_y} \quad (6.9)$$

kjer so:

$l_{u,y}$ uklonska dolžina pri uklonu okoli y osi, ki je v našem primeru enaka 2,5 m

i_y vztrajnostni polmer okoli y osi, ki se ga določi z enačbo:

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{b \cdot h^3}{12 \cdot b \cdot h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \frac{h}{\sqrt{12}} \quad (6.10)$$

Po enačbi (6.10) izračunamo:

$$i_y = \sqrt{\frac{(40 \text{ cm})^2}{12}} = 11,55 \text{ cm}$$

Po enačbi (6.9) izračunamo:

$$\lambda_y = \frac{500 \text{ cm}}{11,55 \text{ cm}} = 43,29$$

Relativna vitkost se izračuna po izrazu (6.8):

$$\lambda_{rel,y} = \frac{43,29}{\pi} * \sqrt{\frac{2,4 \frac{kN}{cm^2}}{800 \frac{kN}{cm^2}}} = 0,755$$

Po (6.7) izračunamo:

$$k_y = 0,5 * (1 + 0,2 * (0,755 - 0,3) + 0,755^2) = 0,808$$

Uklonski koeficient $k_{c,z}$ izračunamo po izrazu (6.6) in znaša:

$$k_{c,z} = \frac{1}{0,808 + \sqrt{0,808^2 - 0,755^2}} = 0,913$$

Kontrola napetosti po enačbi (6.1) znaša:

$$\frac{0,01 \text{ kN/cm}^2}{0,913 * 1,248 \text{ kN/cm}^2} + \frac{0,711 \text{ kN/cm}^2}{1,248 \text{ kN/cm}^2} = 0,60 \leq 1$$

Kontrola se izide, nosilec je dovolj nosilen.

5.1.3 Strig zaradi prečne sile

Splošno mora biti za vse strižno obremenjene točke lesenih elementov izpoljen pogoj:

$$\tau_d \leq f_{v,d} \quad (6.15)$$

kjer sta:

τ_d projektna strižna napetost zaradi prečne sile,

$f_{v,d}$ pa projektna strižna trdnost, ki se izračuna po enačbi: $f_{v,d} = k_{mod} * \frac{f_{v,k}}{\gamma_m}$. (6.16)

Za prereze rektagularnih oblik običajno uporabimo za izračun projektne strižne napetosti izraz:

$$\tau_d = \frac{V_d}{A^*} \quad (6.17)$$

kjer sta:

V_d Projektna strižna sila

A^* pomožni prečni prerez elementa, ki ga za pravokotnik določimo po naslednji

enačbi: $A^* = \frac{2A}{3} = \frac{2*b*h}{3}$ (6.18)

Po (6.18) in ob upoštevanju pojava razpok sledi:

$$A^* = \frac{2 * 30 \text{ cm} * 40 \text{ cm}}{3} = 800 \text{ cm}^2$$

Po (6.17) je:

$$\tau_d = \frac{32,1 \text{ kN}}{800 \text{ cm}^2} = 0,04 \text{ kN/cm}^2$$

Po (6.16) je:

$$f_{v,d} = 0,65 * \frac{0,25 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,25} = 0,13 \text{ kN/cm}^2$$

Sedaj lahko izvedemo kontrolo napetosti po enačbi (6.15):

$$0,04 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq 0,13 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

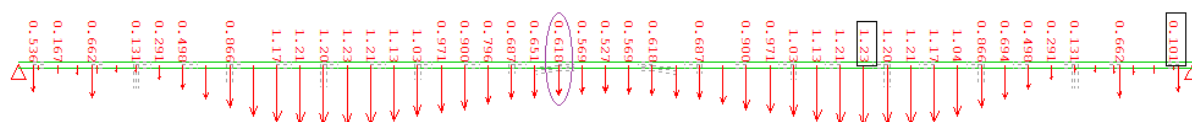
Kontrola se izide, prerez je dovolj nosilen.

5.1.4 Kontrola pomikov horizontalnega nosilca:

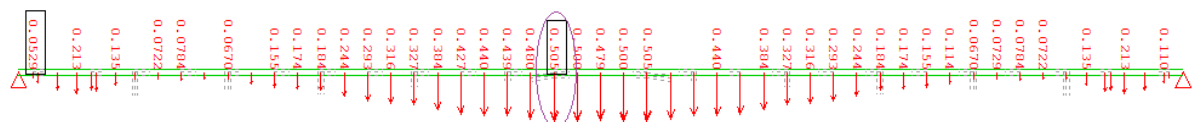
Deformacije izračunamo s programom Sofistik. Odčitamo jih za vpliv stalne in lastne obtežbe, pomik zaradi vpliva spremenljive obtežbe ter jih nato kombiniramo.

5.1.4.1 Kontrola začetnih in končnih pomikov horizontalnih nosilcev.

Trenutni pomik zaradi stalne teže določimo tako, da seštejemo pomik zaradi lastne teže s pomikom zaradi preostale stalne obtežbe. Odčitamo ju na mestu, kjer je tudi pomik zaradi koristne obtežbe največji, torej nekje na sredini, kot je prikazano na sliki 37:



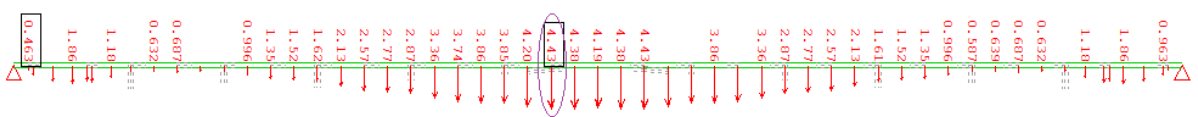
Slika 37: Označeno mesto odčitane pomika zaradi lastne teže na horizontalnem nosilcu. Enote so v [mm].



Slika 38: Označeno mesto odčitane pomika zaradi preostale stalne obtežbe na horizontalnem nosilcu. Enote so v [mm].

$$w_{inst,G} = 0,618 \text{ mm} + 0,505 \text{ mm} = 1,123 \text{ mm}$$

Trenutni pomik zaradi vpliva spremenljive obtežbe:



Slika 39: Označeno je mesto odčitane pomika koristne obtežbe. Enote so v [mm].

$$w_{inst,Q1} = 4,43 \text{ mm}$$

Ostale spremenljive pomike (veter) ne upoštevamo, saj na tem mestu nastopajo z negativnim predznakom.

Skupni začetni pomik tako izračunamo s pomočjo tega izraza:

$$w_{inst} = w_{inst,G} + w_{inst,Q1} = 1,123 \text{ mm} + 4,43 \text{ mm} = 5,553 \text{ mm}$$

Kontrola začetnih pomikov se izide, če je izpolnjen naslednji pogoj:

$$w_{inst} \leq w_{inst,lim}$$

Kjer pomik $w_{inst,lim}$ za nosilce znaša $\frac{L}{300} = \frac{50000 \text{ mm}}{300} = 166,67 \text{ mm}$

$$w_{inst} = 5,55 \text{ mm} \leq 166,67 \text{ mm} = w_{inst,lim}$$

Kontrola se izide, saj je začetni pomik manjši od največje dovoljene vrednosti.

Končni pomik se izračuna s pomočjo izraza:

$$w_{fin} = w_{fin,G} + w_{fin,Q1} + \sum_i w_{fin,Qi} \quad (6.19)$$

kjer so:

$w_{fin,G}$ končni pomik zaradi vpliva lastne teže,

$w_{fin,Q1}$ končni pomik zaradi koristne obtežbe in

$w_{fin,Qi}$ končni pomik zaradi spremljajočih spremenljivih vplivov, ki jih v izračunu ne upoštevamo.

Končne pomike zaradi posameznih vplivov dobimo po izrazih:

$$w_{fin,G} = w_{inst,G} * (1 + k_{def}) \quad (6.20)$$

$$w_{fin,Q1} = w_{inst,Q1} * (1 + \psi_{2,1} * k_{def}) \quad (6.21)$$

$$w_{fin,Qi} = w_{inst,Qi} * (\psi_{0,i} + \psi_{2,i} * k_{def}) \quad (6.22)$$

kjer so:

$\psi_{0,i}$ in $\psi_{2,i}$ faktorja za navidezno stalno vrednost spremenljivih vplivov,

k_{def} deformacijski faktor, ki za lepljen lameliran les znaša 2,00.

Končni pomik tako dobimo, da vstavimo enačbe (6.20), (6.21) in (6.22) v (6.19):

$$w_{fin} = 1,123 \text{ mm} * (1 + 2) + 4,43 \text{ mm} * (1 + 0,2 * 2) = 9,571 \text{ mm}$$

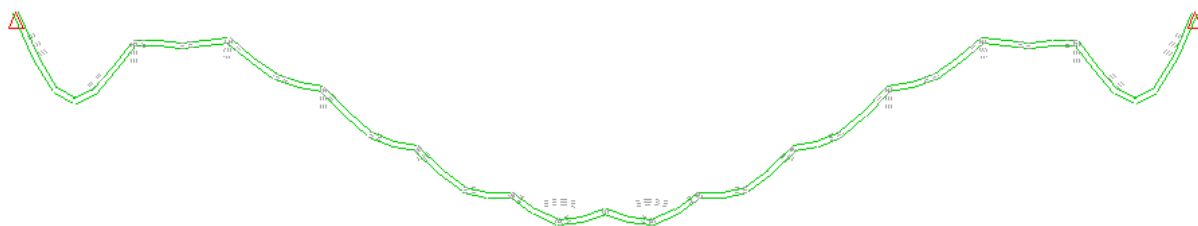
Končni pomik mora biti manjši od dopustnega, ki ga dobimo z izrazom:

$$w_{lim} = l/250 = 50000 \text{ mm}/250 = 200 \text{ mm} > w_{fin} = 9,57 \text{ mm}$$

Deformacije horizontalnega nosilca so znotraj dopustnega.

5.1.4.2 Kontrola lokalnih relativnih pomikov horizontalnega nosilca na mestu med dvema sosednjima vozliščema.

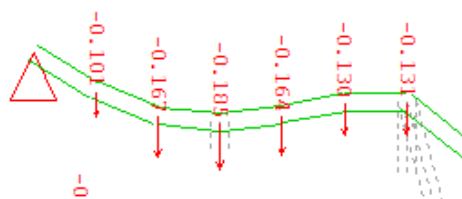
S to kontrolo preverimo relativne pomike, ki nastanejo na lokalni ravni. Da si delo olajšamo si s pomočjo vmesnika programske opreme Sofistik narišemo deformiran horizontalni nosilec in na njem določimo najbolj očitno mesto, kjer so relativni pomiki največji.



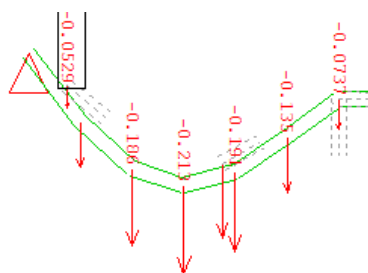
Slika 40: Deformacije horizontalnega nosilca zaradi spremenljive obtežbe.

Takoj opazimo, da je na lokalni ravni najbolj deformiran nosilec med levo podporo in prvim stebrom. Na tem mestu se odločimo, da bomo preverili začetne in končne pomike.

Začetni relativni pomik zaradi stalne obtežbe je vsota relativnega pomika zaradi lastne teže in pomika preostale stalne obtežbe:



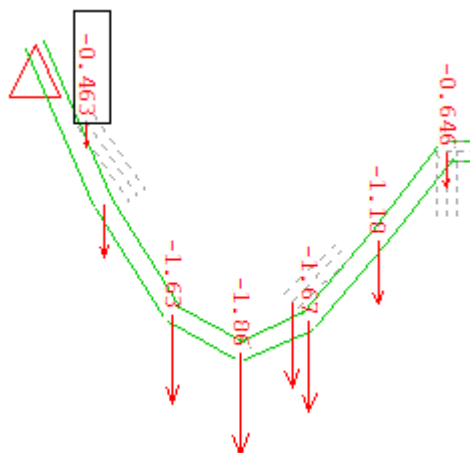
Slika 41: Pomik prvega polja zaradi lastne teže. Enote so v [mm].



Slika 42: Pomik prvega polja zaradi preostale stalne obtežbe. Enote so v [mm].

$$w_{inst,G,rel} = \left[0,185 \text{ mm} - \frac{0,131 \text{ mm}}{2} \right] + \left[0,213 \text{ mm} - \frac{0,074 \text{ mm}}{2} \right] = 0,12 \text{ mm} + 0,176 \text{ mm} = 0,296 \text{ mm}$$

Trenutni relativni pomik zaradi koristne obtežbe:



Slika 43: Pomik prvega polja zaradi koristne obtežbe. Enote so v [mm].

$$w_{inst,Q1,rel} = \left[1,86 \text{ mm} - \frac{0,646 \text{ mm}}{2} \right] = 1,537 \text{ mm}$$

Spremljajoči spremenljivi vplivi (veter) so nemerodajni, zato ker so na tem mestu obratnega predznaka.

Skupni začetni pomik tako izračunamo s pomočjo tega izraza:

$$w_{inst,rel} = w_{inst,G,rel} + w_{inst,Q1,rel} = 0,296 \text{ mm} + 1,537 \text{ mm} = 1,833 \text{ mm}$$

Kontrola začetnih pomikov se izide, če je izpolnjen naslednji pogoj:

$$w_{inst,rel} \leq w_{inst,lim,rel}$$

Kjer pomik $w_{inst,lim}$ za nosilce znaša $\frac{L}{300} = \frac{2500 \text{ mm}}{300} = 8,3 \text{ mm}$

$$w_{inst,rel} = 1,833 \text{ mm} \leq 8,3 \text{ mm} = w_{inst,lim,rel}$$

Kontrola se izide, saj je začetni pomik manjši od največje dovoljene vrednosti.

Končni relativni pomik izračunamo enako kot prej, le da pri tem tokrat uporabimo relativne pomike:

$$w_{fin} = 0,296 \text{ mm} * (1 + 2) + 1,537 \text{ mm} * (1 + 0,2 * 2) = 3,04 \text{ mm}$$

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

$$w_{fin,lim,rel} = l/250 = 2500 \text{ mm}/250 = 10 \text{ mm} > w_{fin,rel} = 3,04 \text{ mm}$$

Kontrola se izide, saj je relativni pomik v mejah dopustnega.

5.2 Ločni nosilec

Lamelirana nosilca sta največja elementa v konstrukciji, saj prevzameta največji delež obremenitev. Zaradi geometrije nosilcev, ki sledi kvadratni funkciji prevzameta nosilca obtežbo pretežno v obliki osnih sil, nekaj obtežbe pa prevzameta tudi v obliki upogibnih momentov in zato tudi prečnih sil. V lameliranem nosilcu se pojavijo predvsem velike osne sile ter upogibni moment okoli y osi, medtem ko je upogibni moment okoli z osi zanemarljivo majhen. Ker je v nosilcu zelo velika osna sila in je upogibni moment v primerjavi z osno silo majhen, bočna zvrnitev pa je preprečena z zavarovalno konstrukcijo je boljša teorija upogiba v kombinaciji s tlačno osno silo pri stebrih, pa čeprav gre za nosilec.

Lamelirana ločna nosilca sta dimenzij $b/h = 30/65$ cm in sta iz lameliranega lepljenega lesa razreda GL24h.

5.2.1 Obremenitev ločnega nosilca

Obremenitve lameliranega nosilca je potrebno analizirati za vsako vozlišče posebej, saj nikoli ne vemo, kje bodo te največje in tako najbolj merodajne. V nadaljevanju prilagamo tabelo, v kateri so prikazane obremenitve vzdolž nosilca:

Upogibni moment $M_{ed,min}$ [kNm] in pripadajoča osna sila $N_{ed,prp}$ [kN]:

vozlišče	$M_{ed,min}$ [kNm] $N_{ed,prp}$ [kN]	
	MSN1	MSN1
1	0	-110,3
2	-43,8	-333,9
3	-53,8	-270,0
4	-69,4	-233,6
5	-61,5	-216,9
6	-50,0	-208,3
7	-36,2	-188,5
8	-39,1	-180,8
9	-50,0	-149,2
10	-69,7	-182,2
11	-71,2	-195,2

Preglednica 8: Vrednosti upogibnih momentov $M_{ed,min}$ in pripadajočih osnih sil $N_{ed,prp}$ v posameznem vozlišču.

Upogibni moment $M_{ed,max}$ [kNm] in pripadajoča osna sila $N_{ed,prp}$ [kN]:

vozlišče	$M_{ed,max}$ [kNm] $N_{ed,prp}$ [kN]	
	MSN1	MSN1
1	0	-110,3
2	27,9	-78,8
3	61,5	-120,0
4	56,4	-151,4
5	75,6	-157,2
6	43,1	-153,8
7	50,0	-166,0
8	30,6	-165,8
9	61,6	-198,2
10	59,6	-157,3
11	82,1	-144,0

Preglednica 9: Vrednosti upogibnih momentov $M_{ed,max}$ in pripadajočih osnih sil $N_{ed,prp}$ v posameznem vozlišču.

Osna sila $N_{ed,min}$ [kN] in pripadajoči upogibni moment $M_{ed,prp}$ [kNm]:

vozlišče	$N_{ed,min}$ [kN] $M_{ed,prp}$ [kNm]	
	MSN1	MSN1
1	-414,0	0
2	-399,0	-21,3
3	-359,0	0
4	-349,0	-22,1
5	-323,9	-3,0
6	-316,9	-19,5
7	-302,7	4,71
8	-303,2	-7,1
9	-296,8	18,8
10	-295,0	9,7
11	-294,9	42,7

Preglednica 10: Vrednosti osnih sil $N_{ed,min}$ [kN] in pripadajočih upogibnih momentov $M_{ed,prp}$ [kNm].

Prečni sil $V_{ed,max}$ [kN] in $V_{ed,min}$ [kN] :

vozlišče	$V_{ed,max}$ [kN] $V_{ed,min}$ [kN]	
	MSN1	MSN1
1	17,8	-16,0
2	19,9	-19,0
3	14,8	-14,0
4	17,2	-15,6
5	17,0	-17,0
6	19,9	-19,6
7	22,0	-22,2
8	25,1	-25,3
9	18,9	-19,3
10	22,1	-22,4
11	19,8	-19,8

Preglednica 11: Vrednosti prečnih sil v različnih vozliščih.

Upogibni moment $M_{ed,max}$ [kNm] in pripadajoča prečna sila $V_{ed,prip}$ [kN]:

vozlišče	$M_{ed,max}$ [kNm] $V_{ed,prip}$ [kN]	
	MSN1	MSN1
1	0	0
2	27,9	14,2
3	61,5	13,3
4	56,4	7,83
5	75,6	-15,2
6	43,1	-10,0
7	50,0	-14,6
8	30,6	10,2
9	61,6	18,5
10	59,6	11,5
11	82,1	10,5

Preglednica 12: Vrednosti upogibnega momenta $M_{ed,max}$ [kNm] in pripadajoče prečne sile $V_{ed,prip}$ [kN]

5.2.2 Enosni upogib s tlačno silo

Račun na lameliranem nosilcu poenostavimo in zato ne upoštevamo upogibnega momenta okoli z osi in pripadajoče prečne sile v y smeri, saj so te statične količine zanemarljivo majhne.

Kontorlo izvedemo s sledečim izrazom, ki je merodajen pri enosnemu upogibu s tlačno silo (6.1):

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d} * k_c} \right) + \frac{\sigma_{m,d}}{k_r f_{m,d}} \leq 1 \quad (6.23)$$

kjer so:

$\sigma_{c,0,d}$	projektna tlačna napetost
$\sigma_{m,d}$	projektna upogibna napetost
$f_{c,0,d}$	projektna tlačna trdnost v smeri vlaken
$f_{m,d}$	projektna upogibna trdnost
k_r	faktor s katerim se upošteva zmanjšanje trdnosti zaradi krivljenja lamel med proizvodnjo

Količine iz enačbe (6.23) določimo s sledečimi izrazi:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{A} = \frac{N_d}{b * h} \quad (6.24)$$

$$\sigma_{m,d} = k_l \frac{6M_{ap,d}}{bh_{ap}^2} \quad (6.25)$$

$$f_{c,0,d} = k_{mod} * \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_m} \quad (6.26)$$

$$f_{m,d} = k_{mod} * \frac{f_{m,k}}{\gamma_m} \quad (6.27)$$

kjer so:

k_{mod} modifikacijski faktor za trajanje obtežbe in vlažnosti ter znaša v našem primeru 0,65, saj spada merodajna obtežba v kratkotrajno obtežbo,

γ_m varnostni faktor za lamelirani les znaša 1,25

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

$f_{m,k}$ karakteristična upogibna trdnost

k_l faktor, s katerim zajamemo vpliv nelinearne razporeditve napetosti po višini prereza in ga izračunamo z izrazom:

$$k_l = k_1 + k_2 \left(\frac{h_{ap}}{r}\right) + k_3 \left(\frac{h_{ap}}{r}\right)^2 + k_4 \left(\frac{h_{ap}}{r}\right)^3 \quad (6.28)$$

Količine iz enačbe (6.28) se določijo s sledečimi izrazi:

$$k_1 = 1 + 1,4 \tan \alpha_{ap} + 5,4 \tan^2 \alpha_{ap} \quad (6.29)$$

$$k_2 = 0,35 - 8 \tan \alpha_{ap} \quad (6.31)$$

$$k_3 = 0,6 + 8,3 \tan \alpha_{ap} - 7,8 \tan^2 \alpha_{ap} \quad (6.32)$$

$$k_4 = 6 \tan^2 \alpha_{ap} \quad (6.33)$$

$$r = r_{in} + 0,5h_{ap} \quad (6.34)$$

kjer so:

$M_{ap,d}$ projektni upogibni moment v temenu,

h_{ap} višina nosilca v temenu,

b širina nosilca,

r_{in} notranji polmer in

α_{ap} kot nagnjenja roba nosilca v sredini temenskega območja glede na referenčno os elementa.

Za ukrivljene nosilce se k_r določi kot:

$$k_r = \begin{cases} 1 & \text{za } \frac{r_{in}}{t} \geq 240 \\ 0,76 + 0,001 \frac{r_{in}}{t} & \text{za } \frac{r_{in}}{t} < 240 \end{cases} \quad (6.35)$$

kjer sta

r_{in} notranji polmer in

t debelina lamel.

Vrednost količine k_c določimo z enačbami navedenimi v poglavju kontrola upogiba ravnega nosilca.

Pri tem upoštevamo $l_{0,y} = 0,5 * s$, kjer je s dolžina ločnega nosilca.

Iz enačbe (6.26) sledi:

$$f_{c,0,d} = 0,65 * \frac{2,4 \frac{kN}{cm^2}}{1,25} = 1,25 \text{ kN/cm}^2$$

Iz enačbe (6.27) sledi:

$$f_{m,d} = 0,65 * \frac{2,4 \frac{kN}{cm^2}}{1,25} = 1,25 \text{ kN/cm}^2$$

S pomočjo izrazov (6.23) do (6.25) in izrazov (6.28) do (6.35) sestavimo tabele, s katere odčitamo največje obremenitve v nosilcu.

vozlišče	X_i [m]	Z_i [m]	r_i [m]	λ_y	k_y	k_c	$\lambda_{rel,y}$	k_l	k_r
1	0,00	0,00	52,5	117,1	2,67	0,2	2,04	1,004	1,0
2	2,00	1,52	46,8	117,1	2,67	0,2	2,04	1,005	1,0
3	4,00	2,88	41,8	117,1	2,67	0,2	2,04	1,006	1,0
4	6,00	4,08	37,6	117,1	2,67	0,2	2,04	1,006	1,0
5	8,00	5,12	34,1	117,1	2,67	0,2	2,04	1,007	1,0
6	10,00	6,00	31,2	117,1	2,67	0,2	2,04	1,008	1,0
7	12,00	6,72	28,9	117,1	2,67	0,2	2,04	1,008	1,0
8	14,00	7,28	27,2	117,1	2,67	0,2	2,04	1,009	1,0
9	16,00	7,68	26,0	117,1	2,67	0,2	2,04	1,009	1,0
10	18,00	7,92	25,2	117,1	2,67	0,2	2,04	1,009	1,0
11	20,00	8,00	25,0	117,1	2,67	0,2	2,04	1,010	1,0

Preglednica 13: Izračunane vrednosti za vsako vozišče posebej.

$M_{ed,min}$ [kNm]	$N_{ed,prtp}$ [kN]	$\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d} * k_c}$	$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d} * k_r}$	$\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d} * k_c} + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d} * k_r}$
0,0	169,7	0,20	0,00	0,20
67,4	513,7	0,60	0,17	0,77
82,8	415,4	0,49	0,21	0,69
106,8	359,4	0,42	0,26	0,69
94,6	333,7	0,39	0,23	0,63
76,9	320,5	0,38	0,19	0,57
55,7	290,0	0,34	0,14	0,48
60,2	278,2	0,33	0,15	0,48
76,9	229,5	0,27	0,19	0,46
107,2	280,3	0,33	0,27	0,60
109,5	300,3	0,35	0,27	0,62

Preglednica 14: Kontrola za primer $M_{ed,min}$ [kNm] in $N_{ed,prtp}$ [kN].

$M_{ed,max}$ [kNm]	$N_{ed,prisp}$ [kN]	$\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d} * k_c}$	$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d} * k_r}$	$\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d} * k_c} + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d} * k_r}$
0,0	157,6	0,18	0,00	0,18
39,9	112,6	0,13	0,10	0,23
87,9	171,4	0,20	0,22	0,42
80,6	216,3	0,25	0,20	0,45
108,0	224,6	0,26	0,27	0,53
61,6	219,7	0,26	0,15	0,41
71,4	237,1	0,28	0,18	0,46
43,7	236,9	0,28	0,11	0,39
88,0	283,1	0,33	0,22	0,55
85,1	224,7	0,26	0,21	0,48
117,3	205,7	0,24	0,29	0,53

Preglednica 15: Kontrola za primer $M_{ed,max}$ [kNm] in $N_{ed,prisp}$ [kN].

$N_{ed,min}$ [kN]	$M_{ed,prisp}$ [kNm]	$\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d} * k_c}$	$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d} * k_r}$	$\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d} * k_c} + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d} * k_r}$
636,9	0,0	0,75	0,00	0,75
613,8	26,2	0,72	0,06	0,78
552,3	0,0	0,65	0,00	0,65
536,9	27,2	0,63	0,07	0,70
498,3	3,7	0,58	0,01	0,59
487,5	24,0	0,57	0,06	0,63
465,7	5,8	0,55	0,01	0,56
466,5	8,7	0,55	0,02	0,57
456,6	23,1	0,54	0,06	0,59
453,8	11,9	0,53	0,03	0,56
453,7	52,6	0,53	0,13	0,66

Preglednica 16: Kontrola za primer $N_{ed,max}$ [kN] in $M_{ed,prisp}$ [kNm].

V v preglednicah 14, 15 in 16 je v zadnjem stolpcu prikazana izkoriščenost prereza. Če je vrednost v zadnjem stolpcu $\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d} * k_c} + \frac{\sigma_{m,d}}{k_r f_{m,d}} \leq 1$, potem je prerez dovolj nosilen. Vidimo, da so dimenzije prereza $b/h = 30/65$ cm zadostne, saj se kontrola izide.

5.2.3 Kontrola striga v temenskem območju

V temenskem območju nosilca mora največja natezna napetost pravokotno na vlakna $\sigma_{t,90,d}$ izpolniti naslednji pogoj:

$$\sigma_{t,90,d} \leq k_{dis} k_{vol} f_{t,90,d} \quad (6.36)$$

Upoštevamo kombinacijo natega pravokotno na vlakna in striga, zato se kontrola za naš primer glasi:

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} + \frac{\sigma_{t,90,d}}{k_{dis} k_{vol} f_{t,90,d}} \leq 1 \quad (6.37)$$

Z izrazoma:

$$k_{vol} = \left(\frac{V_0}{V}\right)^{0,2} \text{ za lepljen lameliran les} \quad (6.38)$$

$$k_{dis} = \begin{cases} 1,4 & \text{za ravne dvokapne in ukrivljene nosilce s konstantno višino} \\ 1,7 & \text{za ukrivljene dvokapne nosilce s spremenljivo višino.} \end{cases} \quad (6.39)$$

kjer so:

k_{dis} faktor, s katerim se upošteva učinek porazdelitve napetosti v temenskem območju,

k_{vol} faktor prostornine,

$f_{t,90,d}$ projektna natezna trdnost pravokotno na vlakna,

V_0 referenčna prostornina 0,01 m³ in

V prostornina temenskega območja v m³, ki ne sme biti večja od $2 V_b/3$, kjer je V_b celotna prostornina nosilca.

Projektno strižno trdnost $f_{v,d}$ določimo z enačbo:

$$f_{v,d} = k_{mod} * \frac{f_{v,k}}{\gamma_m} \quad (6.40)$$

kjer sta:

k_{mod} modifikacijski faktor za trajanje obtežbe in vlažnosti ter znaša v našem primeru 0,65, saj spada merodajna obtežba v kratkotrajno obtežbo,

γ_m varnostni faktor, ki za lameliran les znaša 1,25

Projektno natezna trdnost pravokotno na vlakna $f_{t,90,d}$ določimo z izrazom:

$$f_{t,90,d} = k_{mod} * \frac{f_{t,90,k}}{\gamma_m} \quad (6.41)$$

Projektna strižna trdnost $f_{v,d}$ in projektna natezna trdnost pravokotno na vlakana $f_{t,90,d}$ ob upoštevanju izrazov (6.40) in (6.41) znašata:

$$f_{v,d} = 0,65 * \frac{0,25 \frac{kN}{cm^2}}{1,25} = 0,13 \frac{kN}{cm^2}$$

$$f_{t,90,d} = 0,65 * \frac{0,05 \frac{kN}{cm^2}}{1,25} = 0,026 \frac{kN}{cm^2}$$

Največja natezna napetost pravokotno na vlakna zaradi upogibnega momenta se izračuna z:

$$\sigma_{t,90,d} = k_p \frac{6M_{ap,d}}{bh_{ap}^2} \quad (6.42)$$

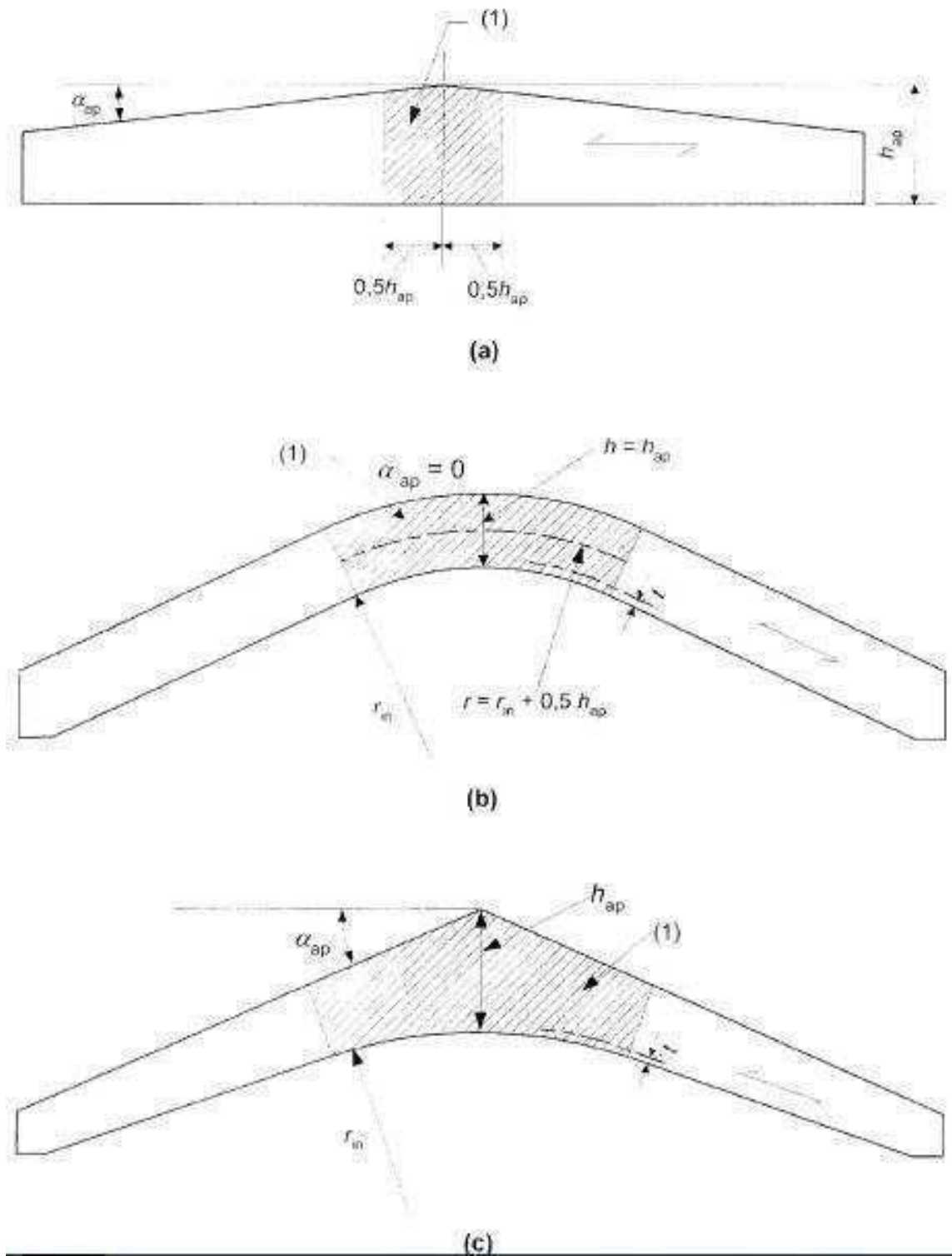
z izrazi:

$$k_p = k_5 + k_6 \left(\frac{h_{ap}}{r} \right) + k_7 \left(\frac{h_{ap}}{r} \right)^2 \quad (6.43)$$

$$k_5 = 0,2 \tan \alpha_{ap} \quad (6.44)$$

$$k_6 = 0,25 - 1,5 \tan \alpha_{ap} + 2,6 \tan^2 \alpha_{ap} \quad (6.45)$$

$$k_7 = 2,1 \tan \alpha_{ap} - 4 \tan^2 \alpha_{ap} \quad (6.46)$$



Slika 44: Grafični prikaz vseh parametrov, ki jih uporabimo pri računu ločnega nosilca. (SIST EN 1995-1-1:2005)

S pomočjo izrazov (6.36) do (6.46) sestavimo tabelo, s katero določimo največje obremenitve v nosilcu:

$\frac{\sigma_{t,90,d}}{k_{dis}k_{vol}f_{t,90,d}}$	$\frac{\tau_d}{f_{v,d}}$	$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} + \frac{\sigma_{t,90,d}}{k_{dis}k_{vol}f_{t,90,d}}$
--	--------------------------	---

vozišče	X_i [m]	Z_i [m]	r_i [m]	$M_{ed,max}$	Ved, prip	kp			
1	0,00	0,00	52,51	0	0,00	0,002	0,0%	0,0%	0,00%
2	2,00	1,52	46,78	30	16,60	0,003	8,3%	19,2%	27,43%
3	4,00	2,88	41,84	66	15,30	0,003	20,1%	17,7%	37,72%
4	6,00	4,08	37,64	61	6,91	0,003	20,8%	8,0%	28,75%
5	8,00	5,12	34,12	75	16,80	0,004	28,1%	19,4%	47,45%
6	10,00	6,00	31,23	42	11,40	0,004	17,4%	13,2%	30,56%
7	12,00	6,72	28,94	50	14,80	0,004	22,2%	17,1%	39,27%
8	14,00	7,28	27,19	33	7,61	0,005	15,4%	8,8%	24,15%
9	16,00	7,68	25,97	62	19,60	0,005	30,4%	22,6%	53,03%
10	18,00	7,92	25,24	60	11,20	0,005	30,5%	12,9%	43,45%
11	20,00	8,00	25,00	82	11,90	0,005	41,9%	13,7%	55,68%

Preglednica 17: Kontrolni izračuni v vsakem vozišču ločnega nosilca.

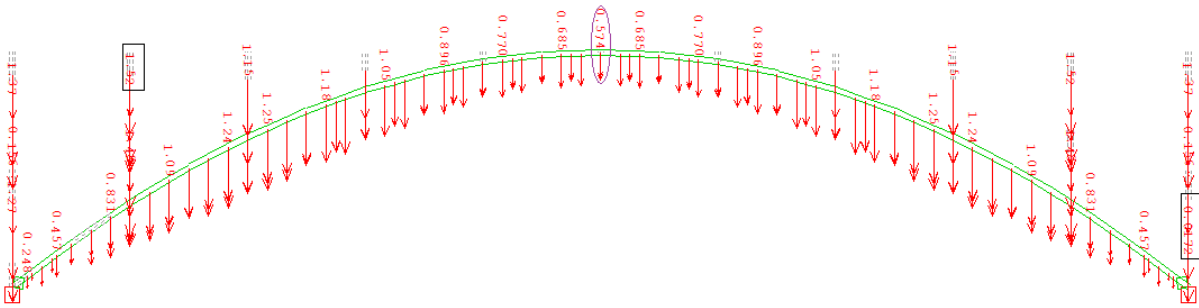
vozišče	X_i [m]	Z_i [m]	r_i [m]	$M_{ed,max}$ [kN]	$V_{ed,prip}$ [kN]	k_p	$\frac{\sigma_{t,90,d}}{k_{dis}k_{vol}f_{t,90,d}}$	$\frac{\tau_d}{f_{v,d}}$	$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} + \frac{\sigma_{t,90,d}}{k_{dis}k_{vol}f_{t,90,d}}$
1	0,00	0,00	52,51	0,0	0,0	0,003	0	0	0
2	2,00	1,52	46,78	39,9	21,8	0,003	0,06	0,13	0,19
3	4,00	2,88	41,84	87,9	20,5	0,004	0,16	0,12	0,28
4	6,00	4,08	37,64	80,6	12,0	0,004	0,16	0,07	0,23
5	8,00	5,12	34,12	108,0	23,4	0,005	0,24	0,14	0,38
6	10,00	6,00	31,23	61,6	15,4	0,005	0,15	0,09	0,24
7	12,00	6,72	28,94	71,4	22,5	0,006	0,19	0,13	0,32
8	14,00	7,28	27,19	43,7	15,7	0,006	0,12	0,09	0,21
9	16,00	7,68	25,97	88,0	28,5	0,006	0,25	0,17	0,42
10	18,00	7,92	25,24	85,1	17,7	0,006	0,25	0,10	0,36
11	20,00	8,00	25,00	117,3	16,2	0,007	0,35	0,10	0,45

V zadnjem stolpcu je izvedena kontrola po enačbi (6.37). Ker so vse vrednosti manjše od 1 zaključimo z ugotovitvijo, da so dimenzije nosilca zadostne.

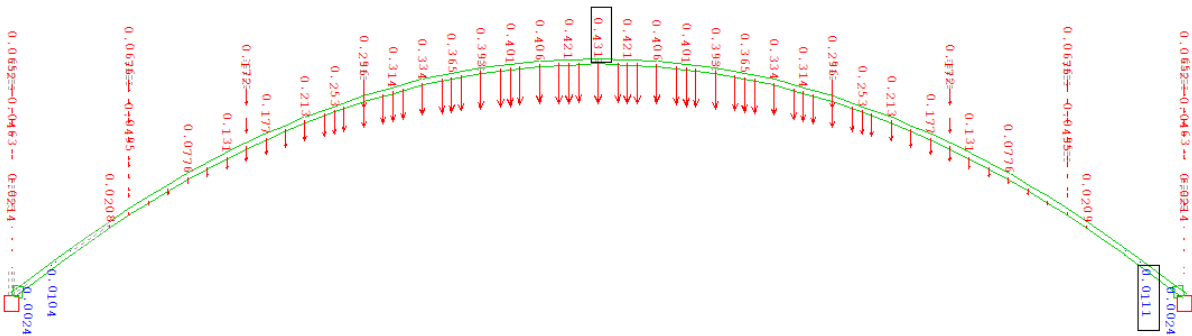
5.2.4 Kontrola pomikov lameliranih ločnih nosilcev

Deformacije izračunamo s programom Sofistik. Deformacije odčitamo za vpliv stalne in lastne obtežbe, pomik zaradi vpliva spremenljive obtežbe ter jih nato kombiniramo.

Trenutni pomik zaradi stalne teže določimo tako, da seštejemo pomik zaradi lastne teže s pomikom zaradi preostale stalne obtežbe. Odčitamo ju na mestu, kjer je tudi pomik zaradi koristne obtežbe največji, torej nekje na sredini, kot je prikazano na sliki xy:



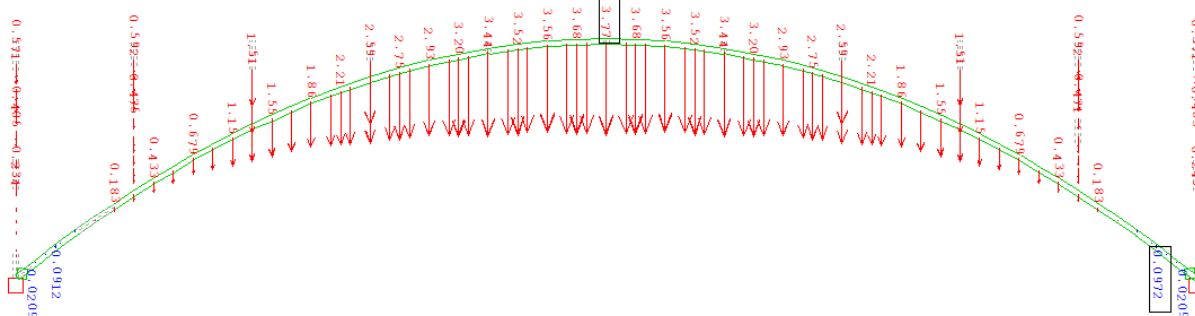
Slika 45: Označeno mesto odčitane pomika zaradi lastne teže na ločnem nosilcu. Enote so v [mm].



Slika 46: Označeno mesto odčitane pomika zaradi preostale stalne obtežbe na ločnem nosilcu. Enote so v [mm].

$$w_{inst,G} = 0,574 \text{ mm} + 0,443 \text{ mm} = 1,007 \text{ mm}$$

Trenutni pomik zaradi vpliva spremenljive obtežbe:



Slika 47: Označeno je mesto odčitane pomika koristne obtežbe. Enote so v [mm].

$$w_{inst,Q1} = 3,77 \text{ mm}$$

Ostale spremenljive pomike (veter) ne upoštevamo, saj na tem mestu nastopajo z negativnim predznakom.

Skupni začetni pomik tako izračunamo s pomočjo tega izraza:

$$w_{inst} = w_{inst,G} + w_{inst,Q1} = 1,007 \text{ mm} + 3,77 \text{ mm} = 4,777 \text{ mm}$$

Kontrola začetnih pomikov se izide, če je izpolnjen naslednji pogoj:

$$w_{inst} \leq w_{inst,lim}$$

Kjer pomik $w_{inst,lim}$ za nosilce znaša $\frac{L}{300} = \frac{40000 \text{ mm}}{300} = 133,3 \text{ mm}$

$$w_{inst} = 4,777 \text{ mm} \leq 133,3 \text{ mm} = w_{inst,lim}$$

Kontrola se izide, saj je začetni pomik manjši od največje dovoljene vrednosti.

Končni pomik se izračuna s pomočjo izraza:

$$w_{fin} = w_{fin,G} + w_{fin,Q1} + \sum_i w_{fin,Qi} \quad (6.47)$$

kjer so:

$w_{fin,G}$ končni pomik zaradi vpliva lastne teže,

$w_{fin,Q1}$ končni pomik zaradi koristne obtežbe in

$w_{fin,Qi}$ končni pomik zaradi spremljajočih spremenljivih vplivov, ki jih v izračunu ne upoštevamo.

Končne pomike zaradi posameznih vplivov dobimo po izrazih:

$$w_{fin,G} = w_{inst,G} * (1 + k_{def}) \quad (6.48)$$

$$w_{fin,Q1} = w_{inst,Q1} * (1 + \psi_{2,1} * k_{def}) \quad (6.49)$$

$$w_{fin,Qi} = w_{inst,Qi} * (\psi_{0,i} + \psi_{2,i} * k_{def}) \quad (6.50)$$

kjer so:

$\psi_{0,i}$ in $\psi_{2,i}$ faktorja za navidezno stalno vrednost spremenljivih vplivov,

k_{def} deformacijski faktor, ki za lepjen lameliran les znaša 2,00.

Končni pomik tako dobimo, da vstavimo enačbe (6.47), (6.48) in (6.49) v (6.50):

$$w_{fin} = 1,007 \text{ mm} * (1 + 2) + 4,778 \text{ mm} * (1 + 0,2 * 2) = 9,71 \text{ mm}$$

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

$$w_{lim} = l/250 = 40000 \text{ mm}/250 = 160 \text{ mm} > w_{fin} = 9,71 \text{ mm}$$

Deformacije ločnega nosilca so znotraj dopustnega.

5.3 Stebri

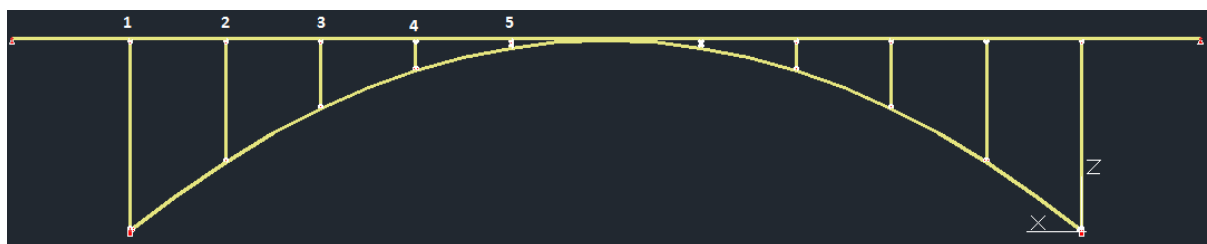
V naši leseni konstrukciji je 20 stebrov, ki direktno povezujejo horizontalni nosilec z ločnim. Vsi stebri so členkasto vpeti tako, da so omogočeni zasuki v lokalni smeri y in preprečeni v smeri z , torej se stebri lahko sukajo le v ravnini, ki jo opisujeta horizontalni nosilec in ločni nosilec. Zunanji 4 stebri imajo točno na sredini bočno podporo, ki jo izvedemo s pomočjo prečnikov, saj je tam uklon najbolj problematičen. Stebri so obremenjeni samo s tlakom, zato jih preverimo na tlak z upoštevanjem uklona.

Dimenzije stebrov so $b/h = 20/24$ cm.

Stebri so iz masivnega lesa razreda C30

5.3.1 Obremenitve stebrov

Ker se dolžine stebrov spreminjajo ter zaradi različnega bočnega podpiranja moramo dimenzionirati vsak steber posebej. Zato tudi tukaj predstavimo obremenitve stebrov, ki jih dobimo z računalniško analizo s programom Sofistik. Ker je konstrukcija zrcalna čez vzdolžno in prečno os, lahko dimenzioniramo samo četrtino stebrov. Za lažjo prestavo oštevilčimo stebre od 1 do 5 tako, da je skrajni zunanji steber oštevilčen z 1, notranji steber pa s 5 (slika 48).



Slika 48: Oštevilčeni stebri.

Merodajne obremenitve prikažemo za vsak steber posebej v naslednji tabeli:

steber št.:	N_d [kN]
1	65,3
2	45,0
3	39,6
4	38,6
5	39,6

Preglednica 18: Merodajne obremenitve stebrov.

5.3.2 Tlačna sila z upoštevanjem uklona

Ko velja $\lambda_{rel,y} > 0,3$ in/ali $\lambda_{rel,z} > 0,3$ je potrebno pri dokazu napetosti zaradi centrične tlačne sile upoštevati tudi uklon. V tem primeru se prvotna tlačna nosilnost elementa zmanjša za faktor $k_{c,y}$ oz. $k_{c,z}$.

Splošno morata biti izpolnjena pogoja:

$$1. \quad \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y}f_{c,0,d}} \leq 1 \quad (6.51)$$

$$2. \quad \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z}f_{c,0,d}} \leq 1 \quad (6.52)$$

kjer so:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{A_{netto}} \quad \text{Projektna tlačna napetost}$$

$$f_{c,0,d} = k_{mod} \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_m} \quad \text{Projektna tlačna trdnost}$$

Faktorja $k_{c,y}$ in $k_{c,z}$ izračunamo s pomočjo naslednjih dveh izrazov:

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} \text{ in} \quad (6.53)$$

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}}. \quad (6.54)$$

Merodajna je tista vrednost, ki je manjša:

$$k_c = \min(k_{c,y}; k_{c,z})$$

Faktorja k_y in k_z se izračuna s pomočjo naslednjih izrazov:

$$k_y = 0,5(1 + \beta_c(\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2) \text{ in} \quad (6.55)$$

$$k_z = 0,5(1 + \beta_c(\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2). \quad (6.56)$$

Pri tem je faktor $\beta_c = 0,2$ za masivni les.

Projektna tlačna trdnost $f_{c,0,d}$ je enaka:

$$f_{c,0,d} = 0,65 * \frac{2,3 \frac{kN}{cm^2}}{1,3} = 1,15 \frac{kN}{cm^2}$$

Upogibni projektni trdnosti $f_{m,y,d}$ in $f_{m,z,d}$ sta enaki in znašata:

$$f_{m,y,d} = f_{m,z,d} = 0,65 * \frac{3 \frac{kN}{cm^2}}{1,3} = 1,5 \frac{kN}{cm^2}$$

Relativna vitkost se izračuna kot:

$$\lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} * \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} \quad (6.57)$$

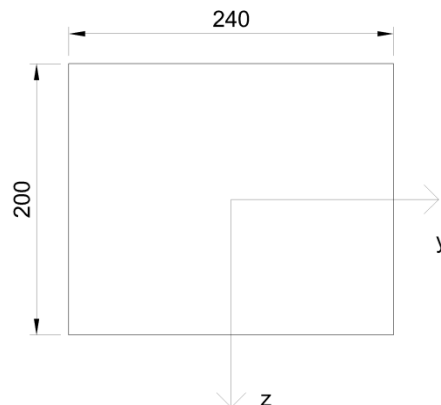
kjer so:

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

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

λ_j vitkosti tlačno obremenjenega elementa, ki je dobljeni z enačbo:

$$\lambda_j = \frac{l_{o,j}}{i_j}. \quad (6.58)$$



Slika 49: Orientacija stebra v konstrukciji. Lokalna y os je vzporedna z lokalno x osjo horizontalnih nosilcev.

kjer so:

$l_{0,j}$ uklonska dolžina pri uklonu okoli j osi (z ali y),

i_j vztrajnostni polmer okoli j osi (z ali y), ki se ga določi z enačbo:

$$i_j = \sqrt{\frac{I_j}{A}} \quad (6.59)$$

Uklonske dolžine sta zaradi bočnih podpor v lokalni smeri z pri prvih dveh stebrih polovične:

$$l_{0,y} = l_0$$

$$l_{0,z} = \frac{l_0}{2}$$

Vrednosti uklonskega radija za šibko in močno os so sledeče:

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

$$i_z = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{24 \text{ cm}}{\sqrt{12}} = 6,93 \text{ cm}$$

Ker imamo v konstrukciji različne dolžine stebrov z različnimi uklonskimi dolžinami moramo rezultate izračunati s pomočjo programa za urejanje tabel. Rezultati izračunov so razporejeni v spodnji preglednici:

Steber	$L_z [m]$	$L_y [m]$	λ_z	λ_y	$\lambda_{rel,z}$	$\lambda_{rel,y}$	$k_{c,z}$	$k_{c,y}$	Kontrola prereza po enačbah (6.51) in (6.52)
1	8,00	4,00	115,5	34,64	1,97	0,59	0,23	0,92	0,51
2	5,12	2,56	73,9	22,17	1,26	0,38	0,51	0,98	0,16
3	2,88	2,88	41,6	24,94	0,71	0,43	0,87	0,97	0,08
4	1,28	1,28	18,5	11,09	0,32	0,19	0,99	1,00	0,07
5	0,32	0,32	4,6	2,77	0,08	0,05	1,10	1,00	0,07

Preglednica 19: Rezultati kontrolnih izračunov posameznih stebrov.

Pogoja (6.51) in (6.52) sta v vseh petih stebrih izpolnjena. Dimenzije stebrov so zadostne.

5.4 Prečniki

V naši konstrukciji imamo 46 prečnikov, od tega jih je 23 v lameliranem horizontalnem nosilcu, 19 v lameliranem ločnem nosilcu in 4 med stebri. Vsi prečniki so palice; prenašajo samo tlačne in natezne obremenitve. Pri dimenzioniranju uporabimo rezultate pridobljene na podlagi kombinacije MSN3, kjer sta glavni akciji veter, potres in nadomestna obtežba, ki predstavlja vpliv izbočnih sil konstrukcije.

5.4.1 Dimenzioniranje prečnikov v ravnini horizontalnega nosilca

Prečniki v ravnem nosilcu so dimenzij $b/h = 8/12$ cm.

5.4.1.1 Obremenitve prečnikov zavarovalne konstrukcije horizontalnih nosilcev.

Obremenitve prečnikov v ravnem nosilcu so tlačne in natezne ter za vsak prečnik različne. Pri tem se upošteva vpliv vetra in nadomestna obtežba, ki predstavlja vpliv izbočnih sil konstrukcije.

Nadomestna zvezna obtežba, ki predstavlja vpliv izbočnih sil se izračuna po naslednji enačbi:

$$q_d = k_l \frac{nN_d}{30l} \quad (6.72)$$

kjer so:

q_d nadomestna zvezna obtežba, ki upošteva vpliv izbočnih sil,

n število elementov, ki jih zavarujemo z eno zavarovalno konstrukcijo,

N_d povprečna projektna osna sila tlačnega pasu elementa dolžine l in znaša

$$N_d = 90,63 \text{ kN}$$

l dolžina tlačnega elementa (l je v splošnem tudi razpetina zavarovalne konstrukcije.)

Faktor k_l se določi z naslednjim izrazom:

$$k_l = \min \left\{ \frac{1}{\sqrt{15/l}} \right\} = \min \left\{ \frac{1}{\sqrt{15/50}} \right\} = 0,55$$

Nadomestno zvezno obtežbo lahko sedaj izračunamo s pomočjo enačbe (6.72) in znaša:

$$q_d = 0,55 \frac{2 * 90,63 \text{ kN}}{30 * 50 \text{ m}} = 0,066 \text{ kN/m}$$

Tlačne in osne sile, zato v spodnji preglednici predstavimo samo tlačne sile:

št. prečnika	N_{ed} [kN]
1	-22,7
2	-23,4
3	-22,0
4	-26,5
5	-21,6
6	-18,2
7	-14,1
8	-10,5
9	-8,8
10	-8,0
11	-7,0
12	-1,4

Preglednica 20: Ekstremne osne sile v posameznih prečnikih.

5.4.1.2 Tlak ob upoštevanju uklona

Prečnike dimenzioniramo na tlak, pri čemer upoštevamo možnost uklona. Pri tem uporabimo vrednosti notranjih sil, pridobljene z analizo s programom Sofistik

Uklon moramo upoštevati, kadar je izpolnjen vsaj eden izmed pogojev (6.73) in (6.74):

$$\lambda_{rel,y} > 0,3 \quad (6.73)$$

$$\lambda_{rel,z} > 0,3 \quad (6.74)$$

Relativni vitkosti $\lambda_{rel,y}$ in $\lambda_{rel,z}$ izračunamo z naslednjimi izrazi:

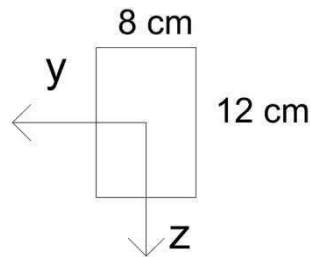
$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} * \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} \quad (6.75)$$

$$\lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} * \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} \quad (6.76)$$

Vitkosti λ_y in λ_z se izračuna po naslednji enačbi:

$$\lambda_y = \frac{l_{0,y}}{i_y} \quad (6.77)$$

$$\lambda_z = \frac{l_{0,z}}{i_z} \quad (6.78)$$



Slika 50: Orientacija prečnika zavarovalne konstrukcije horizontalnih nosilcev. Lokalna y os je vzporedna z vzdolžno osjo lesene brvi.

Vztrajnostna radija i_y in i_z znašata za prečnike ravnih nosilcev:

$$i_y = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{12 \text{ cm}}{\sqrt{12}} = 3,46 \text{ cm}$$

$$i_z = \frac{b}{\sqrt{12}} = \frac{8 \text{ cm}}{\sqrt{12}} = 2,31 \text{ cm}$$

Ker je vztrajnostni radij okoli osi z i_z manjši kot uklonski radij okoli osi y, preverimo možnost uklona samo okrog šibke osi z.

Vitkost λ_z torej znaša:

$$\lambda_z = \frac{200 \text{ cm}}{2,31 \text{ cm}} = 86,58,$$

relativna vitkost pa:

$$\lambda_{rel,z} = \frac{86,58}{\pi} * \sqrt{\frac{3 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{800 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}} = 1,69.$$

Pogoj $\lambda_{rel,z} > 0,3$ je izpolnjen:

$$\lambda_{rel,z} = 1,48 > 0,3,$$

zato moramo pri dimenzioniranju prečnikov ravnega nosilca upoštevati tudi uklon.

Dimenzioniramo najbolj obremenjen prečnik in sicer prečnik št. 4.

Da dokažemo nosilnost prereza moramo v splošnem dokazati naslednji pogoj:

$$\sigma_{c,0,d} \leq k_{c,z} f_{c,0,d} \text{ oziroma } \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} \leq 1. \quad (6.79)$$

Tlačno projektno napetost se izračuna po naslednji enačbi:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{A}. \quad (6.80)$$

Uklonski faktor $k_{c,z}$ se določi po naslednjem obrazcu:

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}}, \quad (6.81)$$

kjer se k_z določi po tej enačbi:

$$k_z = 0,5(1 + \beta_c(\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2). \quad (6.82)$$

Pri tem je pomožni faktor $\beta_c = 0,2$ za masivni les.

Tlačna projektna napetost znaša (6.80):

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{25,1 \text{ kN}}{8 \text{ cm} * 12 \text{ cm}} = 0,261 \text{ kN/cm}^2.$$

Vrednost k_z po (6.82) znaša:

$$k_z = 0,5(1 + 0,2(1,48 - 0,3) + 1,48^2) = 1,71.$$

Uklonski faktor $k_{c,z}$ po (6.81) znaša:

$$k_{c,z} = \frac{1}{1,71 + \sqrt{1,71^2 - 1,48^2}} = 0,390.$$

Kontrola napetosti po enačbi (6.79) je naslednja:

$$\frac{0,261 \text{ kN/cm}^2}{0,39 * 1,15 \text{ kN/cm}^2} = 0,58 \leq 1.$$

Pogoj je izpolnjen, prečniki ravnega nosilca so dovolj nosilni.

5.4.2 Dimenzioniranje prečnikov v lameliranem nosilcu

Prečniki v ravnem nosilcu so dimenzij $b/h = 10/16 \text{ cm}$.

5.4.2.1 Obremenitve prečnikov lameliranem nosilcu

Obremenitve prečnikov v ravnem nosilcu so tlačne in natezne ter za vsak prečnik različne. Pri tem se upošteva vpliv vetra in nadomestna obtežba, ki predstavlja vpliv izbočnih sil konstrukcije.

Nadomestna zvezna obtežba, ki predstavlja vpliv izbočnih sil se izračuna po naslednji enačbi:

$$q_d = k_l \frac{nN_d}{30l} \quad (6.83)$$

kjer so:

q_d nadomestna zvezna obtežba, ki upošteva vpliv izbočnih sil,

n število elementov, ki jo zavarujemo z eno zavarovalno konstrukcijo

N_d povprečna projektna osna sila tlačnega pasu elementa dolžine l in znaša

$$N_d = 298,1 \text{ kN}$$

l dolžina tlačnega elementa (l je v splošnem tudi razpetina zavarovalne konstrukcije.)

Faktor k_l se določi z naslednjim izrazom:

$$k_l = \min\left(1; \sqrt{15/l}\right) = \min\left(1; \sqrt{15/43,96}\right) = 0,58$$

Nadomestno zvezno obtežbo lahko sedaj izračunamo s pomočjo enačbe (6.83) in znaša:

$$q_d = 0,58 \frac{2 * 298,1 \text{ kN}}{30 * 43,96 \text{ m}} = 0,264 \text{ kN/m}$$

Tlačne in natezne obremenitve so enake in so predstavljene v spodnji tabeli:

št. prečnika	Ned [kN]
1	38,0
2	38,5
3	28,2
4	25,7
5	24,4
6	23,2
7	21,8
8	19,9
9	14,1
10	4,9

Preglednica 21: Ekstremne osne sile v posameznih prečnikih.

5.4.2.2 Tlak ob upoštevanju uklona

Prečnike dimenzioniramo na tlak, pri čemer upoštevamo možnost uklona. Pri tem uporabimo vrednosti notranjih sil, pridobljene z analizo s programom Sofistik

Uklon moramo upoštevati, kadar je izpolnjen vsaj eden izmed pogojev (6.73) in (6.74):

$$\lambda_{rel,y} > 0,3 \quad (6.84)$$

$$\lambda_{rel,z} > 0,3 \quad (6.85)$$

Relativni vitkosti $\lambda_{rel,y}$ in $\lambda_{rel,z}$ izračunamo z naslednjimi izrazi:

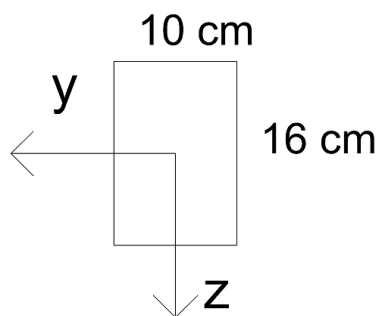
$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} * \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} \text{ in} \quad (6.86)$$

$$\lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} * \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} \quad (6.87)$$

Vitkosti λ_y in λ_z se izračuna po naslednji enačbi:

$$\lambda_y = \frac{l_{0,y}}{i_y} \quad (6.88)$$

$$\lambda_z = \frac{l_{0,z}}{i_z} \quad (6.89)$$



Slika 51: Orientacija prečnika zavarovalne konstrukcije ločnih nosilcev. Lokalna y os je vzporedna z referenčno osjo ločnih nosilcev.

Vztrajnostna radija i_y in i_z znašata za prečnike ravnih nosilcev:

$$i_y = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{16 \text{ cm}}{\sqrt{12}} = 4,62 \text{ cm}$$

$$i_z = \frac{b}{\sqrt{12}} = \frac{10 \text{ cm}}{\sqrt{12}} = 2,89 \text{ cm}$$

Ker je vztrajnostni radij okoli osi z i_z manjši kot uklonski radij okoli osi y, preverimo možnost uklona samo okrog šibke osi z.

Vitkost λ_z po enačbi (6.89) znaša:

$$\lambda_z = \frac{200 \text{ cm}}{2,89 \text{ cm}} = 69,20,$$

relativna vitkost pa:

$$\lambda_{rel,z} = \frac{69,20}{\pi} * \sqrt{\frac{3 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{800 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}} = 1,35.$$

Pogoj $\lambda_{rel,z} > 0,3$ je izpolnjen:

$$\lambda_{rel,z} = 1,35 > 0,3,$$

zato moramo pri dimenzioniranju prečnikov lameliranega nosilca upoštevati tudi uklon.

Dimenzioniramo najbolj obremenjen prečnik in sicer prečnik št. 2.

Da dokažemo nosilnost prereza moramo v splošnem dokazati naslednji pogoj:

$$\sigma_{c,0,d} \leq k_{c,z} f_{c,0,d} \text{ oziroma } \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} \leq 1. \quad (6.90)$$

Tlačno projektno napetost se izračuna po naslednji enačbi:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{A}. \quad (6.91)$$

Uklonski korelacijski faktor $k_{c,z}$ se določi po naslednjem obrazcu:

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}}. \quad (6.92)$$

Kjer se k_z določi po tej enačbi:

$$k_z = 0,5(1 + \beta_c(\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2). \quad (6.93)$$

Pri tem je pomožni faktor $\beta_c = 0,2$ za masivni les.

Tlačna projektna napetost znaša (6.91):

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{38,5 \text{ kN}}{10 \text{ cm} * 16 \text{ cm}} = 0,24 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}.$$

Vrednost k_z po (6.93) znaša:

$$k_z = 0,5(1 + 0,2(1,35 - 0,3) + 1,35^2) = 1,52.$$

Uklonski korelacijski faktor $k_{c,z}$ po (6.92) znaša:

$$k_{c,z} = \frac{1}{1,52 + \sqrt{1,52^2 - 1,35^2}} = 0,45.$$

Kontrola napetosti po enačbi (6.79) se glasi:

$$\frac{0,24 \text{ kN/cm}^2}{0,45 * 1,15 \text{ kN/cm}^2} = 0,46 \leq 1.$$

Pogoj je izpolnjen, prečniki lameliranega nosilca so dovolj nosilni.

5.5 Diagonale zavarovalne konstrukcije.

Diagonale v zavarovalni konstrukciji izvedemo s pomočjo jeklenih palic. Postavimo ga v ravnino ravnih nosilcev, lameliranih nosilcev in prvih štirih stebrov, kjer se nahajajo tudi prečniki. Povezje tako dimenzioniramo, da nosi samo v nategu in predvidevamo, da se palica vedno ukloni. Za dimenzioniranje povezja uporabimo kombinacijo MSN 3, kjer upoštevamo vpliv vetra, potresa in nadomestne zvezne obtežbe za zajem izbočnih sil.

5.5.1 Dimenzioniranje diagonal zavarovalne konstrukcije v ravnini horizontalnih nosilcev

Pri dimenzioniranju povezja v ravne nosilcu upoštevamo vpliv vetra, potresa in nadomestne zvezne obtežbe. Prerez diagonal zavarovalne konstrukcije znaša $\phi_r = 1,7 \text{ cm}$.

5.5.1.1 Obremenitve diagonal zavarovalne konstrukcije v ravnini horizontalnih nosilcev

V tabeli so prikazane natezne sile v diagonalah, saj upoštevamo, da se tlačna palica ukloni.

Št. palice	Ned [kN]
1	39,7
2	43,8
3	32,5
4	30,1
5	31,8
6	29,0
7	23,4
8	17,5
9	13,6
10	12,8
11	13,0
12	8,33

Preglednica 22: Ekstremne osne sile v posamezni palici.

5.5.1.2 Nateg v palici

Ker so palice jeklene računamo v skladu s standardom skupine EC3:

Prerez mora izpolniti naslednji pogoj:

$$N_{Ed} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{M0}}. \quad (6.115)$$

Prerez jeklene palice dimenzioniramo glede na najbolj obremenjeno palico. V tem primeru je to palica št. 1:

Kontrola natega prereza po enačbi (6.115) znaša:

$$43,8 \text{ kN} \leq \frac{\frac{\pi * (2,0 \text{ cm})^2}{4} * 23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,0} = 73,83 \text{ kN}.$$

Pogoj je izpolnjen, prerez je dovolj nosilen.

5.5.2 Dimenzioniranje diagonal zavarovalne konstrukcije ločnih nosilcev

Pri dimenzioniranju povezja v ravne nosilcu upoštevamo vpliv vetra, potresa in nadomestne zvezne obtežbe. Prerez palice povezja znaša $\phi_l = 3,0 \text{ cm}$.

5.5.2.1 Obremenitve povezja v lameliranem nosilcu

V tabeli so prikazane natezne sile v povezju, saj upoštevamo, da se tlačna palica ukloni.

Št. palice	Ned [kN]
1	65,7
2	57,0
3	35,3
4	40,1
5	37,2
6	34,8
7	32,4
8	30,1
9	26,4
10	14,9

Preglednica 23: Ekstremne osne sile v posamezni palici.

5.5.2.2 Nateg v palici

Ker so palice jeklene računamo v skladu s standardom skupine EC3:

Prerez mora izpolniti naslednji pogoj:

$$N_{Ed} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{M0}}. \quad (6.115)$$

Prerez jeklene palice dimenzioniramo glede na najbolj obremenjeno palico. V tem primeru je to palica št. 1:

Kontrola natega prereza po enačbi (6.115) znaša:

$$65,7 \text{ kN} \leq \frac{\frac{\pi * (3,0 \text{ cm})^2}{4} * 23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,0} = 166,11 \text{ kN}.$$

Pogoj je izpolnjen, prerez je dovolj nosilen.

5.5.3 Dimenzioniranje diagonal zavarovalne konstrukcije stebrov

Pri dimenzioniranju povezja v stebrih upoštevamo vpliv vetra, potresa in nadomestne zvezne obtežbe.

Prerez palice povezja znaša $\phi_s = 2,0 \text{ cm}$.

5.5.3.1 Obremenitve povezja v stebrih

V tabeli so prikazane natezne sile v povezju, saj upoštevamo, da se tlačna palica ukloni.

Št. palice	Ned [kN]
1	7,47
2	7,28
3	18,2
4	18,3

Preglednica 24: Ekstremne osne sile v posamezni palici.

5.5.3.2 Nateg v palici

Ker so palice jeklene računamo v skladu s standardom skupine EC3:

Prerez mora izpolniti naslednji pogoj:

$$N_{Ed} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{M0}} \quad (6.115)$$

Prerez jeklene palice dimenzioniramo glede na najbolj obremenjeno palico. V tem primeru je to palica št. 4:

Kontrola natega prereza po enačbi (6.115) znaša:

$$18,3 \text{ kN} \leq \frac{\frac{\pi * (2,0 \text{ cm})^2}{4} * 23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,0} = 73,83 \text{ kN}.$$

Pogoj je izpolnjen, prerez je dovolj nosilen.

5.6 Pohodne deske

Pohodne deske služijo tudi kot krovni sloj, zato sta poleg nosilnosti pomembna tudi njihov izgled in funkcionalnost. Deske so postavljene prečno na ravne nosilce. Ker predvidevamo, da bi se čez most lahko peljali tudi kolesarji je taka posavitev desk boljša, saj bi se lahko v primeru vzdolžne prerazporeditve lahko ob dotrajanosti zgodilo, da bi se kolo zagostilo med deske.

Izberemo les trdnostnega razreda C24, ki bo sovpadal z barvo lesa ograje in ostalih konstrukcijskih elementov.

5.6.1 Dimenzioniranje desk

Deske izberemo dimenzij $l/b/t=200/25/10$ cm. Preveriti jih moramo na upogibno in na strižno nosilnost. Njihovo nosilnost preverimo na obremenitev koristne obtežbe in na obremenitev koncentrirane sile $Q_{f_{wk}}$. Računski model za obtežbo $Q_{f_{wk}}$ je sila 10 kN, ki jo enakomerno porazdelimo na površino v obliki štirikotnika z stranico 10 cm, koristno obtežbo pa upoštevamo kot enakomerno porazdeljeno obtežbo $q_{fk} = 5 \frac{kN}{m^2}$, ki je enakomerno porazdeljena po celotni pohodni deski.

5.6.2 Kontrola nosilnosti za primer koristne obtežbe q_{fk} .

Če koristno obtežbo računamo na pasu širokem 25 cm, dobimo nadomestno linijsko obtežbo:

$$q'_{fk} = 0,26 \text{ m} * 5 \frac{kN}{m^2} = 1,3 \frac{kN}{m'}$$

Linijsko obtežbo uporabimo za izračun statičnih količin. Pri tem ne upoštevamo celotne dolžine desk, temveč dolžino $L=1,8$ m. Po računu dobimo naslenje količine:

$$M_{Ed,y} = q'_{fk} * \frac{L^2}{8} = 1,3 \frac{kN}{m'} * \frac{(1,8 \text{ m})^2}{8} = 0,527 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed,z} = q'_{fk} * \frac{L}{2} = 1,17 \text{ kN}$$

Kontrole izvedemo s pomočjo teh statičnih količin:

Kontrola upogiba

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

$$b * \frac{t^2}{6} * f_{m,d} \geq M_{Ed,y}$$

$$f_{m,d} = 0,65 * \frac{f_{m,k}}{1,3} = 0,65 * \frac{2,4 \frac{kN}{cm^2}}{1,3} = 1,2 \frac{kN}{cm^2}$$

$$25 \text{ cm} * \frac{(10 \text{ cm})^2}{6} * 1,2 \frac{kN}{cm^2} \geq 52,7 \text{ kNcm}$$

$$M_{y,Rd} = 500 \text{ kNcm} \geq 52,7 \text{ kNcm} = M_{Ed,y}$$

Kontrola se izide, debelina desk je ustrezna.

Kontrola striga

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

$$\left(\frac{2}{3}\right)^2 b * t * f_{v,d} \geq V_{z,Ed}$$

$$f_{v,d} = 0,65 * \frac{f_{v,k}}{1,3} = 0,65 * \frac{0,25 \frac{kN}{cm^2}}{1,3} = 0,125 \text{ kN/cm}^2$$

$$\left(\frac{2}{3}\right)^2 25 \text{ cm} * 10 \text{ cm} * 0,125 \frac{kN}{cm^2} \geq 1,17 \text{ kN}$$

$$V_{z,Rd} = 13,89 \text{ kN} \geq 1,17 \text{ kN} = V_{z,Ed}$$

Kontrola se izide, deske so na strig dovolj nosilne.

5.6.3 Kontrola nosilnosti za primer koristne obtežbe Q_{fwk}

Da račun poenostavimo silo Q_{fwk} prevedemo na točkovno silo, ki jo nanese na sredino prostoležečega nosilca dolžine $L'=1,8\text{m}$

Linijsko obtežbo uporabimo za izračun statičnih količin. Po računu dobimo naslenje količine:

$$M_{Ed,y} = \frac{Q_{fwk}}{2} * \frac{L'}{2} = \frac{10 \text{ kN}}{2} * \frac{1,8 \text{ m}}{2} = 4,5 \text{ kNm} = 450 \text{ kNcm}$$

$$V_{Ed,z} = \frac{Q_{fwk}}{2} = \frac{10 \text{ kN}}{2} = 5 \text{ kN}$$

Kontrola upogiba

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

$$b * \frac{t^2}{6} * f_{m,d} \geq M_{Ed,y}$$

$$f_{m,d} = 0,65 * \frac{f_{m,k}}{1,3} = 0,65 * \frac{2,4 \frac{kN}{cm^2}}{1,3} = 1,2 \frac{kN}{cm^2}$$

$$25 \text{ cm} * \frac{(10 \text{ cm})^2}{6} * 1,2 \frac{kN}{cm^2} \geq 450 \text{ kNcm}$$

$$M_{y,Rd} = 500 \text{ kNcm} \geq 450 \text{ kNcm} = M_{Ed,y}$$

Kontrola se izide, debelina desk je ustrezna.

Kontrola striga

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

$$\left(\frac{2}{3}\right)^2 b * t * f_{v,d} \geq V_{z,Ed}$$

$$f_{v,d} = 0,65 * \frac{f_{v,k}}{1,3} = 0,65 * \frac{0,25 \frac{kN}{cm^2}}{1,3} = 0,125 \text{ kN/cm}^2$$

$$\left(\frac{2}{3}\right)^2 25 \text{ cm} * 10 \text{ cm} * 0,125 \frac{kN}{cm^2} \geq 17,67 \text{ kN}$$

$$V_{z,Rd} = 13,89 \text{ kN} \geq 5,0 \text{ kN} = V_{z,Ed}$$

Kontrola se izide, deske so na strig dovolj nosilne.

Dimenzioniranje spoja desk s horizontalnimi nosilci

Spoj med deskami in ravnimi nosilci izvedemo z lesnimi vijaki. V tem spoju ni nateznih sil temveč so le tlačne, zato dimenzioniranju ne posvetimo preveč pozornosti, saj bi bili zadostni že minimalni žebli. Pri tem upoštevamo le minimalno potrebno dolžino žabljev, zato izberemo vijake $\phi/1=9/100$ mm.

5.7 Varovalna ograja

varovalna ograja služi izgledu in seveda varnosti uporabnikov brvi. Ograjo postavimo z uporabo stebričkov, ki jih z upogibnim spojem pričvrstimo na ravni nosilec s pomočjo lesnih vijakov, na stebričke pa v vzdolžni smeri pričvrstimo nosilčke.

Stebrički so visoki 1,5m s presežkom $b/h=14/14$ cm iz lesa tipa D60.

Držala so dimenij $b/h=5/10$ cm iz lesa tipa C24.

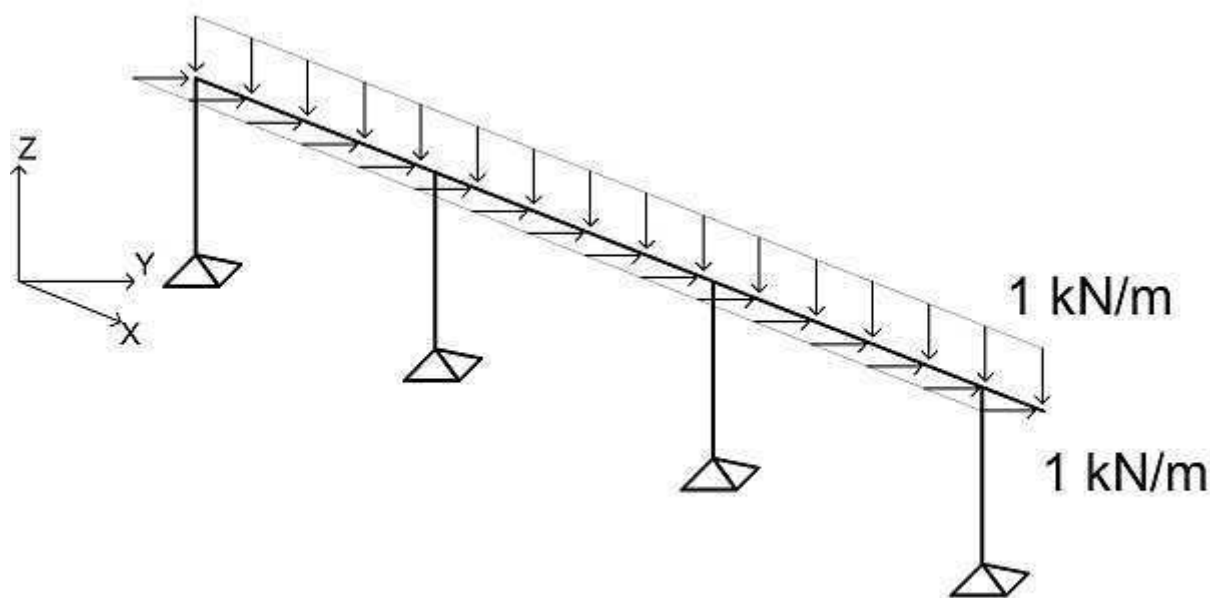
5.7.1 Obremenitev varovalne ograje

Standard 1991-2 pod točko 4.8 predvideva, da se parapeti in varnostne ograje na brveh lahko dimenzionirajo s pomočjo linijske enakomerno porazdeljene obtežbe velikosti $q_h = 1 \text{ kN/m}$, ki jo naneseemo na zgornje držalo v horizontalni in vertikalni smeri, ter jih ločeno preverimo.

S pomočjo te obtežbe dimenzioniramo stebričke, zgornje držalo in spoje med držalom in stebričkom ter stebričkom in horizontalnim nosilcem.

Držalo je s pomočjo lesnih vijakov pritrjeno na stebričke, ki so med sabo oddaljeni $d=2$ m. Tako lahko sestavimo matematični model, s katerim dimenzioniramo držalo in stebričke.

Matematični model za varovalno ograjo:



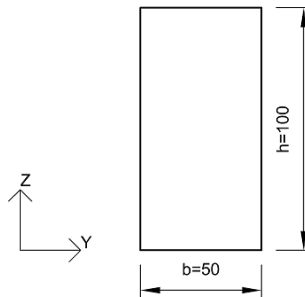
Slika 52: matematični model za varovalno ograjo.

5.7.2 Dimenzioniranje držala varovalne ograje

Držalo mora prenesti upogibni moment med dvema stebričkoma in strižno silo, ki se pojavi na mestu stebričkov.

5.7.2.1 Dimenzioniranje držala na obtežbo v horizontalni smeri

Držalo mora prenesti sledeči upogibni moment in pripadajočo strižno silo:



Slika 53: Prerez držala.

$$M_{Z,Ed} = 1 \frac{kN}{m} * \frac{(2 m)^2}{8} = 0,5 kNm = 50 kNcm \text{ in}$$

$$V_{Y,Ed} = 1 \frac{kN}{m} * \frac{2 m}{2} = 1,0 kN.$$

Kontrola upogibnega momenta okoli Z osi:

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

$$h * \frac{b^2}{6} * f_{m,d} \geq M_{Z,Ed}$$

$$f_{m,d} = 0,65 * \frac{f_{m,k}}{1,3} = 0,65 * \frac{2,4 \frac{kN}{cm^2}}{1,3} = 1,2 \frac{kN}{cm^2}$$

$$10 cm * \frac{(5 cm)^2}{6} * 1,2 \frac{kN}{cm^2} \geq 50 kNcm$$

$$M_{Z,Rd} = 50 kNcm \geq 50 kNcm = M_{Z,Ed}$$

Kontrola se izide, dimenzije varovala so ustrezne.

Kontrola prečnih sil v smeri Y:

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

$$\left(\frac{2}{3}\right)^2 h * b * f_{v,d} \geq V_{Z,Ed}$$

$$f_{v,d} = 0,65 * \frac{f_{v,k}}{1,3} = 0,65 * \frac{0,25 \frac{kN}{cm^2}}{1,3} = 0,125 \frac{kN}{cm^2}$$

$$\left(\frac{2}{3}\right)^2 10 \text{ cm} * 5 \text{ cm} * 0,125 \frac{kN}{cm^2} \geq 1,0 kN$$

$$V_{Y,Rd} = 2,78 \text{ kN} \geq 1,0 \text{ kN} = V_{Y,Ed}$$

Kontrola se izide, držalo je na strig dovolj nosilno.

5.7.2.2 Dimenzioniranje držala v Z smeri

Držalo mora prenesti sledeči upogibni moment in pripadajočo strižno silo:

$$M_{Y,Ed} = 1 \frac{kN}{m} * \frac{(2 \text{ m})^2}{8} = 0,5 \text{ kNm} = 50 \text{ kNcm}$$

$$V_{Z,Ed} = 1 \frac{kN}{m} * \frac{2 \text{ m}}{2} = 1,0 \text{ kN}.$$

Kontrola upogibnega momenta okoli Z osi:

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

$$b * \frac{h^2}{6} * f_{m,d} \geq M_{Y,Ed}$$

$$f_{m,d} = 0,65 * \frac{f_{m,k}}{1,3} = 0,65 * \frac{2,4 \frac{kN}{cm^2}}{1,3} = 1,2 \frac{kN}{cm^2}$$

$$5 \text{ cm} * \frac{(10 \text{ cm})^2}{6} * 1,2 \frac{kN}{cm^2} \geq 50 \text{ kNcm}$$

$$M_{Z,Rd} = 100 \text{ kNcm} \geq 50 \text{ kNcm} = M_{Z,Ed}$$

Kontrola se izide, dimenzije varovala so ustrezne.

Kontrola prečnih sil v smeri Y:

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

$$\left(\frac{2}{3}\right)^2 b * h * f_{v,d} \geq V_{z,Ed}$$

$$f_{v,d} = 0,65 * \frac{f_{v,k}}{1,3} = 0,65 * \frac{0,25 \frac{kN}{cm^2}}{1,3} = 0,125 \frac{kN}{cm^2}$$

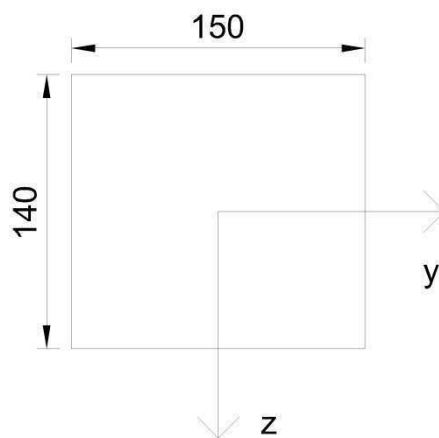
$$\left(\frac{2}{3}\right)^2 10 \text{ cm} * 5 \text{ cm} * 0,125 \frac{kN}{cm^2} \geq 1,0 kN$$

$$V_{Y,Rd} = 2,78 \text{ kN} \geq 1,0 \text{ kN} = V_{Y,Ed}$$

Kontrola se izide, držalo je na strig dovolj nosilno.

5.7.3 Dimenzioniranje stebričkov

Stebrički morajo prenesti enako obtežbo, kot jo prenesejo držala, to je obtežba 1 kN/m v horizontalni in v vertikalni smeri, ki ju preverimo ločeno. Stebrički so dimenzij b/h=15/14 cm in so iz lesa C24.



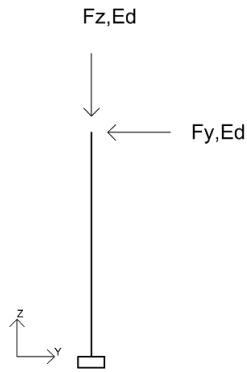
Slika 54: Prerez stebrička v lokalnem k.s.

5.7.3.1 Obremenitev stebričkov

Stebrički so med seboj oddaljeni 2 m, zato je vsak stebriček obremenjen s silo $F=2 \text{ kN}$ v horizontalni in vertikalni smeri. Sila $F_{Y,Ed} = 2 \text{ kN}$ povzroča upogibni moment in prečno silo ob vpetju, sila $F_{Z,Ed} = 2 \text{ kN}$ pa tlačno silo:

$$M_{y,Ed} = F_{Y,Ed} * L_{stebra} = 2 \text{ kN} * 1,5 \text{ m} = 3 \text{ kNm} = 300 \text{ kNcm}$$
 in

$$N_{x,Ed} = F_{Z,Ed} = 2 \text{ kN}.$$



Slika 55: Matematični model stebrička v globalnem k.s.

Kontrola upogibnega momenta okoli lokalne y osi:

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

$$b * \frac{h^2}{6} * f_{m,d} \geq M_{y,Ed}$$

$$f_{m,d} = 0,65 * \frac{f_{m,k}}{1,3} = 0,65 * \frac{2,4 \frac{kN}{cm^2}}{1,3} = 1,2 \frac{kN}{cm^2}$$

$$15 \text{ cm} * \frac{14^2}{6} * 1,2 \frac{kN}{cm^2} \geq 300 \text{ kNcm}$$

$$M_{y,Rd} = 588 \text{ kNcm} \geq 300 \text{ kNcm} = M_{y,Ed}$$

Kontrola se izide, dimenzije stebrička so ustrezne.

Kontrola prečnih sil v smeri lokalne z smeri:

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

$$\left(\frac{2}{3}\right)^2 h * b * f_{v,d} \geq V_{z,Ed}$$

$$f_{v,d} = 0,65 * \frac{f_{v,k}}{1,3} = 0,65 * \frac{0,25 \frac{kN}{cm^2}}{1,3} = 0,125 \frac{kN}{cm^2}$$

$$\left(\frac{2}{3}\right)^2 14 \text{ cm} * 15 \text{ cm} * 0,125 \frac{kN}{cm^2} \geq 1,0 kN$$

$$V_{z,Rd} = 11,67 \text{ kN} \geq 2,0 \text{ kN} = V_{z,Ed}$$

Kontrola se izide, držalo je na strig dovolj nosilno.

Kontrola tlačnih napetosti:

Najprej preverimo, ali je potrebna kontrola z upoštevanjem uklona.

Vztrajnostni polmer znaša:

$$i_y = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{14 \text{ cm}}{\sqrt{12}} = 4,04 \text{ cm}.$$

Uklonska vitkost znaša:

$$\lambda_y = \lambda_z = \frac{l_{0,y}}{i_y} = \frac{l_{0,z}}{i_z} = \frac{150 \text{ cm}}{4,04 \text{ cm}} = 37,13,$$

s tega sledi, da relativna vitkost znaša:

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} * \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{37,13}{\pi} * \sqrt{\frac{2,4 \frac{kN}{cm^2}}{800 \frac{kN}{cm^2}}} = 0,65.$$

Ker je relativna vitkost $\lambda_{rel,y} > 0,3$ moramo pri izračunu upoštevati možnost uklona stebrička.

Da je prerez dovolj nosilen, mora biti izpolnjen pogoj:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{cf,c,0,d}} \leq 1, \text{ kjer je } k_c = k_{c,y}.$$

Sledi kontrola napetosti z upoštevanjem uklona:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{z,Ed}}{A} = \frac{N_{z,Ed}}{b * h} = \frac{2 \text{ kN}}{14 \text{ cm} * 14 \text{ cm}} = 0,01 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{c,0,d} = 0,65 * \frac{2,1 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,3} = 1,05 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$k_y = 0,5(1 + \beta_c(\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2) = 0,5 * (1 + 0,2 * (0,65 - 0,3) + 0,65^2) = 0,75,$$

kjer je β_c pomožni faktor, ki za masivni les znaša 0,2.

$$k_c = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = \frac{1}{0,75 + \sqrt{0,75^2 - 0,65^2}} = 0,89$$

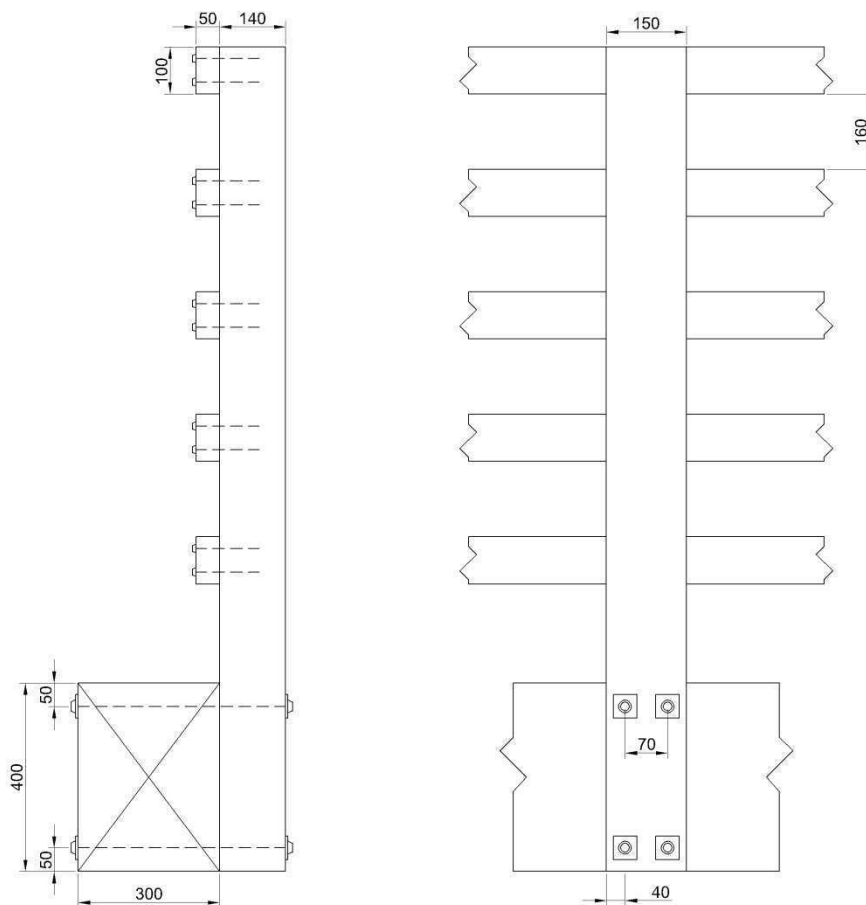
Kontrola se izide, saj:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_c f_{c,0,d}} = \frac{0,01 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{0,89 * 1,05 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 0,01 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq 1.$$

Stebrički so na tlak dovolj nosilni.

5.7.4 Dimenzioniranje spoja med stebričkom in ravnim nosilcem

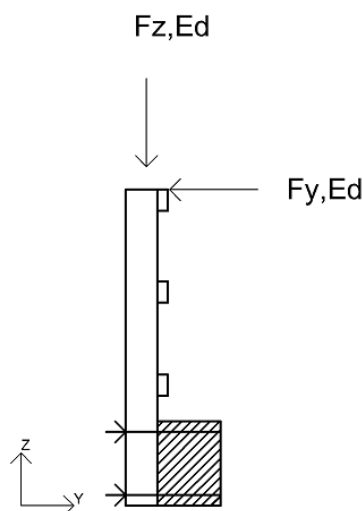
Spoj med stebričkom ograje in horizontalnim nosilcem izvedemo s pomočjo štirih vijakov M10 trdnostnega razreda 5.6. Pri tem moramo upoštevati tlačno trdnost lesa prečno na vlakna, saj se celotna sila vijakov prenaša na les preko kontaktnih napetost. Pri tem uporabimo kvadratne podložne ploščice s stranico 7,5 cm. Spoj mora biti čim manj vrtljiv, zato ga izvedemo tako, kot je prikazano na spodnji risbi.



Slika 56: Prikaz detajla spoja ograje.

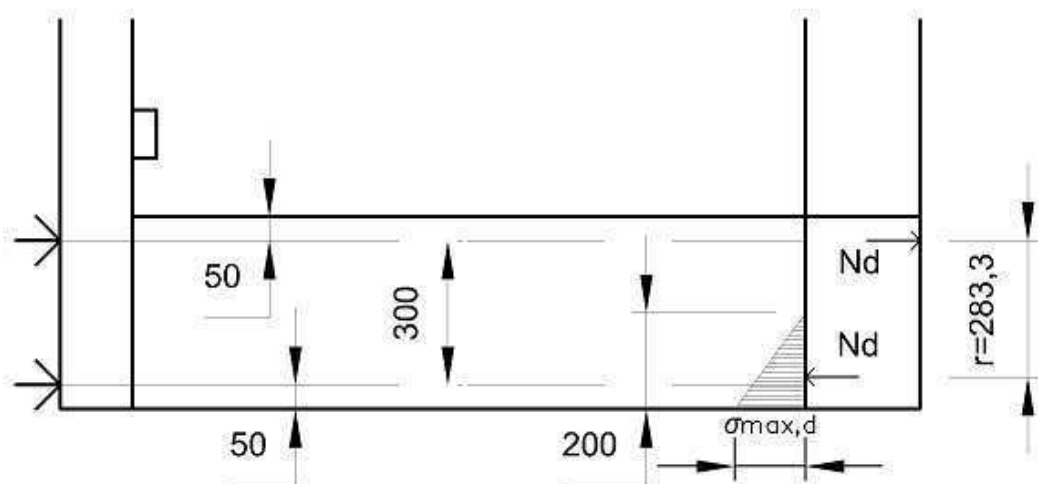
Obremenitev spoja

Spoj je obremenjen upogibno in strižno. Upogibno obremenitev povzroča sila $F_{Y,Ed} = 2 \text{ kN}$ z ročico 1,5 m, prečno silo pa povzroča sila $F_{Z,Ed} = 2 \text{ kN}$, katero moramo prevzeti s strižno nosilnostjo vijakov.



Slika 57: Prikaz prijema sil $F_{Y,Ed}$ in $F_{Z,Ed}$.

Upogibni moment v spoju, ki nastane zaradi delovanja sile $F_{Y,Ed}$ prevzamemo s pomočjo natega vijakov in kontaktnih napetosti, ki se pojavijo v spodnji polovici spoja tako, kot je prikazano na naslednji skici:



Slika 58: Grafični prikaz napetosti $\sigma_{max,d}$.

Napetost $\sigma_{max,d}$ je definirana z izrazom:

$\sigma_{max,d} = \frac{N_d * 2}{b' * 20 \text{ cm}}$, kjer je N_d sila, ki jo povzroča upogibni moment, b' pa širina tlačnega območja, ki je v našem primeru kar širina stebrička $b = 15 \text{ cm}$.

Sila, ki jo povzroča upogibni moment N_d je enaka:

$$N_d = F_M = \frac{M_{X,Ed}}{r} = \frac{300 \text{ kNcm}}{28,33 \text{ cm}} = 10,59 \text{ kN},$$

kjer je $M_{X,Ed}$ upogibni moment okoli X osi, ki smo ga izračunali že v poglavju 5.7.3.1 (obremenitev stebričkov).

Natezno dvojico sile N_d prevzamemo s pomočjo vijakov, tlačna dvojica sile N_d pa se prevzame s kontaktnimi napetostimi med stebričkom in horizontalnim nosilcem.

Izpolniti moramo torej sledeč pogoj:

$$\sigma_{max,d} \leq f_{c,90,d}$$

Kjer je $f_{c,90,d}$ projektna tlačna trdnost lesa pravokotno na vlakna. Pri tem uporabimo vrednost lepljenega lameliranega lesa, saj je njegova vrednost tlačne trdnosti pravokotno na vlakna nekoliko manjša, torej je merodajna:

$$f_{c,90,d} = 0,65 * \frac{0,27 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,3} = 0,135 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Preverimo, ali so kontaktne napetosti dovolj majhne:

$$\sigma_{max,d} = \frac{N_d * 2}{b' * 20 \text{ cm}} = \frac{10,59 * 2}{15 \text{ cm} * 20 \text{ cm}} = 0,094 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{max,d} = 0,094 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq 0,135 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = f_{c,90,d}$$

Kontaktne napetosti so manjše od projektne tlačne trdnosti prečno na vlakna, zato je pogoj izpolnjen.

Kontrola nateznih sil v vijaku:

Sila v najbolj obremenjenem vijaku znaša:

$$F_{ax,Ed} = \frac{N_d}{2} = \frac{10,59 \text{ kN}}{2} = 5,3 \text{ kN}.$$

Natezna nosilnost vijaka M10 trdnostnega razreda 5.6 se izračuna v skladu s standardom SIST EN 1993-1-8 in je sledeča:

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 f_{ub} A}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot 500 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot \pi \cdot (0,5 \text{ cm})^2}{1,25} = 282,7 \text{ kN}.$$

Nosilnost vijaka je zadostna, saj je:

$$F_{t,Rd} = 282,7 \text{ kN} \geq 5,3 \text{ kN} = F_{ax,Ed}.$$

Kontrola strižne nosilnosti vijakov:

Strižno silo v spoju, ki jo povzroča sila $F_{Z,Ed} = 2 \text{ kN}$ prevzamejo 4-je vijaki.

Strižna sila v enem vijaku je torej:

$$F_{v,Ed} = \frac{F_{Z,Ed}}{4} = \frac{2 \text{ kN}}{4} = 0,5 \text{ kN}$$

Strižna nosilnost vijakov se ravno tako izračuna v skladu s standardom SIST EN 1993-1-8 in je sledeča:

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 f_{ub} A}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \cdot 500 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot \pi \cdot (0,5 \text{ cm})^2}{1,25} = 188,5 \text{ kN}.$$

Nosilnost vijaka je zadostna, saj je:

$$F_{v,Rd} = 188,5 \text{ kN} \geq 0,5 \text{ kN} = F_{v,Ed}.$$

Dimenzioniranje podložne ploščice:

Dimenzioniranje podložne ploščice izvedemo tako, da upoštevamo spodnjo enačbo:

$$f_{c,\perp,Ed} \leq f_{c,\perp,Rd}$$

$$f_{c,\perp,Ed} = \frac{F_{ax,Ed}}{A_{neto}} = \frac{5,3 \text{ kN}}{(5,0 \text{ cm})^2 - (\pi * (\frac{1 \text{ cm} + 0,1 \text{ cm}}{2})^2)} = 0,22 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{c,\perp,Rd} = 0,65 * \frac{f_{c,\perp,Rd}}{1,3} = 0,65 * \frac{0,53 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,3} = 0,256 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{c,\perp,Ed} = 0,22 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq 0,256 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = f_{c,\perp,Rd}$$

Kontrola se izide, saj so kontaktne napetosti manjše od tlačne trdnosti pravokotno na vlakna.

6 DIMENZIONIRANJE SPOJEV

Namen spojev je povezovanje posameznih elementov v celotno konstrukcijo. Pri tem moramo upoštevati željeno obnašanje spojev in celotne konstrukcije. Tukaj nastopi projektantova domiselnost, saj mora v spoju omogočiti pomike in zasuke tam, kjer jih je v računski analizi predvideval in obratno preprečiti tam, kjer jih v računski analizi ni.

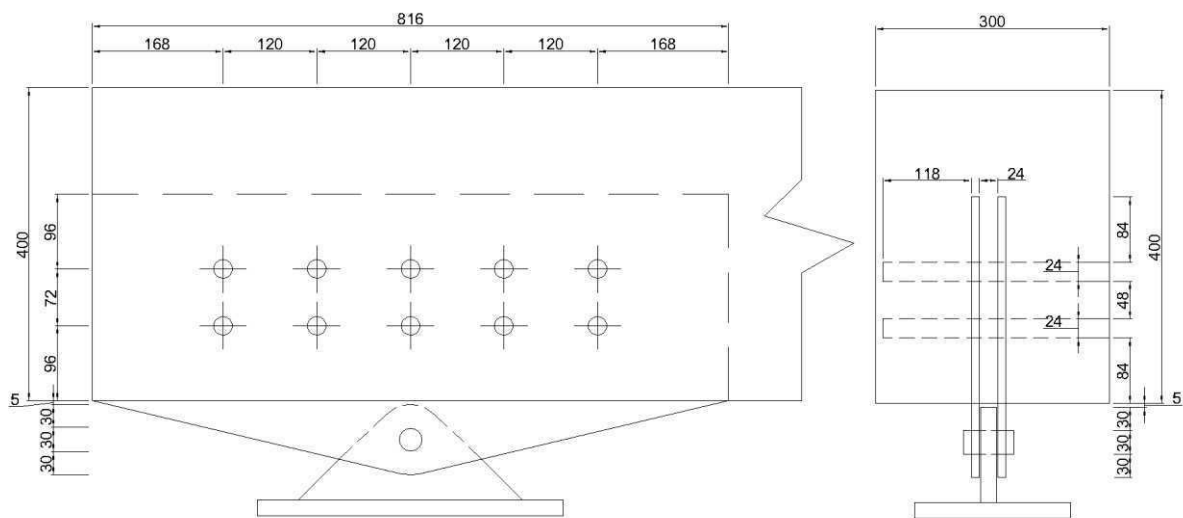
V našem primeru so vsi spoji izdelani s pomočjo jeklenih veznih elementov. Pri dimenzioniranju spojev smo v prednost postavil izgled spoja in celotne konstrukcije. Pri tem smo želeli, da konstrukcija ohrani svoj naravni videz lesa s čim manj vidnimi kovinskimi deli.

To smo zelo dobro zadeli pri izbiri veznih sredstev, saj smo namesto vijakov izbrali čepe, ki se jih vstavi v spoj z notranje strani konstrukcije tako, da jih z zunanje strani ne vidimo. To storimo tako, da trnov ne pretaknemo v celoti skozi element, temveč do nekaj centimetrov pred prebojem, tako da ostane vezni element očem skrit.

Zelo dobro nam je uspelo skriti tudi spoj med stebri in ravnim nosilcem in stebri in ločnim nosilcem, kjer smo vrtljivi del spoja skrili v steber. Vse kar je vidno pri tem stebru je delček priključne pločevine, ki povezuje vrtljivi trn z nosilcem. V nosilcu ponovno uporabimo večstrižni priključek les-jeklo-les, kjer za vezna sredstva uporabimo jeklene trne, ki jih ravno tako ne vstavimo popolnoma skozi element, da ostanejo z zunanje vidne strani skriti.

6.1 Podpore horizontalnih nosilcev

Na obeh koncih vzdolžnih nosilcev so jeklene nepomične podpore. Jeklena podpora je sestavljena iz spodnjega dela, ki sestoji iz vodoravne plošče debeline 2 cm in privarjene pokončne pločevine debeline 2 cm in zgornjega dela, ki je sestavljen iz dveh vertikalnih pločevin debeline 1 cm. Med zgornjima in spodnjo pločevino je vstavljen čep premera 3 cm in omogoča zasuke med zgornjima in spodnjo pločevino. Zgornji pločevini sta vstavljeni v utore v horizontalnih nosilcih, kar v kombinaciji s prečno vstavljenimi trni služi kot večstrižni spoj. Pločevine so iz jekla kvalitete S355, v spoju je 10 trnov premera 24 mm, ki so narejeni iz jekla kvalitete 5.6.



Slika 59: Prikaz detajla spoja med ležiščem in ravnim nosilcem.

6.1.1 Obremenitev podpore horizontalnega nosilca

Spoj je obremenjen v vseh treh smereh, najbolj pa je obremenjen v globalni X smeri, se pravi v smeri osi mostu. Prečna sila v smeri Z je približno četrtnina osne sile, v smeri Y pa skoraj zanemarljiva, zato ne izvedemo posebnih dokazov, da jo spoji prevzamejo.

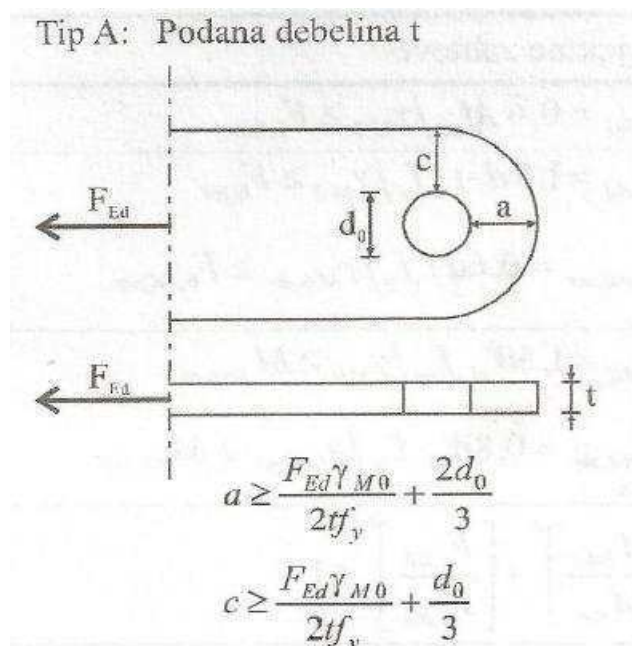
Sile v spoju znašajo:

$$V_{z,d} = 23,8 \text{ kN}$$

$$V_{x,d} = 107,4 \text{ kN}$$

6.1.2 Priključne pločevine

Priključne pločevine vzamemo debeline 10,00 mm iz jekla kvalitete S355. Geometrija ustreza zahtevam, ki so dane v preglednici 3.9 standarda SIST EN 1993-1-8.



Slika 60: Geometrijske zahteve za elemente z luknjo za čep (SIST EN 1993-1-8).

Obravnavani spoj ima 2 pločevini, torej na vsako pločevino deluje polovica sile F_{Ed}

$$F_{ed} = \sqrt{\left(\frac{V_{z,d}}{2}\right)^2 + \left(\frac{V_{x,d}}{2}\right)^2} = 55,0 \text{ kN}$$

Iz enačb iz zgornje slike sledi:

$$a \geq \frac{55,0 \text{ kN} \cdot 1,0}{2 \cdot 1,5 \text{ cm} \cdot 35,5} + \frac{2 \cdot 3 \text{ cm}}{3} = 1,77 \text{ cm} < a_{dej} = 2 \text{ cm} \quad (7.1)$$

$$c \geq \frac{55,0 \text{ kN} \cdot 1,0}{2 \cdot 1,5 \text{ cm} \cdot 35,5} + \frac{3 \text{ cm}}{3} = 2,77 \text{ cm} < c_{dej} = 3 \text{ cm} \quad (7.2)$$

6.1.3 Dimenzioniranje trnov

Ta spoj prevzame obremenitve s strižnimi nosilnostimi vijakov in z bočnimi nosilnostmi lesa v kontaktnih pločevinah. Eno vezno sredstvo lahko v eni strižni ravnini prevzame silo $F_{v,Rd}$, ki smo jo izračunali s standardom SIST EN 1995-1-1:2005. Pri tem zanemarimo prispevek izvlečnega mehanizma s čimer smo na varni strani.

Izberemo trne $\phi=24$ mm kvalitete 5.6 in pločevino debeline 1,0 cm kvalitete jekla S355. V tem spoju je 10 trnov, katerih razporeditev ustreza preglednici 8.5 (SIST EN 1995-1-1:2005)

Uporabimo štiristrižni priključek jeklo-les. Celotna nosilnost spoja se določi kot vsota minimalnih karakterističnih odpornosti vsake strižne ravnine. Minimalno odpornost se išče med različnimi možnimi dvostriznimi sestavi jeklo-les.

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

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

kjer so:

α kot med silo in lesnimi vlakni, ki v tem primeru znaša $53,6^\circ$,

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

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

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

$$k_{90} = 1,35 + 0,015 \cdot 24 = 1,71$$

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

kjer je:

ρ_k karakteristična gostota lesa v kg/m^3 .

Po enačbi (7.4):

$$f_{h,0,k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot 24) \cdot 380 = 23,68 \text{ N/mm}^2$$

Vstavimo v (7.3):

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{23,68 \text{ N/mm}^2}{1,71 \cdot \sin^2 53,6 + \cos^2 53,6} = 16,21 \text{ N/mm}^2$$

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

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

kjer sta:

$f_{u,k}$ karakteristična natezna trdnost vijaka v N/mm^2 , ki za izbrani vijak znaša 500 $[\text{N/mm}^2]$ in

d premer vijaka v mm.

$$M_{y,Rk} = 0,3 * 500 \text{ N/mm}^2 * 24 \text{ mm}^{2,6} = 581621,5 \text{ Nmm} \cong 0,581 \text{ kNm}$$

Strižna ravnina 1:

Strižno ravnino obravnavamo kot dvostrizni priključek les-pločevina-les, kjer je pločevina srednji element:

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

$$= \min \left\{ \begin{array}{l} 16,21 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} * 118 \text{ mm} * 24 \text{ mm} \\ 16,21 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} * 118 \text{ mm} * 24 \text{ mm} * \left[\sqrt{2 + \frac{4 * 581621,5 \text{ Nmm}}{16,21 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} * (118 \text{ mm})^2 * 24 \text{ mm}}} - 1 \right] \\ 2,3 * \sqrt{581621,5 \text{ Nmm} * 16,21 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} * 24 \text{ mm}} \end{array} \right.$$

$$= \min \left\{ \begin{array}{l} 45918,6 \text{ N} \\ 25652,1 \text{ N} = 25652,1 \text{ N} = 25,65 \text{ kN} \\ 34602,0 \text{ N} \end{array} \right.$$

t_1 predstavlja debelino zunanjšega elementa v mm, v našem primeru je to 118 mm.

Strižna ravnina 2:

Strižno ravnino obravnavamo kot dvostrizni priključek les-pločevina-les:

i. Zunanji element je les

t_1 predstavlja debelino zunanjega elementa v mm, ki je v tem primeru 24 mm.

$$\begin{aligned}
 F_{v,Rk} &= \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,\alpha,k} * t_1 * d \\ f_{h,\alpha,k} * t_1 * d * \left[\sqrt{2 + \frac{4 * M_{y,Rk}}{f_{h,\alpha,k} * t_1^2 * d}} - 1 \right] \\ 2,3 * \sqrt{M_{y,Rk} * f_{h,\alpha,k} * d} \end{array} \right. = \\
 &= \min \left\{ \begin{array}{l} 16,21 \frac{N}{mm^2} * 24 \text{ mm} * 24 \text{ mm} \\ 16,21 \frac{N}{mm^2} * 24 \text{ mm} * 24 \text{ mm} * \left[\sqrt{2 + \frac{4 * 581621,5 \text{ Nmm}}{16,21 \frac{N}{mm^2} * (24 \text{ mm})^2 * 24 \text{ mm}}} - 1 \right] \\ 2,3 * \sqrt{581621,5 \text{ Nmm} * 16,21 \frac{N}{mm^2} * 24 \text{ mm}} \end{array} \right. = \\
 &= \min \left\{ \begin{array}{l} 9339,4 \text{ N} \\ 23520,6 \text{ N} = 9339,4 \text{ N} = 9,33 \text{ kN} \\ 34602,0 \text{ N} \end{array} \right.
 \end{aligned}$$

ii. Zunanji element je pločevina (tanka pločevina):

$$\begin{aligned}
 F_{v,Rk} &= \min \left\{ \begin{array}{l} 0,5 * f_{h,\alpha,k} * t_2 * d \\ 1,15 * \sqrt{2 * M_{y,Rk} * f_{h,\alpha,k} * d} \end{array} \right. = \tag{7.7} \\
 &= \min \left\{ \begin{array}{l} 0,5 * 16,21 \frac{N}{mm^2} * 24 \text{ mm} * 24 \text{ mm} \\ 1,15 * \sqrt{2 * 581621,5 \text{ Nmm} * 16,21 \frac{N}{mm^2} * 24 \text{ mm}} \end{array} \right. = \\
 &= \min \left\{ \begin{array}{l} 4669,7 \text{ N} \\ 24467,3 \text{ N} = 4669,7 \text{ N} = 4,7 \text{ kN} \end{array} \right.
 \end{aligned}$$

t_2 predstavlja debelino notranjega elementa v mm, ki je v tem primeru 24 mm.

$$F_{v,Rk,2} = \min(F_{v,Rk,2,ii}; F_{v,Rk,2,i}) = 4,7 \text{ kN}$$

Skupna karakteristična odpornost enega vijaka v vseh strižnih ravninah znaša:

$$F_{v,Rk} = 2 * F_{v,Rk,1} + 2 * F_{v,Rk,2} = 2 * 25,65 \text{ kN} + 2 * 4,7 \text{ kN} = 60,64 \text{ kN}$$

Skupna projektna odpornost enega vijaka v vseh strižnih ravninah znaša:

$$F_{v,Rd} = k_{mod} * \frac{F_{v,Rk}}{\gamma_m} = 0,65 * \frac{60,64 \text{ kN}}{1,25} = 31,53 \text{ kN}$$

Obremenitev priključka pločevin na lesene elemente:

$$V_{z,d} = 23,8 \text{ kN}$$

$$V_{x,d} = 107,4 \text{ kN}$$

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

$$M_d = e * V_{x,d} = 18,2 \text{ cm} * 107,4 \text{ kN} = 1954,7 \text{ kNcm}$$

kjer je:

e ekscentričnost težišča vijakov, ki znaša pri tem priključku 18,2 cm.

Največjo silo na vijak zaradi momenta M_d , dobimo pri vijaku, ki je najbolj oddaljen od težišča. Sila znaša:

$$F_{m,max} = \frac{r_{max} * M_d}{\sum_{i=1}^n r_i^2} \quad (7.8)$$

kjer sta:

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

r_i razdalja do preostalih vijakov.

$$F_{m,max} = \frac{24,26 \text{ cm} * 1954,7 \text{ kNcm}}{3009,67 \text{ cm}^2} = 15,76 \text{ kN}$$

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

$$F_{max,d} = \sqrt{\left(\frac{V_{z,d}}{10} + F_{m,max,z}\right)^2 + \left(\frac{V_{x,d}}{10} + F_{m,max,x}\right)^2}$$

kjer sta:

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

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

$$F_{max,d} = \sqrt{\left(\frac{23,8 \text{ kN}}{10} + 15,56 \text{ kN}\right)^2 + \left(\frac{107,4}{10} + 2,46 \text{ kN}\right)^2} = 22,27 \text{ kN}$$

Kontrola nosilnosti najbolj obremenjenega vijaka:

$$F_{v,Rd} = 31,53 \text{ kN} \geq F_{max,d} = 26,96 \text{ kN}$$

V spoju je 10 vijakov dovolj.

Kontrola strižne nosilnosti oslabiljenega prereza ravnih nosilcev zaradi utorov v katere so vstavljene prikjučne pločevine:

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

$$A_{neto} = A_{bruto} - 2 * h * t_{pločevine} - 2 * b * d =$$

$$= 30 \text{ cm} * 40 \text{ cm} - 2 * 40 \text{ cm} * 1,0 \text{ cm} - 2 * 1,5 \text{ cm} * 30 \text{ cm} = 1030,0 \text{ cm}^2$$

$$\text{Pomožni prerez: } A^* = \frac{2}{3} * A_{neto} = 686,67 \text{ cm}^2$$

Strižna napetost:

$$\tau_{z,d} = \frac{23,8 \text{ kN}}{686,67 \text{ cm}^2} = 0,035 \text{ kN/cm}^2$$

Kontrola strižne napetosti:

$$\tau_{z,d} = 0,035 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq f_{v,d} = 0,13 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Strižna odpornost materiala je večja od projektne strižne napetosti v prerezu.

6.1.4 Dimenzioniranje vrtljivega čepa

Čep v obravnavanem spoju uporabimo zato, da imamo v priključku členek in je omogočen prosti zasuk elementov. Trn ima premer 3 cm in je izdelan iz jekla kvalitete 5.6, tako kot vijaki. Trn bomo preverili s kontrolami, ki so podane v preglednici 3.10 (SIST EN 1993-1-8:2005)-

Strižna nosilnost trna se izračuna z enačbo (7.9)

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 * f_{up} * A}{\gamma_{M2}}$$

kjer so:

f_{up} natezna trdnost trna, ki znaša 80kN/cm²

γ_{M2} materialni varnostni faktor, katerega vrednost je 1,25 in

A prečni prerez trna.

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 * 50 \frac{kN}{cm^2} * 3,0^2 cm^2 * \pi}{1,25} = 678,6 kN > F_{v,Ed} = \sqrt{V_{z,d}^2 + V_{x,d}^2} = 110 kN$$

Projektna strižna nosilnost je večja od projektne obremenitve.

Nosilnost na bočni pritisk med tanjšo pločevino in trnom:

$$F_{b,Rd} = \frac{1,5 * t * d * f_y}{\gamma_{M0}}$$

kjer so:

t debelina tanjše pločevine $t = 1,0$ cm,

f_y manjša od napetosti tečenja za trn in pločevino, v našem primeru je napetost pločevine manjša od trna in

γ_{M0} materialni varnostni faktor, ki znaša 1,0.

$$F_{b,Rd} = \frac{1,5 * 1,0 cm * 3 cm * 35,5 \frac{kN}{cm^2}}{1,0} = 159,75 kN > F_{b,Ed} = \sqrt{\left(\frac{V_{z,d}}{2}\right)^2 + \left(\frac{V_{x,d}}{2}\right)^2} = 55,0 kN$$

Nosilnost na bočni pritisk je dovolj velika.

Nosilnost na bočni pritisk med debelejšo pločevino in trnom:

$$F_{b,Rd} = \frac{1,5 * t * d * f_y}{\gamma_{M0}}$$

kjer so:

t debelina debelejše pločevine $t = 2,0$ cm,

f_y manjša od napetosti tečenja za trn in pločevino, v našem primeru je napetost pločevine manjša od trna in

γ_{M0} materialni varnostni faktor, ki znaša 1,0.

$$F_{b,Rd} = \frac{1,5 * 2,0 \text{ cm} * 3 \text{ cm} * 35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,0} = 319,5 \text{ kN} > F_{b,Ed} = \sqrt{V_{z,d}^2 + V_{x,d}^2} = 110,0 \text{ kN}$$

Nosilnost na bočni pritisk je dovolj velika.

6.1.5 Dimenzioniranje zvarov

Pločevine so na jekleno ploščo privarjene s kotnimi zvari kvalitete S 355. Izbrana debelina zvarov je 5 mm. Kontrola debeline zvarov se izvede z izrazom (7.11):

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

kjer je:

a debelina zvara in

t debelina najtanje pločevine v spoju.

$$a_{min} = 3 \text{ mm} \leq a = 5 \text{ mm} \leq a_{max} = 0,7 * 15 = 10,5 \text{ mm}$$

Pogoju je zadoščeno.

Projektna trdnost zvara se izračuna z enačbo (7.12):

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

kjer je:

γ_{M2} delni varnostni faktor, ki znaša 1,25 in

β_w korelacijski koeficient, ki za jeklo S 355 znaša 0,9.

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

Maksimalno napetost v zvaru dobimo z izrazom (7.13):

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

kjer je:

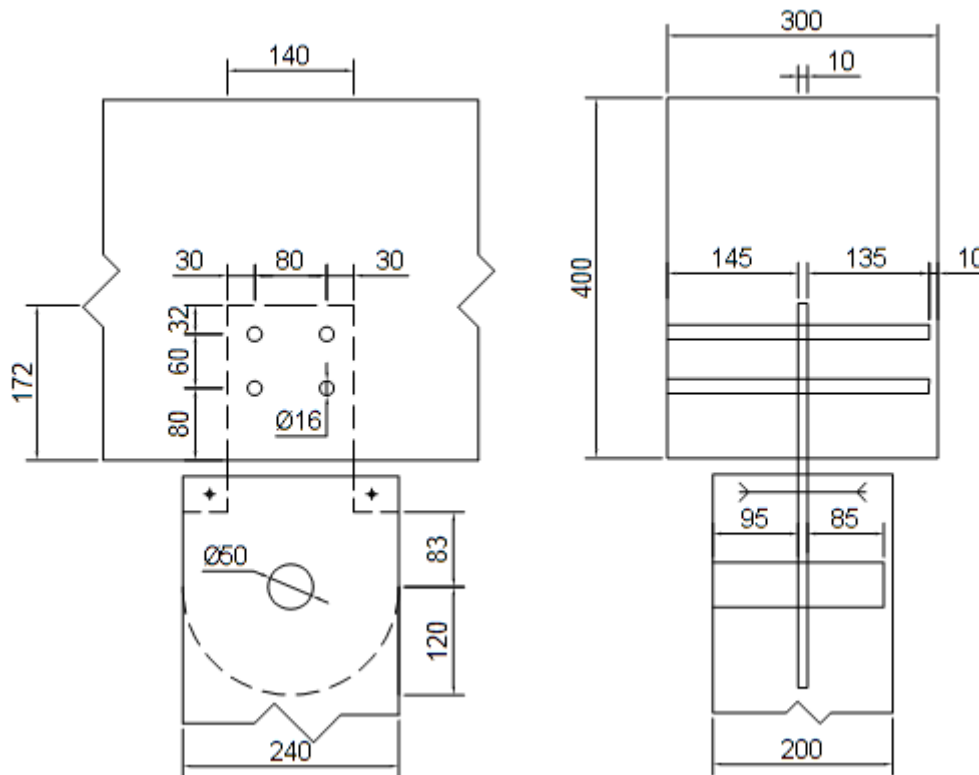
A_w prečni prerez zvara, ki se izračuna: $A_w = l_w * a$

$$\sigma_{max} = \sqrt{\left(\frac{23,8 \text{ kN}}{4 * 9 \text{ cm} * 0,5 \text{ cm}}\right)^2 + \left(\frac{107,4 \text{ kN}}{4 * 9 \text{ cm} * 0,5 \text{ cm}}\right)^2} = 6,11 \frac{kN}{cm^2} < f_{vw,d} = 25,15 \frac{kN}{cm^2}$$

Zvar je dovolj nosilen.

6.2 Členkasti spoji stebrov z horizontalnimi nosilci

Členkaste spoje stebrov bi lahko dimenzionirali za vsak steber posebej, a smo se odločili, da bomo to naredili samo za najbolj obremenjen spoj. To je prvi steber, saj je obremenjen z največjo osno silo.



Slika 61: Prikaz detajla spoja med horizontalnim nosilcem in stebrom.

6.2.1 Obremenitev spoja

Spoj prevzame samo osne sile, saj je v njem omogočen zasuk okrog lokalne z osi. Predpostavimo, da je zasuk okrog lokalne y osi tudi omogočen, saj je togost jeklenega elementa spoja $E_j I_j$ v primerjavi s togostjo stebra $E_l I_l$ veliko manjša (1:234). Osno silo dobimo z upoštevanjem kombinacije MSN 1.



Slika 62: Tlačne sile v stebrih.

Na sliki 62 vidimo, da je največja tlačna sila prisotna ravno v prvem stebri in znaša

$$N_{x,d} = 63,5 \text{ kN.}$$

6.2.2 Dimenzioniranje pločevine na zožanem delu

Pločevina je v ožjem delu široka $b=14$ cm, debelina pa je $t=1,0$ cm. Pločevina je izdelana iz jekla kvalitete S355. Dimenzionirati jo moramo samo na tlak, saj upogib lahko tukaj zanemarimo.

Kontrolo izvedemo z upoštevanjem enačbe:

$$\sigma_{Ed} = \frac{N_x}{A} \leq \frac{35,5 \frac{kN}{cm^2}}{1,1} = \sigma_{Rd}$$
$$\sigma_{Ed} = \frac{63,5 kN}{14,0 cm * 1 cm} = 4,54 \frac{kN}{cm^2} \leq 32,27 \frac{kN}{cm^2}$$

Kontrola se izide, prerez pločevine je dovolj nosilen.

6.2.3 Dimenzioniranje čepa

Čep dimenzioniramo tako, da lahko prenese strižno silo velikosti $V_d = 63,5$ kN. Ta sila se pojavi zaradi delovanja pločevine na čep. Čep izberemo velikosti $d_0 = 6$ cm.

Kontrola nosilnosti čepa se torej glasi:

$$V_{Ed} \leq \frac{\pi * \frac{d^2}{4} * 35,5 \frac{kN}{cm^2}}{\sqrt{3} * 1,1} = V_{Rd}$$
$$V_{Ed} = 63,5 kN \leq \frac{\pi * \frac{6^2}{4} * 35,5 \frac{kN}{cm^2}}{\sqrt{3} * 1,1} = 526,83 kN = V_{Rd}$$

Kontrola se izide, čep je dovolj nosilen.

6.2.4 Dimenzioniranje večstrižnega priključka v ravnem nosilcu

Glavna obremenitev obravnavanega spoja je tlačna sila, ki se pojavi v stebru. Spoj prevzame to silo s pomočjo dvostržnega priključka les-jeklo-les. Eno vezno sredstvo lahko v eni strižni ravnini prevzame silo F_v , ki smo jo izračunali s standardom SIST EN 1995-1-1:2005. Pri tem zanemarimo prispevek izvlečnega mehanizma s čimer smo že vedno na varni strani.

Izberemo trne $\phi=16$ mm kvalitete 5.8 in pločevino debeline 1,0 cm kvalitete jekla S355. V tem spoju so 4 čepi, katerih razporeditev ustreza preglednici 8.5 (SIST EN 1995-1-1:2005)

Uporabimo svostržni priključek jeklo-les. Celotna nosilnost spoja se določi kot vsota minimalnih karakterističnih odpornosti vsake strižne ravnine.

Karakteristična vtisna trdnost lesa za vijake premera do 30 mm pri priključku les – pločevina se določi z izrazom (7.14):

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha}, \quad (7.14)$$

kjer so:

α kot med silo in lesnimi vlakni, ki v tem primeru znaša 90° ,

$f_{h,\alpha,k}$ Karakteristična vtisna trdnost lesa v smeri α ,

$f_{h,0,k}$ Karakteristična vtisna trdnost v smeri vlaken, ki jo izračunamo z izrazom (7.15) in

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

$$k_{90} = 1,35 + 0,015 \cdot 16 = 1,59$$

$$f_{h,0,k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot \rho_k \quad (7.15)$$

kjer je:

ρ_k karakteristična gostota lesa v kg/m^3 .

Vrednosti vstavimo v enačbo (7.15) in dobimo:

$$f_{h,0,k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot 16) \cdot 380 = 26,17 \text{ N/mm}^2.$$

Vrednost $f_{h,0,k}$ stavimo v enačbo (7.14) in dobimo:

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{26,17 \text{ N/mm}^2}{1,59 \cdot \sin^2 90 + \cos^2 90} = 16,46 \text{ N/mm}^2.$$

Karakteristična vrednost momenta plastifikacije vijaka se izračuna s pomočjo izraza (7.16).

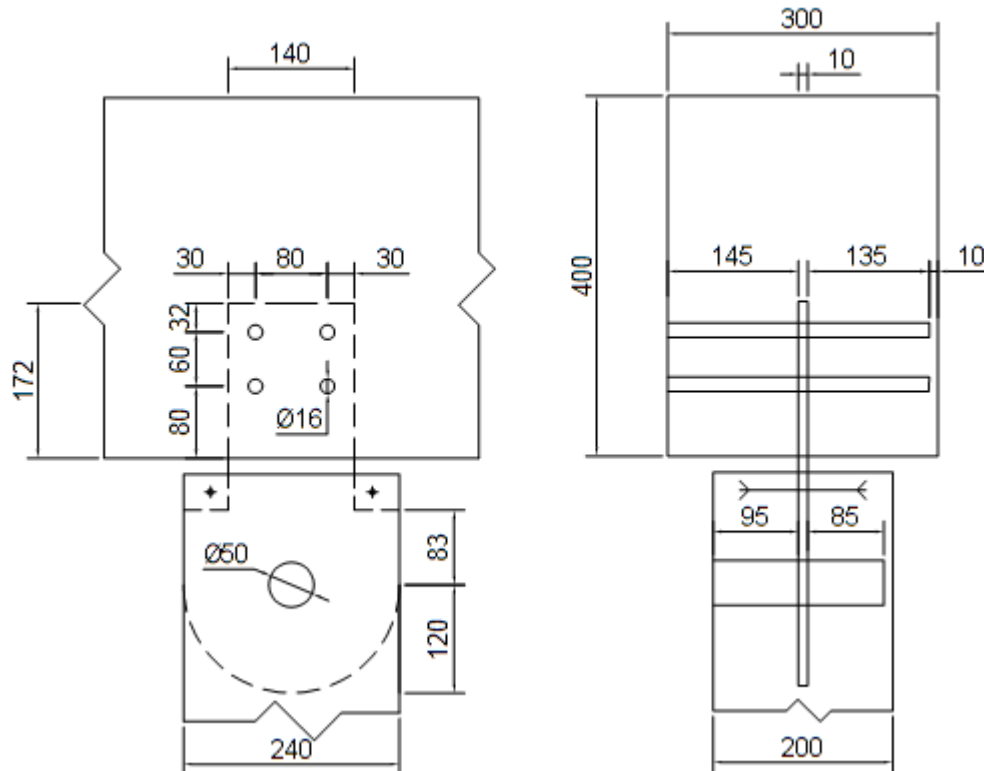
$$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2,6}, \quad (7.16)$$

kjer sta:

$f_{u,k}$ karakteristična natezna trdnost vijaka v N/mm^2 , ki za izbrani vijak znaša 500 $[\text{N/mm}^2]$ in

d premer vijaka v mm.

$$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot 500 \text{ N/mm}^2 \cdot 16 \text{ mm}^{2,6} = 202676,4 \text{ Nmm} \cong 0,203 \text{ kNm}$$



Slika 63: Detalj spoja med horizontalnim nosilcem in stebrom.

Strižno ravnino obravnavamo kot dvostržni priključek pločevina-les, kjer je pločevina srednji element:

$$\begin{aligned}
 F_{v,Rk} &= \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,\alpha,k} * t_1 * d \\ f_{h,\alpha,k} * t_1 * d * \left[\sqrt{2 + \frac{4 * M_{y,Rk}}{f_{h,\alpha,k} * t_1^2 * d}} - 1 \right] = \\ 2,3 * \sqrt{M_{y,Rk} * f_{h,\alpha,k} * d} \end{array} \right. \quad (7.17) \\
 &= \min \left\{ \begin{array}{l} 16,46 \text{ N/mm}^2 * 135 \text{ mm} * 16 \text{ mm} \\ 16,46 \text{ N/mm}^2 * 135 \text{ mm} * 16 \text{ mm} * \left[\sqrt{2 + \frac{4 * 202676,4 \text{ Nmm}}{16,46 \text{ N/mm}^2 * (135 \text{ mm})^2 * 16 \text{ mm}}} - 1 \right] = \\ 2,3 * \sqrt{202676,4 \text{ Nmm} * 16,46 \text{ N/mm}^2 * 16 \text{ mm}} \end{array} \right. \\
 &= \min \left\{ \begin{array}{l} 35557,7 \text{ N} \\ 16808,6 \text{ N} = 16804,6 \text{ N} = 16,8 \text{ kN} \\ 16804,6 \text{ N} \end{array} \right.
 \end{aligned}$$

t_1 predstavlja debelino zunanega elementa v mm, v našem primeru je to 135 mm.

Skupna karakteristična odpornost enega vijaka v vseh strižnih ravninah znaša:

$$F_{v,Rk} = 2 * F_{v,Rk,1} = 2 * 16,8 \text{ kN} = 33,61 \text{ kN}$$

Skupna projektna odpornost enega vijaka v vseh strižnih ravninah znaša:

$$F_{v,Rd} = k_{mod} * \frac{F_{v,Rk}}{\gamma_m} = 0,65 * \frac{33,61 \text{ kN}}{1,25} = 17,48 \text{ kN}$$

Sila na en čep v vseh strižnih ravninah znaša:

$$F_{max} = \frac{63,5 \text{ kN}}{4} = 15,9 \text{ kN}$$

Kontrola nosilnosti čepov

$$F_{v,Rd} = 17,48 \text{ kN} \geq F_{max} = 15,9 \text{ kN}$$

V spoju so 4 čepi dovolj.

6.2.5 Dimenzioniranje spoja v stebru

Glavna obremenitev obravnavanega spoja je tlačna sila, ki se pojavi v stebru. Spoj prevzame to silo s pomočjo dvostržnega priključka les-jeklo-les. Eno vezno sredstvo lahko v eni strižni ravnini prevzame silo F_v , ki smo jo izračunali s standardom SIST EN 1995-1-1:2005. Pri tem zanemarimo prispevek izvlečnega mehanizma s čimer smo že vedno na varni strani.

Izberemo trn $\phi=50$ mm kvalitete 5.8 in pločevino debeline 1,0 cm kvalitete jekla S355. V tem spoju je en trni ki se nahaja točno na sredini spoja.

Uporabimo dvostržni priključek les-jeklo-les. Celotna nosilnost spoja se določi kot vsota minimalnih karakterističnih odpornosti vsake strižne ravnine.

Karakteristična vtisna trdnost lesa za vijake premera do 30 mm pri priključku les – pločevina se določi z izrazom (7.18):

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} * \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha}, \quad (7.18)$$

kjer so:

α kot med silo in lesnimi vlakni, ki v tem primeru znaša 0° ,

$f_{h,\alpha,k}$ Karakteristična vtisna trdnost lesa v smeri α ,

$f_{h,0,k}$ Karakteristična vtisna trdnost v smeri vlaken, ki jo izračunamo z izrazom (7.19) in

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

$$k_{90} = 1,35 + 0,015 * 50 = 2,1$$

$$f_{h,0,k} = 0,082 * (1 - 0,01 * d) * \rho_k \quad (7.19)$$

kjer je:

ρ_k karakteristična gostota lesa v kg/m^3 .

Vrednosti vstavimo v enačbo (7.19) in dobimo:

$$f_{h,0,k} = 0,082 * (1 - 0,01 * 50) * 380 = 15,58 \text{ N/mm}^2.$$

Vrednost $f_{h,0,k}$ stavimo v enačbo (7.14) in dobimo:

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{15,58 \text{ N/mm}^2}{2,1 * \sin^2 0 + \cos^2 0} = 15,58 \text{ N/mm}^2.$$

Karakteristična vrednost momenta plastifikacije vijaka se izračuna s pomočjo izraza (7.20).

$$M_{y,Rk} = 0,3 * f_{u,k} * d^{2,6}, \quad (7.20)$$

kjer sta:

$f_{u,k}$ karakteristična natezna trdnost vijaka v N/mm^2 , ki za izbrani vijak znaša 500 $[N/mm^2]$ in

d premer vijaka v mm.

$$M_{y,Rk} = 0,3 * 500 N/mm^2 * 50 mm^{2,6} = 3921148,3 Nmm \cong 3,92 kNm$$

Strižno ravnino obravnavamo kot dvostržni priključek pločevina-les, kjer je pločevina srednji element:

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,\alpha,k} * t_1 * d \\ f_{h,\alpha,k} * t_1 * d * \left[\sqrt{2 + \frac{4 * M_{y,Rk}}{f_{h,\alpha,k} * t_1^2 * d}} - 1 \right] \\ 2,3 * \sqrt{M_{y,Rk} * f_{h,\alpha,k} * d} \end{array} \right. = \quad (7.21)$$

$$= \min \left\{ \begin{array}{l} 15,58 N/mm^2 * 85 mm * 50 mm \\ 15,58 N/mm^2 * 85 mm * 50 mm * \left[\sqrt{2 + \frac{4 * 3921148,3 Nmm}{15,58 N/mm^2 * (85 mm)^2 * 50 mm}} - 1 \right] \\ 2,3 * \sqrt{202676,4 Nmm * 16,46 N/mm^2 * 16 mm} \end{array} \right.$$

$$= \min \left\{ \begin{array}{l} 66251,0 N \\ 78654,4 N = 66251,0 N = 66,3 kN \\ 127116,9 N \end{array} \right.$$

t_1 predstavlja debelino zunanjega elementa v mm, v našem primeru je to 85 mm.

Skupna karakteristična odpornost enega vijaka v vseh strižnih ravninah znaša:

$$F_{v,Rk} = 2 * F_{v,Rk,1} = 2 * 66,215 kN = 132,43 kN$$

Skupna projektna odpornost enega vijaka v vseh strižnih ravninah znaša:

$$F_{v,Rd} = k_{mod} * \frac{F_{v,Rk}}{\gamma_m} = 0,65 * \frac{132,43 kN}{1,25} = 68,86 kN$$

Sila na en čep v vseh strižnih ravninah znaša:

$$F_{max} = 63,5 kN$$

Kontrola nosilnosti čepov

$$F_{v,Rd} = 68,86 \text{ kN} \geq F_{max} = 63,5 \text{ kN}$$

Spoj je z enim trnom dovolj nosilen.

6.2.6 Dimenzioniranje večstrižnega spoja med stebrom in ločnim nosilcem

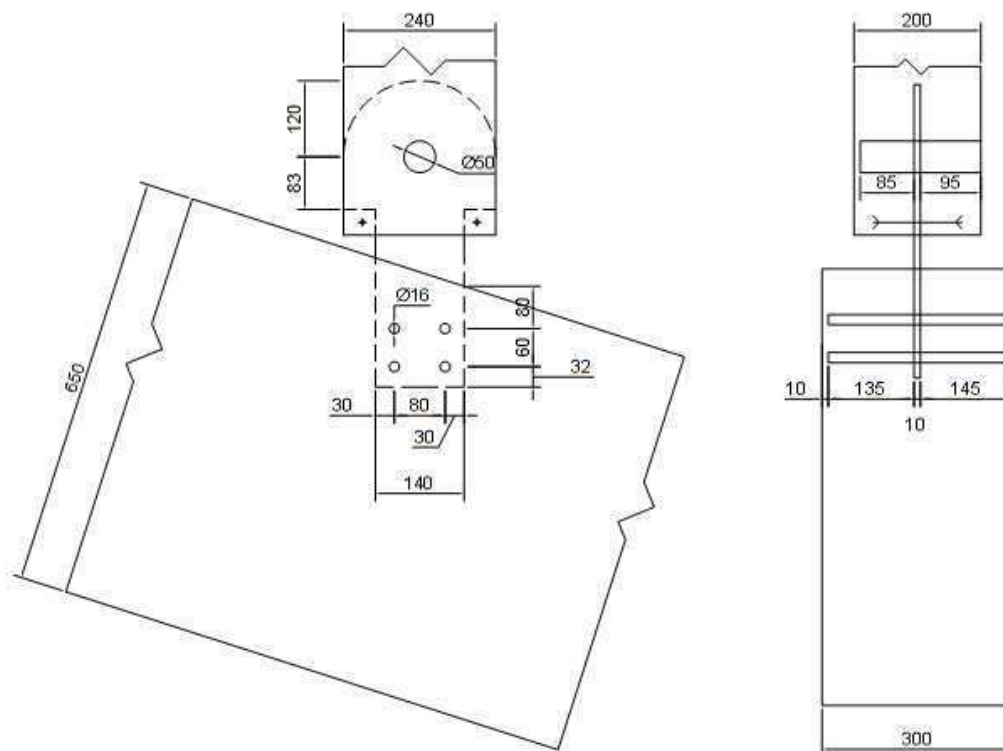
Večstrižni spoj na ločnem nosilcu je v osnovi enak večstrižnemu spoju med stebrom in horizontalnim nosilcem. Različen je le v tem, da ga moramo dodatno ustrezno zavarovati proti zamakanju v delu kjer se steber zaključuje in stikuje z ločnim nosilcem. To storimo z elasto-plastičnim kitom, ki je dovolj gibek, da dovoljuje zasuke v spoju, hkrati pa zatesni prazen prostor, kjer bi lahko voda zatekala v spoj v ločnem nosilcu.

Spoj prevzame obremenitve s pomočjo mehanizma večstrižnih priključkov. Eno vezno sredstvo lahko v eni strižni ravnini prevzame silo F_v , ki smo jo izračunali s standardom SIST EN 1995-1-1:2005. Pri tem zanemarimo prispevek izvlečnega mehanizma s čimer smo že vedno na varni strani.

Izberemo trne $\phi=16$ mm kvalitete 5.8 in pločevino debeline 1,0 cm kvalitete jekla S355. V tem spoju so 4 trni, katerih razporeditev ustreza preglednici 8.5 (SIST EN 1995-1-1:2005).

Spoj mora prevzeti silo velikosti $F_{Ed} = 65,3$ kN.

Uporabimo dvostrizni priključek les-jeklo-les. Celotna nosilnost spoja se določi kot vsota minimalnih karakterističnih odpornosti vsake strižne ravnine.



Slika 64: Detalj spoja med stebrom in ločnim nosilcem.

Ker se naklon loka z dolžino spreminja, moramo temu prilagoditi tudi spoje. Ta spoj je tako zasnovan, da bi ga lahko uporabili na vseh položajih, kjer se nahajajo stebri

Karakteristična vtisna trdnost lesa za trne premera do 30 mm pri priključku les – pločevina se določi z izrazom (7.22):

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha}, \quad (7.22)$$

kjer so:

α kot med silo in lesnimi vlakni. Ker se spreminja od spoja do spoja, predpostavimo kot $\alpha = 90^\circ$, saj smo s tem na varni strani.

$f_{h,\alpha,k}$ Karakteristična vtisna trdnost lesa v smeri α ,

$f_{h,0,k}$ Karakteristična vtisna trdnost v smeri vlaken, ki jo izračunamo z izrazom (7.23) in

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

$$k_{90} = 1,35 + 0,015 \cdot 16 = 1,59$$

$$f_{h,0,k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot \rho_k \quad (7.23)$$

kjer je:

ρ_k karakteristična gostota lesa v kg/m^3 .

Vrednosti vstavimo v enačbo (7.23) in dobimo:

$$f_{h,0,k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot 16) \cdot 380 = 26,17 \text{ N/mm}^2.$$

Vrednost $f_{h,0,k}$ stavimo v enačbo (7.22) in dobimo:

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{26,17 \text{ N/mm}^2}{1,59 \cdot \sin^2 90 + \cos^2 90} = 16,46 \text{ N/mm}^2.$$

Karakteristična vrednost momenta plastifikacije vijaka se izračuna s pomočjo izraza (7.16).

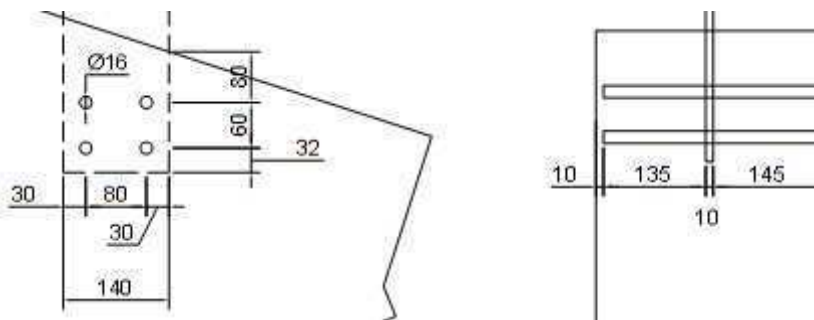
$$M_{y,Rk} = 0,3 * f_{u,k} * d^{2,6}, \quad (7.24)$$

kjer sta:

$f_{u,k}$ karakteristična natezna trdnost vijaka v N/mm^2 , ki za izbrani vijak znaša 500 $[N/mm^2]$ in

d premer vijaka v mm.

$$M_{y,Rk} = 0,3 * 500 N/mm^2 * 16 mm^{2,6} = 202676,4 Nmm \cong 0,203 kNm$$



Slika 65: Detalj spoja med stebrom in ločnim nosilcem.

Strižno ravnino obravnavamo kot dvostržni priključek pločevina-les, kjer je pločevina srednji element:

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,\alpha,k} * t_1 * d \\ f_{h,\alpha,k} * t_1 * d * \left[\sqrt{2 + \frac{4 * M_{y,Rk}}{f_{h,\alpha,k} * t_1^2 * d}} - 1 \right] \\ 2,3 * \sqrt{M_{y,Rk} * f_{h,\alpha,k} * d} \end{array} \right. \quad (7.25)$$

$$= \min \left\{ \begin{array}{l} 16,46 N/mm^2 * 135 mm * 16 mm \\ 16,46 N/mm^2 * 135 mm * 16 mm * \left[\sqrt{2 + \frac{4 * 202676,4 Nmm}{16,46 N/mm^2 * (135 mm)^2 * 16 mm}} - 1 \right] \\ 2,3 * \sqrt{202676,4 Nmm * 16,46 N/mm^2 * 16 mm} \end{array} \right.$$

$$= \min \left\{ \begin{array}{l} 35557,7 N \\ 16808,6 N \\ 16804,6 N \end{array} \right. = 16804,6 N = 16,8 kN$$

t_1 predstavlja debelino zunanega elementa v mm, v našem primeru je to 135 mm.

Skupna karakteristična odpornost enega vijaka v vseh strižnih ravninah znaša:

$$F_{v,Rk} = 2 * F_{v,Rk,1} = 2 * 16,8 \text{ kN} = 33,61 \text{ kN}$$

Skupna projektna odpornost enega vijaka v vseh strižnih ravninah znaša:

$$F_{v,Rd} = k_{mod} * \frac{F_{v,Rk}}{\gamma_m} = 0,65 * \frac{33,61 \text{ kN}}{1,25} = 17,48 \text{ kN}$$

Sila na en čep v vseh strižnih ravninah znaša:

$$F_{max} = \frac{65,3 \text{ kN}}{4} = 15,9 \text{ kN}$$

Kontrola nosilnosti čepov

$$F_{v,Rd} = 17,48 \text{ kN} \geq F_{max} = 15,9 \text{ kN}$$

V spoju so 4 čepi dovolj.

6.2.7 Dimenzioniranje spoja v stebru

Glavna obremenitev obravnavanega spoja je tlačna sila, ki se pojavi v stebru. Spoj prevzame to silo s pomočjo dvostriznega priključka les-jeklo-les. Eno vezno sredstvo lahko v eni strižni ravnini prevzame silo F_v , ki smo jo izračunali s standardom SIST EN 1995-1-1:2005. Pri tem zanemarimo prispevek izvlečnega mehanizma s čimer smo že vedno na varni strani.

Izberemo trn $\phi=50$ mm kvalitete 5.8 in pločevino debeline 1,0 cm kvalitete jekla S355. V tem spoju je en trni ki se nahaja točno na sredini spoja.

Uporabimo dvostrizni priključek les-jeklo-les. Celotna nosilnost spoja se določi kot vsota minimalnih karakterističnih odpornosti vsake strižne ravnine.

Karakteristična vtisna trdnost lesa za vijake premera do 30 mm pri priključku les – pločevina se določi z izrazom (7.26):

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha}, \quad (7.26)$$

kjer so:

α kot med silo in lesnimi vlakni, ki v tem primeru znaša 0° ,

$f_{h,\alpha,k}$ Karakteristična vtisna trdnost lesa v smeri α ,

$f_{h,0,k}$ Karakteristična vtisna trdnost v smeri vlaken, ki jo izračunamo z izrazom (7.27) in

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

$$k_{90} = 1,35 + 0,015 \cdot 50 = 2,1$$

$$f_{h,0,k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot \rho_k \quad (7.27)$$

kjer je:

ρ_k karakteristična gostota lesa v kg/m^2 .

Vrednosti vstavimo v enačbo (7.27) in dobimo:

$$f_{h,0,k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot 50) \cdot 380 = 15,58 \text{ N/mm}^2.$$

Vrednost $f_{h,0,k}$ stavimo v enačbo (7.26) in dobimo:

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{15,58 \text{ N/mm}^2}{2,1 \cdot \sin^2 0 + \cos^2 0} = 15,58 \text{ N/mm}^2.$$

Karakteristična vrednost momenta plastifikacije vijaka se izračuna s pomočjo izraza (7.20).

$$M_{y,Rk} = 0,3 * f_{u,k} * d^{2,6}, \quad (7.28)$$

kjer sta:

$f_{u,k}$ karakteristična natezna trdnost vijaka v N/mm^2 , ki za izbrani vijak znaša 500 $[N/mm^2]$ in

d premer vijaka v mm.

$$M_{y,Rk} = 0,3 * 500 N/mm^2 * 50 mm^{2,6} = 3921148,3 Nmm \cong 3,92 kNm$$

Strižno ravnino obravnavamo kot dvostrizni priključek pločevina-les, kjer je pločevina srednji element:

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,\alpha,k} * t_1 * d \\ f_{h,\alpha,k} * t_1 * d * \left[\sqrt{2 + \frac{4 * M_{y,Rk}}{f_{h,\alpha,k} * t_1^2 * d}} - 1 \right] \\ 2,3 * \sqrt{M_{y,Rk} * f_{h,\alpha,k} * d} \end{array} \right. = \quad (7.29)$$

$$= \min \left\{ \begin{array}{l} 15,58 N/mm^2 * 85 mm * 50 mm \\ 15,58 N/mm^2 * 85 mm * 50 mm * \left[\sqrt{2 + \frac{4 * 3921148,3 Nmm}{15,58 N/mm^2 * (85 mm)^2 * 50 mm}} - 1 \right] \\ 2,3 * \sqrt{202676,4 Nmm * 16,46 N/mm^2 * 16 mm} \end{array} \right. =$$

$$= \min \left\{ \begin{array}{l} 66251,0 N \\ 78654,4 N \\ 127116,9 N \end{array} \right. = 66251,0 N = 66,3 kN$$

t_1 predstavlja debelino zunanjšega elementa v mm, v našem primeru je to 85 mm.

Skupna karakteristična odpornost enega vijaka v vseh strižnih ravninah znaša:

$$F_{v,Rk} = 2 * F_{v,Rk,1} = 2 * 66,215 kN = 132,43 kN$$

Skupna projektna odpornost enega vijaka v vseh strižnih ravninah znaša:

$$F_{v,Rd} = k_{mod} * \frac{F_{v,Rk}}{\gamma_m} = 0,65 * \frac{132,43 kN}{1,25} = 68,86 kN$$

Sila na en čep v vseh strižnih ravninah znaša:

$$F_{max} = 65,3 \text{ kN}$$

Kontrola nosilnosti čepov

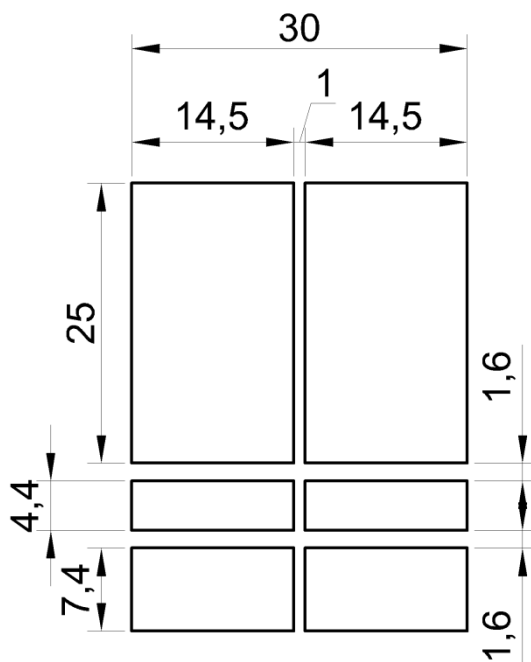
$$F_{v,Rd} = 68,86 \text{ kN} \geq F_{max} = 65,3 \text{ kN}$$

Spoj je z enim trnom dovolj nosilen.

6.2.8 Kontrola reduciranega prereza horizontalnega nosilca zaradi utorov v katere so vstavljene priključne prločevine

Kontrola nosilnosti reduciranega prereza na interakcijo tlak-upogib:

Pri računu nosilnosti zmanjšane prereza ravnega nosilca uporabimo enako izraze kot v poglavju dimenzioniranje horizontalnega nosilca, le da pri tem uporabimo reducirane lastnosti prereza. Pri tem predpostavimo, da so pločevine vstavljene po celotni višini ter čepi po celotni širini prereza, saj smo s tem na varni strani.



Slika 66: Detalj spoja s katerim si pomagamo pri izračunu neto prereza. Enote so v [cm].

Zmanjšane lastnosti prereza znašajo:

$$\begin{aligned} A_{neto} &= A_{bruto} - 40 \text{ cm} * 1 \text{ cm} - 2 * (30 \text{ cm} - 1 \text{ cm}) * 1,6 \text{ cm} \\ &= 30 \text{ cm} * 40 \text{ cm} - 40 \text{ cm} * 1 \text{ cm} - 2 * (30 \text{ cm} - 1 \text{ cm}) * 1,6 = 1067,2 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Ostale lastnosti prereza izračunamo s pomočjo programa AutoCad. Program nam omogoča, da grafično ustvarimo prerez, ki ga uporabi kot podlago računa osnovnih lastnosti prereza.

$$I_{y,neto} = 146000,0 \text{ cm}^4$$

$$W_{y,neto} = 7029,4 \text{ cm}^3$$

$$i_{y,neto} = 11,7 \text{ cm}$$

Obremenitve reduciranega prereza:

Izberemo merodajno obremenitev, ki znaša:

$$M_{y,Ed} = 56,7 \text{ kNm in pripadajoča osna sila}$$

$$N_{x,Ed} = 12 \text{ kN}$$

Kontorlo izvedemo z sledečim izrazom, ki je merodajen pri enoosnemu upogibu s tlačno silo pri stebrih (7.30):

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1 \quad (7.30)$$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{12 \text{ kN}}{1067,2 \text{ cm}^2} = 0,01 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{m,d} = \frac{5670 \text{ kNcm}}{7029,4 \text{ cm}^3} = 0,81 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{c,0,d} = 0,65 * \frac{2,4 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,25} = 1,248 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{m,d} = 0,65 * \frac{2,4 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,25} = 1,248 \text{ kN/cm}^2$$

Kontrola napetosti po enačbi (7.22) znaša:

$$\frac{0,01 \text{ kN/cm}^2}{1,25 \text{ kN/cm}^2} + \frac{0,81 \text{ kN/cm}^2}{1,25 \text{ kN/cm}^2} = 0,66 \leq 1$$

Kontrola se izide, nosilec je dovolj nosilen.

Kontrola reduciranega prereza na strig

Kontrolo reduciranega prereza izvedemo s pomočjo enačb, ki jih uporabimo pri poglavju 5.1.3 Strig zaradi prečne sile.

$$\text{Pomožni prerez: } A^* = \frac{2}{3} * A_{neto} = 711,47 \text{ cm}^2$$

Splošno mora biti za vse strižno obremenjene točke lesenih elementov izpoljen pogoj:

$$\tau_d \leq f_{v,d} \quad (7.31)$$

$$\tau_d = \frac{24,3 \text{ kN}}{711,47 \text{ cm}^2} = 0,03 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{v,d} = 0,65 * \frac{0,25 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,25} = 0,13 \text{ kN/cm}^2$$

Kontrola strižne napetosti:

$$\tau_d = 0,03 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq 0,13 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = f_{v,d}$$

Kontrola se izide saj je strižna trdnost lesa večja od strižne sile.

6.2.9 Kontrola upogibne nosilnosti oslabiljenega ločnega nosilca

Za kontrolo je merodajno drugo vozlišče ločnega nosilca, to je tam, kjer se z njim stikuje drugi steber. Na mestu tretjega vozlišča so tlačno-upogibne napetosti največje.

Obremenitve v drugem vozlišču ločnega nosilca:

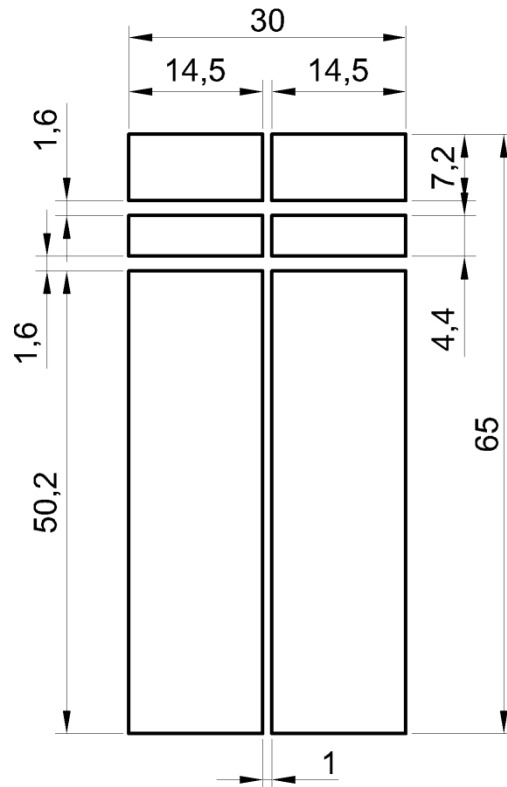
$$M_{ed,min} = -43,8 \text{ kNm}$$

$$N_{ed,prp} = -333,9 \text{ kN}$$

Kontrola napetosti reduciranega prereza izvedemo enako kot v poglavju Dimenzioniranje ločnega nosilca, v skladu s standardom (SIST EN 1995-1-1 2005):

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d} * k_c} + \frac{k_t \sigma_{m,d}}{k_r f_{m,d}} \leq 1 \quad (7.32)$$

Geometrijske lastnosti oslabljenega prereza določimo s pomočjo programa AutoCad, saj nam omogoča izračun le teh na podlagi ustvarjenega grafičnega modela prereza. S tem si olajšamo delo.



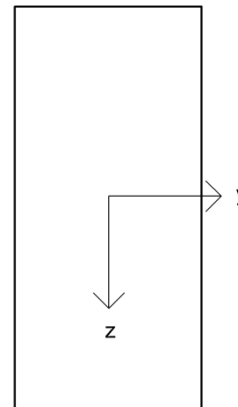
Slika 67: Detalj spoja s katerim si pomagamo pri izračunu neto prereza. Enote so v [cm].

$$A_{neto} = 1792,2 \text{ cm}^2$$

$$I_{y,neto} = 617704,1 \text{ cm}^4$$

$$W_{y,neto} = 18378,6 \text{ cm}^3$$

$$i_{y,neto} = 18,56 \text{ cm}$$



Slika 68: Orientacija lokalnega koordinatnega sistema v prerezu ločnega nosilca.

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{333,9 \text{ kN}}{1792,2 \text{ cm}^2} = 0,186 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{m,d} = 1,009 * \frac{4380 \text{ kNcm}}{18378,6 \text{ cm}^3} = 0,240 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{c,0,d} = 0,65 * \frac{2,4 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,25} = 1,248 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{m,d} = 0,65 * \frac{2,4 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,25} = 1,248 \text{ kN/cm}^2$$

$$k_r = 1$$

$$\lambda_y = \frac{4390 \text{ cm}}{2 * 18,56 \text{ cm}} = 118,3$$

$$\lambda_{rel,y} = \frac{118,3}{\pi} * \sqrt{\frac{2,4 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{800 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}} = 2,06$$

Izračunamo vrednost k_y :

$$k_y = 0,5 * (1 + 0,2 * (2,06 - 0,3) + 2,06^2) = 2,8.$$

Sledi račun uklonskega koeficienta $k_{c,y}$:

$$k_{c,y} = \frac{1}{2,8 + \sqrt{2,8^2 - 2,06^2}} = 0,21.$$

Kontrola prereza se torej glasi:

$$\frac{0,186 \text{ kN/cm}^2}{1,248 \text{ kN/cm}^2 * 0,21} + \frac{0,240 \text{ kN/cm}^2}{1 * 1,248 \text{ kN/cm}^2} = 0,18 \leq 1$$

Oslabljen prerez je dovolj nosilen.

Kontrola strižne nosilnosti v oslabiljenem prerezu ločnega nosilca, zaradi utorov, v katere so vstavljeni vijaki.

Kontrolo naredimo v vozlišču št. 5, saj so na tem mestu strižne napetosti največje. V enačbi (7.33) upoštevamo v kombinaciji strižne napetosti ter natezne napetosti pravokotno na vlakna $\sigma_{t,90,d}$ (SIST EN 1995-1-1 2005), ki se pojavijo zaradi ukrivljene oblike lameliranega nosilca.

Obremenitve:

$$M_{ed,max} = 75,6 \text{ kNm}$$

$$V_{ed,prip} = 15,2 \text{ kN}$$

Kontrolo izvedemo s pomočjo sledeče enačbe:

$$\frac{\sigma_{t,90,d}}{k_{dis} * k_{vol} * f_{t,90,d}} + \frac{\tau_{v,d}}{f_{v,d}} \leq 1 \quad (7.33)$$

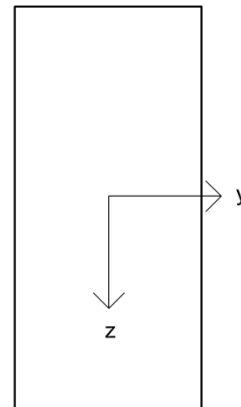
Lastnosti oslabiljenega prereza na tem mestu so sledeče:

$$A_{neto} = 1792,2 \text{ cm}^2$$

$$I_{y,neto} = 617704,1 \text{ cm}^4$$

$$W_{y,neto} = 18378,6 \text{ cm}^3$$

$$i_{y,neto} = 18,56 \text{ cm}$$



Slika 69: Orientacija lokalnega koordinatnega sistema v prerezu ločnega nosilca.

Ostale parametre iz enačbe uporabimo enake kot pri poglavju dimenzioniranje ločnega nosilca na strig in znašajo:

$$k_{dis} = 1,4$$

$$k_{vol} = 0,326$$

$$k_p = 0,002$$

$$\sigma_{t,90,d} = 0,002 * \frac{7560 \text{ kNcm}}{18378,6 \text{ cm}^3} = 0,0008 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{v,d} = \frac{15,2 \text{ kN}}{\frac{2}{3} * 1792,2 \text{ cm}^2} = 0,013 \text{ kN/cm}^2$$

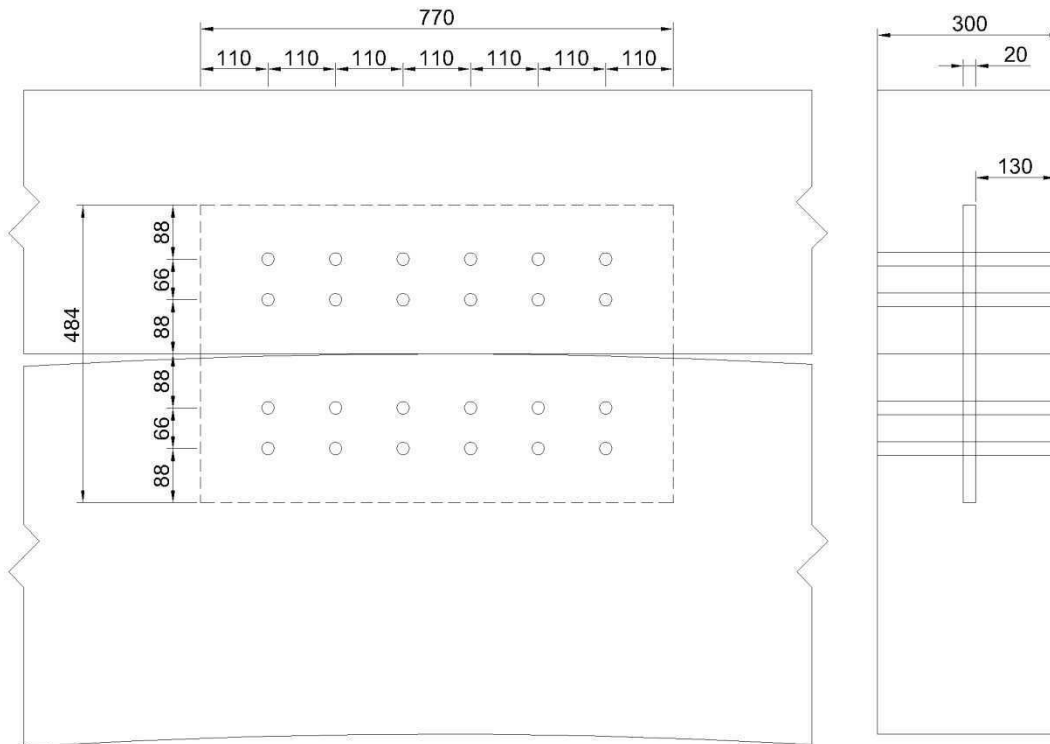
Kontrola napetosti je naslednja:

$$\frac{0,0008 \text{ kN/cm}^2}{1,4 * 0,326 * 0,026} + \frac{0,013}{0,13} = 0,17 \leq 1$$

Oslabljen prerez je dovolj nosilen.

6.3 Spoj med ločnim nosilcem in horizontalnim nosilcem

Spoj med ločnim nosilcem in ravnim nosilcem izvedemo s pločevino, ki je s trni pritrjena na horizontalni in ločni nosilec. Spoj dimenzioniramo tako, da preverimo strižno in upogibno odpornost pločevine ter trne v ravnem in ločnem nosilcu. Pločevina je izdelana iz jekla S355 in je dimenzij $b/h/t=77/48,4/2$ cm.

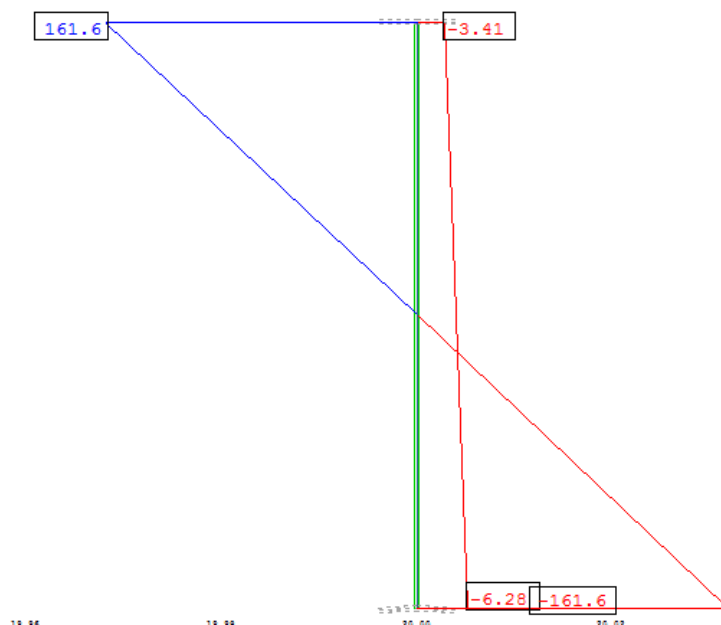


Slika 70: Detalj spoja med ravnim in ločnim nosilcem.

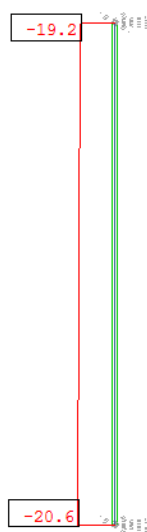
6.3.1 Obremenitve spoja

Spoj smo modelirali kot tog element, ki je postavljen na mestu spoja pravokotno na referenčno os ločnega nosilca in horizontalnega nosilca. S tem lahko določimo obremenitve, ki nastopajo v tem spoju.

Obremenitve spoja so strižne in upogibne ter znašajo:



Slika 71: Obremenitve v spoju. Prečne sile so v [kN], upogibni moment pa v [kNm].



Slika 72: Tlačna obremenitev v spoju. Vrednosti so v [kN].

$$M_{z,Ed} = 6,28 \text{ kNm},$$

$$V_{y,prip,Ed} = 161,6 \text{ kN}$$

$$N_{x,prip,Ed} = -20,6 \text{ kN}$$

6.3.2 Dimenzioniranje pločevine

Pločevina mora prenesti upogibni moment, njemu pripadajočo prečno in osno silo..

Kontrolo strižne sile preverimo s sledečo enačbo:

$$\frac{V_{y,Ed}}{A} \leq f_{j,Rd}$$

Kjer je A površina strižne ravnine pločevine in znaša:

$$A = 2 \text{ cm} * 12 \text{ cm} = 24 \text{ cm}^2$$

Kontrola strižne napetosti torej znaša:

$$\frac{161,6 \text{ kN}}{24 \text{ cm}^2} = 6,73 \text{ kN/cm}^2 \leq \frac{35,5 \text{ kN/cm}^2}{1,1} = 32,27 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = f_{j,Rd}$$

Kontrola se izide, prerez je dovolj nosilen.

6.3.3 Dimenzioniranje trnov v priključku na horizontalni nosilec

Glavna obremenitev obravnavanega spoja je tlačna sila, ki se pojavi v stebru. Spoj prevzame to silo s pomočjo dvostržnega priključka les-jeklo-les. Eno vezno sredstvo lahko v eni strižni ravnini prevzame silo F_v , ki smo jo izračunali s standardom SIST EN 1995-1-1:2005. Pri tem lahko zanemarimo prispevek izvlečnega mehanizma saj smo na varni strani.

Izberemo trne $\phi=22$ mm kvalitete 5.6 in pločevino debeline 2,0 cm kvalitete jekla S355. V tem spoju je 12 vijakov, katerih razporeditev ustreza preglednici 8.5 (SIST EN 1995-1-1:2005)

Uporabimo dvostržni priključek jeklo-les.

Karakteristična vtisna trdnost lesa za vijake premera do 30 mm pri priključku les – pločevina se določi z izrazom (7.34)

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad (7.34)$$

kjer so:

α kot med silo in lesnimi vlakni, ki v tem primeru znaša $22,07^\circ$,

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

$f_{h,0,k}$ karakteristična vtisna trdnost v smeri vlaken, ki jo izračunamo z izrazom (7.35) in

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

$$k_{90} = 1,35 + 0,015 \cdot 22 = 1,68$$

$$f_{h,0,k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot \rho_k \quad (7.35)$$

kjer je:

ρ_k karakteristična gostota lesa v kg/m^3 .

Po enačbi (7.35):

$$f_{h,0,k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot 22) \cdot 380 = 24,3 \text{ N/mm}^2$$

Vstavimo v (7.34):

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{24,3 \text{ N/mm}^2}{1,68 \cdot \sin^2 22,07 + \cos^2 22,07} = 22,18 \text{ N/mm}^2$$

Karakteristična vrednost momenta plastifikacije vijaka se izračuna s pomočjo izraza (7.36).

$$M_{y,Rk} = 0,3 * f_{u,k} * d^{2,6} \quad (7.36)$$

kjer sta:

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

d premer vijaka v mm.

$$M_{y,Rk} = 0,3 * 500 N/mm^2 * 22 mm^{2,6} = 463863,5 Nmm \cong 0,464 kNm$$

Strižno ravnino obravnavamo za primer dvostržnega priključka les-pločevina-les, kjer je pločevina srednji element:

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,\alpha,k} * t_1 * d \\ f_{h,\alpha,k} * t_1 * d * \left[\sqrt{2 + \frac{4 * M_{y,Rk}}{f_{h,\alpha,k} * t_1^2 * d}} - 1 \right] \\ 2,3 * \sqrt{M_{y,Rk} * f_{h,\alpha,k} * d} \end{array} \right. \quad (7.37)$$

$$= \min \left\{ \begin{array}{l} 22,18 N/mm^2 * 130 mm * 22 mm \\ 22,18 N/mm^2 * 130 mm * 22 mm * \left[\sqrt{2 + \frac{4 * 463863,5 Nmm}{22,18 N/mm^2 * (130 mm)^2 * 22 mm}} - 1 \right] \\ 2,3 * \sqrt{463863,5 Nmm * 22,18 N/mm^2 * 22 mm} \end{array} \right.$$

$$= \min \left\{ \begin{array}{l} 63424,4 N \\ 31182,9 N \\ 34600,3 N \end{array} \right. = 31182,9 N = 31,2 kN$$

t_1 predstavlja debelino zunanega elementa v mm, v našem primeru je to 130 mm.

Skupna karakteristična odpornost enega vijaka v vseh strižnih ravninah znaša:

$$F_{v,Rk} = 2 * F_{v,Rk,1} = 2 * 31,2 kN = 62,4 kN$$

Skupna projektna odpornost enega vijaka v vseh strižnih ravninah znaša:

$$F_{v,Rd} = k_{mod} * \frac{F_{v,Rk}}{\gamma_m} = 0,65 * \frac{62,4 kN}{1,25} = 32,4 kN$$

Obremenitev priključka pločevin na lesene elemente:

$$V_{y,Ed} = 161,6 \text{ kN}$$

$$N_{x,Ed} = 20,6 \text{ kN}$$

Moment okrog težišča vijakov:

$$M_{z,Ed} = 6,28 \text{ kNm} = 628 \text{ kNcm},$$

Največjo silo na vijak zaradi momenta $M_{z,Ed}$, dobimo pri vijaku, ki je najbolj oddaljen od težišča. Sila znaša:

$$F_{m,max} = \frac{r_{max} * M_{z,Ed}}{\sum_{i=1}^n r_i^2} \quad (7.38)$$

kjer sta:

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

r_i razdalja do preostalih vijakov.

$$F_{m,max} = \frac{27,7 \text{ cm} * 628 \text{ kNcm}}{4383,74 \text{ cm}^2} = 3,97 \text{ kN}$$

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

$$F_{max} = \sqrt{\left(\frac{N_{x,Ed}}{12} + F_{m,max,z}\right)^2 + \left(\frac{V_{y,Ed}}{12} + F_{m,max,x}\right)^2}$$

kjer sta:

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

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

$$F_{max} = \sqrt{\left(\frac{20,6 \text{ kN}}{12} + 3,93 \text{ kN}\right)^2 + \left(\frac{193,4 \text{ kN}}{12} + 0,48 \text{ kN}\right)^2} = 17,54 \text{ kN}$$

Kontrola nosilnosti najbolj obremenjenega vijaka:

$$F_{v,Rd} = 32,4 \text{ kN} \geq F_{max} = 17,54 \text{ kN}$$

V spoju je 12 trnov dovolj.

6.3.4 Dimenzioniranje čepov v priključku pločevine na ločni nosilec

Dimenzioniranje čepov v delu ločnega nosilca izvedemo popolnoma enako kot v delu ravnega nosilca, zato bomo v nadaljevanju navedli samo enačbe z dejanskimi vrednostimi.

Vsi parametri, ki nastopajo v enačbi za odpornostne sile $F_{v,Rd}$ so enaki kot pri prejšnjem poglavju, zato jih bomo v nadaljevanju povzeli:

$$k_{90} = 1,68$$

$$f_{h,0,k} = 24,3 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{h,\infty,k} = 18,46 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{y,Rk} = 463863,5 \text{ Nmm} \cong 0,464 \text{ kNm}$$

Strižno ravnino obravnavamo kot dvostržni priključek les-pločevina-les, kjer je pločevina srednji element:

t_1 predstavlja debelino zunanjega elementa v mm, v našem primeru je to 90 mm.

$$F_{v,Rk,1} = \min \begin{cases} 63424,4 \text{ N} \\ 31182,9 \text{ N} \\ 34600,3 \text{ N} \end{cases} = 31182,9 \text{ N} = 31,2 \text{ kN}$$

Skupna karakteristična odpornost enega vijaka v vseh strižnih ravninah znaša:

$$F_{v,Rk} = 2 * F_{v,Rk,1} = 2 * 31,2 \text{ kN} = 62,4 \text{ kN}$$

Skupna projektna odpornost enega vijaka v vseh strižnih ravninah znaša:

$$F_{v,Rd} = k_{mod} * \frac{F_{v,Rk}}{\gamma_m} = 0,65 * \frac{62,4 \text{ kN}}{1,25} = 32,4 \text{ kN}$$

Obremenitev priključka pločevin na lesene elemente:

$$V_{y,Ed} = 161,6 \text{ kN}$$

$$N_{x,Ed} = 20,6 \text{ kN}$$

Moment okrog težišča vijakov:

$$M_{z,Ed} = 6,28 \text{ kNm} = 628 \text{ kNcm},$$

Največjo silo na vijak zaradi momenta M_d , dobimo pri vijaku, ki je najbolj oddaljen od težišča. Sila znaša:

$$F_{m,max} = \frac{r_{max} * M_{z,Ed}}{\sum_{i=1}^n r_i^2} \quad (7.39)$$

kjer sta:

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

r_i razdalja do preostalih vijakov.

$$F_{m,max} = \frac{27,7 \text{ cm} * 628 \text{ kNcm}}{4383,74 \text{ cm}^2} = 3,97 \text{ kN}$$

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

$$F_{max} = \sqrt{\left(\frac{N_{x,Ed}}{12} + F_{m,max,z}\right)^2 + \left(\frac{V_{y,Ed}}{12} + F_{m,max,x}\right)^2}$$

kjer sta:

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

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

$$F_{max} = \sqrt{\left(\frac{20,6 \text{ kN}}{12} + 3,93 \text{ kN}\right)^2 + \left(\frac{193,4 \text{ kN}}{12} + 0,48 \text{ kN}\right)^2} = 17,54 \text{ kN}$$

Kontrola nosilnosti najbolj obremenjenega vijaka:

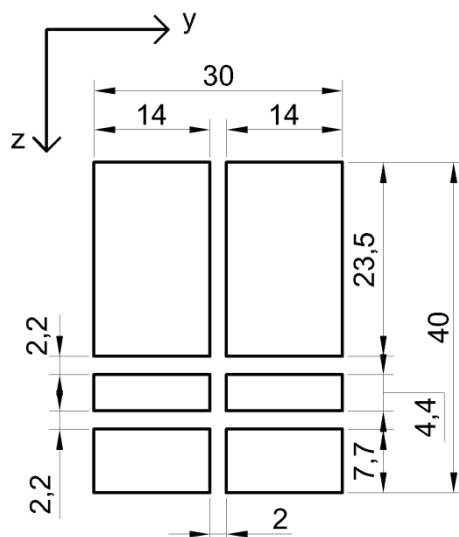
$$F_{v,Rd} = 32,4 \text{ kN} \geq F_{max} = 17,54 \text{ kN}$$

V spoju je 12 trnov dovolj.

6.3.5 Kontrola reduciranega prereza horizontalnega nosilca

Kontrola nosilnosti reduciranega prereza na interakcijo tlak-upogib:

Pri računu nosilnosti zmanjšanega prereza ravnega nosilca uporabimo enako izraze kot v poglavju dimenzioniranje horizontalnega nosilca, le da pri tem uporabimo reducirane lastnosti prereza. Pri tem predpostavimo, da so pločevine vstavljene po celotni višini ter čepi po celotni širini prereza, saj smo s tem na varni strani.



Slika 73: Detalj spoja s katerim si pomagamo pri izračunu neto prereza. Enote so v [cm].

Lastnosti reduciranega prereza izračunamo s pomočjo programa AutoCad. Pri tem uporabimo enak matematični model prereza, kot je prikazan na sliki 73. Lastnosti reduciranega prereza so torej sledeče:

$$A_{neto} = 994,8 \text{ cm}^2$$

$$I_{y,neto} = 139302,77 \text{ cm}^4$$

$$W_{y,neto} = 13279,58 \text{ cm}^3$$

$$i_{y,neto} = 11,82 \text{ cm}$$

Obremenitve reduciranega prereza:

Izberemo merodajno obremenitev, ki znaša:

$$M_{y,Ed} = 9,09 \text{ kNm}, \text{ pripadajoča osna sila}$$

$$N_{x,Ed} = 107,5 \text{ kN} \text{ in pripadajoča prečna sila}$$

$$V_{z,Ed} = 20 \text{ kN}.$$

Kontrolo izvedemo z sledečim izrazom, ki je merodajen pri enoosnemu upogibu s tlačno silo pri stebrih(7.40). Ker se kontrola nahaja na mestu vozlišča predpostavimo, da do uklona ne more priti:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1 \quad (7.40)$$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{107,5 \text{ kN}}{994,8 \text{ cm}^2} = 0,11 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{m,d} = \frac{909 \text{ kNcm}}{13279,58 \text{ cm}^3} = 0,07 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{c,0,d} = 0,65 * \frac{2,4 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,25} = 1,248 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{m,d} = 0,65 * \frac{2,4 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,25} = 1,248 \text{ kN/cm}^2$$

Kontrola napetosti po enačbi (7.22) znaša:

$$\frac{0,10 \text{ kN/cm}^2}{1,25 \text{ kN/cm}^2} + \frac{0,07 \text{ kN/cm}^2}{1,25 \text{ kN/cm}^2} = 0,14 \leq 1$$

Kontrola se izide, nosilec je dovolj nosilen.

Kontrola reduciranega prereza na strig

Kontrolo reduciranega prereza izvedemo s pomočjo enačb, ki jih uporabimo pri poglavju 5.1.3 Strig zaradi prečne sile.

$$\text{Pomožni prerez: } A^* = \frac{2}{3} * A_{neto} = 663,2 \text{ cm}^2$$

Splošno mora biti za vse strižno obremenjene točke lesenih elementov izpoljen pogoj:

$$\tau_d \leq f_{v,d} \quad (7.41)$$

$$\tau_d = \frac{20,0 \text{ kN}}{663,2 \text{ cm}^2} = 0,03 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{v,d} = 0,65 * \frac{0,25 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,25} = 0,13 \text{ kN/cm}^2$$

Kontrola strižne napetosti:

$$\tau_d = 0,03 \frac{kN}{cm^2} \leq 0,13 \frac{kN}{cm^2} = f_{v,d}$$

Kontrola se izide saj je strižna trdnost lesa večja od strižne sile.

6.3.6 Kontrola upogibne nosilnosti oslabiljenega ločnega nosilca

Kontrolo reduciranega prereza ločnega nosilca ravno tako opravimo na vozlišču, kjer se stikujeta ločni nosilec in horizontalni nosilec.

Obremenitve v tem vozlišču znašajo:

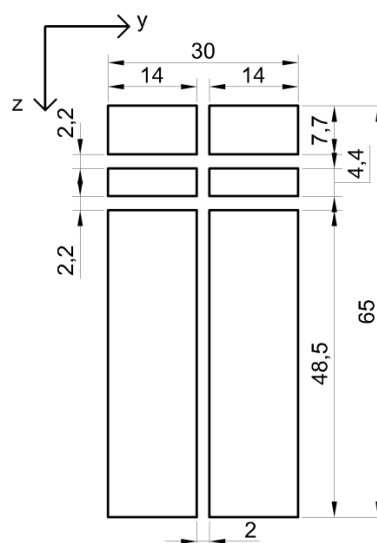
$$N_{ed,min} = -294,9 \text{ kN}$$

$$M_{ed,prp} = -42,7 \text{ kNm}$$

Kontrola napetosti reduciranega prereza izvedemo enako kot v poglavju Dimenzioniranje ločnega nosilca, vskladu s standardom SIST EN 1995-1-1 2005, le da tukaj ne upoštevamo možnosti uklona, saj se spoj nahaja v vozlišču:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} + \frac{k_t \sigma_{m,d}}{k_r f_{m,d}} \leq 1 \quad (7.42)$$

Geometrijske lastnosti oslabiljenega prereza določimo s pomočjo programa AutoCad, saj nam omogoča izračun le teh na podlagi ustvarjenega grafičnega modela prereza. S tem si olajšamo delo.



Slika 74: Detalj spoja s katerim si pomagamo pri izračunu neto prereza. Enote so v [cm].

$$A_{neto} = 1696,2 \text{ cm}^2$$

$$I_{y,neto} = 584406,8 \text{ cm}^4$$

$$W_{y,neto} = 34397,1 \text{ cm}^3$$

$$i_{y,neto} = 33,98 \text{ cm}$$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{294,9 \text{ kN}}{1696,2 \text{ cm}^2} = 0,174 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{m,d} = 1,009 * \frac{4270 \text{ kNcm}}{34397,1 \text{ cm}^3} = 0,125 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{c,0,d} = 0,65 * \frac{2,4 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,25} = 1,248 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{m,d} = 0,65 * \frac{2,4 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,25} = 1,248 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{0,174 \text{ kN/cm}^2}{1,248 \text{ kN/cm}^2} + \frac{0,125 \text{ kN/cm}^2}{1 * 1,248 \text{ kN/cm}^2} = 0,24 \leq 1$$

Oslabljen prerez je dovolj nosilen.

Kontrola strižne nosilnosti v oslabljenem prerezu ločnega nosilca, zaradi utorov, v katere so vstavljeni vijaki.

Kontrolo izvedemo ponovno v istem vozlišču. V enačbi (7.43) upoštevamo v kombinaciji strižne napetosti ter natezne napetosti pravokotno na vlakna $\sigma_{t,90,d}$ (SIST EN 1995-1-1 2005), ki se pojavijo zaradi ukrivljene oblike ločnega nosilca.

Obremenitve:

$$M_{ed,max} = 82,1 \text{ kNm}$$

$$V_{ed,prp} = 10,1 \text{ kN}$$

Kontrolo izvedemo s pomočjo sledeče enačbe:

$$\frac{\sigma_{t,90,d}}{k_{dis} * k_{vol} * f_{t,90,d}} + \frac{\tau_{v,d}}{f_{v,d}} \leq 1 \quad (7.43)$$

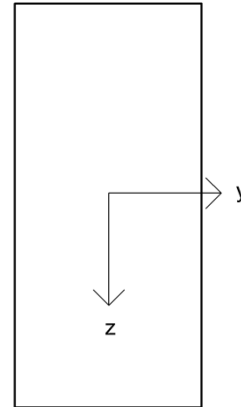
Lastnosti oslabljenega prereza na tem mestu so sledeče:

$$A_{neto} = 1696,2 \text{ cm}^2$$

$$I_{y,neto} = 584406,8 \text{ cm}^4$$

$$W_{y,neto} = 34397,1 \text{ cm}^3$$

$$i_{y,neto} = 33,98 \text{ cm}$$



Slika 75: Orientacija lokalnega koordinatnega sistema v prerezu ločnega nosilca.

Ostale parametre iz enačbe uporabimo enake kot pri poglavju dimenzioniranje ločnega nosilca na strig, ki znašajo:

$$k_{dis} = 1,4$$

$$k_{vol} = 0,326$$

$$k_p = 0,002$$

$$\sigma_{t,90,d} = 0,002 * \frac{8210 \text{ kNcm}}{34397,1 \text{ cm}^3} = 0,0005 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{v,d} = \frac{10,1 \text{ kN}}{\frac{2}{3} * 1696,2 \text{ cm}^2} = 0,009 \text{ kN/cm}^2$$

Kontrola napetosti je naslednja:

$$\frac{0,0005 \text{ kN/cm}^2}{1,4 * 0,326 * 0,026} + \frac{0,009}{0,13} = 0,11 \leq 1$$

Oslabljen prerez je dovolj nosilen.

6.4 Spoj ležišča, ločnega nosilca in prvega stebra

V tem spoju se stikajo lamelirani nosilec, podpora in steber. Stikujejo se v isti točki, zato ta spoj izvedemo tako, da oba elementa s pomočjo priključne pločevine in enega čepa, ki služi za zagotavljanje prostega zasuka, povežemo z ležiščem. Ločni nosilec je na čep premera 5 cm pričvrščen z dvema priključnima pločevinama debeline 2 cm, steber pa s pomočjo ene, ki je debela 1 cm. Čep je z ležiščem pričvrščen tudi z dvema pločevinama debeline 2 cm.

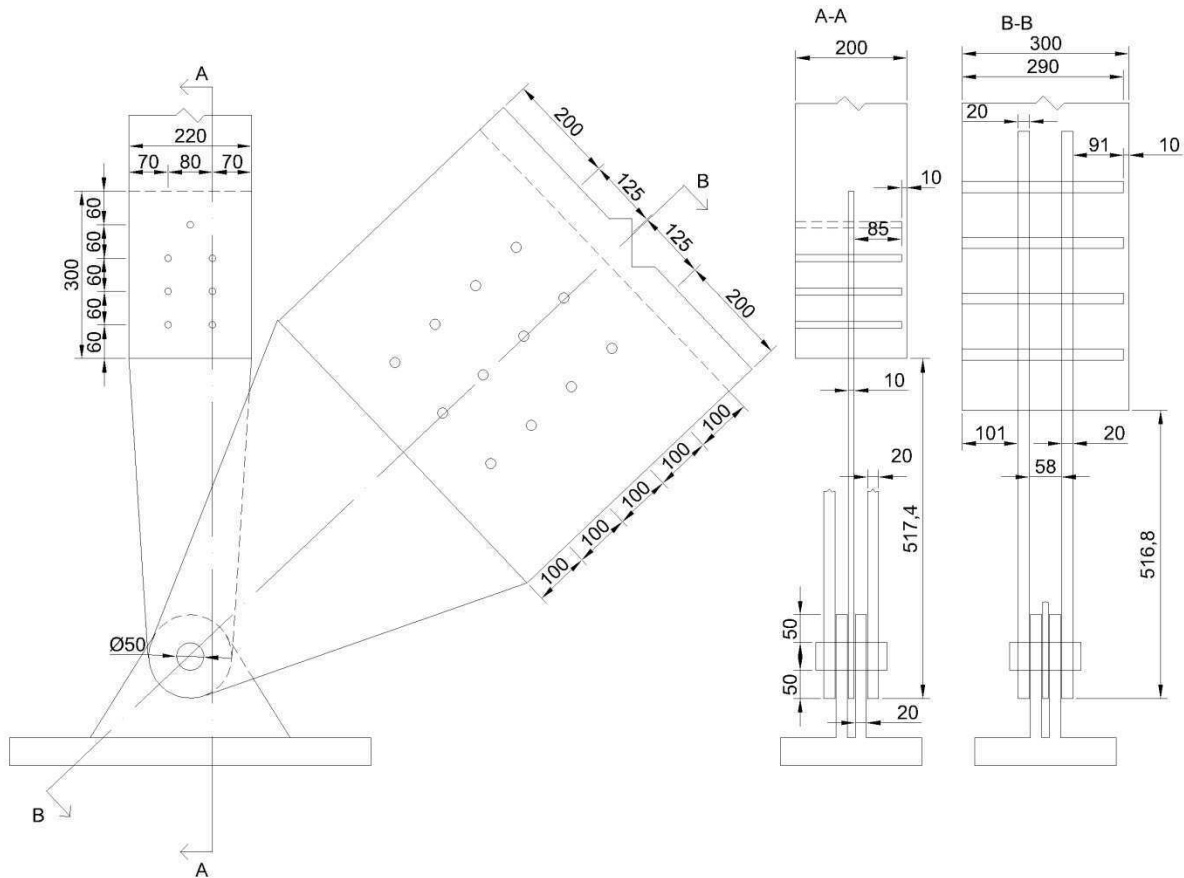
V tem spoju so omogočeni samo zasuki okrog čepa.

V spoju imamo prisotne tri sile, ki so posledice osnih sil v stebru in lameliranem nosilcu ter reakcije v podpori.

Pri računu večstrižnih spojev smo vpliv izvlečnega mehanizma in s tem ostali na varni strani.

V delu spoja, ki se nahaja v ločnem nosilcu smo izbrali vijake M20 kvalitete 5.6 in pločevino, ki je debela 20 mm in je izdelana iz jekla S355. V obravnavanem spoju je 12 vijakov. V delu spoja, ki se nahaja v stebru smo izbrali vijake M12 enake kvalitete in priključno pločevino debeline 10 mm. V obeh spojih razporeditev in razmiki čepov ustrezajo zahtevam, ki so podane v preglednici 8.5 v standardu SIST EN 1995-1-1:2005.

Priključek v ločnem nosilcu je štiristrižni priključek les-jeklo-les-jeklo-les. Ker tega spoja ni posebej navedenega v standardu SIST EN 1995-1-1:2005, ga lahko izračunamo s pomočjo ustrezne kombinacije rezultatov dvostrižnih spojev les-jeklo-les in jeklo-les-jeklo. Karakteristično odpornost tako določimo kot vsoto najmanjših odpornosti posameznih priključkov. Ker je debelina pločevine manjša od polovice debeline trnov obravnavamo pločevino kot tanko. Celotna odpornost takega priključka je določena kot vsota minimalnih karakterističnih odpornosti za vsako izmed strižnih ravnin.



Slika 76: Detalj spoja med ležiščem in stebrom ter ločnim nosilcem.

V tem spoju moramo zagotoviti nosilnost samega čepa, kjer se pojavijo velike strižne in upogibne obremenitve ter spoja v delu stebra in ločnega nosilca, ki prenašata obremenitve s pomočjo strižnih ravnin.

6.4.1 Obremenitve spoja

V spoju se stikajo tri sile in sicer osna sila iz ločnega nosilca F_{lok} , osna sila stebra F_{ste} in sila podpore F_{pod} , ki predstavlja rezultanto reakcij v eni podpori. Te sile znašajo:

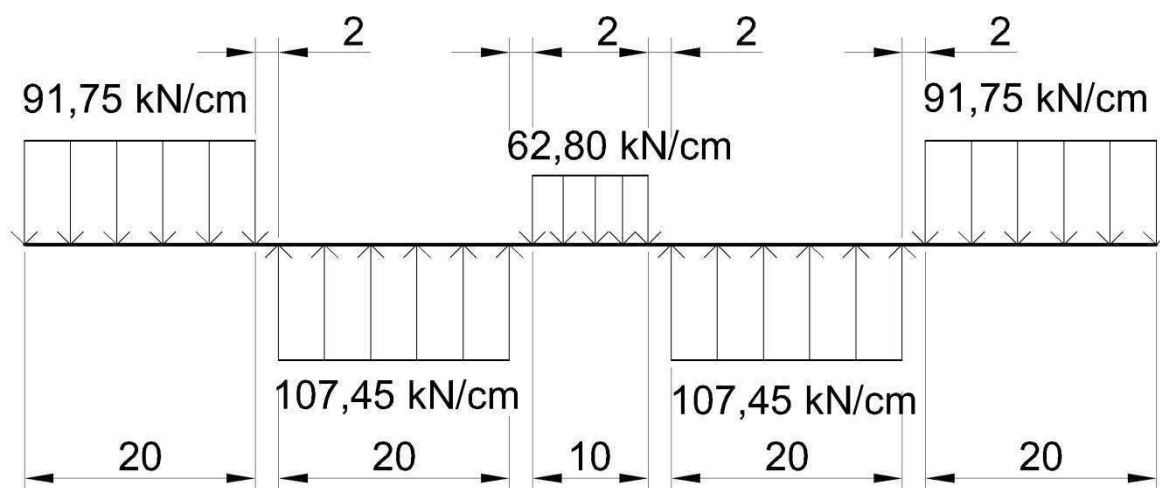
$$F_{lok} = 367 \text{ kN}$$

$$F_{ste} = 62,8 \text{ kN}$$

$$F_{pod} = 335,5 \text{ kN}$$

6.4.2 Dimenzioniranje vrtljivega čepa

Čep moramo dimenzionirati na kombinacijo strižne sile in upogibnega momenta. Račun notranjih sil si poenostavimo s predpostavko, da delujejo vse sile v eni ravnini; silo F_{lok} postavimo v isto ravnino kot je sila F_{ste} , enako naredimo s silo F_{pod} , ki je pa pred tem delovala pod določenim kotom. Ko to naredimo, priredimo reakcijo in jo zato povečamo, da je statičen model v ravnovesju. Tako dobimo statičen model čepa, ki nam služi kot podlaga nadaljnega računa notranjih sil:



Slika 77: Model obremenitev čepa. Enote so v [mm].

Na podlagi primerjave, se odločimo, da pri kontroli uporabimo največjo strižno silo in pripadajoč upogibni moment. Na čepu izvedemo 4 kontrole in sicer preverimo strižno nosilnost čepa, bočni pritisk na čepu, upogibno nosilnost čepa ter interakcijo upogiba in striga na čepu.

6.4.2.1 Obremenitve čepa

Merodajne obremenitve, ki jih dobimo po izračunu matematičnega modela čepa:

$$V_{Ed,max} = 183,5 \text{ kN} \quad \text{največja strižna sila}$$

$$M_{Ed,príp} = 2,20 \text{ kNm} \quad \text{pripadajoči upogibni moment}$$

$$M_{Ed,max} = 3,769 \text{ kNm} \quad \text{največji upogibni moment}$$

$$V_{Ed,príp} = 31,4 \text{ kN} \quad \text{pripadajoča prečna sila}$$

6.4.2.2 Kontrola strižne nosilnosti čepa

Kontrolo strižne nosilnosti ene strižne ravnine izvedemo s pomočjo sledeče enačbe:

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6A f_{up}}{\gamma_{M2}} \leq F_{v,Ed}$$

kjer so:

A prečni prerez čepa,

f_{up} natezna trdnost čepa in

γ_{M2} varnostni faktor, ki znaša 1,25.

Kot merodajno obremenitev uporabimo prečno silo $V_{Ed,max} = 183,5 \text{ kN}$.

Kontrola se tako glasi:

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 * \pi * \frac{(5 \text{ cm})^2}{4} * 35,5 \text{ kN/cm}^2}{1,25} = 334,6 \text{ kN} \geq 183,5 \text{ kN}$$

Kontrola se izide, čep je na prestrig dovolj nosilen.

6.4.2.3 Kontrola nosilnosti na bočni pritisk za pločevino in čep

Kontrolo izvedemo tam, kjer je linijska obtežba na čep največja, torej v 2. polju.

Kontrolo izvedemo s pomočjo sledeče enačbe:

$$F_{b,Rd} = 1,5d * t * \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \geq F_{b,Ed}$$

kjer sta:

d premer čepa

t debelina priključne pločevine, ki na tem mestu znaša 2 cm.

$$F_{b,Rd} = 1,5 * 5 \text{ cm} * 1 \text{ cm} * \frac{35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{\gamma_{M0}} = 266,25 \text{ kN} \geq 107,45 \frac{\text{kN}}{\text{cm}} * 2 \text{ cm} = 214,9 \text{ kN} = F_{b,Ed}$$

Kontrola se izide, čep in pločevine so na bočni pritisk nosilne.

6.4.2.4 Kontrola upogibne nosilnosti čepa

Kontrolo upogibne nosilnosti čepa izvedemo z naslednjim izrazom:

$$M_{Rd} = \frac{1,5W_{el}f_{yp}}{\gamma_{M0}} \geq M_{Ed}$$

Kontrola se glasi:

$$M_{Rd} = \frac{\frac{1,5 * \pi * (5 \text{ cm})^3}{4} * 35,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 5227 \text{ kNcm} \geq 376,9 \text{ kNcm} = M_{Ed}$$

Kontrola se izide, čep je na upogib dovolj nosilen.

6.4.2.5 Kontrola na istočasno delovanje upogibnega momenta in striga v čepu

Kontrolo izvedemo v točki, kjer je strižna sila največja in pri tem upoštevamo njen pripadajoči upogibni moment. Kontrolo izvedemo s sledečo enačbo:

$$\left[\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \right]^2 + \left[\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} \right]^2 \leq 1$$

Kontrola se glasi:

$$\left[\frac{220 \text{ kNcm}}{5227 \text{ kNcm}} \right]^2 + \left[\frac{183,5 \text{ kN}}{334,6 \text{ kN}} \right]^2 = 0,30 \leq 1$$

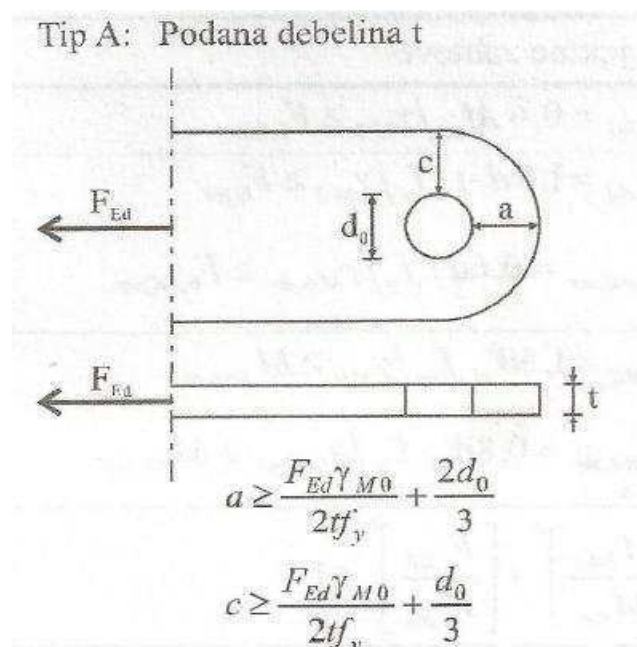
Kontrola se izide, čep je dovolj nosilen.

6.4.3 Dimenzioniranje večstrižnega priključja v ločnem nosilcu

Ločni nosilec je z jeklenim delom povezan na spoj s pomočjo štiristrižnega priključka les jeklo. V ločni nosilec vstavimo dve pločevini debeline 2 cm in ju z lesenim nosilcem povežemo z 12-imi trni premera $\phi=20$ mm. Spoj prevzame silo s pomočjo trnov in strižnega delovanja med pločevinami in lesom. Spoj mora prevzeti samo osno silo velikosti $N_{Ed} = 367$ kN.

Priključne pločevine

Priključne pločevine so debeline 20,0 mm iz jekla kvalitete S355. Geometrija ustreza zahtevam, ki so dane v preglednici 3.9 (SIST EN 1993-1-8:2005).



Slika 78: Geometrijske zahteve za elemente z luknjo za čep (SIST EN 1993-1-8).

Obravnavani spoj ima 2 pločevini, torej na vsako pločevino deluje polovica sile F_{Ed} :

$$F_{ed} = \frac{N_{Ed}}{2} = 183,5 \text{ kN}$$

Iz enačb iz zgornje slike sledi:

$$a \geq \frac{183,5 \text{ kN} \cdot 1,0}{2 \cdot 2 \text{ cm} \cdot 35,5} + \frac{2 \cdot 5 \text{ cm}}{3} = 4,63 \text{ cm} < a_{dej} = 5 \text{ cm} \quad (7.44)$$

$$c \geq \frac{183,5 \text{ kN} \cdot 1,0}{2 \cdot 2 \text{ cm} \cdot 35,5} + \frac{5 \text{ cm}}{3} = 2,96 \text{ cm} < c_{dej} = 5 \text{ cm} \quad (7.45)$$

Dimenzioniranje trnov

Izberemo čepe $\phi=20$ mm in pločevino debeline 20,0 mm kvalitete jekla S355. V tem spoju je 12 vijakov, katerih razporeditev ustreza zahtevam v preglednici 8.5 standarda SIST EN 1995-1-1:2005.

Uporabimo štiristrižni priključek jeklo-les. Celotna nosilnost spoja se določi kot vsota minimalnih karakterističnih odpornosti vsake strižne ravnine. Minimalno odpornost se išče med različnimi možnimi sestavi dvostrižnih spojev jeklo-les.

Karakteristična vtisna trdnost lesa za vijake premera do 30 mm pri priključku les – pločevina se določi z izrazom (7.46)

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} * \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha}, \quad (7.46)$$

kjer so:

α kot med silo in lesnimi vlakni, ki v tem primeru znaša 0° ,

$f_{h,\alpha,k}$ Karakteristična vtisna trdnost v smeri α ,

$f_{h,0,k}$ Karakteristična vtisna trdnost v smeri vlaken, ki jo izračunamo z izrazom (7.47) in

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

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

$$f_{h,0,k} = 0,082 * (1 - 0,01 * d) * \rho_k, \quad (7.47)$$

kjer je:

ρ_k karakteristična gostota lesa v kg/m^3 .

Po enačbi (7.47) karakteristična vtisna trdnost znaša:

$$f_{h,0,k} = 0,082 * (1 - 0,01 * 20) * 380 = 24,928 \text{ N/mm}^2$$

Vstavimo v enačbo (7.46), kjer dobimo:

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{24,93 \text{ N/mm}^2}{1,65 * \sin^2 0 + \cos^2 0} = 24,93 \text{ N/mm}^2.$$

Karakteristična vrednost momenta plastifikacije vijaka se izračuna s pomočjo izraza (7.48).

$$M_{y,Rk} = 0,3 * f_{u,k} * d^{2,6} \quad (7.48)$$

kjer sta:

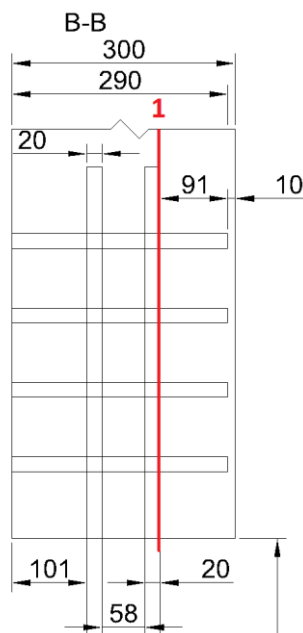
$f_{u,k}$ karakteristična natezna trdnost vijaka v N/mm^2 , ki za izbrani vijak znaša 500 $[N/mm^2]$ in

d premer vijaka v mm.

$$M_{y,Rk} = 0,3 * 500 N/mm^2 * 20 mm^{2,6} = 362050,58 Nmm \cong 0,362 kNm$$

Strižna ravnina 1:

Strižno ravnino obravnavamo kot dvostrizni priključek les-pločevina-les, kjer je pločevina srednji element:



Slika 79: Lokacija strižne ravnine 1.

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,\alpha,k} * t_1 * d \\ f_{h,\alpha,k} * t_1 * d * \left[\sqrt{2 + \frac{4 * M_{y,Rk}}{f_{h,\alpha,k} * t_1^2 * d}} - 1 \right] \\ 2,3 * \sqrt{M_{y,Rk} * f_{h,\alpha,k} * d} \end{array} \right. \quad (7.49)$$

$$= \min \left\{ \begin{array}{l} 24,93 \text{ N/mm}^2 * 91 \text{ mm} * 20 \text{ mm} \\ 24,93 \text{ N/mm}^2 * 91 \text{ mm} * 20 \text{ mm} * \left[\sqrt{2 + \frac{4 * 362050,58 \text{ Nmm}}{24,93 \text{ N/mm}^2 * (91 \text{ mm})^2 * 20 \text{ mm}}} - 1 \right] \\ 2,3 * \sqrt{362050,58 \text{ Nmm} * 24,93 \text{ N/mm}^2 * 20 \text{ mm}} \end{array} \right.$$

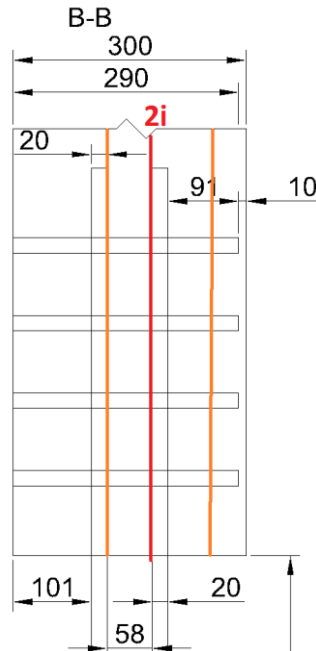
$$= \min \left\{ \begin{array}{l} 45369,0 \text{ N} \\ 24191,8 \text{ N} = 24191,8 \text{ N} = 24,2 \text{ kN} \\ 30900,9 \text{ N} \end{array} \right.$$

t_1 predstavlja debelino zunanjšega elementa v mm, v našem primeru je to 91 mm.

Strižna ravnina 2:

Strižno ravnino obravnavamo kot dvostržni priključek les-pločevina-les:

i. Zunanji element je les:



Slika 80: Lokacija strižne ravnine 2i.

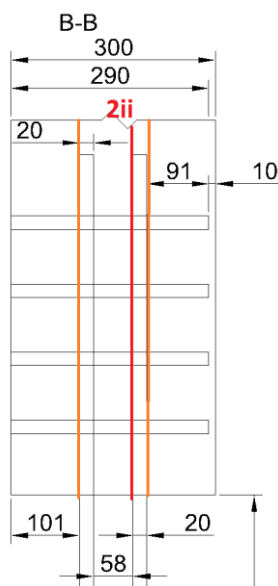
$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,\alpha,k} * t_1 * d \\ f_{h,\alpha,k} * t_1 * d * \left[\sqrt{2 + \frac{4 * M_{y,Rk}}{f_{h,\alpha,k} * t_1^2 * d}} - 1 \right] \\ 2,3 * \sqrt{M_{y,Rk} * f_{h,\alpha,k} * d} \end{array} \right. =$$

$$= \min \left\{ \begin{array}{l} 24,93 \text{ N/mm}^2 * 58 \text{ mm} * 20 \text{ mm} \\ 24,93 \text{ N/mm}^2 * 58 \text{ mm} * 20 \text{ mm} * \left[\sqrt{2 + \frac{4 * 362050,58 \text{ Nmm}}{24,93 \text{ N/mm}^2 * (58 \text{ mm})^2 * 20 \text{ mm}}} - 1 \right] \\ 2,3 * \sqrt{362050,58 \text{ Nmm} * 24,93 \text{ N/mm}^2 * 20 \text{ mm}} \end{array} \right. =$$

$$= \min \left\{ \begin{array}{l} 28916,5 \text{ N} \\ 15419,0 \text{ N} = 15419,0 \text{ N} = 15,4 \text{ kN} \\ 30900,9 \text{ N} \end{array} \right.$$

t_1 predstavlja debelino zunanega elementa v mm, ki je v tem primeru 58 mm.

ii. **Zunanji element je pločevina (debela pločevina):**



Slika 81: Lokacija strižne ravnine 2ii.

$$\begin{aligned}
 F_{v,Rk} &= \min \left\{ \begin{array}{l} 0,5 * f_{h,\alpha,k} * t_2 * d \\ 2,3 * \sqrt{2 * M_{y,Rk} * f_{h,\alpha,k} * d} \end{array} \right. = & (7.50) \\
 &= \min \left\{ \begin{array}{l} 0,5 * 24,93 \text{ N/mm}^2 * 58 \text{ mm} * 20 \text{ mm} \\ 2,3 * \sqrt{2 * 362050,58 \text{ Nmm} * 24,93 \text{ N/mm}^2 * 20 \text{ mm}} \end{array} \right. = \\
 &= \min \left\{ \begin{array}{l} 14458,2 \text{ N} \\ 43700,5 \text{ N} \end{array} \right. = 14458,2 \text{ N} = 14,46 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

t_2 predstavlja debelino notranjega elementa v mm, ki je v tem primeru 58 mm.

$$F_{v,Rk,2} = \min(F_{v,Rk,2,ii}; F_{v,Rk,2,i}) = 14,56 \text{ kN}$$

Skupna karakteristična odpornost enega vijaka v vseh strižnih ravninah znaša:

$$F_{v,Rk} = 2 * F_{v,Rk,1} + 2 * F_{v,Rk,2} = 2 * 24,2 \text{ kN} + 2 * 14,56 \text{ kN} = 77,3 \text{ kN}$$

Skupna projektna odpornost enega vijaka v vseh strižnih ravninah znaša:

$$F_{v,Rd} = k_{mod} * \frac{F_{v,Rk}}{\gamma_m} = 0,65 * \frac{77,3 \text{ kN}}{1,25} = 53,5 \text{ kN}$$

Kontrola nosilnosti najbolj obremenjenega vijaka:

$$F_{v,Rd} = 53,5 \text{ kN} \geq F_{max} = \frac{367 \text{ kN}}{12} = 34,97 \text{ kN}$$

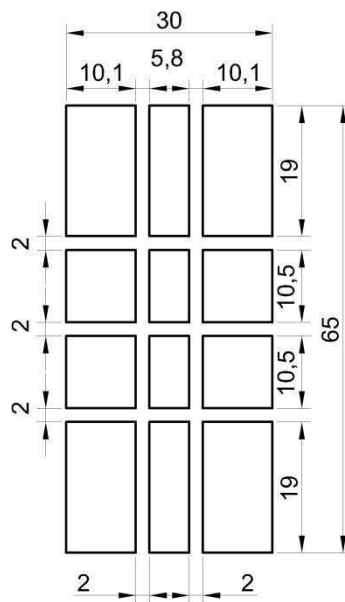
V spoju je 12 trnov dovolj.

6.4.3.1 Kontrola reduciranega prereza ločnega nosilca zaradi utorov v katere so vstavljene priključne pločevine in čepi

V nadaljevanju preverimo nosilnost reduciranega prereza ločnega nosilca, katerega obremenitev je tlačna sila.

Pri računu neto prereza ne upoštevamo lesa, kjer so vstavljene priključne pločevine. Na mestih čepov upoštevamo, da so vstavljeni po celotni širini, čeprav zaradi izgleda niso.

Površino neto prereza izračunamo s programom AutoCad in si s tem olajšamo delo:



Slika 82: Neto prerez Ločnega nosilca. Enote so v [cm].

Neto površina reduciranega ločnega nosilca ob podpori znaša:

$$A_{neto} = 1534 \text{ cm}^2.$$

Obremenitve v delu spoja:

$$N_{x,Ed} = 367 \text{ kN}$$

Kontrolo izvedemo z enačbo, ki jo uporabimo pri kontroli centričnega tlaka v smeri vlaken.

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{x,Ed}}{A_{neto}} \leq f_{c,0,d}$$

Kontrola se glasi:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{367 \text{ kN}}{1534 \text{ cm}^2} = 0,24 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq 0,65 * \frac{2,4 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,25} = 1,25 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = f_{c,0,d}$$

Kontrola se izide, zmanjšan prerez ločnega nosilca je dovolj nosilen.

6.4.4 Dimenzioniranje dvostržnega priključka v stebru

Izbrali smo 7 čepov dimenzij $\phi = 12 \text{ mm}$ in pločevino debeline 10 mm, ki je izdelana iz jekla S355. V obravnavanem spoju so čepi, katerih razporeditev in razmiki morajo ustrezati zahtevam, ki so podane v preglednici 8.5 standarda SIST EN 1995-1-1:2005.

Naš priključek je dvostržni priključek les-jeklo-les. Celotna odpornost takega priključka je določena kot minimalna karakteristična odpornost vseh možnih porušnih mehanizmov.

Karakteristična vtisna trdnost lesa za vijake premera do 30 mm pri priključku les – pločevina se določi z izrazom (7.51)

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} * \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad (7.51)$$

kjer so:

α kot med silo in lesnimi vlakni, ki v tem primeru znaša 0° ,

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

$f_{h,0,k}$ karakteristična vtisna trdnost v smeri vlaken, ki jo izračunamo z izrazom (7.52) in

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

$$k_{90} = 1,35 + 0,015 * 12 = 1,53$$

$$f_{h,0,k} = 0,082 * (1 - 0,01 * d) * \rho_k, \quad (7.52)$$

kjer je:

ρ_k karakteristična gostota lesa v kg/m^3 .

Po enačbi (7.52) je karakteristična vtisna trdnost lesa sledeča:

$$f_{h,0,k} = 0,082 * (1 - 0,01 * 12) * 380 = 27,42 \text{ N/mm}^2$$

Vstavimo v enačbo (7.51) in dobimo:

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{27,42 \text{ N/mm}^2}{1,53 * \sin^2 0 + \cos^2 0} = 17,42 \text{ N/mm}^2 .$$

Karakteristična vrednost momenta plastifikacije vijaka se izračuna s pomočjo izraza (7.53).

$$M_{y,Rk} = 0,3 * f_{u,k} * d^{2,6} \tag{7.53}$$

kjer sta:

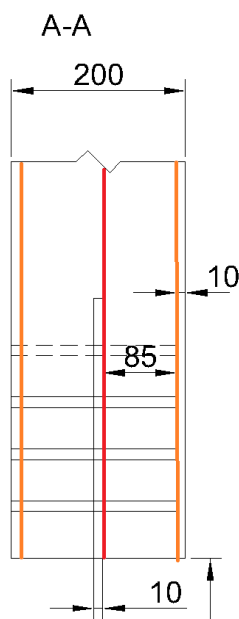
$f_{u,k}$ karakteristična natezna trdnost vijaka v N/mm^2 , ki za izbrani vijak znaša 500 $[\text{N/mm}^2]$ in

d premer vijaka v mm.

$$M_{y,Rk} = 0,3 * 500 \text{ N/mm}^2 * 12 \text{ mm}^{2,6} = 95931,78 \text{ Nmm} \cong 0,096 \text{ kNm}$$

Strižna ravnina

Strižni ravnini obravnavamo kot dvostrizni priključek jeklo-les-jeklo.



Slika 83: Lokacija strižne ravnine

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

$$\min \left\{ \begin{array}{l} 17,42 \text{ N/mm}^2 * 85 \text{ mm} * 12 \text{ mm} \\ 17,42 \text{ N/mm}^2 * 85 \text{ mm} * 12 \text{ mm} * \left[\sqrt{2 + \frac{4 * 95931,78 \text{ Nmm}}{17,42 \text{ N/mm}^2 * (85 \text{ mm})^2 * 12 \text{ mm}}} - 1 \right] \\ 2,3 * \sqrt{95931,78 \text{ Nmm} * 17,42 \text{ N/mm}^2 * 12 \text{ mm}} \end{array} \right. = \quad (7.54)$$

$$= \min \left\{ \begin{array}{l} 27969,2 \text{ N} \\ 12954,1 \text{ N} = 12922,3 \text{ N} = 12,9 \text{ kN} \\ 12922,3 \text{ N} \end{array} \right.$$

t_1 predstavlja debelino srednjega elementa v mm, ki v našem primeru znaša 85 mm.

Skupna karakteristična odpornost enega vijaka v vseh strižnih ravninah znaša:

$$F_{v,Rk} = 2 * F_{v,Rk,1} = 2 * 12,9 \text{ kN} = 23,8 \text{ kN}$$

Skupna projektna odpornost enega vijaka v vseh strižnih ravninah znaša:

$$F_{v,Rd} = k_{mod} * \frac{F_{v,Rk}}{\gamma_m} = 0,65 * \frac{23,8 \text{ kN}}{1,3} = 11,9 \text{ kN}$$

Kontrola nosilnosti spoja:

$$F_{v,Rd} = 11,9 \text{ kN} > \frac{N_{ed}}{7} = \frac{65,3 \text{ kN}}{7} = 9,33 \text{ kN}$$

V spoju je 7 čepov dovolj.

6.4.4.1 Kontrola reduciranega prereza stebra zaradi utorov v katere je vstavljena priključna pločevina in čepi

Kontrolo izvedemo z enako enačbo kot pri prejšnjem poglavju. Uklona na tem mestu ne upoštevamo, saj predpostavimo, da služijo jekleni deli spoja kot bočne podpore.

Obremenitve v delu spoja:

$$N_{x,Ed} = 65,3 \text{ kN}$$

Reducirane vrednosti prereza izračunamo s pomočjo programa

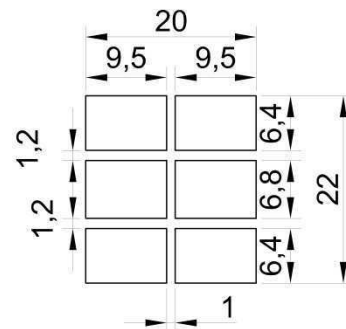
AutoCad:

$$A_{neto} = 372,4 \text{ cm}^2$$

Kontrola se glasi:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{62,8 \text{ kN}}{213,2 \text{ cm}^2} = 0,29 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq 0,65 * \frac{2,3 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,3} = 1,15 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = f_{c,0,d}.$$

Kontrola se izide, zmanjšan prerez je dovolj nosilen.



Slika 84: Model za izračun neto površine prereza. Enote so v [cm].

6.5 Dimenzioniranje spojev povezij in prečnikov

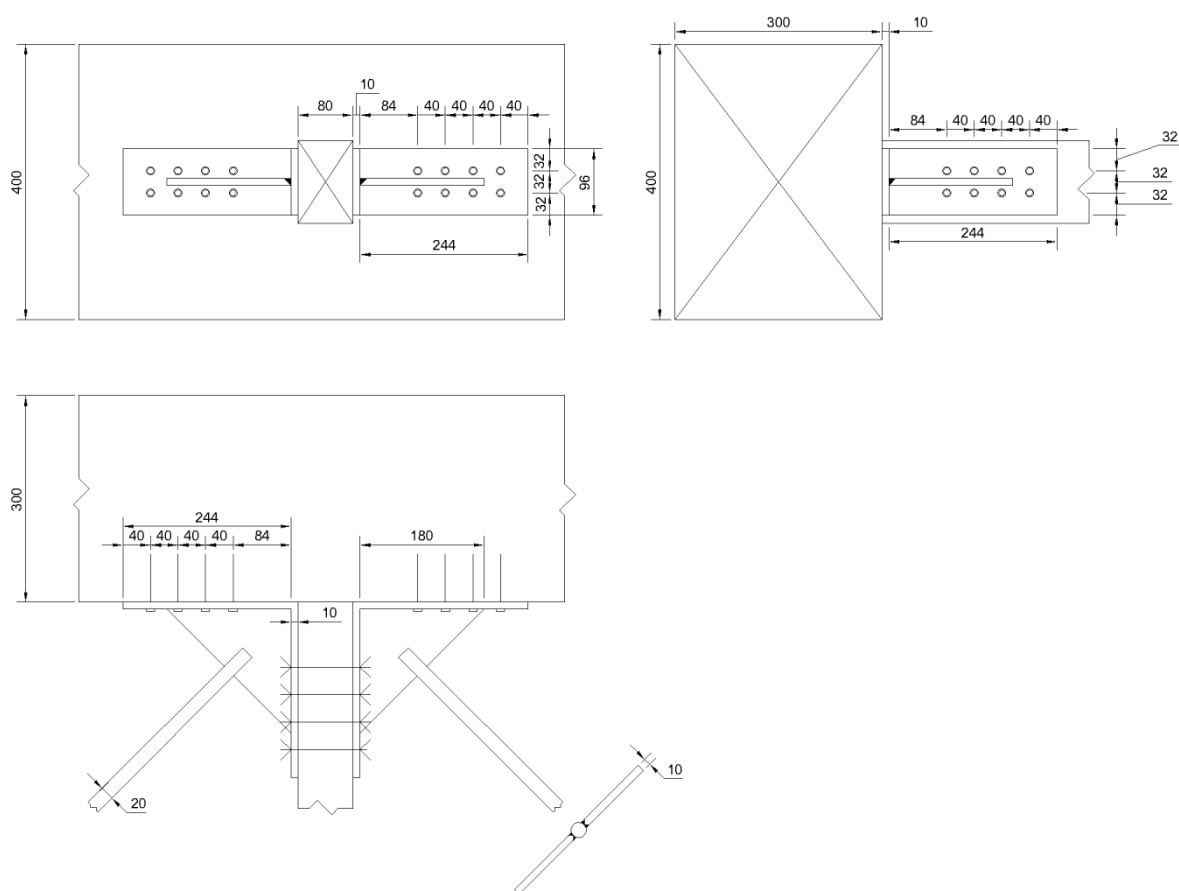
Prečnike pritrdimo na nosilce s kotniki in vijaki, povezje pa privarimo na kotnike. Pri tem uporabimo lesne vijake z navojno glavo Torx, saj so ti vijaki zelo trajni in močni, po drugi strani pa jih na vidnih delih konstrukcije skoraj ne opazimo.

6.5.1 Dimenzioniranje spojev diagonal zavarovalne konstrukcije in prečnikov na horizontalnem nosilcu

V tem spoju moramo prevzeti natezno osno silo, ki se pojavi v povezju ter jo prenesti na leseno konstrukcijo. To silo prevzamemo s pomočjo kotnikov, na katere so privarjene jeklene diagonale. Kotnike pritrdimo na prečnik in nosilec s pomočjo lesnih vijakov, ki jih dimenzioniramo skladno s standardom SIST EN 1995-1-1: 2005.

Izberemo pločevino, ki je debela 10 mm in je izdelana iz jekla S355. Dimenzioniramo spoj št. 1, ki je najbolj obremenjen.

Lesni vijaki so dimenzij $\phi/l/s_g=8/80/45$ mm in so izdelani iz jekla S355.



Slika 85: Detalj spoja diagonal zav. konstrukcije in prečnikov na horizontalnem nosilcu.

6.5.1.1 Obremenitve spoja

Obravnavamo spoj, kjer so natezne sile največje in sicer na lokaciji prve diagonale (slika 33).

Obremenitve v tem spoju znašajo:

$N_{Ed,d} = 39,7 \text{ kN}$ največja natezna sila v jekleni diagonali.

Spoj prevzame komponento natezne sile $V_d = N_{Ed,d} * \sin(\alpha)$, kjer je α kot med diagonalo in horizontalnim nosilcem:

$$V_d = 39,7 \text{ kN} * \sin(45) = 28,07 \text{ kN}$$

6.5.1.2 Račun odpornosti strižne porušitve spoja

Stižno odpornost v spoju izračunamo po mehanizmu enostižnega priključja pločevina-les (SIST EN 1995-1-1:2005) ob predpostavki, da je pločevina debela.

Pogoj za debele pločevine:

$$t \geq d \tag{7.55}$$

kjer sta

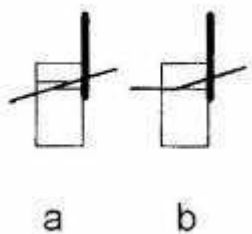
t debelina pločevine

d premer lesnega vijaka

$$t = 10 \text{ mm} \geq d = 8 \text{ mm}$$

Pogoj je izpolnjen.

Karakteristična odpornost enega veznega sredstva v eni strižni ravnini $F_{v,Rk}$ je določena kot minimalna vrednost karakteristične odpornosti pri naslednjih dveh možnih načinih porušitve priključka (a,b). Merodajen porušni mehanizem je odvisen od geometrije priključka, vtisne trdnosti lesa in polnoplastičnega momenta veznega sredstva.



Enačba za izračun karakteristične odpornosti se glasi (SIST EN 1995-1-1:2005):

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,\alpha,k} * t_1 * d * \left[\sqrt{2 + \frac{4 * M_{y,Rk}}{f_{h,\alpha,k} * t_1^2 * d}} - 1 \right] \\ 2,3 * \sqrt{2 M_{y,Rk} f_{h,k} d} \\ f_{h,\alpha,k} * t_1 * d \end{array} \right. \quad (7.56)$$

Karakteristična vtisna trdnost lesa za vijake premera do 30 mm pri priključku les – pločevina se določi z izrazom (7.57)

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} * \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad (7.57)$$

kjer so:

α kot med silo in lesnimi vlakni, ki v tem primeru znaša 0° ,

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

$f_{h,0,k}$ karakteristična vtisna trdnost v smeri vlaken, ki jo izračunamo z izrazom (7.58) in

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

$$k_{90} = 1,35 + 0,015 * 9 = 1,49$$

$$f_{h,0,k} = 0,082 * (1 - 0,01 * d) * \rho_k \quad (7.58)$$

kjer je:

ρ_k karakteristična gostota lesa v kg/m^3 .

Po enačbi (7.58) je karakterističan vtisna trdnost enaka:

$$f_{h,0,k} = 0,082 * (1 - 0,01 * 9 \text{ mm}) * 380 \text{ kg/m}^3 = 28,36 \text{ N/mm}^2.$$

Vstavimo v enačbo (7.57) in dobimo vrednost:

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{28,36 \text{ N/mm}^2}{1,49 * \sin^2 0 + \cos^2 0} = 28,36 \text{ N/mm}^2$$

Karakteristična vrednost momenta plastifikacije vijaka se izračuna s pomočjo izraza (7.59).

$$M_{y,Rk} = 0,3 * f_{u,k} * d^{2,6} \quad (7.59)$$

kjer sta:

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

d premer vijaka v mm.

$$M_{y,Rk} = 0,3 * 800 \text{ N/mm}^2 * 9 \text{ mm}^{2,6} = 72651,0 \text{ Nmm} \cong 0,073 \text{ kNm}$$

Strižna ravnina:

Strižno ravnino obravnavamo kot dvostrizni priključek pločevina-les, kjer je pločevina srednji element:

$$\begin{aligned}
 F_{v,Rk} &= \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,\alpha,k} * t_1 * d * \left[\sqrt{2 + \frac{4 * M_{y,Rk}}{f_{h,\alpha,k} * t_1^2 * d}} - 1 \right] \\ 2,3 * \sqrt{2 M_{y,Rk} f_{h,k} d} \\ f_{h,\alpha,k} * t_1 * d \end{array} \right. = & (7.60) \\
 &= \min \left\{ \begin{array}{l} 28,36 \text{ N/mm}^2 * 70 \text{ mm} * 8 \text{ mm} * \left[\sqrt{2 + \frac{4 * 72651,0 \text{ Nmm}}{8,36 \text{ N/mm}^2 * (70 \text{ mm})^2 * 8 \text{ mm}}} - 1 \right] \\ 2,3 * \sqrt{2 * 72651,0 \text{ Nmm} * 28,36 \text{ N/mm}^2 * 8 \text{ mm}} \\ 28,36 \text{ N/mm}^2 * 70 \text{ mm} * 8 \text{ mm} \end{array} \right. = \\
 &= \min \left\{ \begin{array}{l} 7705,7 \text{ N} \\ 8055,4 \text{ N} \\ 16053,6 \text{ N} \end{array} \right. = 7705,7 \text{ N} = 7,71 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

t_1 predstavlja debelino zunanjšega elementa v mm, v našem primeru je to 70 mm.

Projektna odpornost enega vijaka strižni ravnini znaša:

$$F_{v,Rd} = k_{mod} * \frac{F_{v,Rk}}{\gamma_m} = 0,65 * \frac{7,71 \text{ kN}}{1,25} = 4,0 \text{ kN}$$

Kontrola nosilnosti spoja:

$$F_{v,Rd} = 4,0 \text{ kN} \geq \frac{28,07 \text{ kN}}{8} = 3,51 \text{ kN} = F_{v,Ed}$$

6.5.1.3 Kontrole zvarov

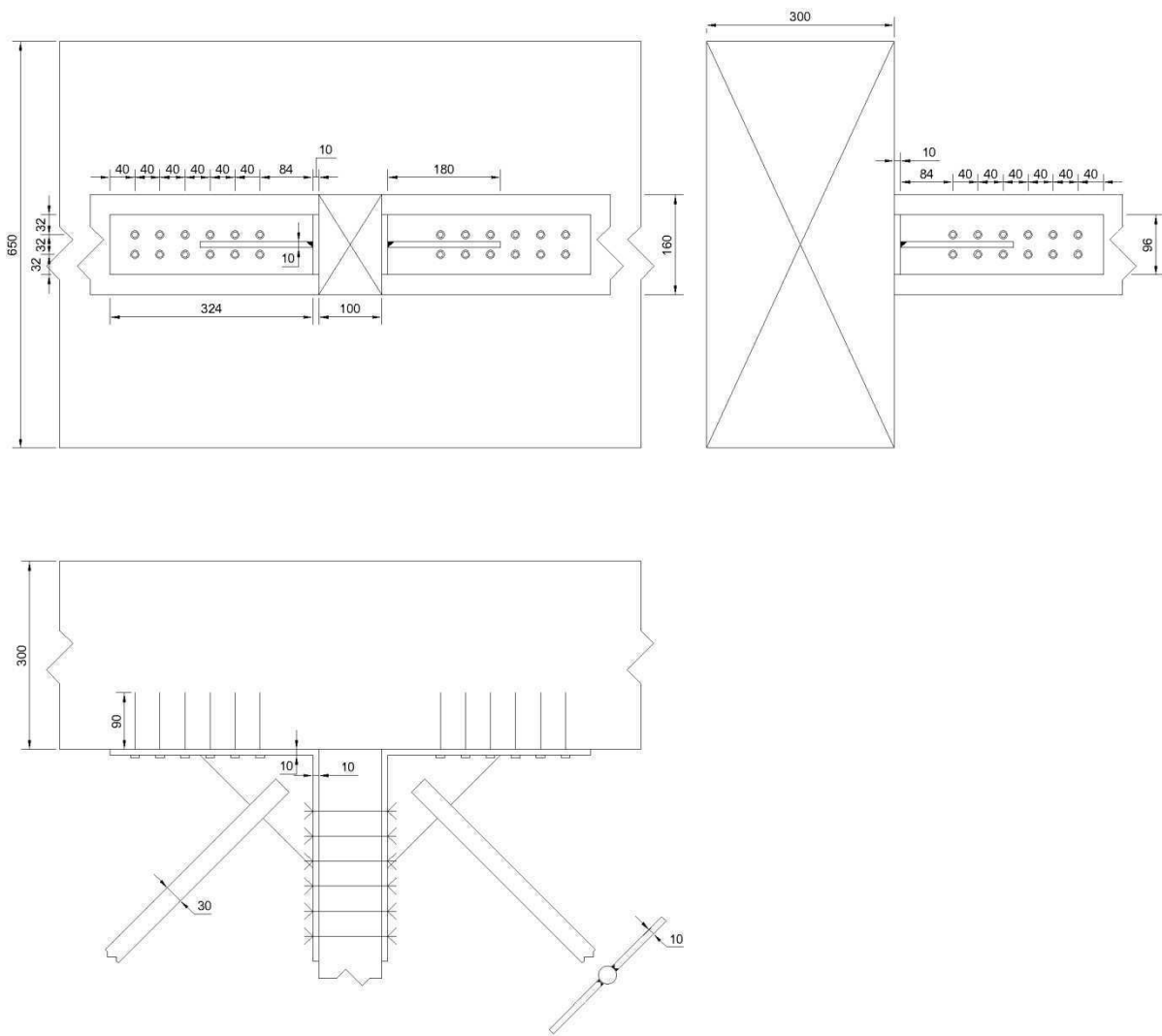
Zvari se pojavijo na mestu stikovanja priključne pločevine s kotnikom in na mestu stikovanja palice in priključne pločevine. Na mestu stikovanja priključne pločevine s kotnikom izvedemo polnopenetrirajoči kotni zvar, na mestu stikovanja palice in priključne pločevine pa polnopenetrirajoči kotni K zvar. Oba zvara izpolnjujeta enake trdnosti, kot jih imajo privarjeni elementi, zato kontrola ni potrebna.

6.5.2 Dimenzioniranje spojev diagonal zavarovalne konstrukcije in prečnikov na ločnem nosilcu

V tem spoju moramo prevzeti natezno osno silo, ki se pojavi v povezju ter jo prenesti na leseno konstrukcijo. To silo prevzamemo s pomočjo kotnikov, na katere so privrjene jeklene diagonale. Kotnike pritrdimo na prečnik in nosilec s pomočjo lesnih vijakov, ki jih dimenzioniramo skladno s standardom SIST EN 1995-1-1: 2005.

Izberemo pločevino, ki je debela 10 mm in je izdelana iz jekla S355. Dimenzioniramo spoj št. 1, ki je najbolj obremenjen.

Lesni vijaki so dimenzij $\phi/l/s_g=8/100/65$ mm in so izdelani iz jekla S355.



Slika 86: Detalj spoja prečnikov in povezja med ločnimi nosilci.

6.5.2.1 Obremenitve spoja

Obravnavamo spoj, kjer so natezne sile največje in sicer na lokaciji prve diagonale (slika 34).

Obremenitve v tem spoju znašajo:

$N_{Ed,d} = 65,7 \text{ kN}$ največja natezna sila v jekleni diagonali.

Spoj prevzame komponento natezne sile $V_d = N_{Ed,d} * \sin(\alpha)$, kjer je α kot med diagonalo in horizontalnim nosilcem:

$$V_d = 65,7 \text{ kN} * \sin(45) = 46,46 \text{ kN}$$

6.5.2.2 Račun odpornosti strižne porušitve spoja

Stižno odpornost v spoju izračunamo po mehanizmu enostižnega priključja pločevina-les (SIST EN 1995-1-1:2005) ob predpostavki, da je pločevina debela.

Pogoj za debele pločevine:

$$t \geq d \tag{7.61}$$

kjer sta

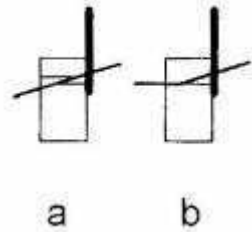
t debelina pločevine

d premer lesnega vijaka

$$t = 10 \text{ mm} \geq d = 8 \text{ mm}$$

Pogoj je izpolnjen.

Karakteristična odpornost enega veznega sredstva v eni strižni ravnini $F_{v,Rk}$ je določena kot minimalna vrednost karakteristične odpornosti pri naslednjih dveh možnih načinih porušitve priključka (a,b). Merodajen porušni mehanizem je odvisen od geometrije priključka, vtisne trdnosti lesa in polnoplastičnega momenta veznega sredstva.



Enačba za izračun karakteristične odpornosti se glasi (SIST EN 1995-1-1:2005):

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,\alpha,k} * t_1 * d * \left[\sqrt{2 + \frac{4 * M_{y,Rk}}{f_{h,\alpha,k} * t_1^2 * d}} - 1 \right] \\ 2,3 * \sqrt{2 M_{y,Rk} f_{h,k} d} \\ f_{h,\alpha,k} * t_1 * d \end{array} \right. \quad (7.62)$$

Karakteristična vtisna trdnost lesa za vijake premera do 30 mm pri priključku les – pločevina se določi z izrazom (7.63)

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} * \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad (7.63)$$

kjer so:

α kot med silo in lesnimi vlakni, ki v tem primeru znaša 0° ,

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

$f_{h,0,k}$ karakteristična vtisna trdnost v smeri vlaken, ki jo izračunamo z izrazom (7.64) in

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

$$k_{90} = 1,35 + 0,015 * 8 = 1,47$$

$$f_{h,0,k} = 0,082 * (1 - 0,01 * d) * \rho_k \quad (7.64)$$

kjer je:

ρ_k karakteristična gostota lesa v kg/m^3 .

Po enačbi (7.64):

$$f_{h,0,k} = 0,082 * (1 - 0,01 * 8 \text{ mm}) * 380 \text{ kg/m}^3 = 28,67 \text{ N/mm}^2$$

Vstavimo v (7.63):

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{28,67 \text{ N/mm}^2}{1,47 * \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} = 28,67 \text{ N/mm}^2$$

Karakteristična vrednost momenta plastifikacije vijaka se izračuna s pomočjo izraza (7.65).

$$M_{y,Rk} = 0,3 * f_{u,k} * d^{2,6} \quad (7.65)$$

kjer sta:

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

d premer vijaka v mm.

$$M_{y,Rk} = 0,3 * 800 \text{ N/mm}^2 * 8 \text{ mm}^{2,6} = 53486,6 \text{ Nmm} \cong 0,053 \text{ kNm}$$

Strižna ravnina:

Strižno ravnino obravnavamo kot dvostrizni priključek pločevina-les, kjer je pločevina srednji element:

$$\begin{aligned}
 F_{v,Rk} &= \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,\alpha,k} * t_1 * d * \left[\sqrt{2 + \frac{4 * M_{y,Rk}}{f_{h,\alpha,k} * t_1^2 * d}} - 1 \right] \\ 2,3 * \sqrt{2 M_{y,Rk} f_{h,k} d} \\ f_{h,\alpha,k} * t_1 * d \end{array} \right. = & (7.66) \\
 &= \min \left\{ \begin{array}{l} 28,67 \text{ N/mm}^2 * 90 \text{ mm} * 8 \text{ mm} * \left[\sqrt{2 + \frac{4 * 53486,6 \text{ Nmm}}{28,67 \text{ N/mm}^2 * (90 \text{ mm})^2 * 8 \text{ mm}}} - 1 \right] \\ 2,3 * \sqrt{2 * 53486,6 \text{ Nmm} * 28,67 \text{ N/mm}^2 * 8 \text{ mm}} \\ 28,67 \text{ N/mm}^2 * 90 \text{ mm} * 8 \text{ mm} \end{array} \right. = \\
 &= \min \left\{ \begin{array}{l} 9378,2 \text{ N} \\ 8055,4 \text{ N} = 8055,4 \text{ N} = 8,06 \text{ kN} \\ 20640,4 \text{ N} \end{array} \right.
 \end{aligned}$$

t_1 predstavlja debelino zunanjšega elementa v mm, v našem primeru je to 90 mm.

Projektna odpornost enega vijaka strižni ravnini znaša:

$$F_{v,Rd} = k_{mod} * \frac{F_{v,Rk}}{\gamma_m} = 0,65 * \frac{8,06 \text{ kN}}{1,25} = 4,19 \text{ kN}$$

Kontrola nosilnosti spoja:

$$F_{v,Rd} = 4,19 \text{ kN} \geq \frac{46,46 \text{ kN}}{12} = 3,87 \text{ kN} = F_{v,Ed}$$

Kontrola se izde, spoj je dovolj nosilen.

6.5.2.3 Kontrole zvarov

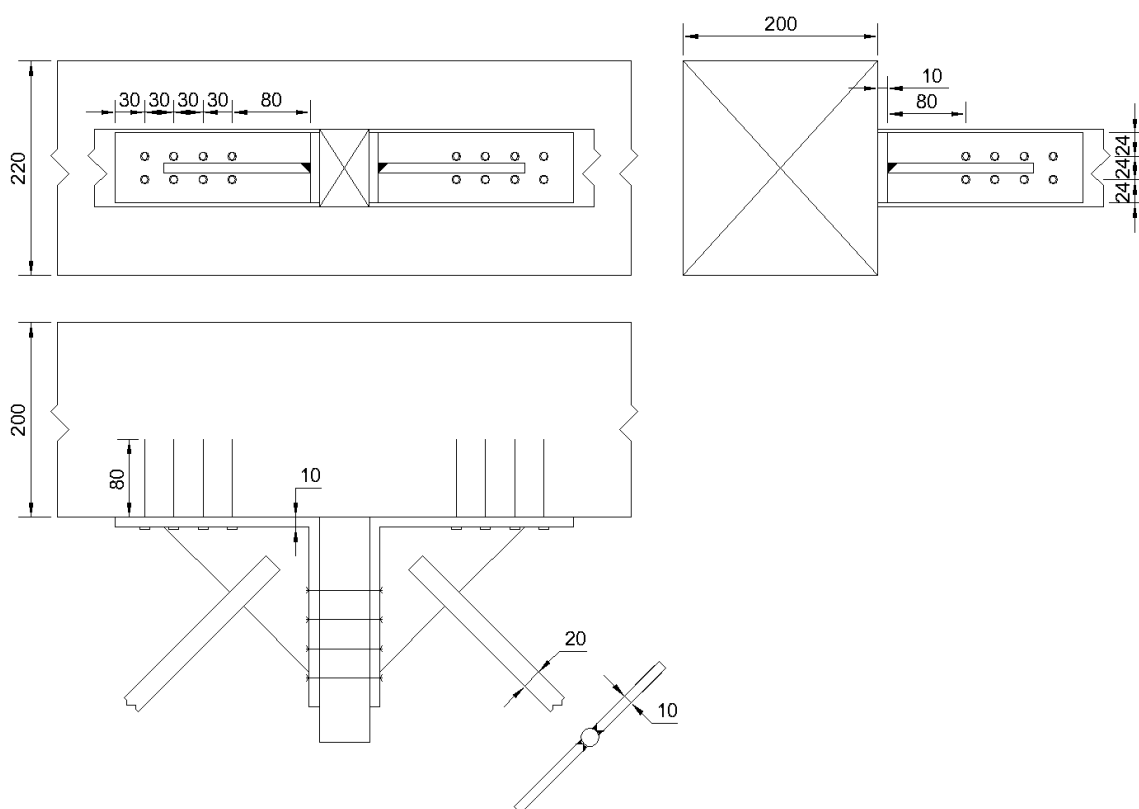
Zvari se pojavijo na mestu stikovanja priključne pločevine s kotnikom in na mestu stikovanja palice in priključne pločevine. Na mestu stikovanja priključne pločevine s kotnikom izvedemo polnopenetrirajoči kotni zvar, na mestu stikovanja palice in priključne pločevine pa polnopenetrirajoči kotni K zvar. Oba zvara izpolnjujeta enake trdnosti, kot jih imajo privarjeni elementi, zato kontrola ni potrebna.

6.5.3 Dimenzioniranje spojev povezij v stebrih

V tem spoju moramo prevzeti natezno osno silo, ki se pojavi v povezju ter jo prenesti na leseno konstrukcijo. To silo prevzamemo s pomočjo kotnikov, na katere so privarjene jeklene diagonale. Kotnike pritrdimo na prečnik in nosilec s pomočjo lesnih vijakov, ki jih dimenzioniramo skladno s standardom SIST EN 1995-1-1: 2005.

Izberemo pločevino, ki je debela 10 mm in je izdelana iz jekla S355. Dimenzioniramo spoj št. 1, ki je najbolj obremenjen.

Lesni vijaki so dimenzij $\phi/l/s_g=6/80/55$ mm in so izdelani iz jekla S355.



Slika 87: Detalj spoja prečnikov in diagonal med stebri.

6.5.3.1 Obremenitve spoja

Obravnavamo spoj, kjer so natezne sile največje in sicer na mestu spodnje diagonale med drugimi stebri (slika 36).

Obremenitve v tem spoju znašajo:

$N_{Ed,d} = 18,3 \text{ kN}$ največja natezna sila v jekleni diagonali.

Spoj prevzame komponento natezne sile $V_d = N_{Ed,d} * \sin(\alpha)$, kjer je α kot med diagonalo in stebrom:

$$V_d = 18,3 \text{ kN} * \sin(64) = 16,45 \text{ kN}$$

6.5.3.2 Račun odpornosti strižne porušitve spoja

Stižno odpornost v spoju izračunamo po mehanizmu enostižnega priključja pločevina-les (SIST EN 1995-1-1:2005) ob predpostavki, da je pločevina debela.

Pogoj za debele pločevine:

$$t \geq d \tag{7.67}$$

kjer sta

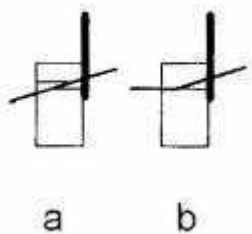
t debelina pločevine

d premer lesnega vijaka

$$t = 10 \text{ mm} \geq d = 6 \text{ mm}$$

Pogoj je izpolnjen.

Karakteristična odpornost enega veznega sredstva v eni strižni ravnini $F_{v,Rk}$ je določena kot minimalna vrednost karakteristične odpornosti pri naslednjih dveh možnih načinih porušitve priključka (a,b). Merodajen porušni mehanizem je odvisen od geometrije priključka, vtisne trdnosti lesa in polnoplastičnega momenta veznega sredstva.



Enačba za izračun karakteristične odpornosti se glasi (SIST EN 1995-1-1:2005):

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,\alpha,k} * t_1 * d * \left[\sqrt{2 + \frac{4 * M_{y,Rk}}{f_{h,\alpha,k} * t_1^2 * d}} - 1 \right] \\ 2,3 * \sqrt{2 M_{y,Rk} f_{h,k} d} \\ f_{h,\alpha,k} * t_1 * d \end{array} \right. \quad (7.68)$$

Karakteristična vtisna trdnost lesa za vijake premera do 30 mm pri priključku les – pločevina se določi z izrazom (7.69)

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} * \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad (7.69)$$

kjer so:

α kot med silo in lesnimi vlakni, ki v tem primeru znaša 0° ,

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

$f_{h,0,k}$ karakteristična vtisna trdnost v smeri vlaken, ki jo izračunamo z izrazom (7.70) in

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

$$k_{90} = 1,35 + 0,015 * 6 = 1,44$$

$$f_{h,0,k} = 0,082 * (1 - 0,01 * d) * \rho_k \quad (7.70)$$

kjer je:

ρ_k karakteristična gostota lesa v kg/m^3 .

Po enačbi (7.70) je karakteristična vtisna trdnost enaka:

$$f_{h,0,k} = 0,082 * (1 - 0,01 * 6 \text{ mm}) * 380 \text{ kg/m}^3 = 29,29 \text{ N/mm}^2.$$

Vstavimo v (7.69):

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{29,29 \text{ N/mm}^2}{1,44 * \sin^2 0 + \cos^2 0} = 29,29 \text{ N/mm}^2$$

Karakteristična vrednost momenta plastifikacije vijaka se izračuna s pomočjo izraza (7.71).

$$M_{y,Rk} = 0,3 * f_{u,k} * d^{2,6} \tag{7.71}$$

kjer sta:

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

d premer vijaka v mm.

$$M_{y,Rk} = 0,3 * 800 \text{ N/mm}^2 * 6 \text{ mm}^{2,6} = 25316,55 \text{ Nmm} \cong 0,025 \text{ kNm}$$

Strižna ravnina:

Strižno ravnino obravnavamo kot dvostrizni priključek pločevina-les, kjer je pločevina srednji element:

$$\begin{aligned}
 F_{v,Rk} &= \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,\alpha,k} * t_1 * d * \left[\sqrt{2 + \frac{4 * M_{y,Rk}}{f_{h,\alpha,k} * t_1^2 * d}} - 1 \right] \\ 2,3 * \sqrt{2 M_{y,Rk} f_{h,k} d} \\ f_{h,\alpha,k} * t_1 * d \end{array} \right. = & (7.72) \\
 &= \min \left\{ \begin{array}{l} 29,29 \text{ N/mm}^2 * 80 \text{ mm} * 6 \text{ mm} * \left[\sqrt{2 + \frac{4 * 25316,55 \text{ Nmm}}{29,29 \text{ N/mm}^2 * (80 \text{ mm})^2 * 6 \text{ mm}}} - 1 \right] \\ 2,3 * \sqrt{2 * 25316,55 \text{ Nmm} * 29,29 \text{ N/mm}^2 * 6 \text{ mm}} \\ 29,29 \text{ N/mm}^2 * 80 \text{ mm} * 6 \text{ mm} \end{array} \right. = \\
 &= \min \left\{ \begin{array}{l} 6266,2 \text{ N} \\ 4851,4 \text{ N} \\ 14059,39 \text{ N} \end{array} \right. = 4851,4 \text{ N} = 4,85 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

t_1 predstavlja debelino zunanjega elementa v mm, v našem primeru je to 80 mm.

Projektna odpornost enega vijaka strižni ravnini znaša:

$$F_{v,Rd} = k_{mod} * \frac{F_{v,Rk}}{\gamma_m} = 0,65 * \frac{4,85 \text{ kN}}{1,25} = 2,52 \text{ kN}$$

Kontrola nosilnosti spoja:

$$F_{v,Rd} = 4,19 \text{ kN} \geq \frac{16,45 \text{ kN}}{8} = 2,06 \text{ kN} = F_{v,Ed}$$

Kontrola se izde, spoj je dovolj nosilen.

6.5.3.3 Kontrole zvarov

Zvari se pojavijo na mestu stikovanja priključne pločevine s kotnikom in na mestu stikovanja palice in priključne pločevine. Na mestu stikovanja priključne pločevine s kotnikom izvedemo polnopenetrirajoči kotni zvar, na mestu stikovanja palice in priključne pločevine pa polnopenetrirajoči kotni K zvar. Oba zvara izpolnjujeta enake trdnosti, kot jih imajo privarjeni elementi, zato kontrola ni potrebna.

7 ZAKLJUČEK

Od nekdaj so ljudje gradili iz gradbenih materialov, ki so bili najbolj dostopni in uporabni. Zgodovina gradnje mostov na slovenskem ozemlju nam priča ravno o tem. Dokler niso razvili sodobnih tehnologij gradnje, so uporabljali les in kamen, saj so jih lahko precej enostavno obdelovali, predvsem pa sta bila zelo priročna in dostopna. Že mostiščarji, ki so živeli okrog leta 2000 pr.n.št. so vedeli, da je možno iz lesa zgraditi marsikaj, od bivališč pa do obrambne infrastrukture. Rimljani so z bogatejšim znanjem mehanskih lastnosti te zelene dobrine les samo še boljše izkoristili, saj so bili sposobni zgraditi tudi večje konstrukcije in mostove, ki so premagovale večje depresije.

S časom se je tehnologija gradnje razvila in les ter kamen je nadomestil beton in jeklo. Lesene konstrukcije se je uporabljalo v tehnologiji le še takrat, ko se novejših materialov ni splačalo več uporabljati, bodisi zaradi dostopa bodisi zaradi prevoza ali drugih ekonomskih faktorjev. Lesene konstrukcije so postajale preteklost. Šele z razvitjem lepljenih elementov je les ponovno zaživel in postal uporaben in se sedaj s svojimi mehanskimi lastnosti in naravnim izgledom lahko kosa z marsikaterim drugim gradbenim materialom. Poleg tega je zaradi načina vzdrževanja veliko bolj okolju prijazen, kot pa težke kovine, ki jih najdemo v premazih za jeklene konstrukcije.

Torej se les kot gradbeni material vrača v uporabo. Bodisi zaradi svojih tehnoloških lastnosti, pa tudi zato, ker je lep, topel in človeku prijazen. Prijazen je pa tudi do narave, saj se ga lahko enostavno reciklira ali skuri, postopki predelave so enostavni in ne obremenjujejo okolja.

Slovenija je poznana po svojih obsežnih gozdovih in neokrnjeni naravi. Zakaj ne bi tega gradbeniki izkoristili? Cel razviti svet strmi k temu, da bi se okolje čim manj obremenjevalo. S tem, ko bi začeli spet izkoriščati les, ne bi samo sledili sodobnim trendom, temveč tudi ekonomsko in gospodarsko upravičenem gradbenim posegom. Les je naša prednost in prihodnost.

VIRI

Uporabljeni viri

Humar, G. 2013. Hrdeckega most v Ljubljani. Neobjavljeno gradivo. (S. 1 , s. n.): 20 str.

Humar, G., Kladnik, B. 2000. Slovenski mostovi. 1. del. Šempeter pri Gorici, Pontis; Ljubljana, Zaklad: 112 str.

Ostali viri

Beg, D. 2010. Projektiranje jeklenih konstrukcij v skladu z Evrokodom 3 – kratek povzetek. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 111 str.

Lopatič, J. 2011. Lesene konstrukcije 1. Neobjavljeno študijsko gradivo. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: loč. pag.

Standardi:

EN 1991-1-2: Actions on structures – Traffic loads on bridges.

EN 1991-1-2: Actions on structures – Traffic loads on bridges. Annex A2.

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

SIST EN 1991-1-1:2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-1. del: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koriste obtežbe stavb (istoveten z EN 1991-1-1:2000).

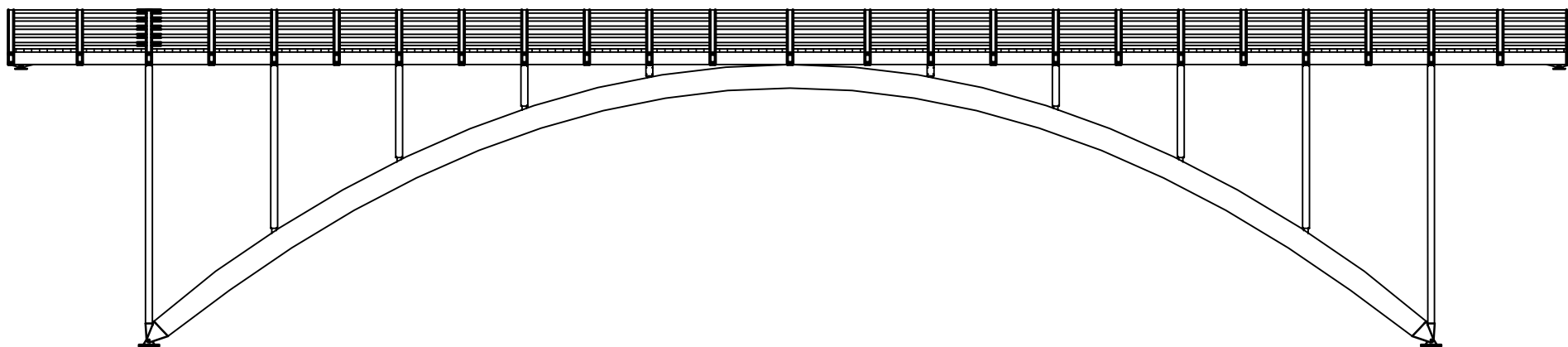
SEZNAM PRILOG

PRILOGA A: Delavniški načrti lesene brvi

PRILOGA A

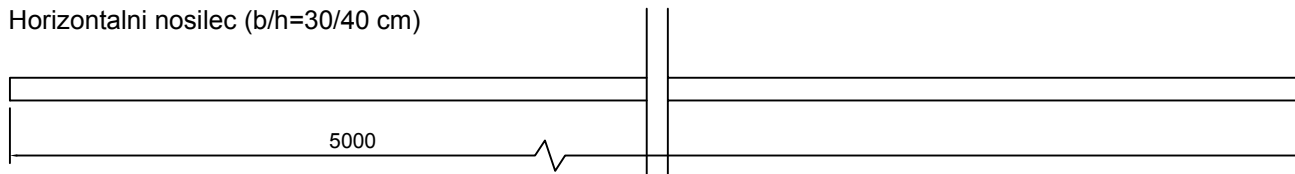
Delavniški načrti lesene brvi

V nadaljevanju so priloženi delavniški načrti lesene brvi. Ker želimo ohraniti merilo načrtov je vsak načrt na svoji strani.

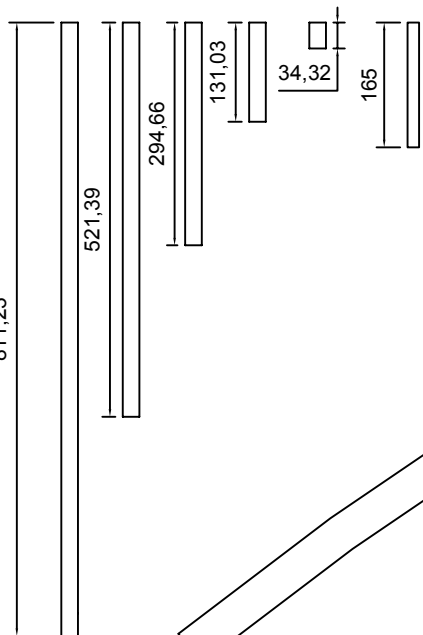


Pogled na brv	M1:20
Projektiral: Andrej Fabiani	
Diplomska naloga: Dimenzioniranje nosilnih elementov lesene brvi	
Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo	
Univerza v Ljubljani	

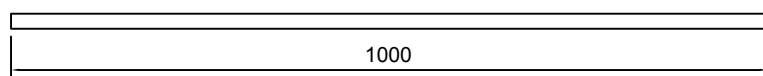
Horizontalni nosilec (b/h=30/40 cm)



Stebri b/h=20/22 cm



Steber ograje (b/h=15/14 cm) in držalo (b/h=5/10 cm)

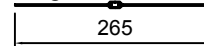


Prečnik med stebri b/h=5/8 cm

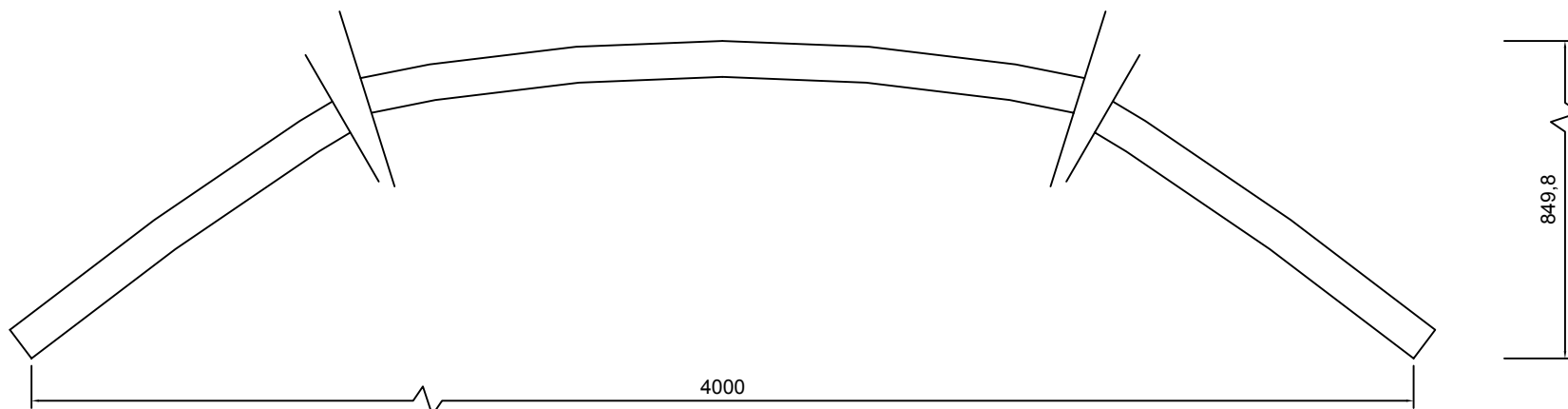
Prečnik med ravnima nosilcema b/h=8/12 cm

Prečnik med ločnima nosilcema b/h=10/16 cm

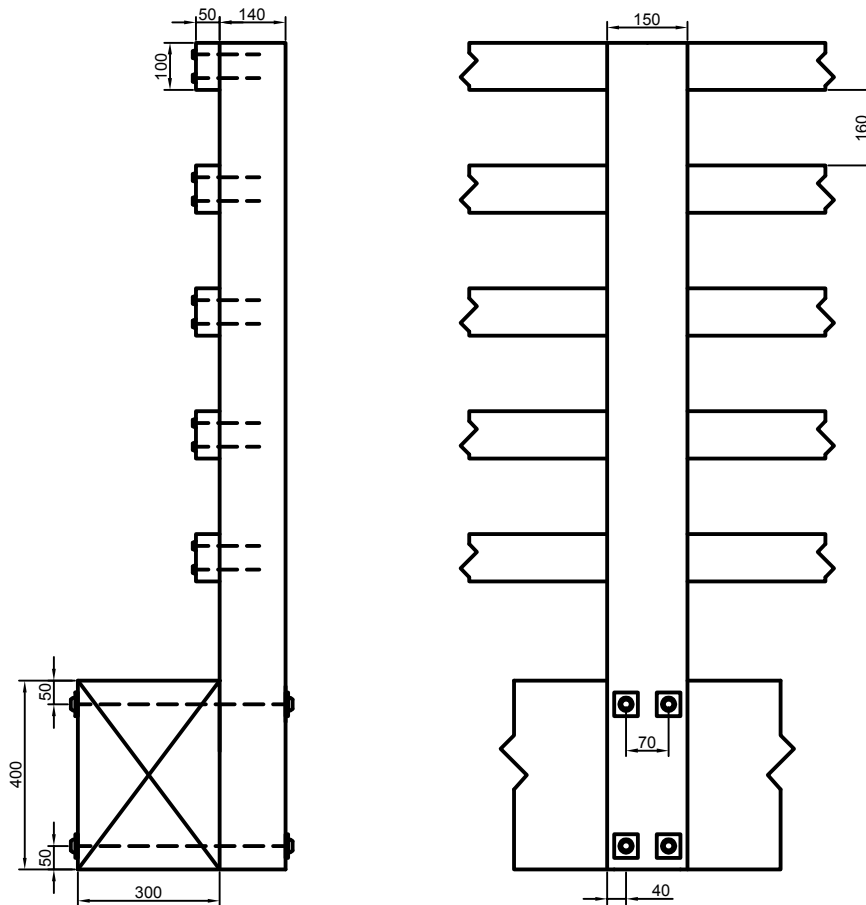
Diagonale $\Phi 20$ mm in $\Phi 30$ mm z napenjalko



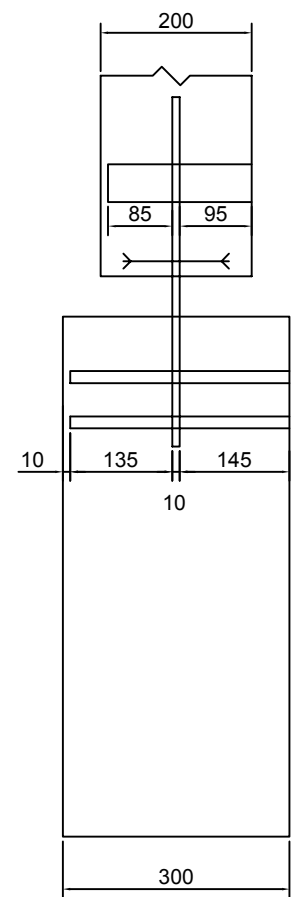
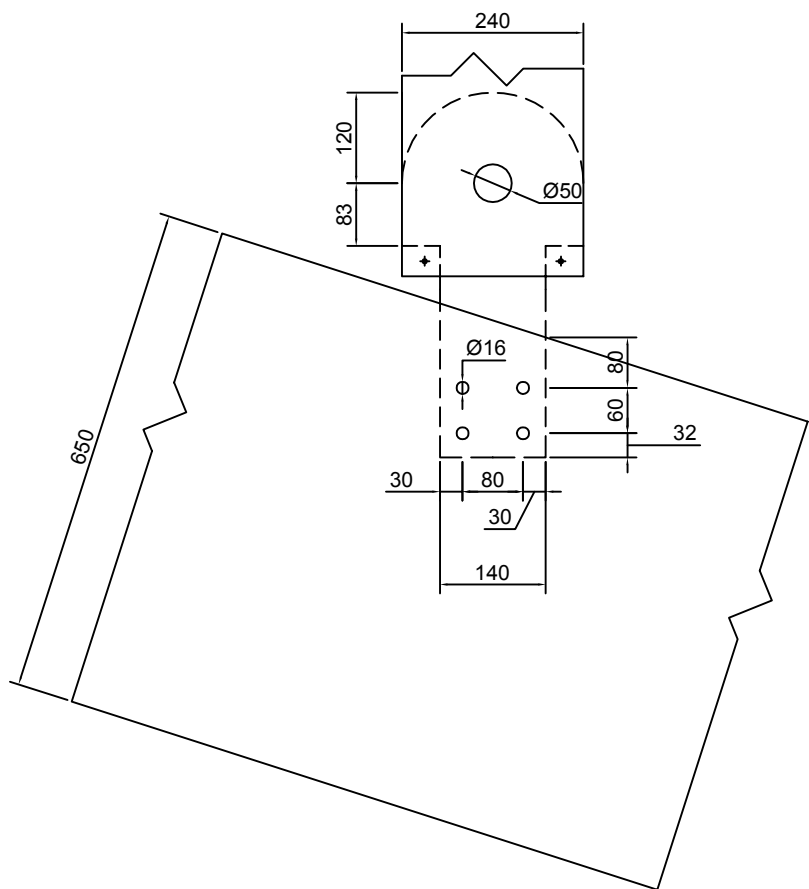
Ločni nosilec (b/h=30/65 cm)



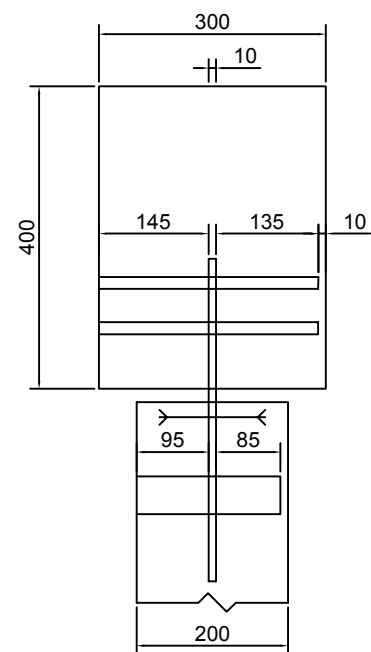
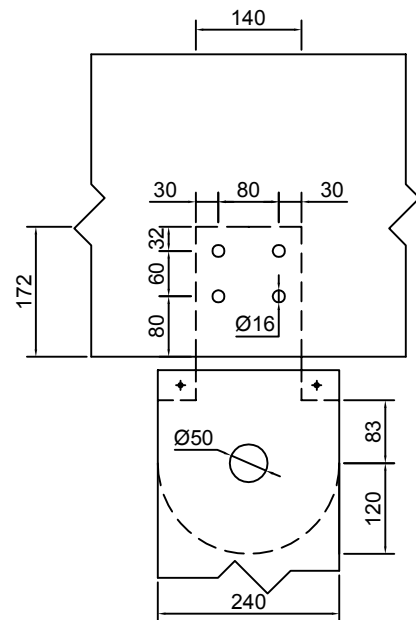
Gradbeni elementi konstrukcije M1:10
Projektiral: Andrej Fabiani
Diplomska naloga: Dimenzioniranje nosilnih elementov lesene brvi
Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo
Univerza v Ljubljani



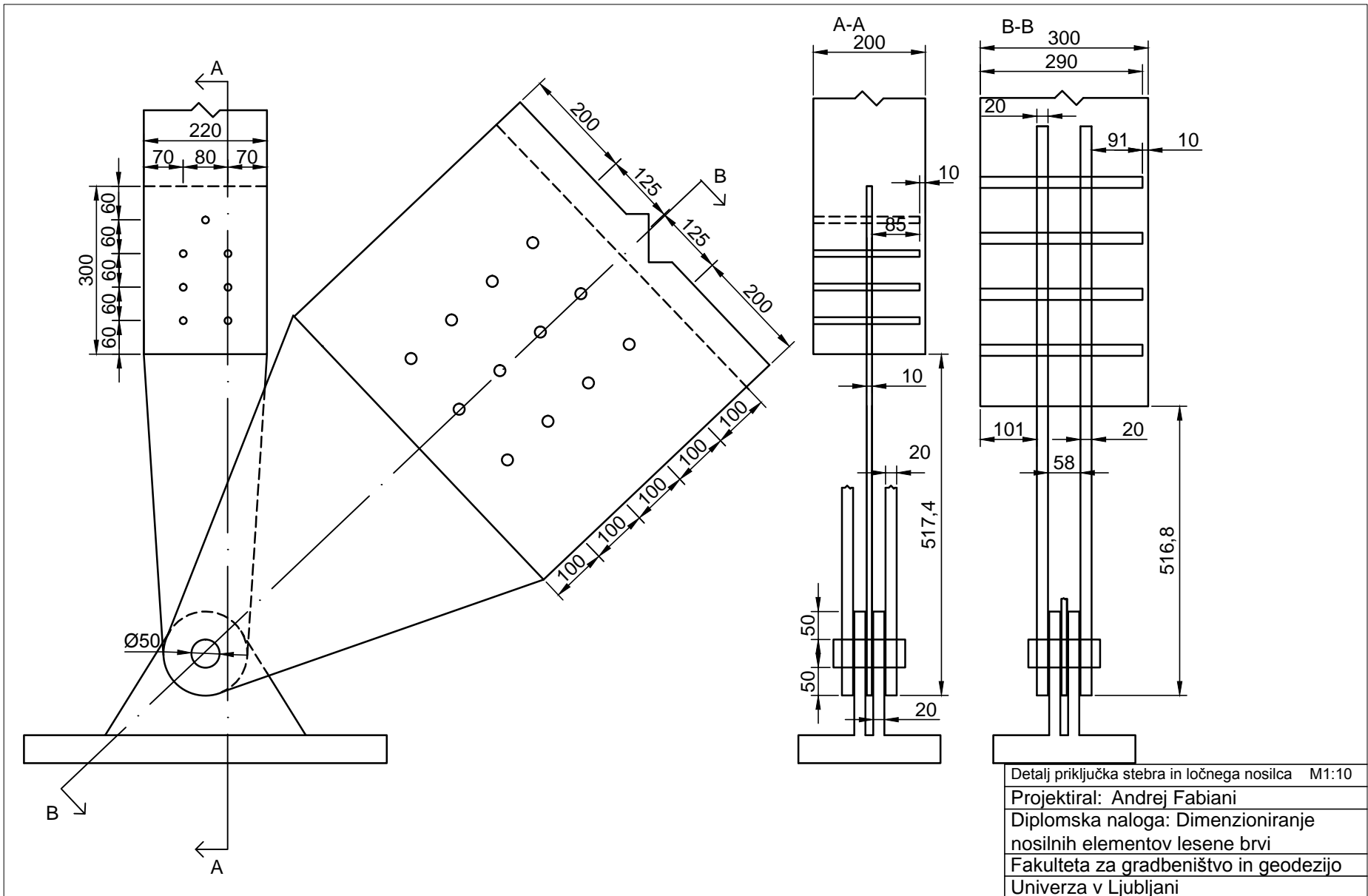
Detalj priključka ograje M1:16
Projektiral: Andrej Fabiani
Diplomska naloga: Dimenzioniranje nosilnih elementov lesene brvi
Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo
Univerza v Ljubljani



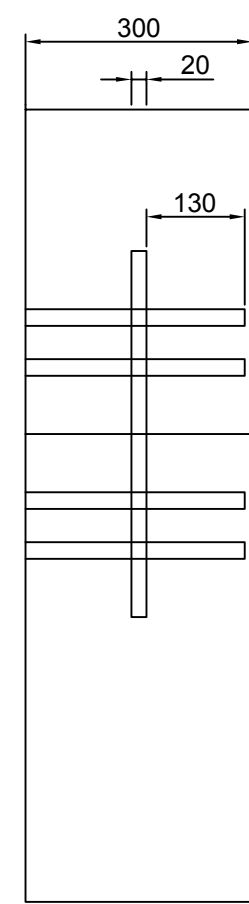
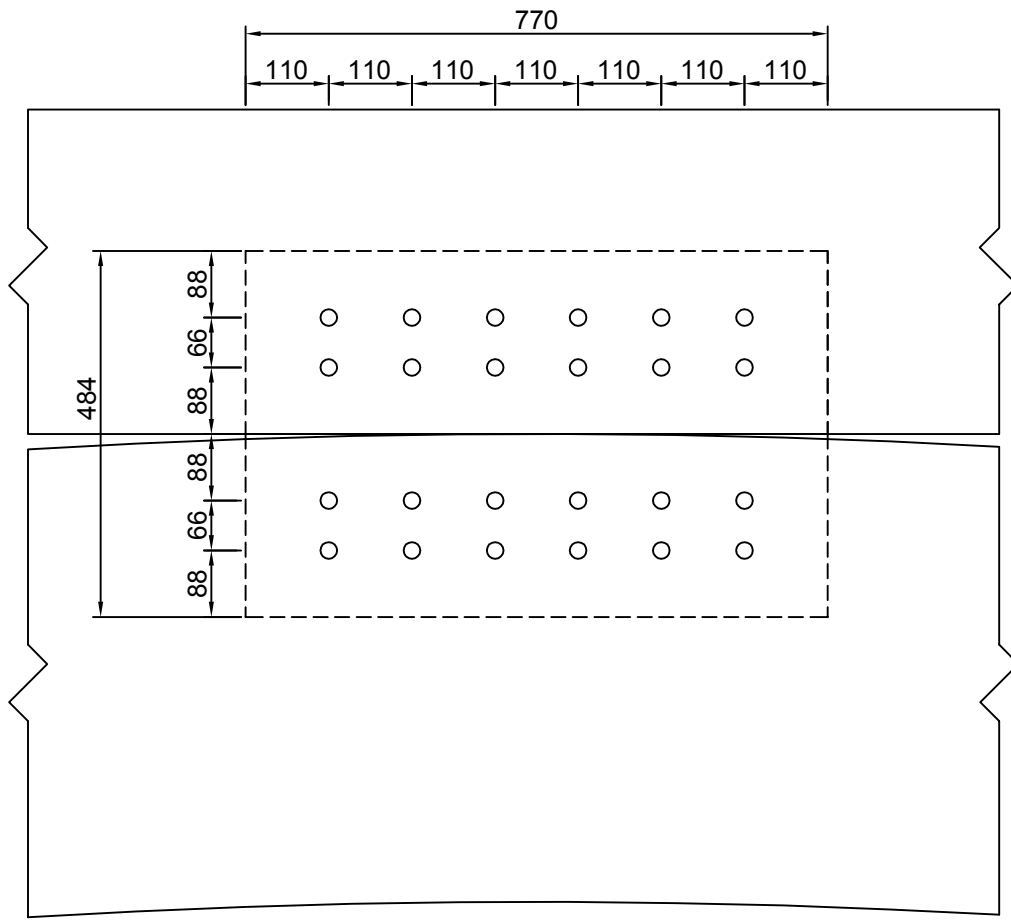
Detalj priključka sšebra na ločni nosilec	M1:10
Projektiral: Andrej Fabiani	
Diplomska naloga: Dimenzioniranje nosilnih elementov lesene brvi	
Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo	
Univerza v Ljubljani	



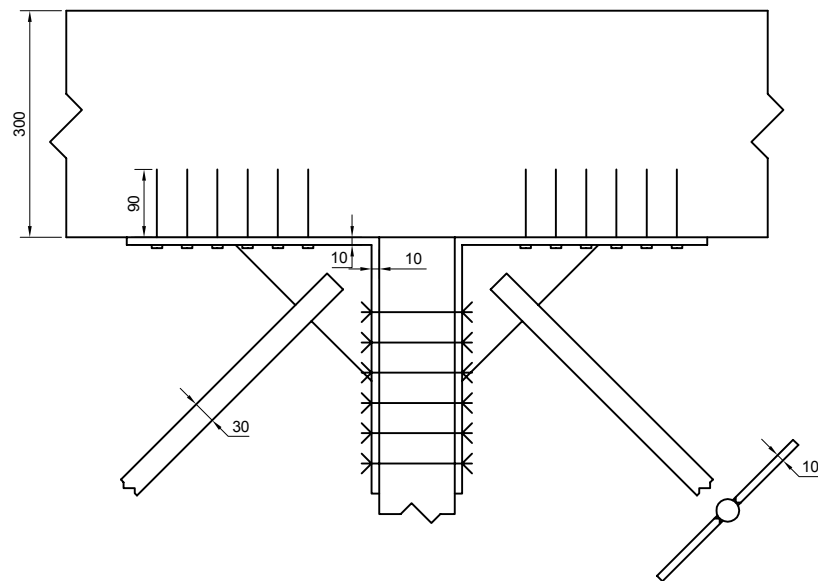
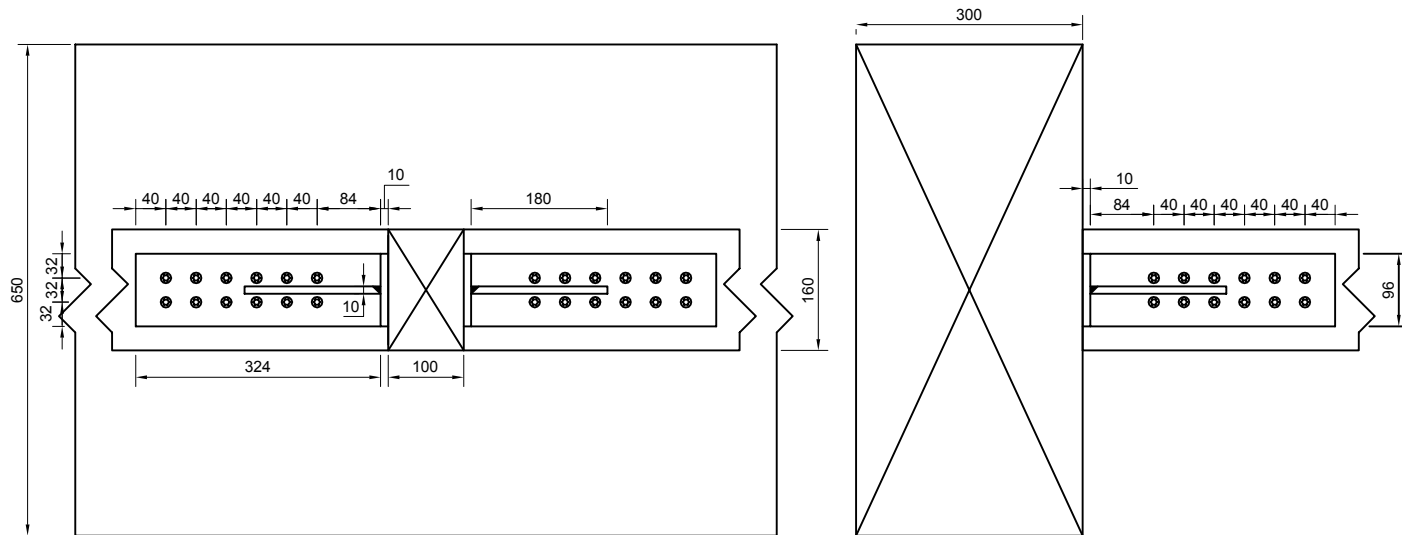
Detalj med stebrom in hor. nosilcem	M1:10
Projektiral: Andrej Fabiani	
Diplomska naloga: Dimenzioniranje nosilnih elementov lesene brvi	
Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo	
Univerza v Ljubljani	



Detalj priključka stebra in ločnega nosilca M1:10
 Projektiral: Andrej Fabiani
 Diplomski naloga: Dimenzioniranje
 nosilnih elementov lesene brvi
 Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo
 Univerza v Ljubljani



Detalj spoja med ločnim in hor. nosilcem M1:10
Projektiral: Andrej Fabiani
Diplomska naloga: Dimenzioniranje nosilnih elementov lesene brvi
Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo
Univerza v Ljubljani

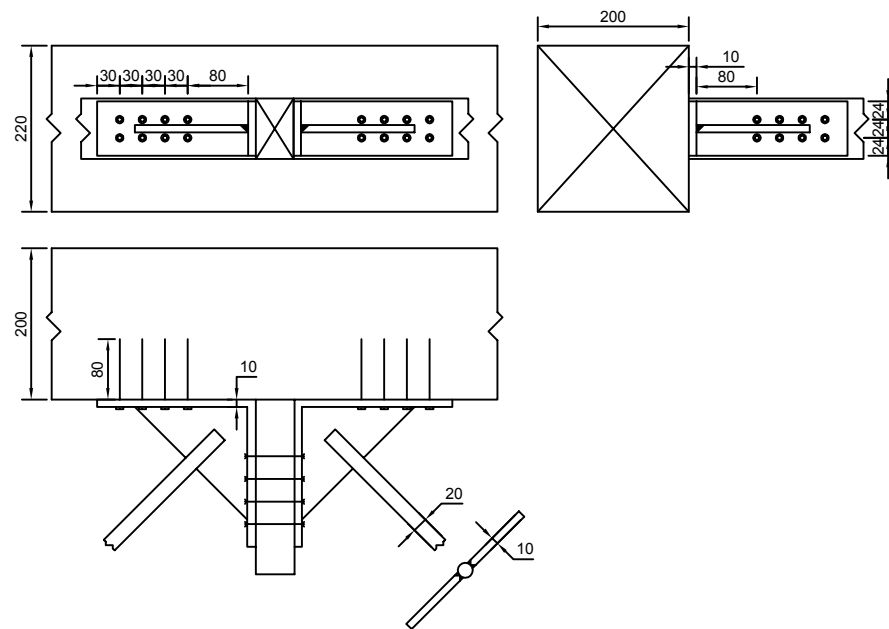


Detali priključka prečnikov in diagonal zavarovalne
konstrukcije v ločnem nosilcu M1:10

Projektiral: Andrej Fabiani

Diplomska naloga: Dimenzioniranje
nosilnih elementov lesene brvi

Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo
Univerza v Ljubljani



Detalj priključka prečnikov in diagonal v stebrih M1:10

Projektiral: Andrej Fabiani

Diplomska naloga: Dimenzioniranje nosilnih elementov lesene brvi

Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo
Univerza v Ljubljani