

Univerza
v Ljubljani
Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*

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



Univerzitetni program Gradbeništvo,
Konstrukcijska smer

Kandidat:

Sašo Vozel

PROJEKTIRANJE LESENEGA RAZGLEDNEGA STOLPA

Diplomska naloga št.: 3154

Mentor:

prof. dr. Boštjan Brank

Somentor:

doc. dr. Jože Lopatič, dr. Bruno Dujič

Ljubljana, 3. 5. 2011

POPRAVKI

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

IZJAVA O AVTORSTVU

Skladno s 27. členom Pravilnika o diplomskem delu UL Fakultete za gradbeništvo in geodezijo, podpisani **SAŠO VOZEL** izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom:
»**PROJEKTIRANJE LESENEGA RAZGLEDNEGA STOLPA**«.

Izjavljam, da prenašam vse materialne avtorske pravice v zvezi z diplomsko nalogo na UL, Fakulteto za gradbeništvo in geodezijo.

Noben del tega zaključnega dela ni bil uporabljen za pridobitev strokovnega naziva ali druge strokovne kvalifikacije na tej ali na drugi univerzi ali izobraževalni inštituciji.

Ljubljana, 4. 4. 2011

(podpis kandidata)

IZJAVE O PREGLEDU NALOGE

Nalogo so si ogledali učitelji konstrukcijske smeri:

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	624.011.1:624.04(043.2)
Avtor:	Sašo Vozel
Mentor:	izr. prof. dr. Boštjan Brank
Somentorja:	dr. Bruno Dujič, doc. dr. Jože Lopatič
Naslov:	Projektiranje lesenega razglednega stolpa
Obseg in oprema:	156 str., 20 pregl., 103 sl., 26 en.
Ključne besede:	lesene križno lepljene plošče, lesen razgledni stolp, numerično modeliranje, statična analiza, dinamična analiza, dimenzioniranje spojev v lesenih konstrukcijah, lesni vijaki, mozniki

Izveček

V letu 2011 je predvidena gradnja najvišjega lesenega stolpa v Sloveniji. Pobudo za gradnjo je dala lovska družina Krvavec, predvidena lokacija pa je na vrhu vzpetine Frajka, jugozahodno od Krvavca. Posebnost stolpa je svojevrstna statična zasnova s kvadratnim strižnim jedrom, sestavljenim iz lesenih križno lepljenih (XL) plošč. Togo jedro zagotavlja horizontalno stabilnost objekta, obodna konstrukcija, ki je s prečkami povezana z jedrom, pa delno nosi stopnišče in še dodatno prispeva k stabilnosti objekta.

V diplomski nalogi je najprej predstavljena kratka zgodovina gradnje lesenih stolpov; opisani so nekateri stolpi iz Evrope in Slovenije. Nadalje je prikazana detajlna statična in dinamična analiza zgoraj omenjenega lesenega stolpa s programom SAP2000. Rezultate te detajlne analize smo nato primerjali z rezultati poenostavljenih analiz. Na koncu je prikazano še dimenzioniranje glavnih nosilnih lesenih elementov in spojev, s poudarkom na spojih, ki povezujejo križno lepljene plošče v celovito jedro.

BIBLIOGRAFIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION

UDC:	624.011.1:624.04(043.2)
Author:	Sašo Vozel
Supervisor:	Assoc. Prof. Ph. D. Boštjan Brank
Cosupervisor:	Ph. D. Bruno Dujč, Assist. Prof. Ph. D. Jože Lopatič
Title:	Design of timber lookout tower
Notes:	156 p., 20 tab., 103 fig., 26 eq.
Key words:	cross-laminated wood panels, wooden lookout tower, numerical modeling, static analysis, dynamic analysis, design of joints in timber structures, wood screws, dowels

Abstract

In 2011, the Hunting Association Krvavec is planning to make an investment into building the highest timber tower in Slovenia. It will be placed on the top of a hill Frajka, southwest of Krvavec mountain. A special feature of the tower is its unique design, with shear square rigid core, consisting of timber cross-laminated (XL) panels. Rigid core provides horizontal stability for the whole structure. Peripheral part of the structure, consisting of columns and beams, are connected to the core by using horizontal cross beams. They partly support the staircase and further stabilize the core.

In this diploma work I first present a brief history of building timber towers. I describe selected towers from Europe and Slovenia. I further carry out detailed static and dynamic analysis of the above mentioned tower by using finite element code SAP2000. The results of detailed analysis are compared with the results of simplified analyses. Computed internal forces are finally used to design the main load-bearing timber elements and joints, with main focus given to the connections between cross-laminated panels.

ZAHVALA

Iskreno se zahvaljujem mentorju izr. prof. dr. Boštjanu Branku in somentorju doc. dr. Jožetu Lopatiču za pomoč pri nastajanju diplomske naloge.

Najlepša hvala somentorju dr. Brunu Dujiču za ponujeno priložnost in strokovno podporo. Jure, Iztok, Žiga – hvala za pomoč in prijetno delovno vzdušje.

Zahvaljujem se staršema in bratu za izkazano podporo in zaupanje. Iskrena hvala moji Ani, ki me je z besedami vzpodbude spremljala vsak korak študija. Hvala tudi vsem, ki so mi kakorkoli pomagali pri študiju ali diplomski nalogi.

KAZALO VSEBINE

1 UVOD	1
1.1 Gradnja in funkcija stolpov skozi čas.....	2
1.2 Leseni stolpi.....	3
1.2.1 Vrste lesenih stolpov	4
1.2.2 Izbrani primeri lesenih stolpov v Evropi.....	7
1.2.3 Izbrani primer lesenega stolpa v Sloveniji	17
2 LESEN RAZGLEDNI STOLP NA FRAJKI.....	19
2.1 Opis konstrukcije.....	19
2.2 Lesene križno lepljene plošče.....	22
3 VPLIVI NA KONSTRUKCIJO	25
3.1 Koristna obtežba.....	25
3.2 Obtežba snega	25
3.3 Obtežba vetra	26
3.3.1 Hitrost in tlak vetra	26
3.3.1.1 Osnovna hitrost vetra	26
3.3.1.2 Srednji veter	27
3.3.1.3 Vetrna turbulenca.....	30
3.3.1.4 Tlak pri največji hitrosti ob sunkih vetra	30
3.3.2 Vplivi vetra.....	31
3.3.2.1 Vplivi vetra na navpične stene jedra	31
3.3.2.2 Vpliv vetra na obodno konstrukcijo iz stebrov in prečk.....	36
3.3.2.3 Skupen vpliv vetra na konstrukcijo	38
3.3.2.4 Vpliv vetra na razgledno ploščad	39
4 STATIČNA IN POTRESNA ANALIZA JEDRA STOLPA	43
4.1 Detajlna statična analiza jedra stolpa.....	44
4.1.1 Opis računskega modela jedra	44
4.1.2 Obtežba.....	52
4.1.3 Rezultati.....	56

4.1.3.1 Obremenitve	56
4.1.3.2 Pomiki konstrukcije	73
4.2 Poenostavljena statična analiza jedra stolpa	74
4.3 Primerjava sil v moznikih iz detajlne in poenostavljene statične analize	80
4.4 Potresna analiza	82
5 STATIČNA ANALIZA CELOTNEGA STOLPA Z OBODNO KONSTRUKCIJO ...	89
5.1 Opis računskega modela.....	89
5.2 Obtežba	94
5.3 Obremenitve	95
5.3.1 Obtežba vetra v smeri X.....	95
5.3.2 Obtežba vetra v smeri Y	98
6 DIMENZIONIRANJE.....	101
6.1 Materialne karakteristike lesenih elementov	101
6.2 Dimenzioniranje jedra stolpa.....	104
6.2.1 Lesene križno lepljene plošče	104
6.2.2 Strižni mozniki	105
6.2.3 Horizontalni spoji plošč po višini.....	109
6.2.3.1 Horizontalni spoj 1.....	109
6.2.3.2 Horizontalni spoj 2.....	114
6.2.3.3 Horizontalni spoj 3.....	116
6.2.4 Sidranje jedra v temeljno ploščo	118
6.2.4.1 Obremenitve	119
6.2.4.2 Kontrola bočne nosilnosti vijakov	121
6.2.4.3 Kontrola nosilnosti sidrnih vijakov	123
6.2.4.4 Dodatne kontrole jeklenega dela sidrišča	125
6.3 Dimenzioniranje obodne konstrukcije	125
6.3.1 Stebri	125
6.3.1.1 Vogalni steber	126
6.3.1.2 Srednji steber.....	130
6.3.2 Glavni nosilec.....	134
6.3.3 Spoj 4: glavni nosilec – jedro	139

6.3.4 Spoj 5: glavni nosilec – steber	143
6.3.5 Spoj 6: steber – steber	146
6.3.6 Spoj 7: sidranje stebra v temeljno ploščo	149
7 ZAKLJUČEK	152
VIRI	154

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Faktor hribovitosti kraja s po višini konstrukcije	30
Preglednica 2: Tlaki pri največji hitrosti ob sunkih vetra po višini konstrukcije	31
Preglednica 3: Turbulentna dolžina, brezdimenzijska frekvenca in brezdimenzijska funkcija spektralne gostote moči po višini konstrukcije	34
Preglednica 4: Sile vetra F_w , ki delujejo na jedro, razdeljene po višini konstrukcije	35
Preglednica 5: Sile vetra F_w , ki delujejo na obodno konstrukcijo, razdeljene po višini	37
Preglednica 6: Skupne sile vetra F_w in ekvivalenten pritisk w_e na jedro stolpa.....	38
Preglednica 7: Togosti veznih elementov v horizontalnih stikih v nategu	50
Preglednica 8: Mase in masni vztrajnostni momenti po višini konstrukcije.....	83
Preglednica 9: Nihajni časi in faktorji participacije.....	86
Preglednica 10: Razdelitev potresne sile po višini in momenti, ki jih sile povzročajo ob vpetju	88
Preglednica 11: Togosti spojev obodne konstrukcije	94
Preglednica 12: Delni varnostni faktorji γ_M za osnovne kombinacije.....	101
Preglednica 13: Karakteristične in projektne trdnosti ter togostne lastnosti lesenih križno lepljenih plošč KLH za 2. razred uporabnosti.....	102
Preglednica 14: Karakteristične in projektne strižne trdnosti lesenih križno lepljenih plošč kot elementa stene za 2. razred uporabnosti.....	103
Preglednica 15: Karakteristične in projektne trdnosti ter togostne lastnosti lepljenega lameliranega lesa trdnostnega razreda GL24h za 3. razred uporabnosti.....	103
Preglednica 16: Izračun momenta iz rezultatov reakcij za obtežno kombinacijo MSN1 in ročic glede na os vrtenja.....	119
Preglednica 17: Komponente oddaljenosti vijakov od osi vrtenja in pomožni vmesni izračuni	120
Preglednica 18: Izračun obremenitev sidrnih vijakov iz momenta glede na os rotacije.....	123
Preglednica 19: Reakcije na stebre zaradi obtežbe na razgledno ploščad v [kN].....	125
Preglednica 20: Notranje sile v veznih elementih zaradi obtežbe vetra v smeri X.....	137

KAZALO SLIK

Slika 1: Pagoda v templju Horyu-ji na Japonskem velja za eno najstarejših lesenih zgradb na svetu, saj naj bi bil osrednji steber iz leta 594	2
Slika 2: Ob 40. letnici mesta Milton Keynes v Veliki Britaniji so postavili začasen razgledni stolp, ki je v višino meril skoraj 20 metrov in ni potreboval temeljenja	4
Slika 3: Tipični sistemi zavarovalnih konstrukcij: (a) konstrukcija z diagonalnimi povezji, (b) konstrukcija z V-povezji in (c) konstrukcija z enojnimi diagonalami	6
Slika 4: Radijski stolp Glivice je s 118 metri najvišja obstoječa lesena konstrukcija na svetu..	8
Slika 5: Radijski stolp Glivice - pogled od spodaj	8
Slika 6: Radijski oddajnik Ismaning je meril v višino kar 163 metrov	9
Slika 7: Trenutno najvišji razgledni stolp v Evropi – Bahnorama	11
Slika 8: Pogled od spodaj	11
Slika 9: Radijski stolp Rottenbuch	12
Slika 10: Pogled od spodaj na razgledni stolp Chuderhüsi	13
Slika 11: Razgledni stolp Teltschik	15
Slika 12: Razgledni stolp Wiler	16
Slika 13: Stopnišče med gradnjo	17
Slika 14: Razgledni stolp na Planini nad Vrhniko	18
Slika 15: Prečni prerez stolpa A-A	20
Slika 16: Prerez B-B	21
Slika 17: Računalniški 3D izris stolpa	21
Slika 18: Križno zlepljene lamele v konstrukcijski element	22
Slika 19: Predpostavljena razporeditev napetosti v križno lepljeni plošči	23
Slika 20: Odprta mozničena zveza XL plošč (Blaß, Uibel, 2007, naslovna stran)	24
Slika 21: Prikaz lokacije objekta na vetri karti Slovenije	27
Slika 22: Označena razdalja do grebena po pobočju z največjim nagibom	29
Slika 23: Tipičen odsek konstrukcije za račun vpliva vetra na obodni del	37
Slika 24: Skupne sile vetra na jedro po višini	38
Slika 25: Razgledna ploščad z vrisanim nosilnim jedrom za račun zapolnjenosti φ	39
Slika 26: Razdelitev razgledne ploščadi na področja	40

Slika 27: Rezultirajoča vertikalna sila vetra in trenjska sila s prijemališči na razgledno ploščad	42
Slika 28: Računski model v programu SAP2000.....	44
Slika 29: Računski model kvadratnega jedra v ravnini (a) X-Z pri $y=0$, (b) X-Z pri $y=2,95$ m, (c) Y-Z pri $x=0$ in (d) Y-Z pri $x=2,95$ m	45
Slika 30: Lokalni koordinatni sistem končnega elementa za steno jedra	46
Slika 31: Lokalni koordinatni sistem veznega elementa, s katerim se modelira moznik	48
Slika 32: Razporeditev moznikov (veznih el.) po višini jedra (e je razdalja med njimi).....	48
Slika 33: Horizontalni stik "na glavnik" z vezano ploščo in samovreznimi vijaki (spoj 1).....	49
Slika 34: Velika togost stika v tlaku in precej manjša togost v nategu (spoj 1)	50
Slika 35: Izvedba sidranja jedra v temeljno ploščo.....	51
Slika 36: Velika togost stika v tlaku in precej manjša togost v nategu.....	52
Slika 37: Prikaz razporeditve koristne obtežbe - enako za vse štiri stranice jedra	54
Slika 38: Reakcije za kombinacijo MSN1 v ravnini X-Z	56
Slika 39: Reakcije za kombinacijo MSN1 v ravnini Y-Z	56
Slika 40: Natezne sile v veznih elementih horizontalnega stika za kombinacijo MSN1	57
Slika 41: Prerez jedra z označenimi vogali in smerjo vetra	58
Slika 42: Stranski pogled deformiranega jedra z označenimi vogali	58
Slika 43: Sile v moznikih po višini konstrukcije v vogalu 1 (veter X).....	59
Slika 44: Sile v moznikih po višini konstrukcije v vogalu 2 (veter X).....	60
Slika 45: Sile v moznikih po višini konstrukcije v vogalu 3 (veter X).....	61
Slika 46: Sile v moznikih po višini konstrukcije v vogalu 4 (veter X).....	62
Slika 47: Reakcije za kombinacijo MSN2 v ravnini Y-Z	63
Slika 48: Reakcije za kombinacijo MSN2 v ravnini X-Z	63
Slika 49: Natezne sile v veznih elementih horizontalnega stika za kombinacijo MSN2.....	64
Slika 50: Strižne sile v veznih elementih horizontalnega stika za kombinacijo MSN2	65
Slika 51: Sile v moznikih po višini konstrukcije v vogalu 1 (veter Y).....	66
Slika 52: Sile v moznikih po višini konstrukcije v vogalu 2 (veter Y).....	67
Slika 53: Sile v moznikih po višini konstrukcije v vogalu 3 (veter Y).....	68
Slika 54: Sile v moznikih po višini konstrukcije v vogalu 4 (veter Y).....	69
Slika 55: Sile F_{22} v okolici spodnje odprtine za MSN3	70
Slika 56: Sile F_{22} ob vpetju za MSN3	71

Slika 57: Sile F_{22} za MSN1	71
Slika 58: Sile F_{12} v XL plošči za MSN3	72
Slika 59: Deformirana konstrukcija in pomik na vrhu za obtežno kombinacijo MSU1	73
Slika 60: Ravninski računski model v programu SAP2000	75
Slika 61: Momenti M_z v kNm (levo) in prečne sile Q_y v kN (desno) za MSN.....	76
Slika 62: Prečna prereza, ki sta najbolj podobna dejanskemu in ju obravnava SIST EN 1995-1-5 Dodatek B.....	77
Slika 63: Dejanski prečni prerez in razporeditev veznih sredstev.....	77
Slika 64: Primerjava vertikalnih strižnih sil	81
Slika 65: Elastični in projektni spekter pospeškov določen v skladu z EC-8.....	83
Slika 66: Razporeditev mas in masnih vztrajnostnih momentov po višini.....	84
Slika 67: 1. nihajna oblika	85
Slika 68: 2. nihajna oblika	85
Slika 69: 3.nihajna oblika	86
Slika 70: Računski model stolpa z obodno konstrukcijo.....	89
Slika 71: Pogled na računski model iz vseh štirih strani	90
Slika 72: Detajl spoja med glavnim nosilcem in jedrom (spoj 4)	92
Slika 73: Detajl spoja med glavnim nosilcem in stebrom (spoj 5).....	93
Slika 74: Detajl spoja med dvema elementoma stebra (spoj 6).....	93
Slika 75: Osne sile linijskih elementov v ravninah X-Z pri $y=0$ in $y=295$ cm zaradi vetra v smeri osi X.....	95
Slika 76: Prečne sile linijskih elementov v ravninah X-Z pri $y=0$ in $y=295$ cm zaradi vetra v smeri osi X.....	96
Slika 77: Upogibni momenti linijskih elementov v ravninah X-Z pri $y=0$ in $y=295$ cm zaradi vetra v smeri osi X.....	97
Slika 78: Absolutno največji upogibni momenti v označenem nosilcu na zgornji sliki.....	97
Slika 79: Osne sile linijskih elementov v ravninah Y-Z pri $x=0$ in $x=295$ cm zaradi vetra v smeri osi Y.....	98
Slika 80: Prečne sile linijskih elementov v ravninah Y-Z pri $x=0$ in $x=295$ cm zaradi vetra v smeri osi Y.....	99
Slika 81: Upogibni momenti linijskih elementov v ravninah Y-Z pri $x=0$ in $x=295$ cm zaradi vetra v smeri osi Y.....	100

Slika 82: Absolutno največji upogibni momenti v označenem nosilcu na zgornji sliki	100
Slika 83: Detajl stika plošč v vogalu jedra s strižnimi mozniki in samovreznimi vijaki	105
Slika 84: Detajl horizontalnega spoja 1 (položaj označen na sliki na str. 45)	109
Slika 85: Detajl horizontalnega spoja 2 (položaj označen na sliki na str. 45)	114
Slika 86: Detajl horizontalnega spoja 3 (položaj označen na sliki na str. 45)	116
Slika 87: Detajl sidranja jedra v temeljno ploščo	118
Slika 88: Pomen oznak za račun obremenitve vijaka	119
Slika 89: Razporeditev XL plošč in nosilcev na razgledni ploščadi z označenim najbolj obremenjenim vogalnim stebrom.....	126
Slika 90: Računski model za vogalni steber z označenimi bočnimi podporami in obtežbami v nivojih podestov	127
Slika 91: Računski model za srednji steber z označenimi bočnimi podporami, glavnimi nosilci, ki povezujejo srednje stebre in jedro, ter obtežbami v nivojih podestov	130
Slika 92: Računski model za nosilec, ki povezuje jedro in stebre	134
Slika 93: Momenti M_z v nosilcu zaradi obtežne kombinacije brez obtežbe vetra	136
Slika 94: Prečne sile Q_y v nosilcu zaradi obtežne kombinacije brez obtežbe vetra	136
Slika 95: Reakcije zaradi obtežne kombinacije brez obtežbe vetra	136
Slika 96: Reakcije/notranje sile v veznih el. zaradi globalne obtežbe vetra v smeri X	137
Slika 97: Računski model za račun pomikov	138
Slika 98: Deformacijska linija za obtežno kombinacijo MSU v začetnem času	138
Slika 99: Deformacijska linija za obtežno kombinacijo MSU v končnem času	138
Slika 100: Detajl spoja med glavnim nosilcem in jedrom (spoj 4).....	139
Slika 101: Detajl spoja med glavnim nosilcem in stebrom (spoj 5)	143
Slika 102: Detajl spoja med dvema elementoma stebra (spoj 6)	146
Slika 103: Detajl sidranja stebra v temeljno ploščo (spoj 7).....	149

1 UVOD

Stolpi že od nekdaj veljajo za posebne objekte, saj so praviloma visoki in ozki ter stojijo samostojno. Gradimo jih v strateške namene, zaradi potencialne energije, razgleda in komunikacije. Med ljudmi uživajo veliko občudovanja in spoštovanja, mnogokrat postanejo tudi zaščitni znak mesta ali države, kjer stojijo (npr. Eifflov stolp v Parizu).

Les se v sedanosti za gradnjo stolpov uporablja predvsem takrat, ko gre za razgledne stolpe. V Evropi največ lesenih stolpov gradijo v Nemčiji, Avstriji in Švici. Tudi v Sloveniji je že dolga tradicija gradnje stolpov iz lesa. Po višini stolpov se ne moremo kosati s prej omenjenimi državami, imamo pa veliko nižjih stolpov.

Lovska družina Krvavec bo naročila gradnjo najvišjega lesenega stolpa v Sloveniji. V višino bo meril 24,5 metra in bo po statični zasnovi svojevrsten. Večina lesenih stolpov je namreč paličnih s centričnimi povezji, slednji pa bo konzolni s škatlastim jedrom, ki bo sestavljeno iz lesenih križno lepljenih plošč. Gradnja je predvidena za leto 2011, zgradili pa ga bodo na vzpetini Frajka v bližini lovskega doma v Štefanji Gori, jugozahodno od Krvavca. Trenutno najvišji lesen stolp v Sloveniji se nahaja na Planini nad Vrhniko in v višino meri 22 metrov.

V diplomski nalogi je izvedena statična in dinamična analiza konstrukcije omenjenega stolpa, prikazana je primerjava rezultatov različnih analiz obnašanja jedra stolpa ter izvedeno dimenzioniranje glavnih elementov in spojev.

V uvodu so opisani najbolj razširjeni konstrukcijski sistemi obstoječih stolpov in predstavljeni primeri takšnih objektov doma in v tujini. Predstavljene so posebnosti obravnavane konstrukcije napram večini razglednih stolpov. Opisan je inovativen način uporabe lesenih križno lepljenih plošč.

1.1 Gradnja in funkcija stolpov skozi čas

Človek gradi stolpe že od pradavnine. Eni izmed prvih znanih graditeljev so bili Sumerci, ki so že 4000 let pr. n. š. gradili t.i. zigurate, visoke masivne templje, a najvišjega so zgradili Babilonci 2000 let pr. n. š. V višino je meril 91 metrov. Najstarejše še vidne ostanke stolpov pa najdemo na Škotskem, kjer so v času Rimljanov gradili stožčaste zgradbe za obrambne in bivalne namene. Kitajci so 210 let pr. n. š. gradili stolpe kot dele Velikega kitajskega zidu. Japonci se ponašajo z več kot tisoč let starimi lesenimi budističnimi templji, imenovanimi pagode. V islamski arhitekturi so znani predvsem minareti, ki zaradi svoje višine služijo za klice k molitvi. V Evropi je veliko zelo dobro ohranjenih stolpov kot delov srednjeveških gradov. Na tem področju ima tudi Slovenija bogato kulturno dediščino.



Slika 1: Pagoda v templju Horyu-ji na Japonskem velja za eno najstarejših lesenih zgradb na svetu, saj naj bi bil osrednji steber iz leta 594

(vir: <http://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/b/bf/Horyu-ji06s3200.jpg>)

Vsak stolp ima eno ali več funkcij. Najstarejša funkcija je vsekakor strateška prednost pri obrambi (npr. stolpi na obzidju) in razgledu. Danes se v strateške namene uporabljajo v zaporih in na vojaško ogroženih območjih, kot opazovalnice gozdnih požarov pa so najbolj

razširjeni v Severni Ameriki. Stolpi se uporabljajo tudi za skladiščenje tekočin (npr. vodni stolp) in sipkih snovi (npr. silos za žita). Pri tem se izkorišča gravitacija (potencialna energija) za premik snovi navzdol. Izboljšanje komunikacije je še ena izmed zelo pomembnih funkcij stolpov. Iz zgodovine poznamo svetilnike, zvonike, stolpe z uro, signalne stolpe in minarete. Vsi ti objekti omogočajo komunikacijo na večjih razdaljah. V novejšem času se za podoben namen gradijo radijske antene in telekomunikacijski stolpi, kot je svetovno znani CN Tower v Torontu. Med stolpe lahko štejemo tudi sodobne nebotičnike, ki imajo veliko uporabne površine ob zasedanju majhne površine tal.

Poznamo še veliko vrst stolpov, ki se uporabljajo za posebne namene. Med njimi so servisni stolpi na vzletnih ploščadih vesoljskih plovil, gradbeni odri, stolpi za vetrne turbine, meteorološke antene, hladilni stolpi, dimniki, platforme za skoke v vodo, različni stolpi v industriji, stolpi kot umetniška dela (npr. Shukhov stolp v Moskvi) in mnogi drugi (Tower, 2010).

1.2 Leseni stolpi

Kljub temu, da se za gradnjo stolpov večinoma uporabljata jeklo in beton, je iz lesa zgrajenih ogromno teh konstrukcij. Največ lesenih stolpov se uporablja kot razgledne točke oz. opazovalnice. V preteklosti so jih gradili v vojaške namene, za komunikacijo in kmetijstvo (npr. mlini na veter), dandanes pa predvsem kot razgledne stolpe. Ti so običajno zgrajeni na priljubljenih izletniških točkah, predvsem na vrhu vzpetin.

Les je za gradnjo stolpov zelo zanimiv material. Razlogi so vsekakor hitra gradnja, razširjeno znanje o obdelavi in uporabi lesa kot gradbenega materiala in ugodna cena lesenih elementov. Ne nazadnje je les naraven, okolju prijazen material, ki najbolje sodi v neokrnjeno naravo, kamor razgledne stolpe običajno tudi umestimo.

1.2.1 Vrste lesenih stolpov

Večina lesenih stolpov je paličastih konstrukcij s centričnimi povezji. Zaenkrat so še zelo redki primeri, kjer bi bil uporabljen sistem navpične konzole. Razlog je vsekakor povečana obtežba vetra, saj so paličja zaradi svoje transparentnosti manj izpostavljena vplivu vetra in s tem bolj ekonomična pri porabi materiala. Na naslednji sliki je prikazan primer, kjer so z lesenimi križno lepljenimi ploščami zgradili začasen konzolni razgledni stolp, njegovo notranjost pa izkoristili za zaprto zavito stopnišče.



Slika 2: Ob 40. letnici mesta Milton Keynes v Veliki Britaniji so postavili začasen razgledni stolp, ki je v višino meril skoraj 20 metrov in ni potreboval temeljenja
(vir: http://www.scottisharchitecture.com/uploads/Image/alexderijke/MK40_ph_tower06_42x50_72dpi_AdR.jpg)

Glede na vrsto centričnih povezij ločimo (Slika 3):

- konstrukcije z diagonalnimi povezji,
- konstrukcije z V-povezji in
- konstrukcije z enojnimi diagonalami.

Povezja so običajno iz:

- jeklenih palic,
- jeklenih profilov (kotnikov, U-profilov) ali
- lesenih elementov.

Stolpi so lahko po višini:

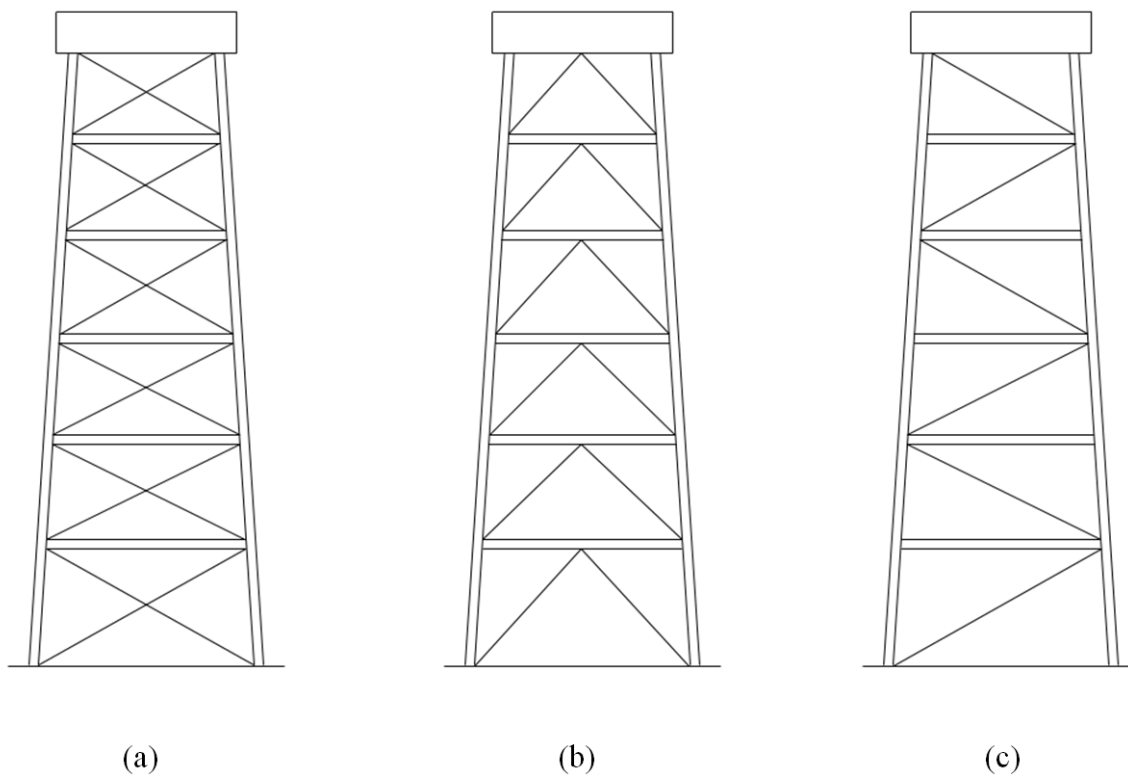
- konstantne širine,
- proti vrhu se enakomerno ožijo,
- pri tleh so zelo široki in se hitro zožijo (predvsem telekomunikacijski stolpi).

Tlorisno so lahko:

- trikotni,
- štirikotni,
- večkotni in
- okrogli.

Stopnišče je lahko:

- samostoječe in se bočno pripenja na konstrukcijo ali
- pa se naslanja na nosilno konstrukcijo.



Slika 3: Tipični sistemi zavarovalnih konstrukcij: (a) konstrukcija z diagonalnimi povezji, (b) konstrukcija z V-povezji in (c) konstrukcija z enojnimi diagonalami

1.2.2 Izbrani primeri lesenih stolpov v Evropi

Radijski stolp Glivice, Poljska

Verjetno je to najvišja obstoječa lesena konstrukcija na svetu. Stolp je bil zgrajen leta 1935 kot radijski oddajnik in je še danes v uporabi mobilnih operaterjev. V višino meri 118 metrov in ima 4 ploščadi, vključno s ploščadjo na vrhu, ki meri le 2,13 m x 2,13 m. Za dostop do vrha je na voljo samo lestev.

Konstrukcija je ogromno paličje, ki ga podpirajo štiri glavni podporni stebri, med njimi pa se proti vrhu nizajo prečni nosilci in povezja. Stebri in povezja so večkrat bočno podprta. Glavni konstrukcijski deli so sestavljeni iz tankih lesenih elementov, spojeni z bronastimi vijaki. Železa niso smeli uporabiti zaradi tehnologije oddajnika. Les je macesnov in je bil pred vgradnjo impregniran. Sestavljeni konstrukcijski elementi niso zaprti, temveč je omogočen pretok zraka in s tem učinkovitejše sušenje lesa. Ravno zato je ta 75 let star lesen stolp še danes v zelo dobrem stanju. Stolp velja za vrhunski izdelek lesnega inženirstva, saj ga sestavlja ogromno število elementov, spojenih z zapletenimi stiki (Sender Gleiwitz, 2010).



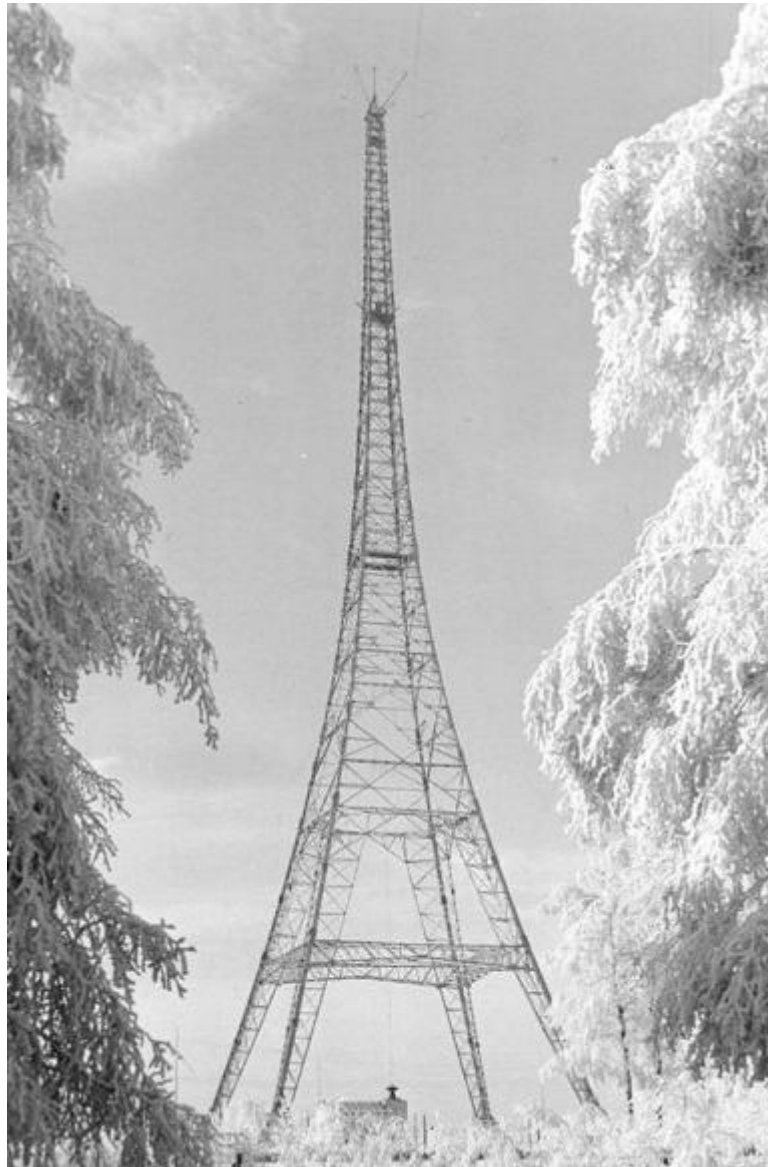
Slika 4: Radijski stolp Glivice je s 118 metri najvišja obstoječa lesena konstrukcija na svetu
(vir: <http://upload.wikimedia.org/wikipedia/de/6/68/DSC04041.JPG>)



Slika 5: Radijski stolp Glivice - pogled od spodaj
(vir: http://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/c/c9/Gliwice_Drewniana_wieza_Radiostacji.JPG)

Stolp Mühlacker, Nemčija

Med 2. sv. vojno je bilo v Nemčiji uničenih nekaj še višjih lesenih stolpov, med njimi tudi najvišja lesena konstrukcija vseh časov - stolp Mühlacker (190 m), stolp Ismaning (163 m) pa so podrli leta 1983. Oba omenjena stolpa sta bila radijska oddajnika (Holzturm, 2010).



Slika 6: Radijski oddajnik Ismaning je meril v višino kar 163 metrov
(vir: <http://en.structurae.de/files/photos/2328/ismaning02.jpg>)

Bahnorama, Avstrija

Razgledni stolp »Bahnorama« je bil odprt pred kratkim, avgusta 2010, in je del novega informacijskega centra na glavni železniški postaji na Dunaju. V višino meri 66,7 metra in je trenutno najvišji lesen razgledni stolp v Evropi. Za obiskovalce je dostopen do višine 40 metrov, do kamor se dvigata dve stekleni panoramski dvigali in jekleno stopnišče.

Konstrukcijo sestavlja 6 navpičnih stebrov, vodoravne prečke in jeklena povezja, ki zagotavljajo vodoravno stabilnost. Stebri imajo deljen prerez, sestavljeni so iz 6 navpičnih razmaknjenih stebrov (pasov), med seboj pa so povezani s prečnimi distančniki. Prečke, ki stebrom zagotavljajo bočno stabilnost, so prav tako sestavljene iz treh oz. štirih elementov in razmaknjene med seboj, kar ustvarja poseben arhitekturni učinek, zagotovljeno pa je tudi učinkovito sušenje lesa. Tlorisna površina stolpa na tleh je 56 m², tik pod vrhom pa se stebri stopničasto zaključujejo, kar daje vtis nedokončanosti.

Vgrajenih je bilo 160 m³ smrekovega lesa, celotna masa stolpa pa je približno 150 ton. Gradnja je potekala v 4 fazah. V vsaki fazi so s 400-tonskim žerjavom dvignili že prej izdelan segment, ki je meril okrog 15 metrov v višino, in ga vijačili s prejšnjim segmentom (Bahnorama Turm Facts, 2010).



Slika 7: Trenutno najvišji razgledni stolp v Evropi – Bahnorama
(vir: http://www.oebb.at/imagemagick/ROOT/hbf/de/bahnorama/Bildergalerie/820_Panorama__gleichenfeier_bahnorama.jpg.thumb?app=dpi150)



Slika 8: Pogled od spodaj
(vir: <http://zwonko.at/wordpress/wp-content/uploads/2010/09/Holzturn1.jpg>)

Radijski stolp Rottenbuch, Nemčija

Gre za 62,5 metra visok stolp, ki velja za tretjo najvišjo obstoječo leseno konstrukcijo. Štirje masivni stebri so narejeni iz lameliranega lepljenega lesa, jeklena vezna sredstva pa so protikorozijsko zaščitena. Les je iz družine borovk, evropske duglazije, in je zelo kakovosten in trajen. Lesena konstrukcija je namreč brez kemične zaščite, saj je tovrstna zaščita prepovedana v naravnem parku, kjer se stolp nahaja (Funkturn Rottenbuch, 2010).



Slika 9: Radijski stolp Rottenbuch

(vir: http://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/7/70/Funkturm_rottenbuch.jpg)

Razgledni stolp Chuderhüsi, Švica

Stolp stoji v kraju Röthenbach v pokrajini Emmental. V višino meri 42 metrov, tloris objekta pa je 7,4 x 7,8 m. Razgledna ploščad, ki je na višini 37 metrov, ima nadstrešek. Nosilno konstrukcijo sestavljajo štiri klasični okvirji z lesenimi V-povezji, stopnišče pa se delno naslanja na lastne stebre in delno na nosilne okvirje. Lesene elemente so izdelali iz lesa navadne jelke.

Chuderhüsi je bil odprt leta 1998, a je bil že leta 2001 uničen v požaru. Predvidevajo, da je šlo za človeško napako, a nič ni bilo dokazanega. Naslednje leto so stolp zgradili na novo in ga 27. maja 2002 ponovno odprli za obiskovalce (Aussichtsturm Chuderhüsi, 2010).



Slika 10: Pogled od spodaj na razgledni stolp Chuderhüsi
(vir: http://farm5.static.flickr.com/4029/4284789391_e1763d9028_b.jpg)

Razgledni stolp Teltschik, Nemčija

41- metrski stolp Teltschik stoji blizu kraja Wilhelmsfeld v Nemčiji. Gradnjo sta financirala dr. Walter in dr. Karin Teltschik, po katerih se stolp tudi imenuje. Odprli so ga leta 2001.

Nosilno konstrukcijo sestavljajo štirje lamelirani lepljeni stebri, zlepljeni z vremensko odpornim lepilom. Stebre povezujejo horizontalne prečke in enojne diagonale. Te so na nasprotnih stranicah stolpa obrnjene ravno obratno, tako da so v primeru obtežbe na eni strani tlačno, na drugi pa natezno obremenjene. Za celotno nosilno konstrukcijo so uporabili macesnov les, ki so ga zaščitili z dvoslojnim premazom.

V sredini stolpa se proti vrhu vije jekleno stopnišče s premerom 280 cm. Razgledno ploščad s streho nosijo jekleni nosilci. Streha je poplaščena z OSB ploščami in prekrita z bakreno kritino (Baubeschreibung des Turms, 2010).



Slika 11: Razgledni stolp Teltschik

(vir: <http://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/c/cb/Teltschik2.jpg>)

Razgledni stolp Wiler, Švica

Stolp Wiler je eden izmed najbolj zanimivih, saj je konstrukcijski sistem vse prej kot običajen. V višino meri 37 metrov in je trikotne oblike s stranico 12 metrov pri tleh.

Horizontalno stabilnost konstrukcije zagotavljajo tri podpore v obliki črke X, ki so sestavljene iz drevesnih debel. Ta so z jeklenimi elementi toga povezana na polovici višine stolpa. Obtežba s strehe se prek treh paličij v obliki črke W prenaša na podpore.

Še ena posebnost stolpa je stopnišče v obliki dvojne vijačnice. Stolp ima namreč 2 stopnišči, eno za navzgor in eno za navzdol. Stopnice so narejene iz masivnega lesa in pritrjene na osrednje kovinsko vreteno, okoli katerega se proti vrhu vije 250 cm široko stopnišče (Natterer, 2006).



Slika 12: Razgledni stolp Wiler

(vir: http://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/d/db/Wiler_Turm_2010.JPG)



Slika 13: Stopnišče med gradnjo

(vir: http://www.wiler-turm.ch/media/DIR_45611/Wiler~Turm~7.5.06~c.JPG)

1.2.3 Izbrani primer lesenega stolpa v Sloveniji

Razgledni stolp na Planini nad Vrhniko

Trenutno je to najvišji lesen stolp v Sloveniji. Na tem mestu se se zvrstili že štirje stolpi. Prvega, višine 3 m, so zgradili že pred letom 1934. Temu je sledila postavitvev 16-metrskega stolpa, ki je bil odprt leta 1934 in porušen med 2. sv. vojno. Tretjega po vrsti so zgradili leta 1955 in je v višino meril že 21 metrov. Po 53 letih je bilo treba dotrajano konstrukcijo nadomestiti z novo in tako so leta 2008 odprli nov, 22 metrov visok stolp (Malneršič, 2005).

Tloris stolpa je kvadrat, ki pri tleh meri 6 x 6 m. Horizontalno stabilnost zagotavljajo štirje okviri z lesenimi povezji. Diagonale so proti vrhu izmenično tlačne in natezne. Stolp se proti vrhu linearno oži. Stopnišče ima lastne podporne stebre, ki so povsem navpični. Stopniščno jedro se na zunanje okvire bočno pripenja s prečkami, ki potekajo diagonalno glede na tloris in povezujejo zunanje in notranje stebre. Razgledno ploščad podpirajo prečni nosilci. Leseni elementi so iz masivnega lesa in med seboj povezani z vijaki.



Slika 14: Razgledni stolp na Planini nad Vrhniko

(vir: <http://www.tesarstvomregar.si/2.%20O%20podjetju%20NOVO/Stolp%20Zaplana%201.jpg>)

2 LESEN RAZGLEDNI STOLP NA FRAJKI

2.1 Opis konstrukcije

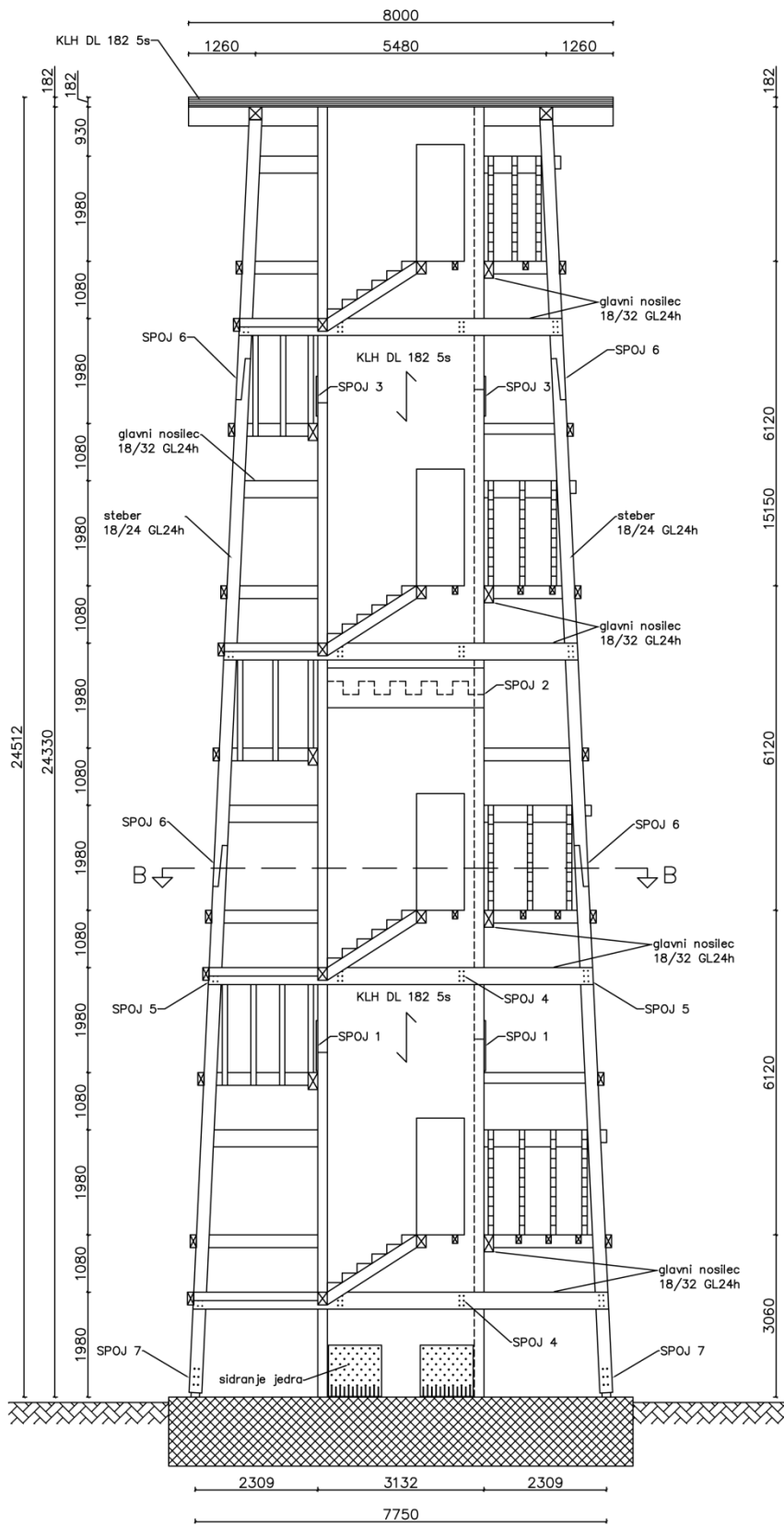
Posebnost obravnavanega stolpa, v primerjavi s prej opisanimi primeri, je v tem, da se horizontalna stabilnost objekta ne zagotavlja s palično konstrukcijo s povezji, temveč s škatlastim jedrom kvadratnega prereza, ki je konzolno vpet v temeljno ploščo. Zaprto jedro tako ponuja dodatno uporabno površino za prostore. Tak konstrukcijski sistem je znan iz armiranobetonskih in jeklenih stavb, kjer se horizontalna obtežba prenaša prek bolj togih strižnih jeder.

Objekt bo zgrajen na vrhu vzpetine Frajka, jugozahodno od Krvavca, na nadmorski višini 720 m. Stolp bo v celoti lesen, od temeljne plošče do razgledne ploščadi pa bo meril 24,5 m in tako postal najvišji lesen stolp v Sloveniji. Tlorisno je kvadratne oblike s stranico 8 m nad temeljno ploščo.

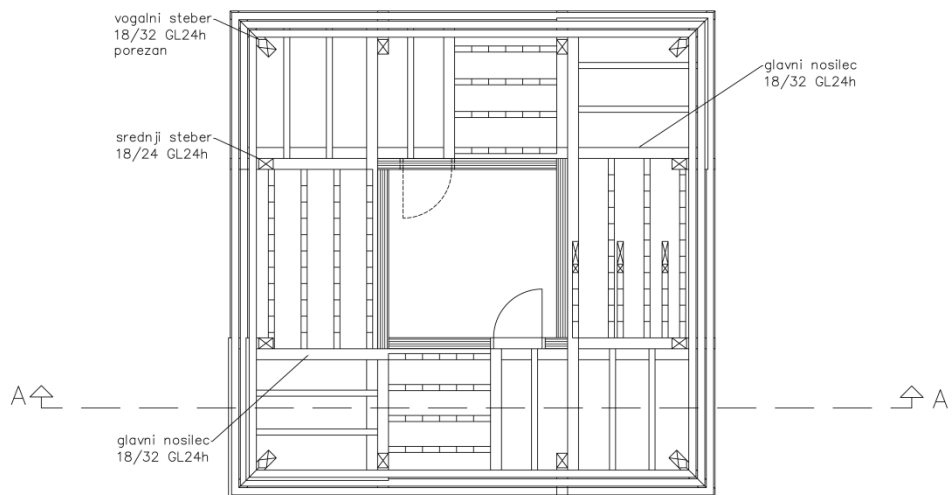
Nosilno konstrukcijo sestavlja kvadratno strižno jedro s stranico 3 m, ki zagotavlja horizontalno stabilnost objekta, okoli njega pa se v rahlem odklonu od navpičnice vzpenja 12 podpornih stebrov. Stebri prenašajo vertikalno obtežbo stopnišča in dodatno prispevajo k stabilnosti jedra pri obtežbi z vetrom, saj je 8 stebrov z nosilci povezanih z jedrom. Na vrhu je kvadratna razgledna ploščad s stranico 8 m.

Jedro je sestavljeno iz masivnih lesenih križno lepljenih (XL) plošč, prav tako tudi razgledna ploščad. Stebri in nosilci obodne konstrukcije so iz lameliranega lepljenega lesa trdnostnega razreda GL24h. Stiki lesenih elementov bodo izvedeni s kovinskimi veznimi sredstvi, kot so metrični vijaki, samovrezni vijaki, mozniki in jeklene pločevine.

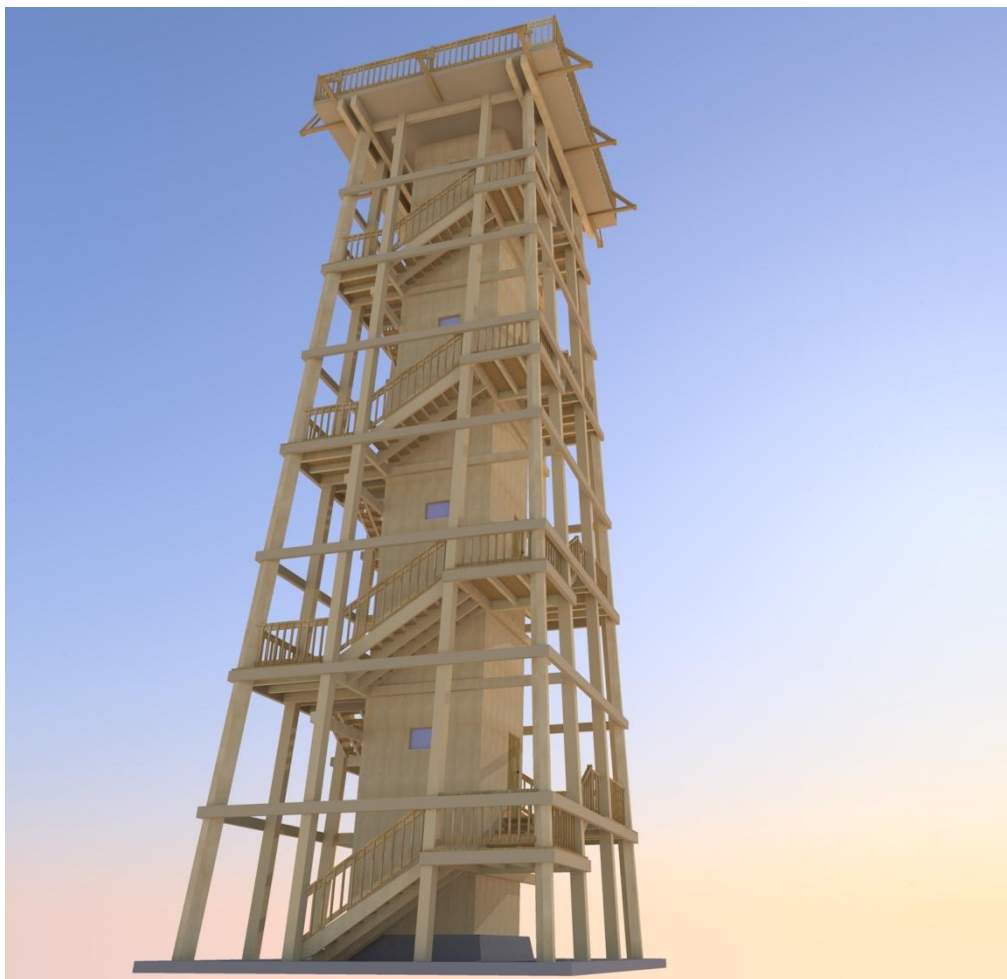
Dostop do razgledne ploščadi je mogoč po stopnišču, ki se okrog jedra vzpenja proti vrhu. Podesti so pozicionirani tako, da je na dveh nasprotnih straneh jedra omogočen dostop v prostore. Teh prostorov je sedem, razporejenih po višini jedra. Uporabna površina posameznega prostora je $7,7 \text{ m}^2$, kar skupaj znese $53,6 \text{ m}^2$.



Slika 15: Prečni prerez stolpa A-A



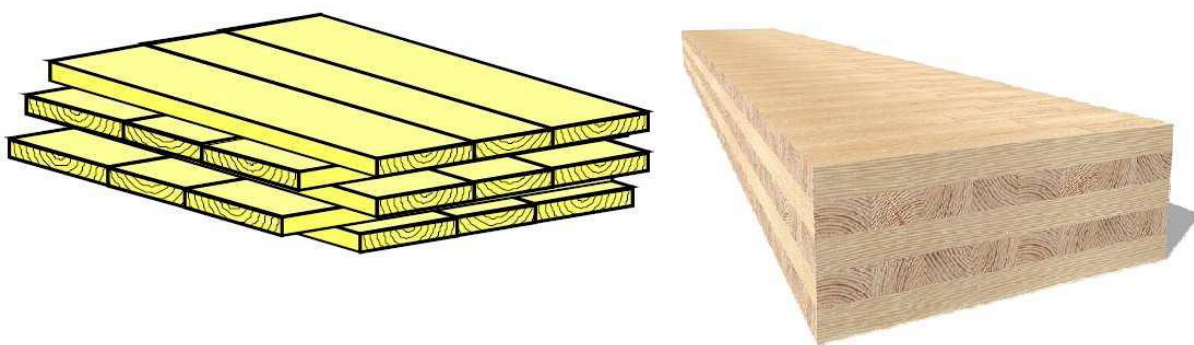
Slika 16: Prerez B-B



Slika 17: Računalniški 3D izris stolpa

2.2 Lesene križno lepljene plošče

Jedro stolpa je sestavljeno iz lesenih križno lepljenih (XL) plošč. Oznaka XL izhaja iz besede »Xlam«, kar v angleškem jeziku predstavlja križno lepljen les (»cross-laminated timber«), tako kot »Glulam« predstavlja lameliran lepljen les (»glued laminated timber«), označujemo pa ga z GL. Plošče so izdelane iz desk lesa iglavcev, ki so križno zložene in pod visokim pritiskom ploskovno zlepljene v večji masivni element. Medsebojna orientiranost lamel v posameznih slojih znaša 90° , prečni prerez plošče pa je simetričen. S tem se dobijo bolj enakomerne in boljše mehanske ter deformacijske lastnosti, kot jih ima les sam. Les je tehnično posušen do 12 % (± 2 %) vlažnosti, s čimer je omogočena naravna zaščita lesa pred škodljivci, kot so glive, insekti in plesni (Dujčič, 2009).



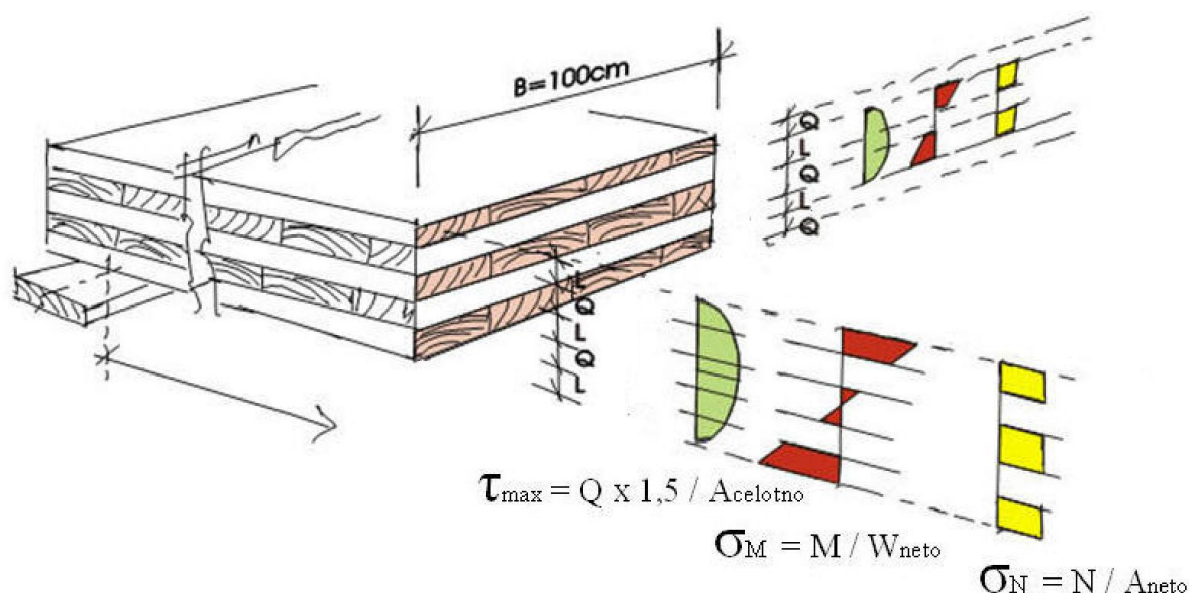
Slika 18: Križno zlepljene lamele v konstrukcijski element

Plošče so izdelane v lihem številu slojev; običajno so 3-, 5- in 7-slojne, vse do največje debeline 60 cm. Za specifične potrebe po nosilnosti v posamezni smeri, sta lahko največ dva zaporedna sloja enako usmerjena. Tako se za doseganje višjih upogibnih trdnosti izdelajo plošče z dvojnimi zunanji nosilnimi sloji, za doseganje višjih strižnih trdnosti pa plošče z dvojnimi osrednjimi sloji.

Materialne karakteristike križno lepljenih panelov so nekoliko težje določljive predvsem zaradi lastnosti lesa kot nehomogenega naravnega materiala. Eksperimentalno dobljene zveze med napetostmi in deformacijami se namreč pri lesu zaradi njegove anizotropije zelo razlikujejo glede na način obremenitve (tlak, nateg) in glede na smer delovanja napetosti (vzporedno z vlakni, pravokotno na vlakna ali pod določenim kotom glede na smer vlaken). S

križnim lepljenjem lesenih lamel dosežemo, da imajo leseni elementi enakomernjše mehanske lastnosti ter se pri obremenitvah bolj homogeno obnašajo, zaradi česar se prerezi tudi manj krivijo in ne pokajo. Materialne karakteristike plošč lahko določimo ali eksperimentalno ali z ustrežno računsko metodo, ki sta jo predlagala Blaß in Fellmoser (2004).

V splošnem lahko pri določitvi mehanskih lastnosti križno lepljenih plošč prispevek slojev, ki so obremenjeni pravokotno na vlakna, zanemarimo v izračunu. Tako predpostavimo, da obtežbo prevzemajo le sloji, katerih vlakna potekajo vzporedno s smerjo napetosti. Predpostavljene razporeditve napetosti za takšen primer so predstavljene na spodnji sliki.



Slika 19: Predpostavljena razporeditev napetosti v križno lepljeni plošči

Križno lepljenje omogoča dvosmerno nosilnost lesenih ploskovnih elementov, povečuje nosilnost in preprečuje cepitev v smeri pravokotno na vlakna lesa, poleg tega pa zagotavlja dimenzijsko stabilnost plošč, kar pomeni, da je delovanje lesa (krčenje, nabrekanje) zmanjšano na zanemarljivo vrednost. Tako so deformacije v ravnini takšne plošče dejansko zanemarljive, medtem ko pravokotno na ravnino plošče znašajo približno 2,4 mm/m za vsak odstotek spremembe vlažnosti lesa.

Proizvajalci lesenih križno lepljenih plošč za lepljenje uporabljajo enokomponentno poliuretansko lepilo, ki izkorišča naravno vlago v lesu za povezovanje elementov v celoto brez potrebe po topilih in formaldehidu. Lepilo se po celotni površini nanese na lesene deske v količini okoli 200 g/m^2 , popolno zlepljenje pa se doseže v stiskalnici. Lepilo poveže les v nov material, pri tem pa mora imeti stik boljše mehanske lastnosti od okolišnjega lesenega medija.

Križno lepljeni stenski paneli se v talno oziroma temeljno konstrukcijo sidrajo s pomočjo kovinskih sider. Pri tem se za prevzem dvižne sile, ki nastane kot posledica rotacije stene v primeru vodoravne obremenitve, uporabljajo t.i. dvižna sidra, za prevzem strižnih sil, ki se pojavijo ob zdrsu stene, pa t.i. strižna sidra. V temeljno konstrukcijo so sidra pritrjena s sidrnimi vijaki, v lesene plošče pa običajno z lesnimi vijaki ali obročastimi žebli. Stiki med posameznimi paneli se običajno izvedejo kot preklopni vijačeni spoji. V vogalih se stenski paneli običajno vijačijo s samovreznimi lesnimi vijaki, pri večjih obremenitvah pa se uporabijo kovinski mozniki. Na tak način so povezane stene jedra stolpa v vogalih.



Slika 20: Odprta mozničena zveza XL plošč (Blaß, Uibel, 2007, naslovna stran)

3 VPLIVI NA KONSTRUKCIJO

3.1 Koristna obtežba

Objekt bo javno dostopna površina, zato za razgledno ploščad, kjer se bo zadrževalo največ ljudi, izberem kategorijo C5. Za stopnišče in prostore pa predpostavim obtežbo, kot je običajna za stanovanjske stavbe. Koristno obtežbo določim iz preglednice 6.2 v SIST EN 1991-1-1:

- razgledna ploščad (kategorija C5: terase, dostopne površine): $q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$
- prostori v jedru (kategorija A): $q_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$
- stopnice, podesti (kategorija A): $q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$

3.2 Obtežba snega

Objekt se glede na nacionalni dodatek k SIST EN 1991-1-3 nahaja v coni A2. Karakteristična vrednost obtežbe snega se določi z izrazom:

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

kjer je A nadmorska višina, na kateri se objekt nahaja.

$$s_k = 1,293 \left[1 + \left(\frac{720}{728} \right)^2 \right] = 2,56 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$A = 720 \text{ m}$$

Obtežba snega za trajna projektna stanja se določi z izrazom:

$$s = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k, \quad (2)$$

kjer je:

- $\mu = 0,8$ oblikovni koeficient; preglednica 5.2 v SIST EN 1991-1-3 $\rightarrow \alpha=0^\circ$,
- $C_e = 0,8$ koeficient izpostavljenosti; preglednica 5.1 v SIST EN 1991-1-3 \rightarrow teren, izpostavljen vetru in
- $C_t = 1,0$ toplotni koeficient.

$$s = 0,8 \cdot 0,8 \cdot 1,0 \cdot 2,56 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 1,64 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

3.3 Obtežba vetra

Obtežba vetra se določi v skladu s standardom SIST EN 1991-1-4.

3.3.1 Hitrost in tlak vetra

3.3.1.1 Osnovna hitrost vetra

Osnovna hitrost vetra se izračuna z izrazom:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0}, \quad (3)$$

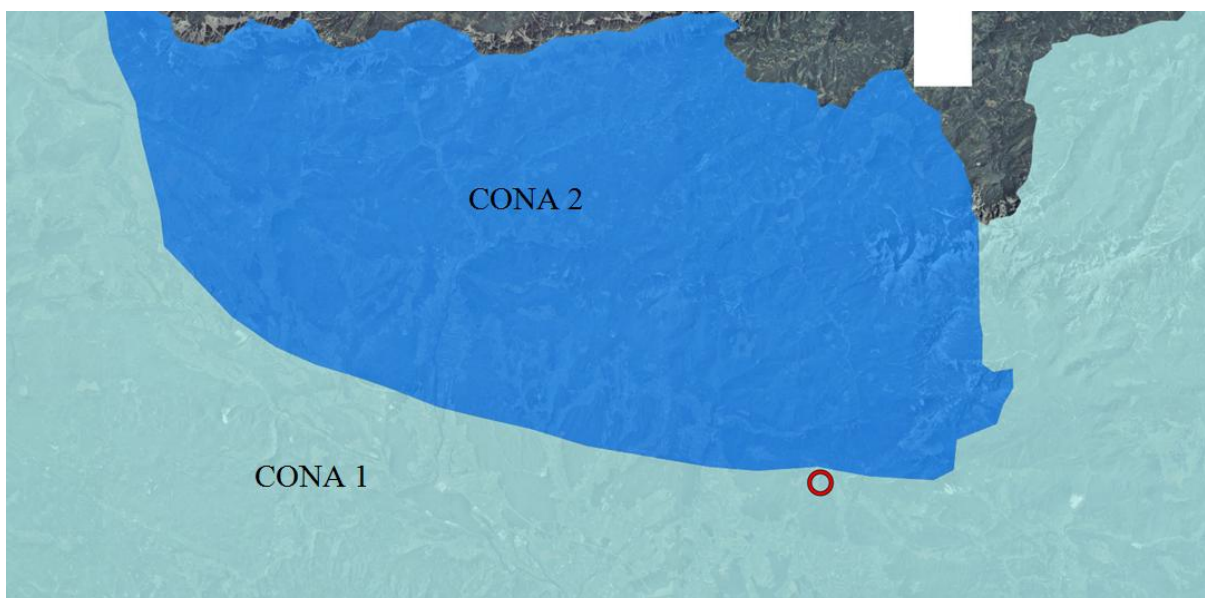
kjer je:

$c_{dir} = 1,0$ smerni faktor,

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

$v_{b,0} = 20 \frac{\text{m}}{\text{s}}$ temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra; nacionalni dodatek → Cona 1, pod 800 m.

$$v_b = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 20 \frac{\text{m}}{\text{s}} = 20 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$



Slika 21: Prikaz lokacije objekta na vetni karti Slovenije

3.3.1.2 Srednji veter

Srednja hitrost vetra je določena z izrazom:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b, \quad (4)$$

kjer sta $c_r(z)$ faktor hrapavosti, $c_0(z)$ pa faktor hribovitosti terena.

Faktor hrapavosti

Faktor hrapavosti se določi z naslednjima izrazoma:

$$\begin{aligned} c_r(z) &= k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{za } z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad \text{in} \\ c_r(z) &= c_r(z_{min}) \quad \text{za } z < z_{min}. \end{aligned} \quad (5)$$

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

Terenska parametra z_0 in z_{min} sta odvisna od kategorije terena, ki se določi iz preglednice 4.1 v SIST EN 1991-1-4. Na lokaciji objekta je več kategorij terena. Okrog objekta je v povprečni razdalji 150 m stalni gozd (kategorija terena III), okrog pa so travniki s posameznimi drevesi in stavbami (kategorija terena II). V poglavju A.2 v SIST EN 1991-1-4 prvi postopek določa,

da se za konstrukcije, ki so od kraja spremembe terena oddaljene manj kot 1 km od gladkejših kategorij I do III, v privetrni smeri uporabi gladkejša kategorija terena. Zato za nadaljnji račun upoštevam kategorijo terena II.

Kategorija terena II:

$$z_0 = 0,05 \text{ m}$$

$$z_{min} = 2 \text{ m}$$

Faktor terena se izračuna po naslednjem izrazu:

$$k_r = 0,19 \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07}, \quad (6)$$

kjer je:

$$z_{0,II} = 0,05 \text{ m}$$

$$k_r = 0,19 \left(\frac{0,05 \text{ m}}{0,05 \text{ m}} \right)^{0,07} = 0,19$$

Faktor hribovitosti

Privetrni teren je nagnjen za več kot 3° , zato povečanje hitrosti vetra upoštevam s faktorjem hribovitosti c_0 . Postopek je dan v poglavju A.3 v SIST EN 1991-1-4.

Faktor hribovitosti c_0 je:

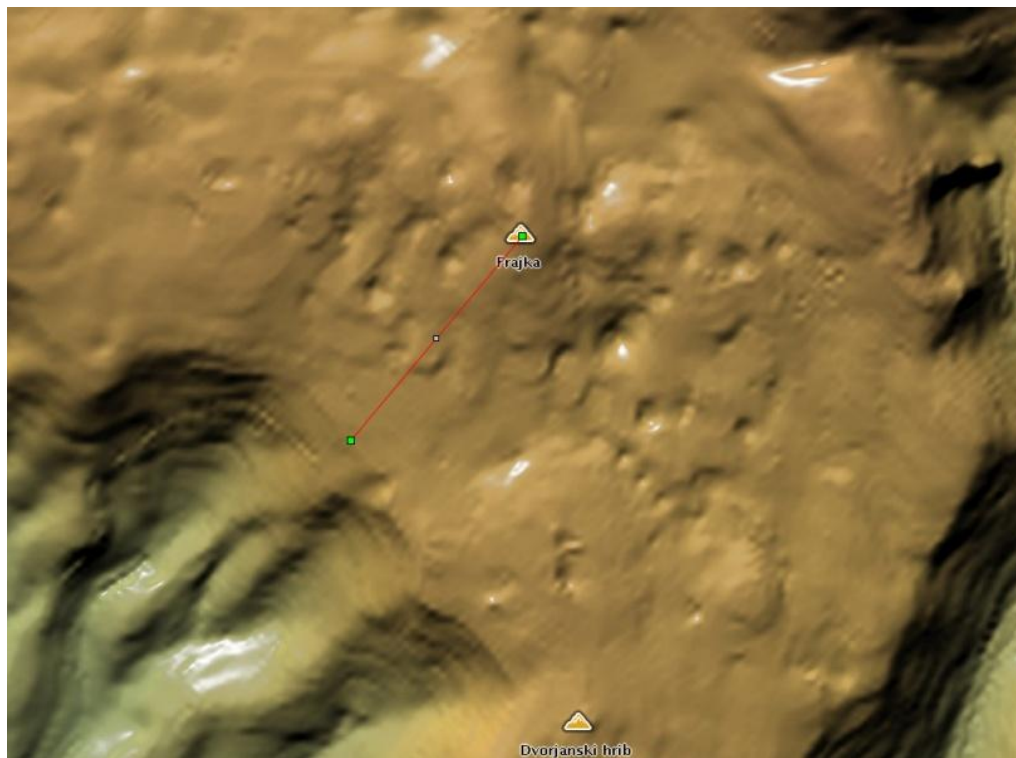
$$c_0 = 1 + 2 \cdot s \cdot \Phi \quad \text{za} \quad 0,05 > \Phi > 0,3. \quad (7)$$

Pri tem je Φ nagib privetrnega pobočja in s faktor hribovitosti kraja glede na dejansko privetrno dolžino pobočja L_e .

Nagib privetrnega pobočja Φ je:

$$\Phi = \frac{H}{L_u} = \frac{720 \text{ m} - 600 \text{ m}}{540 \text{ m}} = \frac{120 \text{ m}}{540 \text{ m}} = 0,22,$$

kjer je H efektivna višina vzpetine po sliki A.1 v SIST EN 1991-1-4 in L_u dejanska dolžina privetrnega pobočja v smeri vetra od roba grebena do vrha vzpetine (Slika 22).



Slika 22: Označena razdalja do grebena po pobočju z največjim nagibom

Efektivna dolžina privetrnega pobočja:

$$L_e = L_u = 540 \text{ m}$$

Faktor hribovitosti kraja s se izračuna po izrazih (A.4) do (A.6) v SIST EN 1991-1-4.

$$\frac{x}{L_u} = \frac{0}{540 \text{ m}} = 0$$

$$\frac{z}{L_e} = \frac{24,5 \text{ m}}{540 \text{ m}} = 0,05$$

Preglednica 1: Faktor hribovitosti kraja s po višini konstrukcije

z [m]	A	B	s
24,5	0,9293	2,5983	0,93
21,4	0,9394	2,6042	0,94
18,6	0,9487	2,6096	0,95
15,5	0,9590	2,6155	0,96
14,7*	0,9617	2,6171	0,96
12,4	0,9695	2,6215	0,97
9,3	0,9800	2,6275	0,98
6,2	0,9907	2,6335	0,99
3,1	1,0015	2,6395	1,00
0	/	/	/

* referenčna višina $z_s = 0,6h$ za račun konstrukcijskega faktorja $c_s c_d$

3.3.1.3 Vetrna turbulenca

Standardna deviacija turbulence σ_v se določi z izrazom:

$$\sigma_v = k_r \cdot v_b \cdot k_l, \quad (8)$$

kjer je turbulenčni faktor $k_l = 1,0$.

$$\sigma_v = k_r \cdot v_b \cdot k_l = 0,19 \cdot 20 \frac{\text{m}}{\text{s}} \cdot 1,0 = 3,8 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Intenziteta turbulence $I_v(z)$ se določi z izrazoma:

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_l}{c_0(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{za } z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad \text{in} \quad (9)$$

$$I_v(z) = I_v(z_{min}) \quad \text{za } z < z_{min}.$$

3.3.1.4 Tlak pri največji hitrosti ob sunkih vetra

Tlak pri največji hitrosti ob sunkih vetra $q_p(z)$ na višini z :

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b, \quad (10)$$

kjer je gostota zraka $\rho = 1,25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$ in $c_e(z)$ faktor izpostavljenosti.

Preglednica 2: Tlaki pri največji hitrosti ob sunkih vetra po višini konstrukcije

z [m]	$c_r(z)$	$c_0(z)$	$v_m(z)$ [m/s]	$I_v(z)$	$q_p(z)$ [kN/m ²]
24,5	1,177	1,41	33,16	0,11	1,24
21,4	1,151	1,41	32,54	0,12	1,20
18,6	1,125	1,42	31,88	0,12	1,17
15,5	1,090	1,42	31,00	0,12	1,12
14,7*	1,080	1,42	30,74	0,12	1,10
12,4	1,048	1,43	29,89	0,13	1,06
9,3	0,993	1,43	28,42	0,13	0,98
6,2	0,916	1,44	26,30	0,14	0,87
3,1	0,784	1,44	22,59	0,17	0,69
0	/	/	/	/	/

* referenčna višina $z_s = 0,6h$ za račun konstrukcijskega faktorja $c_s c_d$

3.3.2 Vplivi vetra

Predpostavim, da veter vpliva neposredno na osrednje jedro s kvadratnim tlorisom in na razgledno ploščad. Vpliv vetra na obodno konstrukcijo prenesem na jedro. Višina h je 24,5 m.

3.3.2.1 Vplivi vetra na navpične stene jedra

Ker je $\frac{h}{d} = \frac{24,5 \text{ m}}{3,13 \text{ m}} = 7,8 > 5$, priporočenih vrednosti koeficientov zunanega tlaka za navpične stene stavb ne morem določiti iz poglavja 7.2 v SIST EN 1991-1-4. Zato sledim napotku opombe 2 točke 7.2.2 (2) SIST EN 1991-1-4, ki pravi, da se za take konstrukcije lahko določi celotna obtežba vetra po pravilih v poglavju 7.6 tega standarda.

Sila vetra F_w , ki deluje na konstrukcijo ali sestavni del, se izračuna z izrazom:

$$F_w = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref}, \quad (11)$$

kjer je $c_s c_d$ konstrukcijski faktor, c_f koeficient sile za konstrukcijo ali konstrukcijski element ter A_{ref} referenčna površina konstrukcije ali konstrukcijskega elementa. Koeficient sile c_f določa celotno silo vetra na konstrukcijo ali konstrukcijski element, torej tlake in srke vetra ter trenje.

Določitev konstrukcijskega faktorja $c_s c_d$

Konstrukcijski faktor $c_s c_d$ se določi po 1. postopku dodatka B v SIST EN 1991-1-4. Vsi izrazi v nadaljevanju so del tega standarda.

- Turbulenca vetra

Turbulentna dolžina $L(z)$:

$$L(z) = L_t \cdot \left(\frac{z}{z_t}\right)^\alpha$$

$$z_t = 200 \text{ m}$$

$$L_t = 300 \text{ m}$$

$$\alpha = 0,67 + 0,05 \cdot \ln(z_0) = 0,67 + 0,05 \cdot \ln(0,05) = 0,52$$

Brezdimenzijska funkcija spektralne gostote moči $S_L(z, n)$:

$$S_L(z, n) = \frac{6,8 \cdot f_L(z, n)}{(1 + 10,2 \cdot f_L(z, n))^{5/3}}$$

Brezdimenzijska frekvenca:

$$f_L(z, n) = \frac{n \cdot L(z)}{v_m(z)}$$

$$n = n_{1,x} = \frac{46}{h \text{ [m]}} = \frac{46}{24,5} = 1,88 \text{ Hz (ocena prve lastne frekvence stolpa, ki je dana kot napotek$$

v dodatku F v SIST EN 1991-1-4)

- Konstrukcijski faktor

Delež odziva B^2 :

$$B^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \cdot \left(\frac{b+h}{L(z_s)}\right)^{0,63}} = \frac{1}{1 + 0,9 \cdot \left(\frac{3,1 \text{ m} + 24,5 \text{ m}}{77,2 \text{ m}}\right)^{0,63}} = 0,68,$$

kjer je b širina in h višina konstrukcije, $L(z_s)$ pa je turbulentna dolžina na referenčni višini
 $z_s = 0,6h = 14,7$ m.

Faktor sunkov vetra k_p :

$$k_p = \sqrt{2 \cdot \ln(v \cdot T)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \cdot \ln(v \cdot T)}} = \sqrt{2 \cdot \ln(0,95 \cdot 600)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \cdot \ln(0,95 \cdot 600)}} = 3,73$$

$$T = 600 \text{ s}$$

Pričakovana vrednost frekvence pri pojavu odziva na sunek:

$$v = n_{1,x} \sqrt{\frac{R^2}{B^2 + R^2}} ; v \geq 0,08 \text{ Hz}$$

$$v = 1,88 \text{ Hz} \cdot \sqrt{\frac{0,23}{0,68 + 0,23}} = 0,95 \text{ Hz} \geq 0,08 \text{ Hz}$$

Resonančni faktor odziva R^2 :

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \cdot \delta} \cdot S_L(z_s, n_{1,x}) \cdot R_h(\eta_h) \cdot R_b(\eta_b) = \frac{\pi^2}{2 \cdot 0,087} \cdot 0,05 \cdot 0,135 \cdot 0,605 = 0,23$$

Celotno logaritmično pojemanje dušenja δ :

$$\delta = \delta_s + \delta_a + \delta_d = 0,05 + 0,037 + 0 = 0,087$$

V preglednici F.2 v SIST EN 1991-1-4 ni vrednosti logaritmičnega upadanja dušenja konstrukcije δ_s za obravnavano konstrukcijo, zato predpostavim $\delta_s = 0,05$.

Logaritmično upadanje aerodinamičnega dušenja δ_a :

$$\delta_a = \frac{c_f \cdot \rho \cdot b \cdot v_m(z_s)}{2 \cdot n_1 \cdot m_e} = \frac{1,83 \cdot 1,25 \text{ kg/m}^3 \cdot 3,1 \text{ m} \cdot 30,74 \text{ m/s}}{2 \cdot 1,88 \text{ Hz} \cdot 1580 \text{ kg/m}} = 0,037$$

Ekvivalentna masa m_e na enoto dolžine se za konzolne konstrukcije lahko izračuna kot povprečna vrednost mase na zgornji tretjini konstrukcije (glej sliko F.1 v SIST EN 1991-1-4):

$$m_e = \frac{W_{h3}}{h_3} = \frac{\rho_{les} \cdot V_{h3}}{h_3} = \frac{5 \text{ kN/m}^3 \cdot (4 \cdot 3,1 \cdot 0,14 \cdot 8,16 + 8^2 \cdot 0,14 + 2 \cdot 2,8^2 \cdot 0,14) \text{ m}^3}{8,16 \text{ m}} \cdot \frac{10^3 \text{ s}^2}{9,81 \text{ m}} = 1580 \text{ kg/m}$$

$$h_3 = \frac{h_1}{3} = \frac{24,5 \text{ m}}{3} = 8,16 \text{ m}$$

Logaritično upadanje dušenja zaradi posebnih naprav δ_d je enako 0, saj takih naprav ni.

Funkciji aerodinamičnega sprejema R_h in R_b se oceni na naslednji način:

$$R_h = \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2 \cdot \eta_h^2} (1 - e^{-2 \cdot \eta_h}) = \frac{1}{6,89} - \frac{1}{2 \cdot 6,89^2} (1 - e^{-2 \cdot 6,89}) = 0,135$$

$$R_b = \frac{1}{\eta_b} - \frac{1}{2 \cdot \eta_b^2} (1 - e^{-2 \cdot \eta_b}) = \frac{1}{0,87} - \frac{1}{2 \cdot 0,87^2} (1 - e^{-2 \cdot 0,87}) = 0,605$$

$$\eta_h = \frac{4,6 \cdot h}{L(z_s)} \cdot f_L(z_s, n_{1,x}) = \frac{4,6 \cdot 24,5 \text{ m}}{77,2 \text{ m}} \cdot 4,72 = 6,89$$

$$\eta_b = \frac{4,6 \cdot b}{L(z_s)} \cdot f_L(z_s, n_{1,x}) = \frac{4,6 \cdot 3,1 \text{ m}}{77,2 \text{ m}} \cdot 4,72 = 0,87$$

Konstrukcijski faktor $c_s c_d$:

$$c_s c_d = \frac{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z_s) \cdot \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 \cdot I_v(z_s)} = \frac{1 + 2 \cdot 3,73 \cdot 0,12 \cdot \sqrt{0,68 + 0,23}}{1 + 7 \cdot 0,12} = 1,008$$

Preglednica 3: Turbulentna dolžina, brezdimenzijska frekvenca in brezdimenzijska funkcija spektralne gostote moči po višini konstrukcije

z [m]	$L(z)$	$v_m(z)$ [m/s]	$f_L(z, n)$	$S_L(z, n)$
24,5	100,7	33,16	5,71	0,04
21,4	93,8	32,54	5,42	0,04
18,6	87,2	31,88	5,14	0,05
15,5	79,4	31,00	4,81	0,05
14,7*	77,2	30,74	4,72	0,05
12,4	70,7	29,89	4,44	0,05
9,3	60,8	28,42	4,02	0,05
6,2	49,3	26,30	3,52	0,06
3,1	34,4	22,59	2,86	0,07
0	/	/	/	/

* referenčna višina $z_s = 0,6h$ za račun konstrukcijskega faktorja $c_s c_d$

Določitev koeficienta sile c_f

Koeficient sile c_f za konstrukcijski element (jedro) s pravokotnim prerezom pri vetru v prečni smeri se določi po izrazu (7.9) v SIST EN 1991-1-4:

$$c_f = c_{f,0} \cdot \psi_r \cdot \psi_\lambda = 2,1 \cdot 1,0 \cdot 0,915 = 1,92$$

Koeficient sile $c_{f,0}$ za pravokotne prereze z ostrimi robovi brez upoštevanja vitkosti je odvisen od razmerja stranic d/b . Na sliki 7.23 v SIST EN 1991-1-4 odčitam pri $d/b = 1$:

$$c_{f,0} = 2,1. \text{ Jedro nima zaobljenih robov, zato je redukcijski faktor } \psi_r = 1,0.$$

Faktor vitkosti ψ_λ upošteva zmanjšan upor konstrukcije pri obtoku zraka mimo prostih koncev konstrukcije. Iz preglednice 7.16 v SIST EN 1991-1-4 pod št. 4 je razvidno, da lahko izberem efektivno vitkost $\lambda = 70$. Zapolnjenost φ je enaka 1. Iz slike 7.36 v SIST EN 1991-1-4 lahko v odvisnosti od λ in φ odčitam faktor vitkosti $\psi_\lambda = 0,915$.

Sile vetra, ki delujejo na jedro, razdeljene po višini konstrukcije

Jedro razdelim na odseke dolžine $b = 3,1$ m v skladu s sliko 7.4 v SIST EN 1991-1-4 ($h > 2b$). Za referenčno površino privzamem površino odseka $A_{ref} = b^2$.

Preglednica 4: Sile vetra F_w , ki delujejo na jedro, razdeljene po višini konstrukcije

z [m]	$q_p(z)$ [kN/m ²]	F_w [kN]	w_e [kN/m ²]
24,5	1,24	22,86	2,38
21,4	1,20	20,05	2,31
18,6	1,17	21,50	2,24
15,5	1,12	20,59	2,14
12,4	1,06	19,47	2,03
9,3	0,98	18,03	1,88
6,2	0,87	16,05	1,67
3,1	0,69	12,82	1,33
0	/	/	/

3.3.2.2 Vpliv vetra na obodno konstrukcijo iz stebrov in prečk

Obodna konstrukcija, ki se pripenja na jedro, nosi večji del stopnišča in sodeluje pri prevzemu horizontalne obtežbe. Vpliv vetra na mrežo stebrov in prečk ni zanemarljiv, saj se vzpenja po celotni višini na širini od 8 metrov pri tleh, do 6,3 metra pod razgledno ploščadjo.

Koeficient sile c_f za 4 stebre vzporedno s smerjo vetra in po 2 dela prečk na levi in desni strani jedra (Slika 23) je:

$$c_f = c_{f,0} \cdot \psi_r \cdot \psi_\lambda = 2,4 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 2,4$$

Koeficient sile $c_{f,0}$ za pravokotne prereze z ostrimi robovi brez upoštevanja vitkosti je odvisen od razmerja stranic d/b . Na sliki 7.23 v SIST EN 1991-1-4 odčitam $c_{f,0} = 2,4$ pri $d/b = 0,7$ in s tem zajamem morebitno najbolj neugodno obliko prečnega prereza.

Za elemente, ki se v smeri vetra projicirajo na jedro, se predpostavi, da je obtežba z vetrom že upoštevana na jedru, saj se nanj upošteva polna obtežba brez ovir v smeri vetra.

Prerezi nimajo zaobljenih robov, zato je redukcijski faktor $\psi_r = 1,0$.

Efektivna vitkost λ je 70, zapolnjenost φ je 0,3. Iz slike 7.36 v SIST EN 1991-1-4 lahko v odvisnosti od λ in φ odčitam faktor vitkosti, vendar kot poenostavitev na varni strani izberem najbolj neugodno vrednost: $\psi_\lambda = 1,0$.

Ograje in stopnice tudi predstavljajo površino, na katero vpliva veter. Ker gre v večini primerov za vitke elemente v smeri vetra (predvsem stopnice), predpostavim koeficient sile $c_{f,0} = 1,0$ pri razmerju stranic $d/b = 5$. Efektivna vitkost λ je 70, zapolnjenost φ je približno 0,5. Iz tega sledi, da je faktor vitkosti ψ_λ približno 1,0. Koeficient sile c_f za stopnice in ograje je tako:

$$c_f = c_{f,0} \cdot \psi_r \cdot \psi_\lambda = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 1,0$$



Slika 23: Tipičen odsek konstrukcije za račun vpliva vetra na obodni del

Sile vetra F_w se izračuna z enačbo (11) na strani 31. Referenčna površina enega odseka za stebre in prečke je (pravokotno na smer vetra):

$$A_{ref} = 2 \cdot 3,06 \text{ m} \cdot 0,3 \text{ m} + 2 \cdot 3,06 \text{ m} \cdot 0,24 \text{ m} + 4 \cdot 2 \text{ m} \cdot 0,24 \text{ m} = 5,2 \text{ m}^2$$

Referenčna površina enega odseka za stopnice in ograje je (predpostavljena je 50% zapolnjenost):

$$A_{ref} = 2 \text{ m} \cdot 3,06 \text{ m} \cdot 0,5 = 3,06 \text{ m}^2$$

Preglednica 5: Sile vetra F_w , ki delujejo na obodno konstrukcijo, razdeljene po višini

z [m]*	$q_p(z)$ [kN/m ²]	F_w [kN] stebri in prečke	F_w [kN] stopnice in ograje	ΣF_w [kN] obodna konstrukcija
24,5	1,24	15,46	3,79	19,25
21,4	1,20	14,15	3,32	17,47
18,6	1,17	14,54	3,57	18,11
15,5	1,12	13,93	3,41	17,34
12,4	1,06	13,17	3,23	16,40
9,3	0,98	12,20	2,99	15,19
6,2	0,87	10,85	2,66	13,51
3,1	0,69	8,67	2,13	10,80
0	/	/	/	/

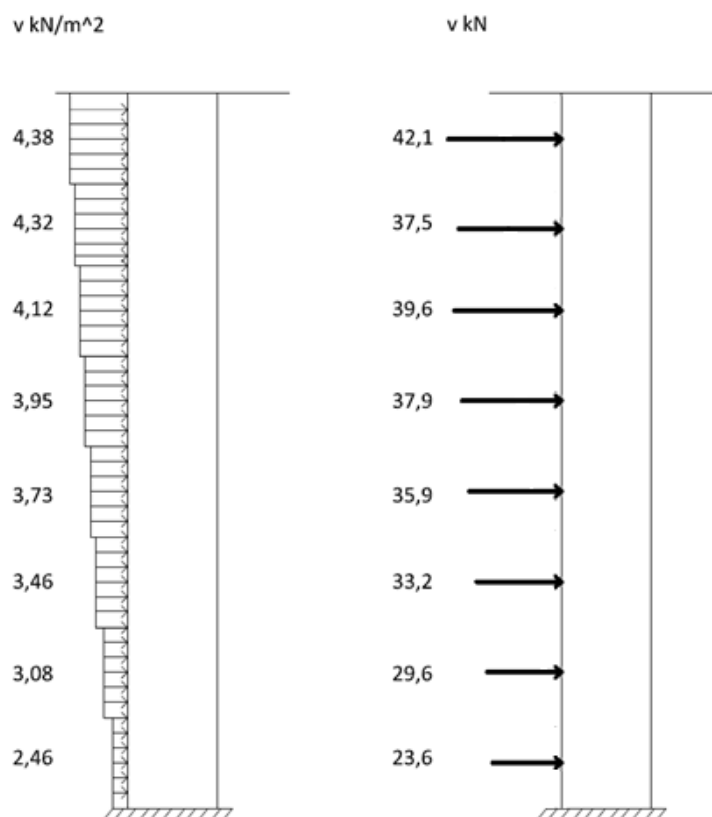
*prijemališče sile je na sredini odseka

3.3.2.3 Skupen vpliv vetra na konstrukcijo

Preglednica 6: Skupne sile vetra F_w in ekvivalenten pritisk w_e na jedro stolpa

z [m]*	F_w [kN] prispevek obodne konstrukcije	F_w [kN] prispevek jedra	$\sum F_w$ [kN] skupna obtežba na jedro	w_e [kN/m ²] skupni nadomestni pritisk na jedro
24,5	19,25	22,86	42,11	4,38
21,4	17,47	20,05	37,51	4,32
18,6	18,11	21,50	39,61	4,12
15,5	17,34	20,59	37,93	3,95
12,4	16,40	19,47	35,87	3,73
9,3	15,19	18,03	33,22	3,46
6,2	13,51	16,05	29,56	3,08
3,1	10,80	12,82	23,61	2,46
0	/	/	/	/

*prijemališče sile je na sredini odseka



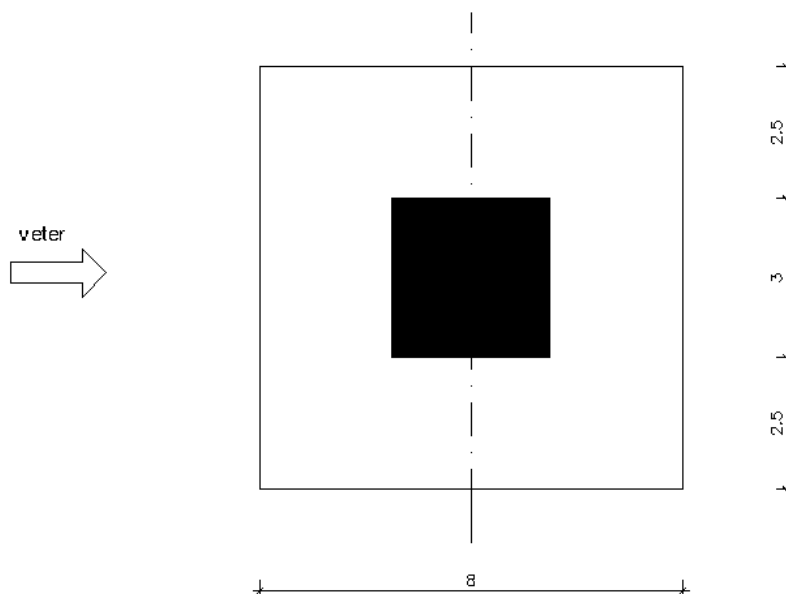
Slika 24: Skupne sile vetra na jedro po višini

3.3.2.4 Vpliv vetra na razgledno ploščad

Tlake na razgledno ploščad izračunam kot za nadstrešnice. Tlake vetra w_e se uporablja za določitev obtežb na lokalni ravni (analiza plošč), sile vetra F_w pa za globalno analizo konstrukcije.

Zapolnjenost φ je razmerje med površino dejanske ovire pod nadstrešnico in površino prečnega prereza pod nadstrešnico. Obe površini se računata na ploskvah, pravokotnih na smer vetra (Slika 25):

$$\varphi = \frac{3 \text{ m}^2}{8 \text{ m}^2} = 0,375 \approx 0,40 \text{ (na varni strani).}$$



Slika 25: Razgledna ploščad z vrisanim nosilnim jedrom za račun zapolnjenosti φ

Iz preglednice 7.6 v SIST EN 1991-1-4 odčitam vrednosti za koeficiente neto tlaka $c_{p,net}$. Nagib α je 0° , vrednosti za $\varphi = 0,40$ linearno interpoliram med $\varphi = 0$ in $\varphi = 1$.

- Koeficient neto tlaka $c_{p,net}$ za področje A

Največji tlak: $c_{p,net} = +0,5$

Največji srk: $c_{p,net} = -1,0$

- Koeficient neto tlaka $c_{p,net}$ za področje B

Največji tlak: $c_{p,net} = +1,8$

Največji srk: $c_{p,net} = -1,5$

- Koeficient neto tlaka $c_{p,net}$ za področje C

Največji tlak: $c_{p,net} = +1,1$

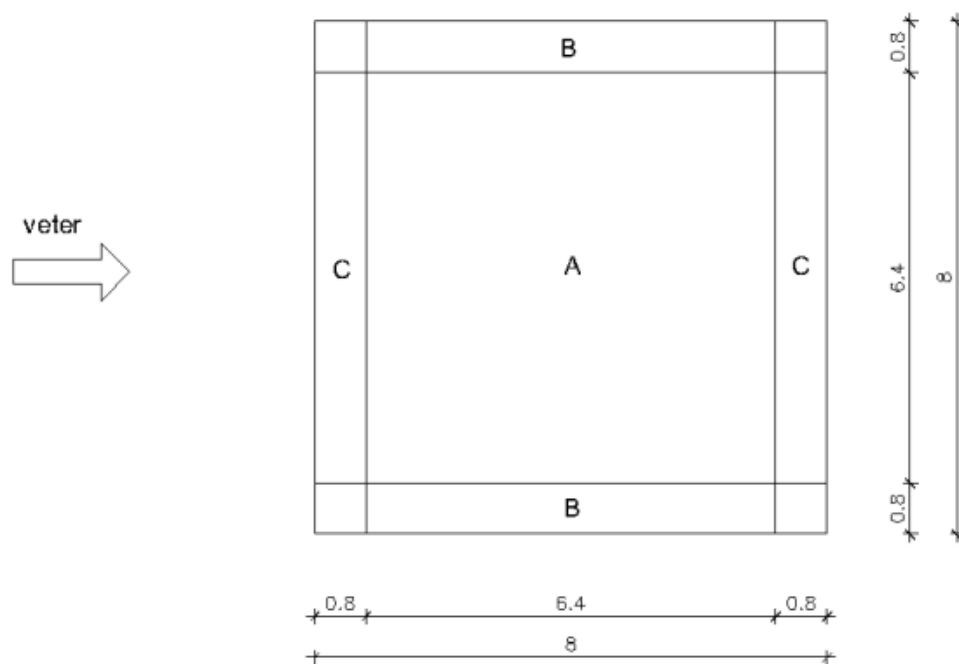
Največji srk: $c_{p,net} = -1,7$

- Razdelitev razgledne ploščadi na področja

Ploščad razdelim na področja v skladu s sliko v preglednici 7.6 SIST EN 1991-1-4:

$$d = b = 8 \text{ m}$$

$$\frac{d}{10} = \frac{b}{10} = \frac{8 \text{ m}}{10} = 0,8 \text{ m}$$



Slika 26: Razdelitev razgledne ploščadi na področja

- Površine področij na ploščadi

$$A: \quad A = (6,4 \text{ m})^2 = 41 \text{ m}^2$$

$$B: \quad A = 0,8 \text{ m} \cdot 6,4 \text{ m} = 5,1 \text{ m}^2$$

$$C: \quad A = 0,8 \text{ m} \cdot 6,4 \text{ m} = 5,1 \text{ m}^2$$

- Zunanji tlaki na ploščadi

Tlak vetra w_e na zunanje ploskve se izračuna z izrazom:

$$w_e = q_p(z_e) c_{p,net}. \quad (12)$$

$$A: \quad w_e = 1,24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot (+0,5) = +0,62 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \text{ (tlak)}$$

$$w_e = 1,24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot (-1,0) = -1,24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \text{ (srk)}$$

$$B: \quad w_e = 1,24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot (+1,8) = +2,23 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \text{ (tlak)}$$

$$w_e = 1,24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot (-1,5) = -1,86 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \text{ (srk)}$$

$$C: \quad w_e = 1,24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot (+1,1) = +1,36 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \text{ (tlak)}$$

$$w_e = 1,24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot (-1,7) = -2,11 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \text{ (srk)}$$

- Rezultirajoča sila vetra

Izračuna se z izrazom (11) na strani 31:

$$F_w = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref} = 1,0 \cdot (-0,8) \cdot 1,24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 64 \text{ m}^2 = -63,5 \text{ kN (srk)}$$

$$F_w = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref} = 1,0 \cdot (+0,2) \cdot 1,24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 64 \text{ m}^2 = +15,9 \text{ kN (tlak)}$$

Za konstrukcijski faktor $c_s c_d$ lahko vzamem vrednost 1,0 glede na točko 6.2(1)b v SIST EN 1991-1-4, saj ima ploščad lastno frekvenco večjo od 5 Hz. Največji tlak pri sunkih vetra na referenčni višini z_e razberem iz poglavja 3.3.1.4 pri $z_e = h = 24,5 \text{ m}$. Referenčna površina A_{ref} je površina celotne ploščadi. Prijemališče sile je po navodilih standarda na četrtini dolžine ploščadi v smeri vetra.

Koeficient celotne sile c_f odčitam iz preglednice 7.6 v SIST EN 1991-1-4:

$$c_f(\varphi = 0,40) = -0,8 \text{ (srk)}$$

$$c_f(\varphi = 0,40) = +0,2 \text{ (tlak)}$$

- Trenjska sila zaradi vetra

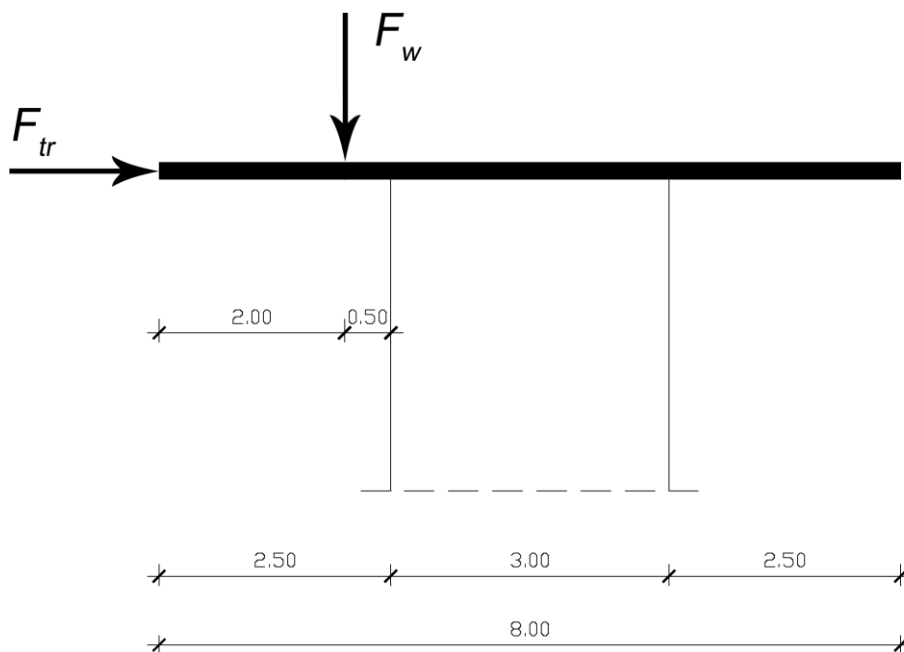
Na razgledno ploščad deluje tudi sila trenja zaradi vetra. Izračuna se z izrazom:

$$F_{tr} = c_{fr} \cdot q_p(z_e) \cdot A_{fr}, \quad (13)$$

kjer je c_{fr} koeficient trenja in A_{fr} referenčna površina.

Koeficient trenja c_{fr} se odčita iz preglednice 7.2 v SIST EN 1991-1-4 za zelo hrapavo površino (nosilci pod ploščadjo, ograja, podeskana pohodna površina) in znaša 0,04. Največji tlak pri sunkih vetra na referenčni višini z_e razberem iz poglavja 3.3.1.4 pri $z_e = h = 24,5$ m. Referenčna površina A_{fr} glede na sliko 7.22 v SIST EN 1991-1-4 je (odštejem del, kjer je jedro): $A_{fr} = 2 \cdot d \cdot b - 9 \text{ m}^2 = 2 \cdot 8 \text{ m} \cdot 8 \text{ m} - 9 \text{ m}^2 = 119 \text{ m}^2$

$$F_{tr} = 0,04 \cdot 1,24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 119 \text{ m}^2 = 5,9 \text{ kN}$$



Slika 27: Rezultirajoča vertikalna sila vetra in trenjska sila s prijemašči na razgledno ploščad

4 STATIČNA IN POTRESNA ANALIZA JEDRA STOLPA

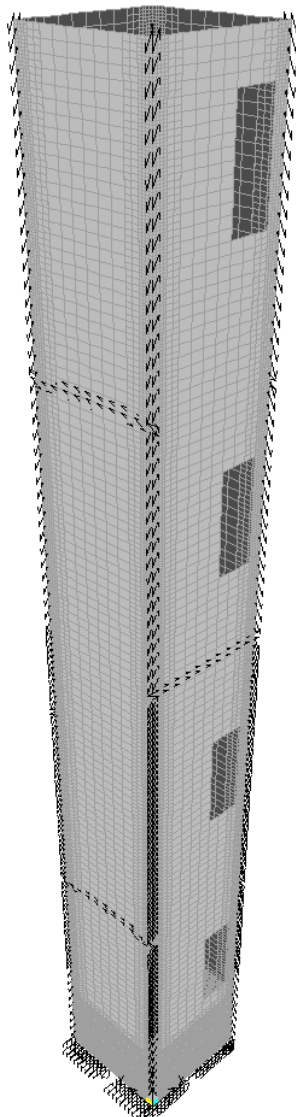
Zaradi nepredvidljivosti obnašanja obodne konstrukcije (začetni zdrs v spojih, vtiski veznih sredstev v les) se ni varno zanašati na njen prispevek k odpornosti. Zato predpostavimo, da celotno silo vetra prevzame samo jedro. Ko smo jedro dimenzionirali na največjo obtežbo, smo ga analizirali še skupaj z obodno konstrukcijo in tako določili, koliko sile dejansko prevzame konstrukcija iz stebrov in prečk v primerjavi z veliko bolj togim jedrom.

V poglavju 4.1 prikažemo rezultate detajlne statične analize, v poglavju 4.2 pa rezultate poenostavljene statične analize jedra stolpa. Nadalje v poglavju 4.3 primerjamo rezultate obeh analiz.

Za zaključek prikažemo še potresno analizo, za katero se izkaže, da daje veliko manjše obremenitve kot pa obtežba vetra.

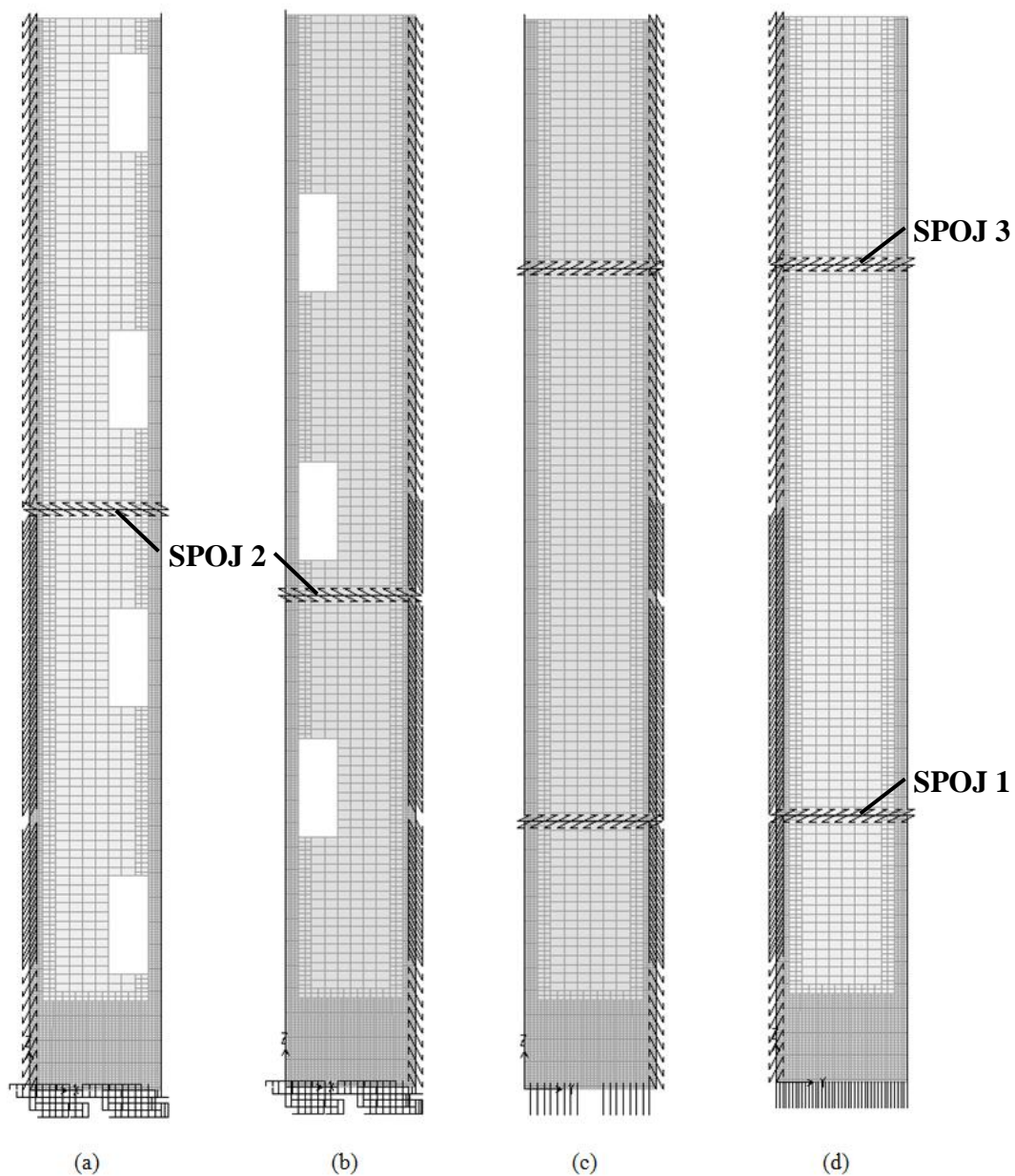
4.1 Detajlna statična analiza jedra stolpa

4.1.1 Opis računskega modela jedra



Slika 28: Računski model v programu SAP2000

Za modeliranje konstrukcije smo uporabili računalniški program SAP2000, ki omogoča analizo prostorskih modelov z linijskimi in ploskovnimi končnimi elementi. Poleg tega ima ta program možnost uporabe t.i. veznih elementov (ang. link), katerim se lahko dodeli togosti za vseh 6 prostostnih stopenj. Ti elementi so bili nepogrešljivi, saj smo z njimi modelirali jeklene moznike, ki v vogalih povezujejo plošče jedra, horizontalne stike med ploščami po višini in sidranje jedra v temeljno ploščo.



Slika 29: Računski model kvadratnega jedra v ravnini (a) X-Z pri $y=0$, (b) X-Z pri $y=2,95$ m, (c) Y-Z pri $x=0$ in (d) Y-Z pri $x=2,95$ m

Karakteristike ploskovnih končnih elementov

Uporabijo se lupinasti ploskovni končni elementi. Jedro sestavljajo 5-slojne križno lepljene plošče KLH debeline 182 mm.

Debeline slojev: | 34 | 40 | 34 | 40 | 34 | mm (sloji debeline 34 mm so usmerjeni navpično)

Gostota materiala:

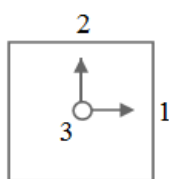
- karakteristična gostota lesa: $\rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$
- povprečna gostota lesa: $\rho_m = 420 \text{ kg/m}^3$

Elastični modul:

- $E_1 = E_2 = 1200 \text{ kN/cm}^2$

Strižni modul:

- $G_{12} = 69 \text{ kN/cm}^2$



Slika 30: Lokalni koordinatni sistem končnega elementa za steno jedra

Upoštevanje slojevitosti križno lepljene plošče

Za debelino ploskovnega k. e. se izbere celotna debelina plošče, zato je treba glede na usmerjenost slojev reducirati osne, upogibne in strižne togosti.

$$h = 182 \text{ mm}$$

$$h_{11} = 2 \cdot 40 \text{ mm} = 80 \text{ mm} \text{ (skupna debelina slojev v smeri 1 lokalnega k.s.)}$$

$$h_{22} = 3 \cdot 34 \text{ mm} = 102 \text{ mm} \text{ (skupna debelina slojev v smeri 2 lokalnega k.s.)}$$

$$I_{tot} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{100 \text{ cm} \cdot (18,2 \text{ cm})^3}{12} = 50238 \text{ cm}^4$$

$$I_{11} = 2 \cdot \left[\frac{100 \text{ cm} \cdot (4 \text{ cm})^3}{12} + 100 \text{ cm} \cdot 4 \text{ cm} \cdot (3,7 \text{ cm})^2 \right] = 12018,6 \text{ cm}^4$$

$$I_{22} = 2 \cdot \left[\frac{100 \text{ cm} \cdot (3,4 \text{ cm})^3}{12} + 100 \text{ cm} \cdot 3,4 \text{ cm} \cdot (7,4 \text{ cm})^2 \right] + \frac{100 \text{ cm} \cdot (3,4 \text{ cm})^3}{12} = 38219,4 \text{ cm}^4$$

- Redukcija osne togosti:

$$f_{11} = \frac{h_{11}}{h} = \frac{80 \text{ mm}}{182 \text{ mm}} = 0,440 \dots \text{ redukcija prereza v smeri 1 l. k. s.}$$

$$f_{22} = \frac{h_{22}}{h} = \frac{102 \text{ mm}}{182 \text{ mm}} = 0,560 \dots \text{ redukcija prereza v smeri 2 l. k. s.}$$

- Redukcija upogibne togosti:

$$m_{11} = \frac{I_{11}}{I_{tot}} = \frac{12018,6 \text{ cm}^4}{50238 \text{ cm}^4} = 0,239 \dots \text{ redukcija prereza v smeri 1 l. k. s.}$$

$$m_{22} = \frac{I_{22}}{I_{tot}} = \frac{38219,4 \text{ cm}^4}{50238 \text{ cm}^4} = 0,761 \dots \text{ redukcija prereza v smeri 2 l. k. s.}$$

Karakteristike veznih elementov

- **Mozniki**

Strižna togost moznikov, vijakov in lesnih vijakov se v mejnem stanju uporabnosti (MSU) določi z izrazom:

$$K_{ser} = \frac{\rho_m^{1,5} \cdot d}{23}, \quad (14)$$

kjer je ρ_m povprečna gostota lesenega elementa v kg/m^3 in d premer veznega sredstva v mm.

V primeru povezovanja lesenih elementov z različnima vrednostma povprečne gostote, za ρ_m upoštevamo efektivno vmesno vrednost, ki jo izračunamo kot:

$$\rho_m = \sqrt{\rho_{m,1} \cdot \rho_{m,2}}. \quad (15)$$

Togost v mejnem stanju nosilnosti (MSN) se reducira, saj pri večji obremenitvah vezna sredstva izgubijo del svoje začetne togosti. Evrokod 5 tako priporoča redukcijo začetne togosti:

$$K_u = \frac{2}{3} K_{ser}. \quad (16)$$

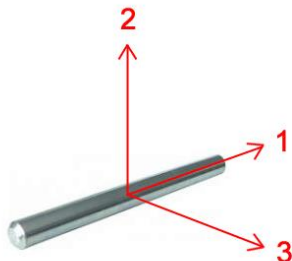
KLH plošča ima povprečno gostoto 420 kg/m^3 , mozniki pa imajo premer 20 mm.

$$K_{ser} = \frac{(420 \text{ kg/m}^3)^{1,5} \cdot 20 \text{ mm}}{23} = 7485 \text{ N/mm} = 7485 \text{ kN/m}$$

$$K_u = \frac{2}{3} K_{ser} = \frac{2}{3} \cdot 7485 \text{ kN/m} = 4990 \text{ kN/m}$$

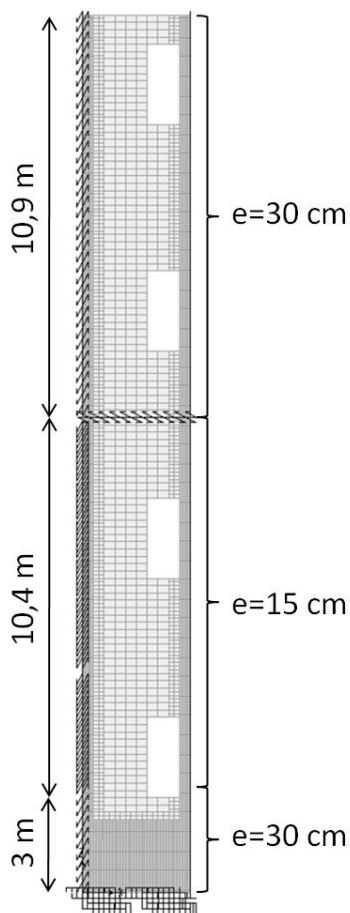
Veznim elementom se določi togosti v smereh izbranih prostostnih stopenj. V primeru moznika sta to togosti v smereh 2 in 3 lokalnega koordinatnega sistema. V smeri 1 moznik

nima praktično nobene togosti, prav tako pa predpostavimo, da nima togosti pri rotacijah okrog lokalnih osi (Slika 31).



Slika 31: Lokalni koordinatni sistem veznega elementa, s katerim se modelira moznik

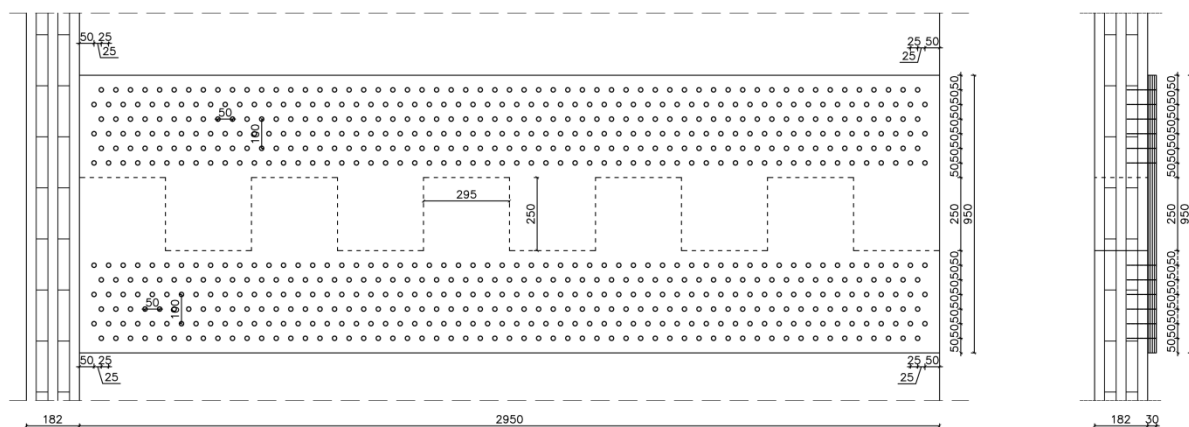
Razdalje med mozniki po višini konstrukcije se spreminjajo, in sicer na bolj obremenjenem delu je razdalja 15 cm, na manj obremenjenih delih pa 30 cm. Razporeditev moznikov prikazuje spodnja slika.



Slika 32: Razporeditev moznikov (veznih el.) po višini jedra (e je razdalja med njimi)

• **Horizontalni spoji med KLH ploščami**

Po višini jedra je 6 horizontalnih spojev, ki povezujejo plošče. Za razporeditev plošč in oznake spojev glej sliko na strani 45 (Slika 29). Stik »na glavnik« je v tlaku in strigu skoraj povsem tog, saj bo tudi lepljen. V nategu delujejo samovrezni vijaki in vezana plošča.



Slika 33: Horizontalni stik "na glavnik" z vezano ploščo in samovreznimi vijaki (spoj 1)

- Togost stika, ko pride na stiku med ploščama do natega (samovrezni vijaki):

Gre za dvojni (na obeh straneh) enostrižni spoj.

Togost enega samovreznega vijaka:

$$K_{ser} = \frac{\rho_m^{1,5} \cdot d}{23} = \frac{(480,6 \text{ kg/m}^3)^{1,5} \cdot 5,4 \text{ mm}}{23} = 2474 \text{ kN/m}$$

$$\rho_m = \sqrt{\rho_{m,1} \cdot \rho_{m,2}} = \sqrt{550 \text{ kg/m}^3 \cdot 420 \text{ kg/m}^3} = 480,6 \text{ kg/m}^3$$

$\rho_{m,1} = 550 \text{ kg/m}^3$... povprečna gostota vezane plošče

$\rho_{m,2} = 420 \text{ kg/m}^3$... povprečna gostota KLH plošče

Togost samovreznih vijakov na eni strani stika na mestu veznega elementa:

$$K_{ser,sc1} = n \cdot K_{ser}$$

$$K_{ser,sc2} = K_{ser,sc1}$$

Togost veznega elementa v MSU:

$$K_{ser,vez} = 1 / \left(\frac{1}{K_{ser,sc1}} + \frac{1}{K_{ser,sc2}} \right) = \frac{K_{ser,sc1}}{2}$$

Togost veznega elementa v MSN:

$$K_{u,vez} = \frac{2}{3} K_{ser,vez}$$

Preglednica 7: Togosti veznih elementov v horizontalnih stikih v nategu

Spoj	Št. samovreznih vijakov n na mestu veznega elementa	$K_{ser,sc1}$ [kN/m]	$K_{ser,vez}$ [kN/m]	$K_{u,vez}$ [kN/m]
1	34	84116	42058	28039
2	14	34636	17318	11545
3	8	19792	9896	6597

- Togost stika, ko pride na stiku med ploščama do tlaka (plošča na ploščo):

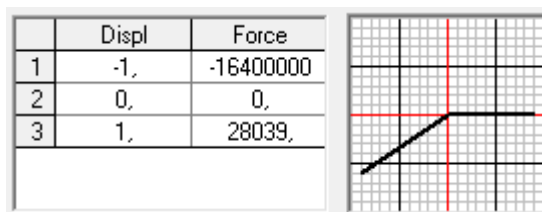
Togost sem ocenil na podlagi stičnih površin nosilnih vertikalnih slojev. V tlaku so sloji obremenjeni vzporedno z vlakni, zato sem za izračun togosti upošteval elastični modul lesa $E_{0,mean}$.

Togost ene polovice stika v tlaku je:

$$k_1 = \frac{E_{0,mean} \cdot A_0}{l} = \frac{1200 \frac{kN}{cm^2} \cdot 273 \text{ cm}^2}{1 \text{ cm}} = 327600 \frac{kN}{cm}$$

Togost stika je za pol manjša, saj pride do tlačnih deformacij v obeh polovicah stika:

$$k = \frac{k_1}{2} = \frac{327600 \frac{kN}{cm}}{2} = 163800 \frac{kN}{cm} \cong 16400000 \frac{kN}{m}$$



Slika 34: Velika togost stika v tlaku in precej manjša togost v nategu (spoj 1)

Togost stika, ko pride na stiku med ploščama do striga, sem prav tako ocenil na podlagi stičnih površin nosilnih vertikalnih slojev, le da sem v tem primeru za izračun togosti upošteval elastični modul lesa pravokotno na vlakna $E_{90,mean}$.

- **Sidranje jedra v temelj**

- Togost stika, ko pride na mestu sidranja do natega (vijaki):

Gre za enojni dvostrizni spoj s pločevino na obeh straneh plošč. Togost vezi se pomnoži z 2, ker so pločevine na zunanjih straneh plošče toge (Slika 35). Na mestu veznega elementa je 6 vijakov.

Togost enega vijaka ($d = 20 \text{ mm}$):

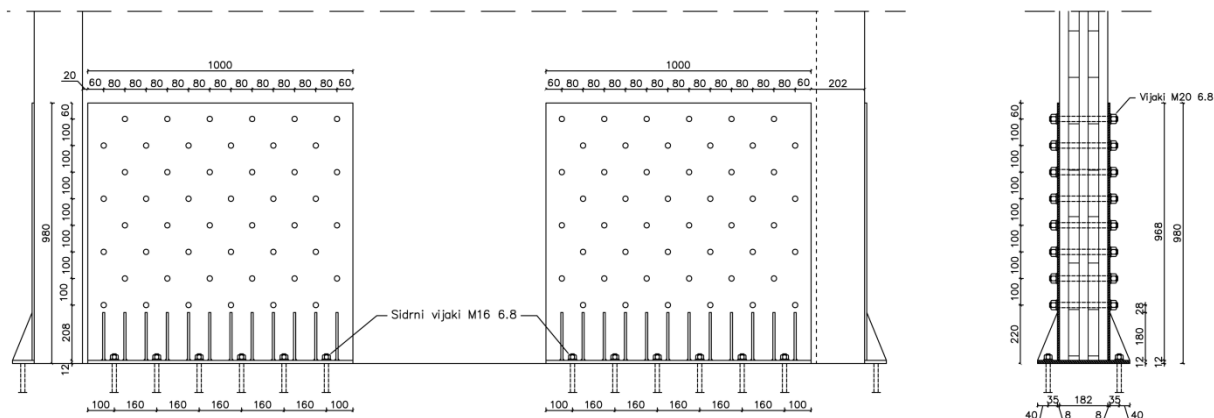
$$K_{ser} = 7485 \text{ kN/m}$$

Togost veznega elementa v MSU:

$$K_{ser,vez} = 2 \cdot (2 \cdot n \cdot K_{ser}) = 2 \cdot (2 \cdot 6 \cdot 7485 \text{ kN/m}) = 179640 \text{ kN/m}$$

Togost veznega elementa v MSN:

$$K_{u,vez} = \frac{2}{3} K_{ser,vez} = \frac{2}{3} \cdot 179640 \text{ kN/m} = 119760 \text{ kN/m}$$

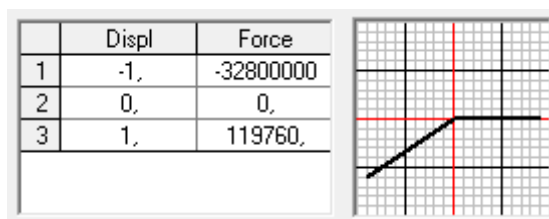


Slika 35: Izvedba sidranja jedra v temeljno ploščo

- Togost stika, ko pride na mestu sidranja do tlaka

Togost se oceni na podlagi površine nosilnih vertikalnih slojev, ki pritisnejo ob betonsko temeljno ploščo. Sloji so obremenjeni vzporedno z vlakni.

$$k = \frac{E_{0,mean} \cdot A_0}{l} = \frac{1200 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 273 \text{ cm}^2}{1 \text{ cm}} = 327600 \frac{\text{kN}}{\text{cm}} \cong 32800000 \text{ kN/m}$$



Slika 36: Velika togost stika v tlaku in precej manjša togost v nategu
(podpora na mestu sidranja)

4.1.2 Obtežba

- lastna teža jedra: upošteva program
- stalna obtežba:
 - razgledna ploščad:
 - podnice: $0,2 \text{ kN/m}^2$
 - hidroizolacija: $0,1 \text{ kN/m}^2$
 - plošča: $4,9 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,182 \text{ m} = 0,89 \text{ kN/m}^2$
 - ograja: $0,3 \text{ kN/m}$

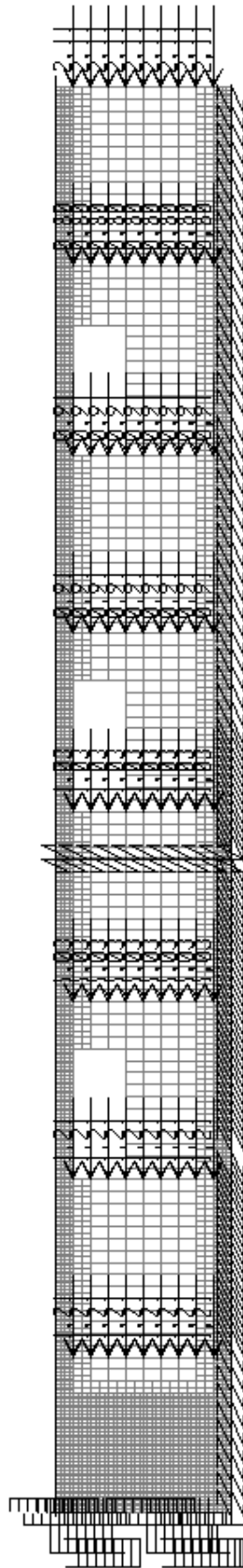
 skupaj: $G_1 = 1,19 \text{ kN/m}^2 \cdot 15,22 \text{ m}^2 = 18,1 \text{ kN}$
 - Površina, ki odpade na jedro: $A = (2,95 \text{ m} + 2 \cdot 0,6 \text{ m})^2 - 2 \text{ m}^2 = 15,22 \text{ m}^2$
(odštejem odprtino v ploščadi za stopnišče)
 - ograja: $0,3 \text{ kN/m} \cdot 2,15 \text{ m} = 0,65 \text{ kN}$

 skupaj: $G_2 = 0,65 \text{ kN}$
 - Dolžina ograje ob jedru: $l = 1,7 \text{ m} + 2,1 \text{ m} + 0,6 \text{ m} = 2,15 \text{ m}$
 - stopnišče: v nivojih prostorov se zbere obtežba stopnišča, ki odpade na jedro
 - krajše stopnice: $0,74 \text{ kN}$
 - daljše stopnice: $1,22 \text{ kN}$
 - manjši podest: $0,3 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,3 \text{ m}^2 = 0,4 \text{ kN}$
 - večji podest: $0,3 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,73 \text{ m}^2 = 0,82 \text{ kN}$

 skupaj: $G_3 = 3,2 \text{ kN}$
 - Čeprav se stopnišče manjša proti vrhu, v vseh nivojih upoštevam enako stalno obtežbo.
 - notranji prostor:
 - plohi: $0,25 \text{ kN/m}^2 \cdot (2,8 \text{ m})^2 = 2 \text{ kN}$
 - stropniki: $4 \cdot 0,09 \text{ kN/m} \cdot 2,8 \text{ m} = 1 \text{ kN}$

 skupaj: $G_4 = 3 \text{ kN}$
 - fasada: $g_5 = 0,2 \text{ kN/m}^2$

- koristna obtežba:
 - razgledna ploščad: $Q_{k,1} = 5,0 \text{ kN/m}^2 \cdot 15,22 \text{ m}^2 = 76,1 \text{ kN}$
 - stopnišče: v nivojih prostorov se zbere koristna obtežba, ki odpade na jedro, upošteva se zmanjševanje stopnišča proti vrhu v štirih korakih:
 - pri $z = 2,6 \text{ m}$: $Q_{k,2} = (2 + 3,3 + 1,3 + 2,73) \text{ m}^2 \cdot 3 \text{ kN/m}^2 = 28 \text{ kN}$
 - pri $z = 8,7 \text{ m}$: $Q_{k,3} = (1,6 + 2,7 + 0,8 + 2) \text{ m}^2 \cdot 3 \text{ kN/m}^2 = 21,3 \text{ kN}$
 - pri $z = 14,8 \text{ m}$: $Q_{k,4} = (1,35 + 2,25 + 0,6 + 1,5) \text{ m}^2 \cdot 3 \text{ kN/m}^2 = 17,1 \text{ kN}$
 - pri $z = 21 \text{ m}$: $Q_{k,5} = (1,1 + 1,8 + 0,36 + 1,14) \text{ m}^2 \cdot 3 \text{ kN/m}^2 = 13,2 \text{ kN}$
 - notranji prostor: $Q_{k,6} = 2,0 \text{ kN/m}^2 \cdot (2,8 \text{ m})^2 = 15,7 \text{ kN}$
- obtežba snega:
 - razgledna ploščad: $Q_{s,1} = 1,64 \text{ kN/m}^2 \cdot 15,22 \text{ m}^2 = 25 \text{ kN}$
 - stopnišče: v nivojih vzdrževalnih prostorov se zbere obtežba snega, ki odpade na jedro, upošteva se zmanjševanje stopnišča proti vrhu v štirih korakih:
 - pri $z = 2,6 \text{ m}$: $Q_{s,2} = (2 + 3,3 + 1,3 + 2,7) \text{ m}^2 \cdot 1,64 \text{ kN/m}^2 = 15,3 \text{ kN}$
 - pri $z = 8,7 \text{ m}$: $Q_{s,3} = (1,6 + 2,7 + 0,8 + 2) \text{ m}^2 \cdot 1,64 \text{ kN/m}^2 = 11,6 \text{ kN}$
 - pri $z = 14,8 \text{ m}$: $Q_{s,4} = (1,35 + 2,25 + 0,6 + 1,5) \text{ m}^2 \cdot 1,64 \text{ kN/m}^2 = 9,35 \text{ kN}$
 - pri $z = 21 \text{ m}$: $Q_{s,5} = (1,1 + 1,8 + 0,36 + 1,14) \text{ m}^2 \cdot 1,64 \text{ kN/m}^2 = 7,2 \text{ kN}$
- obtežba vetra:
 - celotne sile vetra F_w po višini (Preglednica 6)
 - trenjska sila vetra F_{tr} na vrhu: $F_{tr} = 5,9 \text{ kN}$ (v vodoravni smeri)
 - nadomestna sila zaradi momenta, ki ga povzroča sila vetra F_w na razgledno ploščad glede na težišče prereza jedra (Slika 27):
 $M = F_w \cdot r = 63,5 \text{ kN} \cdot 2,5 \text{ m} = 161,9 \text{ kNm}$
 $F_{nad} = M / h = 161,9 \text{ kNm} / 24,5 \text{ m} = 6,61 \text{ kN}$ (v vodoravni smeri)



Slika 37: Prikaz razporeditve koristne obtežbe - enako za vse štiri stranice jedra

- **Obtežni primeri**

I	lastna teža jedra
II	stalna obtežba
III	koristna obtežba
IV	obtežba snega
V	obtežba vetra v smeri X
VI	obtežba vetra v smeri Y

- **Obtežne kombinacije**

Mejno stanje nosilnosti

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (17)$$

MSN1: $1,0 \cdot I + 1,5 \cdot V \rightarrow k_{\text{mod}} = 0,9$

MSN2: $1,0 \cdot I + 1,5 \cdot VI \rightarrow k_{\text{mod}} = 0,9$

MSN3: $1,35 \cdot (I+II) + 1,5 \cdot V + 1,5 \cdot 0,7 \cdot III + 1,5 \cdot 0,5 \cdot IV \rightarrow k_{\text{mod}} = 0,9$

MSN4: $1,35 \cdot (I+II) + 1,5 \cdot III + 1,5 \cdot 0,5 \cdot IV \rightarrow k_{\text{mod}} = 0,8$

V izračunu so upoštevane togosti spojev K_u .

Mejno stanje uporabnosti

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (18)$$

MSU1: $1,0 \cdot I + 1,0 \cdot V$

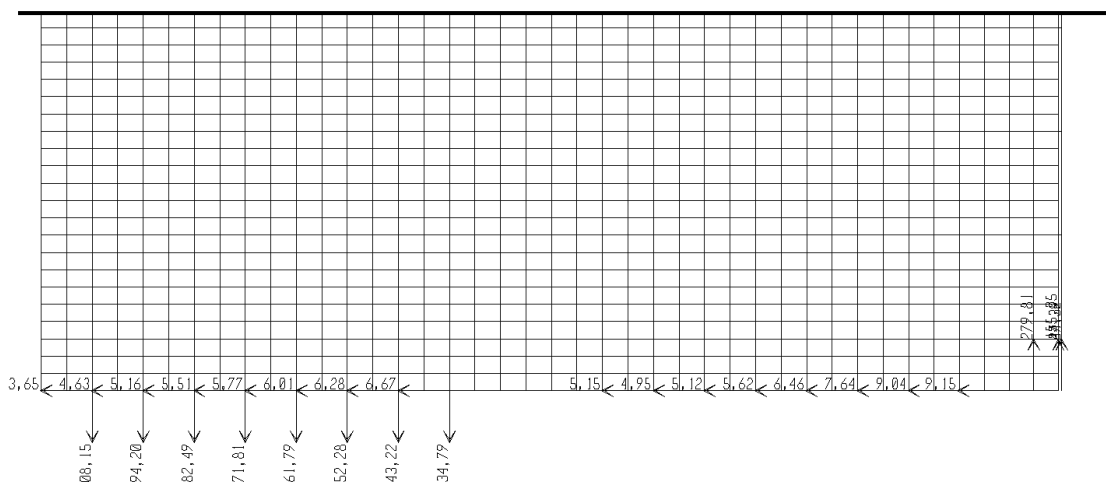
MSU2: $1,0 \cdot I + 1,0 \cdot VI$

Kontroliramo le vodoravne pomike jedra v začetnem času, saj obtežba vetra ne vpliva na končne pomike, stalna in koristna obtežba pa vodoravnih pomikov praktično ne povzročata. V izračunu so upoštevane togosti spojev K_{ser} .

4.1.3 Rezultati

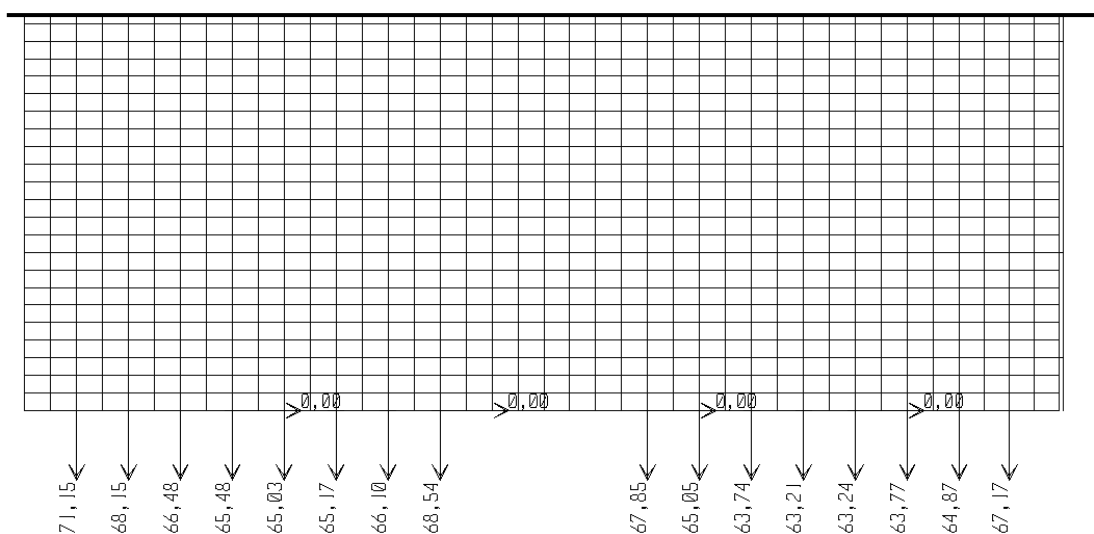
4.1.3.1 Obremenitve

- obtežna kombinacija MSN1 (veter v smeri X)
 - reakcije ob vpetju:



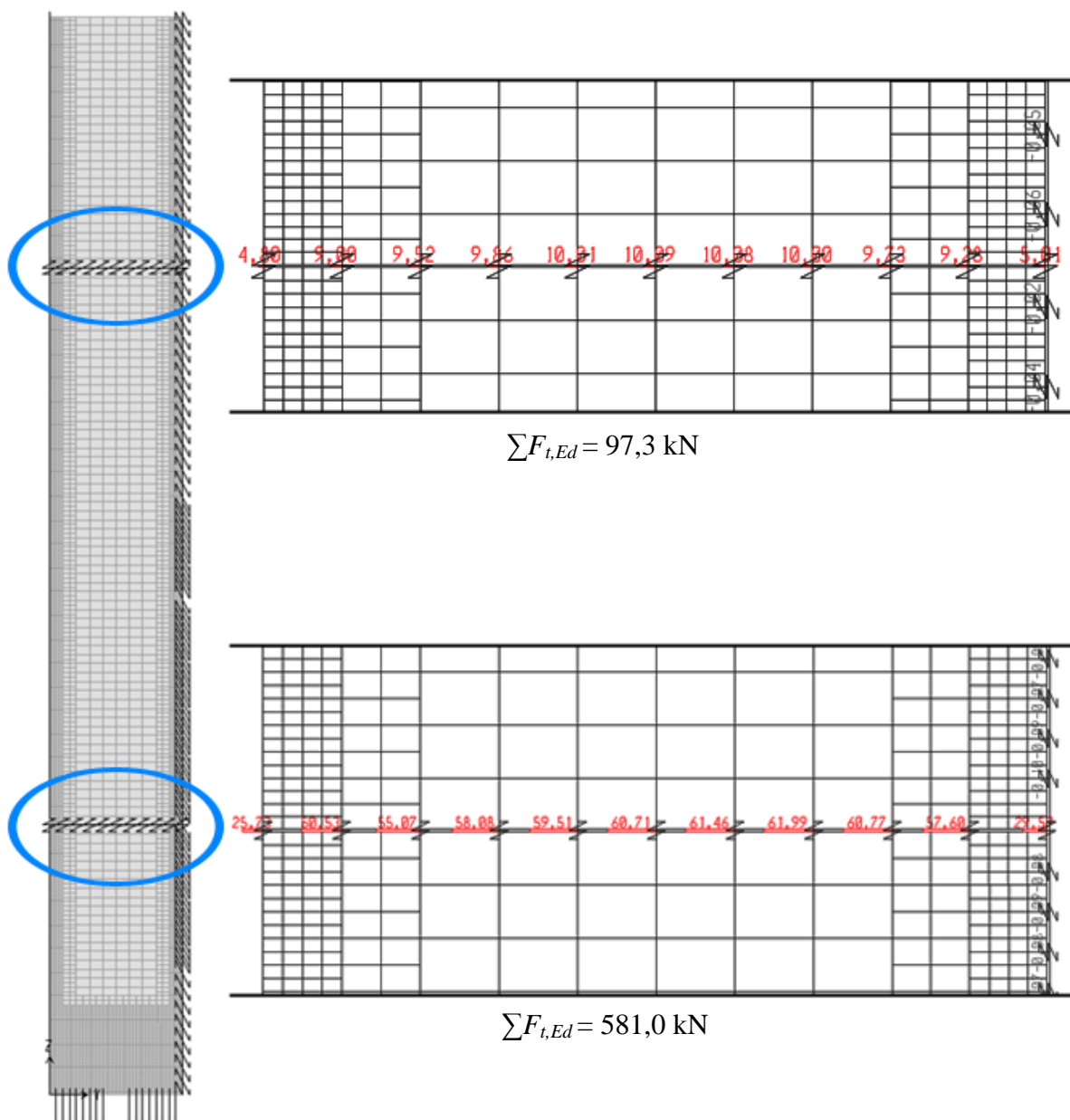
Slika 38: Reakcije za kombinacijo MSN1 v ravnini X-Z

Nevtralna os se na dnu stene, vzporedne s smerjo vetra, nahaja približno 20 cm od tlačnega roba stene. To je razvidno iz zgornje slike, kjer sta samo skrajno desni reakciji negativni. Predpostavljeno je, da v tem stanju nosijo samo sidra na nateznem robu, saj sidra na tlačnem robu, blizu nevtralne osi, niso učinkovita.



Slika 39: Reakcije za kombinacijo MSN1 v ravnini Y-Z

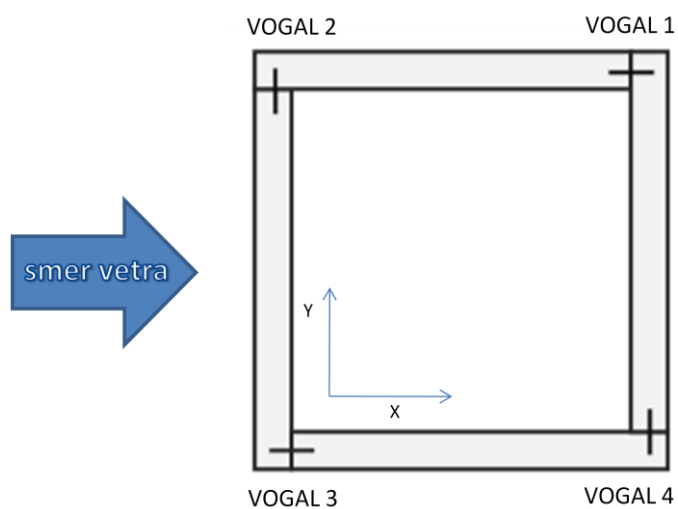
- natezne sile v horizontalnih stikih:



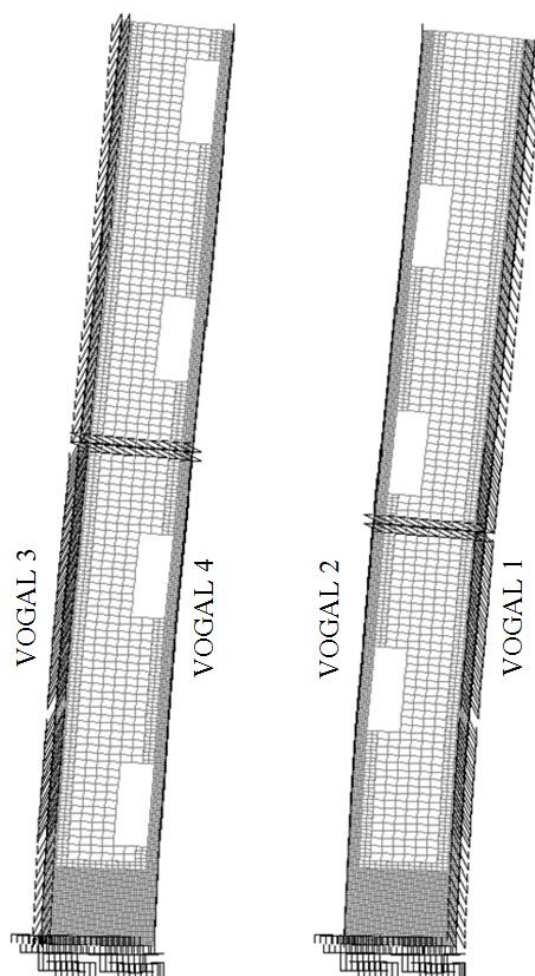
Slika 40: Natezne sile v veznih elementih horizontalnega stika za kombinacijo MSN1

Največje natezne sile so v horizontalnem stiku, ki je pravokoten na smer vetra in se nahaja najnižje.

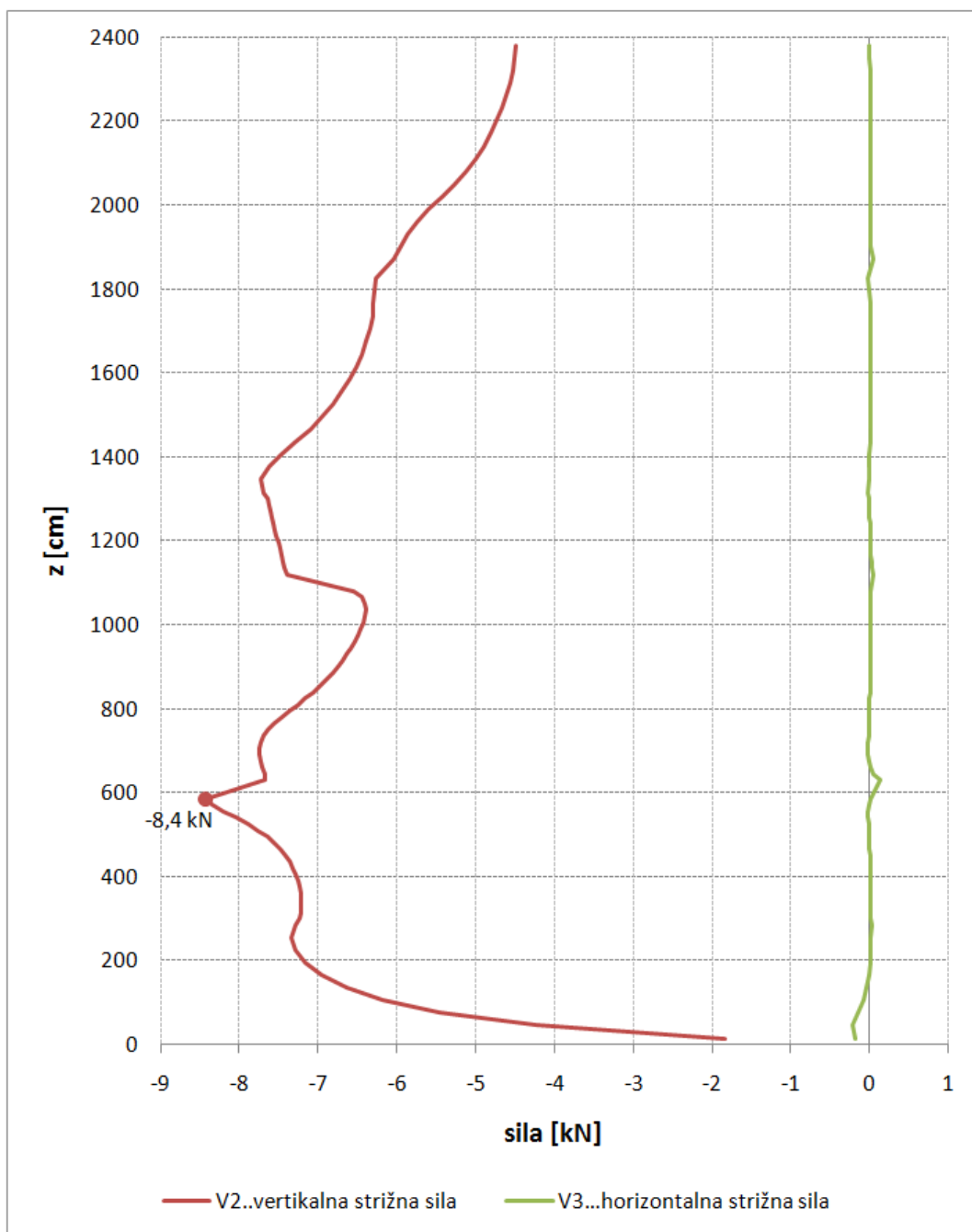
- sile v strižnih moznikih:



Slika 41: Prerez jedra z označenimi vogali in smerjo vetra

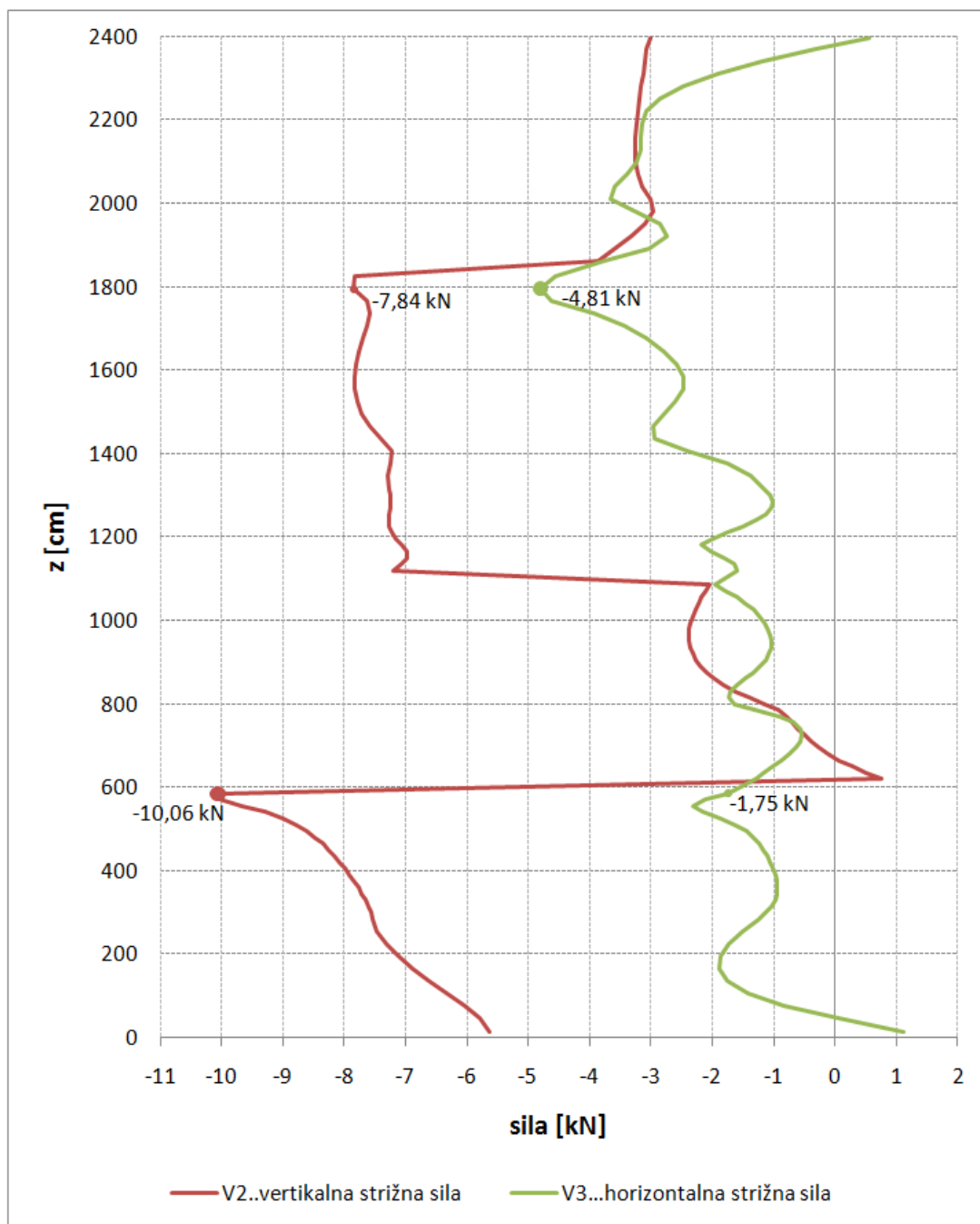


Slika 42: Stranski pogled deformiranega jedra z označenimi vogali



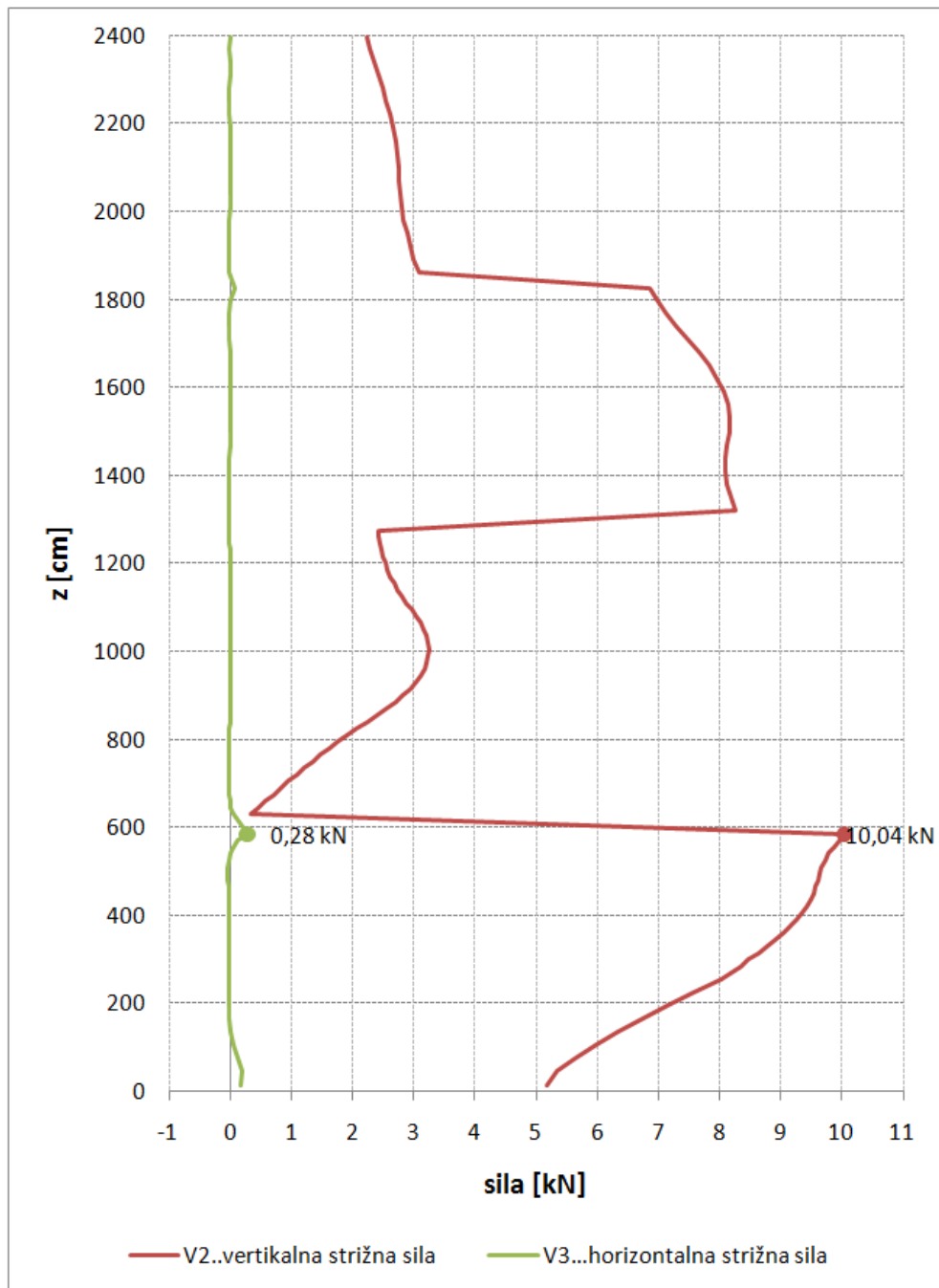
Slika 43: Sile v moznikih po višini konstrukcije v vogalu 1 (veter X)

V tlačnem vogalu je največja vertikalna strižna sila (V2) približno na višini 6 m, do kjer sila narašča, nato pa pada proti vrhu. Horizontalna strižna sila (V3), ki deluje v ravnini prečnega prereza X-Y, je minimalna, kar je tudi v skladu s pričakovanji.

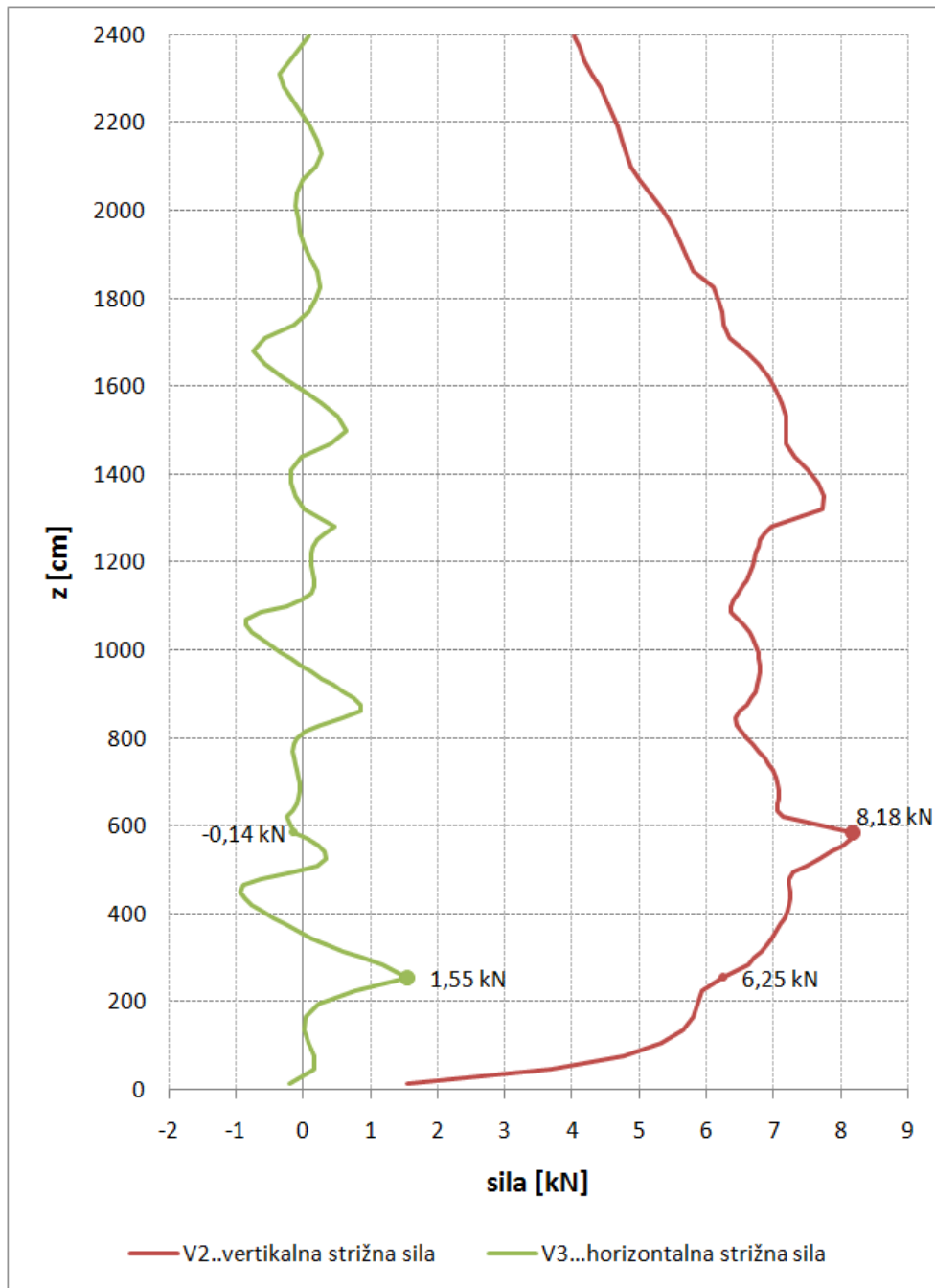


Slika 44: Sile v moznikih po višini konstrukcije v vogalu 2 (veter X)

V nateznem vogalu prihaja do večjih nezveznosti sile V2, vzrok temu pa so premiki v manj togih horizontalnih stikih v nategu. Do skokov pride ravno na višinah teh stikov. Sila V3 se spreminja po višini zaradi deformacij plošč v okolici vratnih odprtín, ki so od vogalov oddaljene le 35 cm. Vrednosti sile V3 so vseeno večje kot bodo v realnosti, saj bo jedro ovito s fasado, ki bo sile vetra razporedila bolj enakomerno na obe steni, vzporedni s smerjo vetra.

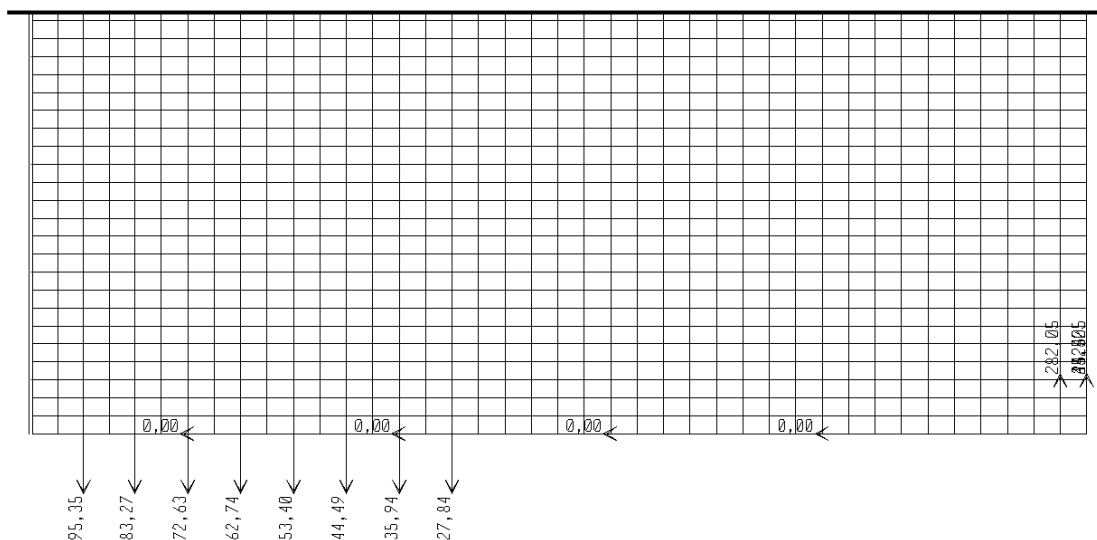


Slika 45: Sile v moznikih po višini konstrukcije v vogalu 3 (veter X)



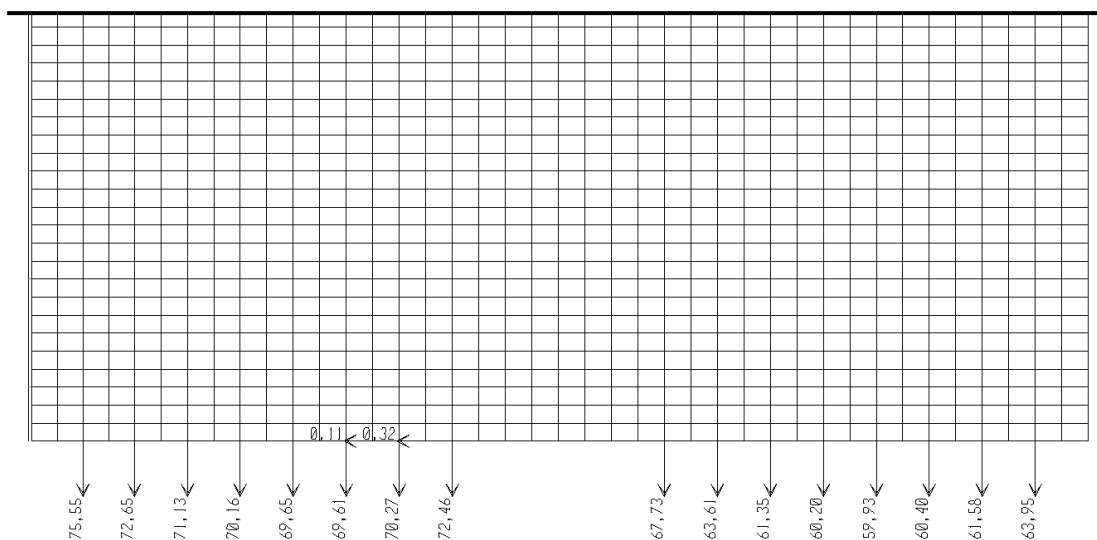
Slika 46: Sile v moznikih po višini konstrukcije v vogalu 4 (veter X)

- obtežna kombinacija MSN2 (veter v smeri Y)
 - reakcije ob vpetju:



Slika 47: Reakcije za kombinacijo MSN2 v ravnini Y-Z

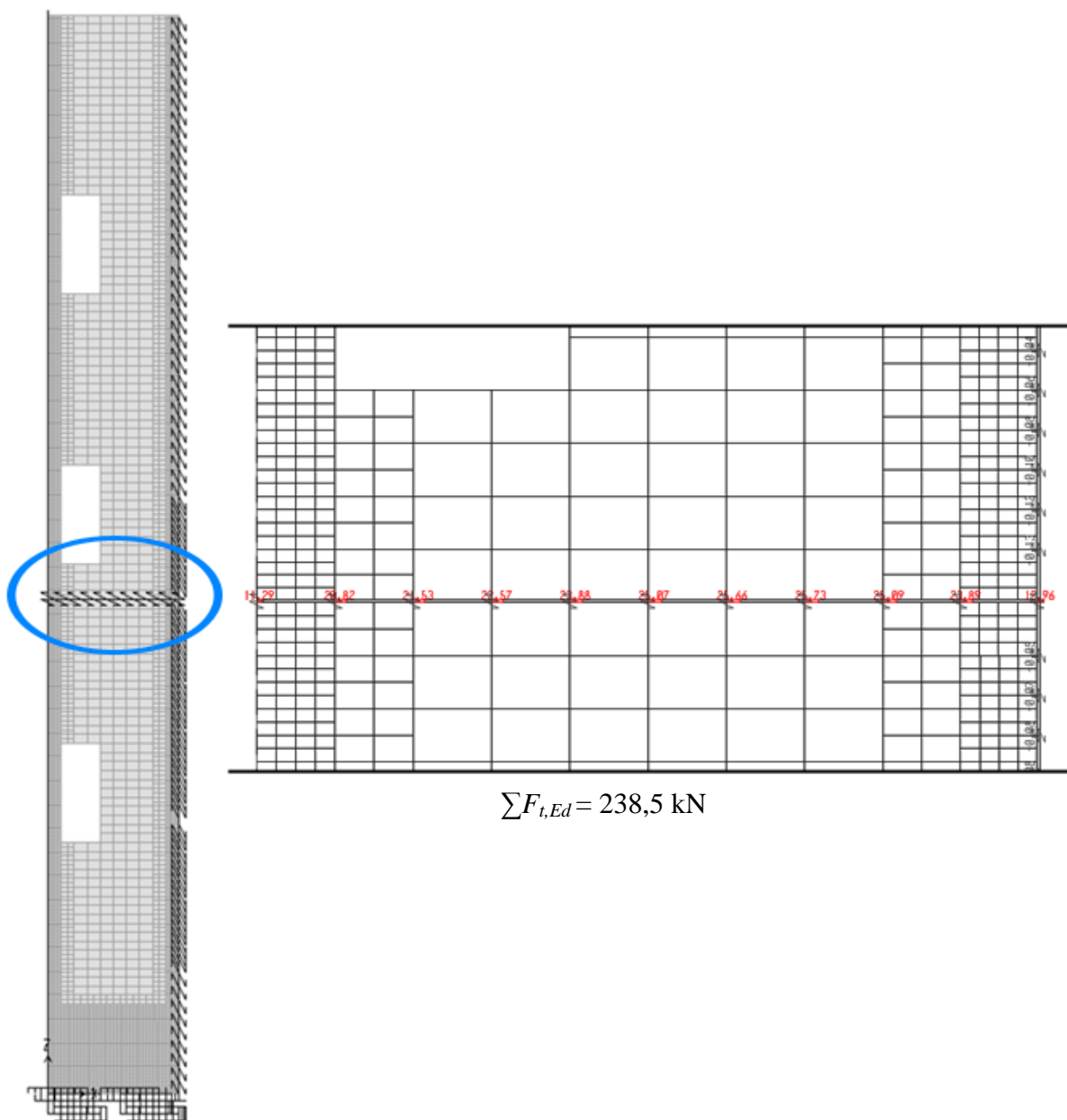
Pri obtežbi vetra v smeri Y so reakcije v steni, vzporedni s smerjo vetra, manjše kot pri obtežbi vetra v smeri X, saj je stena sestavljena iz treh plošč in je tako tudi manj toga.



Slika 48: Reakcije za kombinacijo MSN2 v ravnini X-Z

Reakcije v steni, pravokotni na smer vetra, se povečajo v primerjavi z reakcijami pri obtežbi vetra v smeri X.

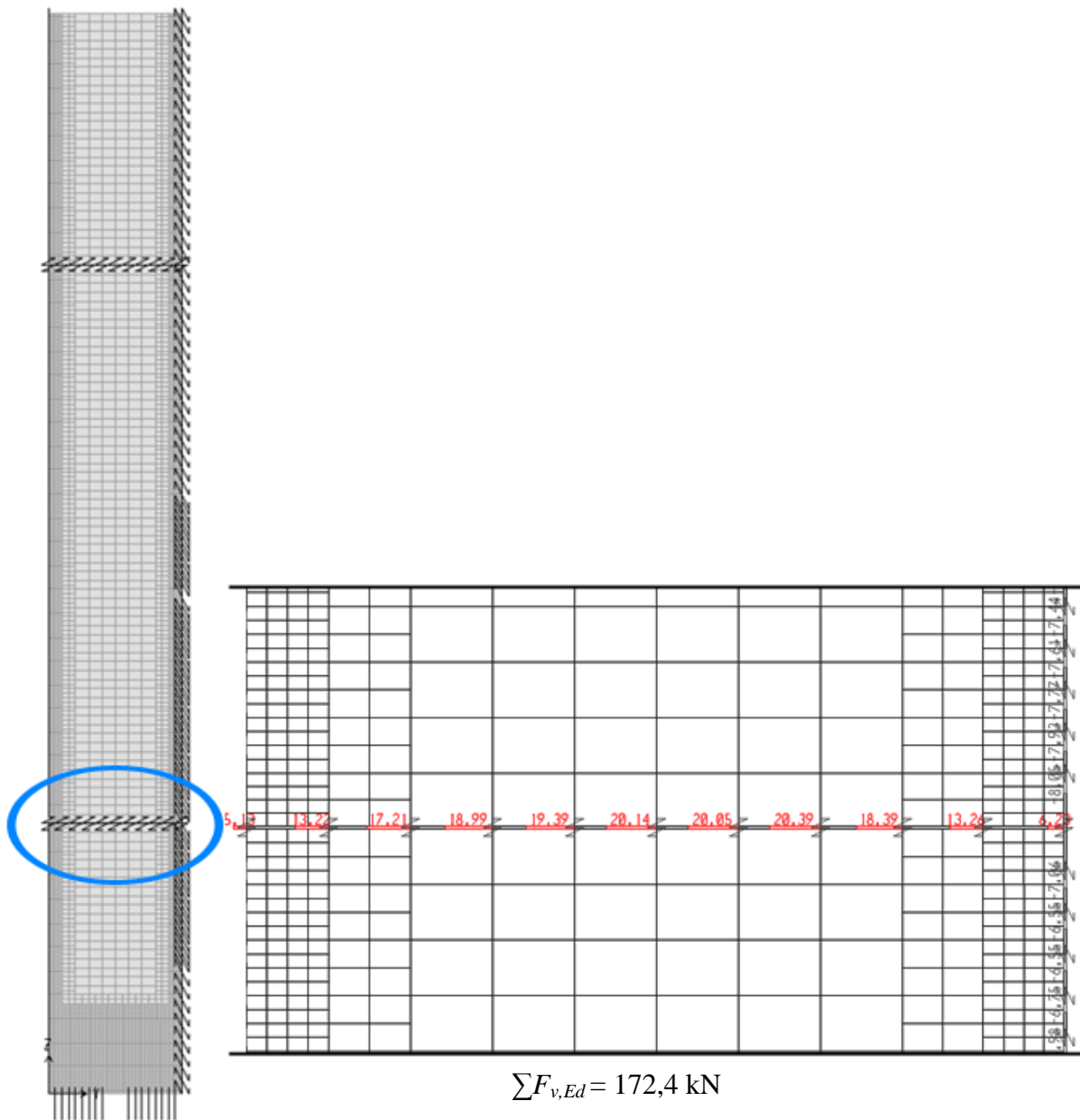
- natezne sile v horizontalnem stiku:



Slika 49: Natezne sile v veznih elementih horizontalnega stika za kombinacijo MSN2

Največje natezne sile v prikazanem spoju so pri obtežbi vetra pravokotno nanj. Sile v horizontalnih spojih, vzporednih s smerjo vetra, so precej manjše od prikazanih. Efekt je enak kot pri sidranju jedra v temeljno ploščo, kjer se vzpostavi kratka tlačna cona, ročice do veznih sredstev pa so velike in s tem manjše sile.

- strižne sile v horizontalnem stiku:

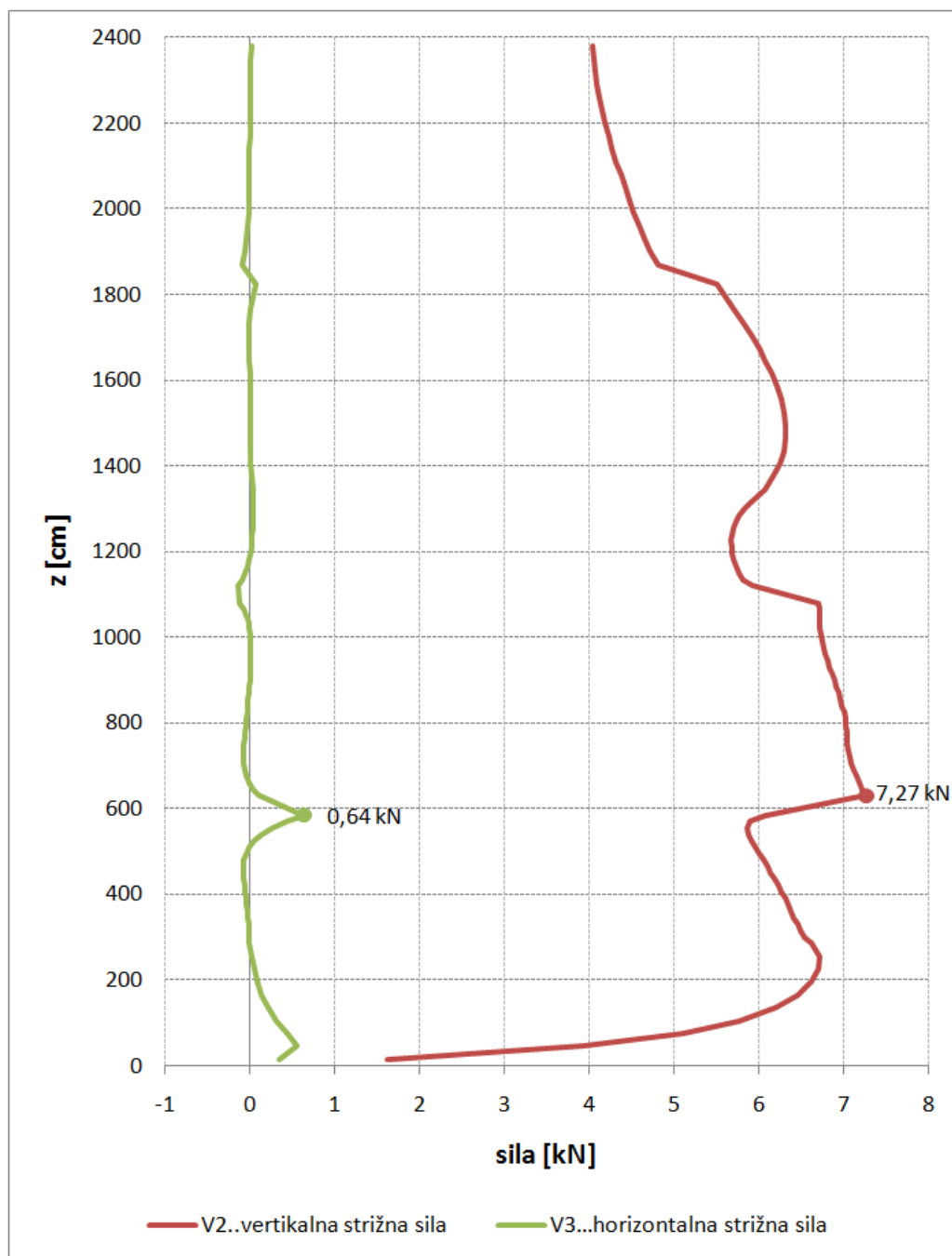


Slika 50: Strižne sile v veznih elementih horizontalnega stika za kombinacijo MSN2

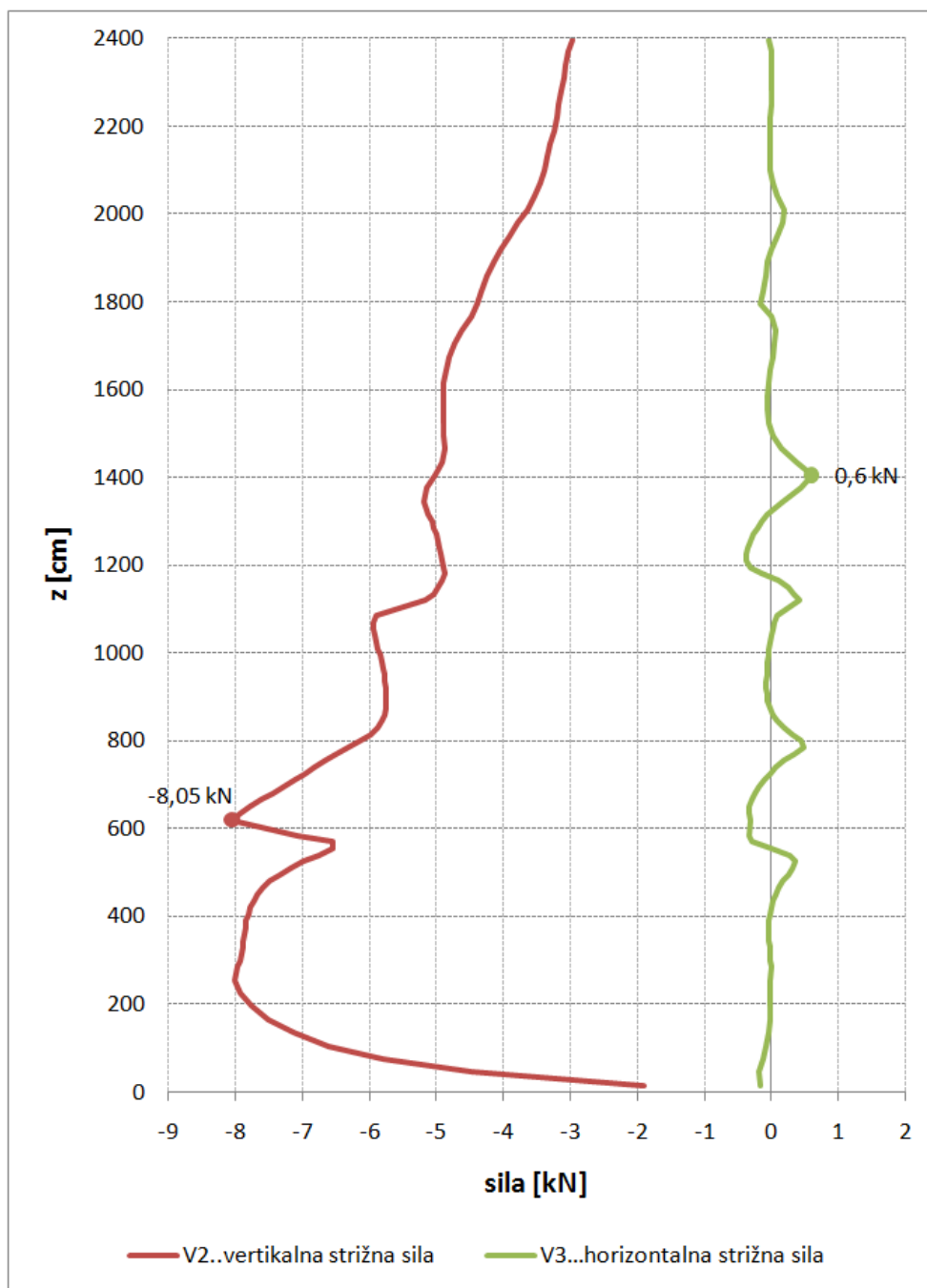
Največje strižne se pojavijo v najnižjem horizontalnem stiku, vzporednem s smerjo vetra.

- sile v strižnih moznikih:

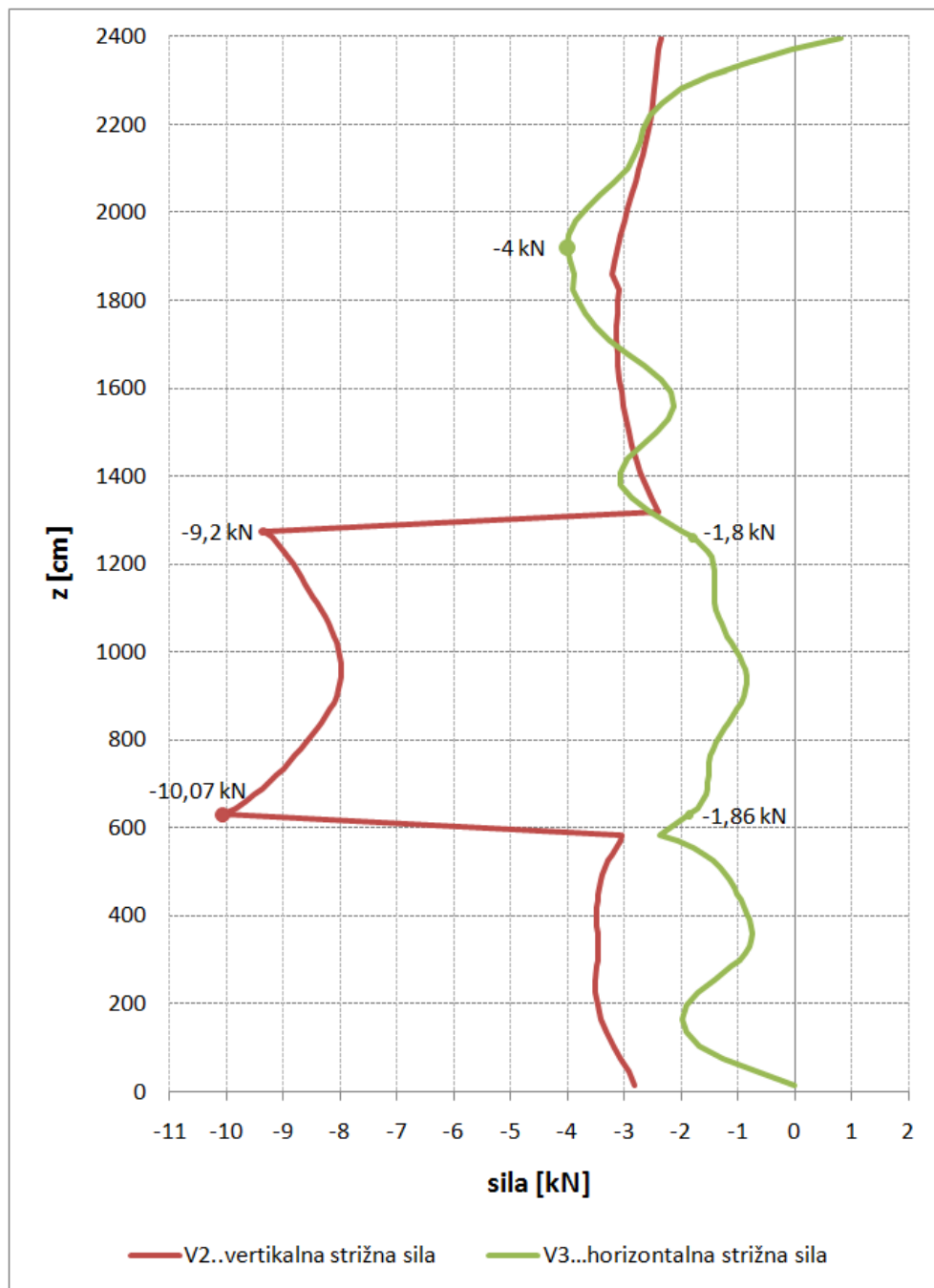
Za oznake vogalov glej MSN1.



Slika 51: Sile v moznikih po višini konstrukcije v vogalu 1 (veter Y)

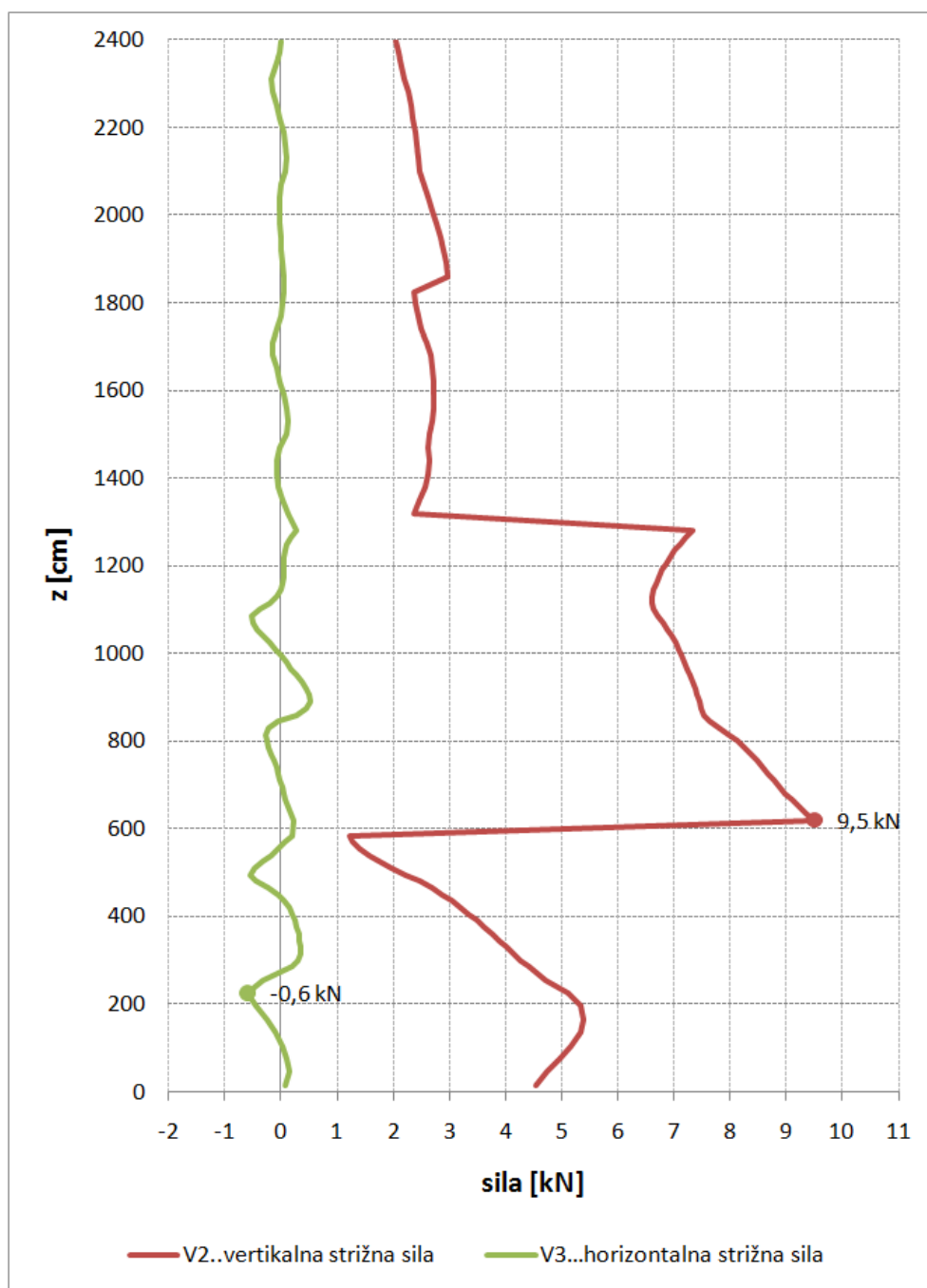


Slika 52: Sile v moznikih po višini konstrukcije v vogalu 2 (veter Y)



Slika 53: Sile v moznikih po višini konstrukcije v vogalu 3 (veter Y)

Podobno kot pri obtežni kombinaciji MSN1, le da se pri vetru v smeri Y največje sile V2 pojavijo v srednjem delu jedra, v spodnjem delu pa so precej manjše.

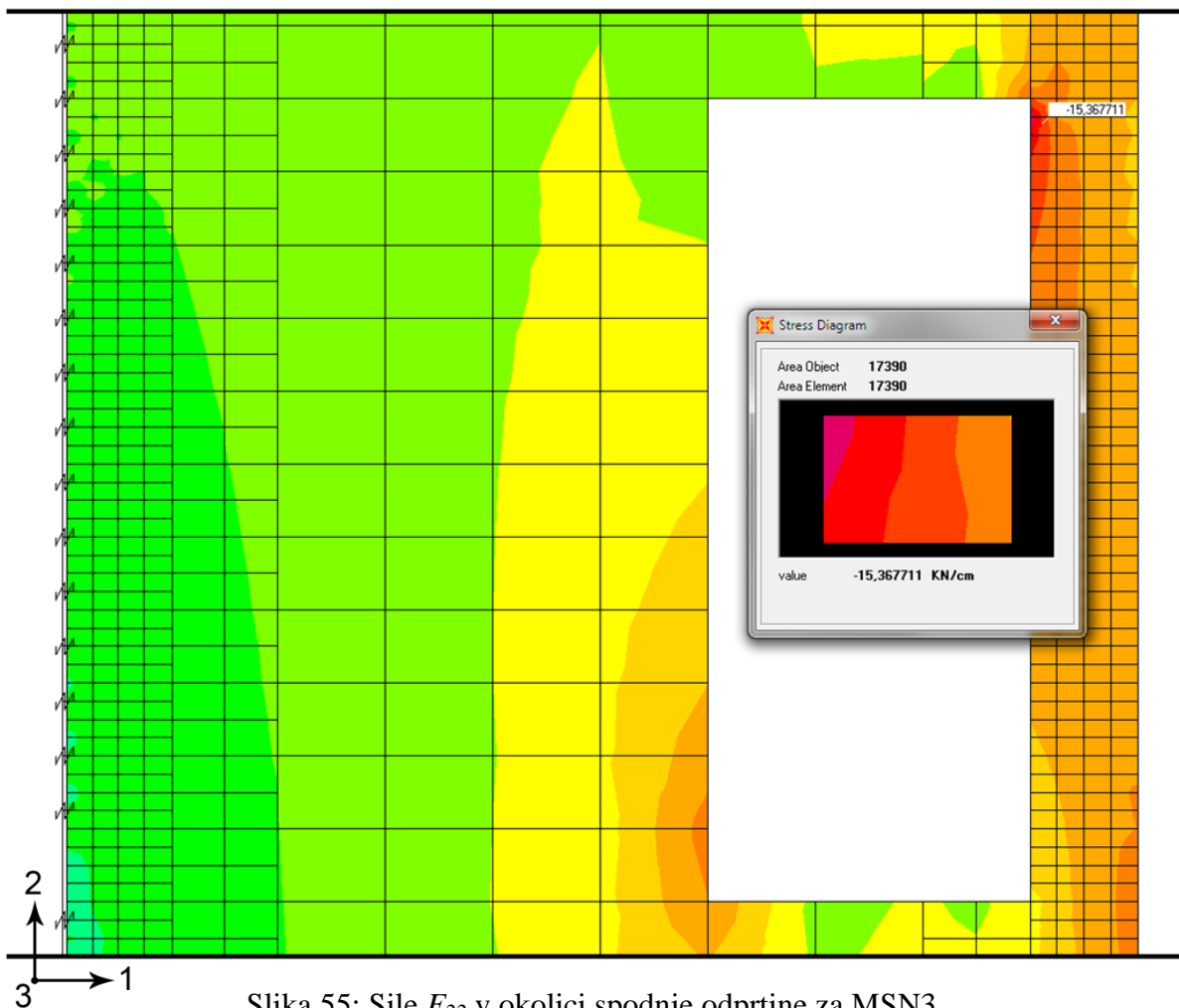


Slika 54: Sile v moznikih po višini konstrukcije v vogalu 4 (veter Y)

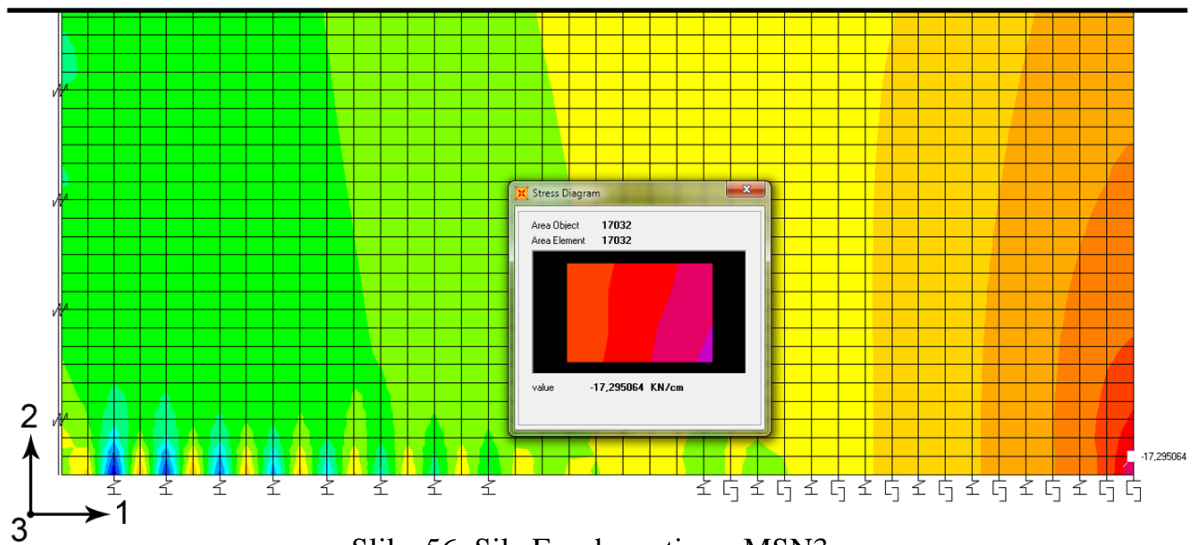
Sila V2 narašča do višine 2 m, ker so mozniki na razdalji 30 cm, nato pa se razdalja zmanjša na 15 cm in s tem se zmanjša tudi sila na posamezen moznik.

- merodajne obtežne kombinacije za križno lepljene plošče
 - membranske tlačne sile (merodajna kombinacija MSN3)

Izkaže se, da so merodajne tlačne napetosti v okolici spodnjih odprtin in ob vpetju.



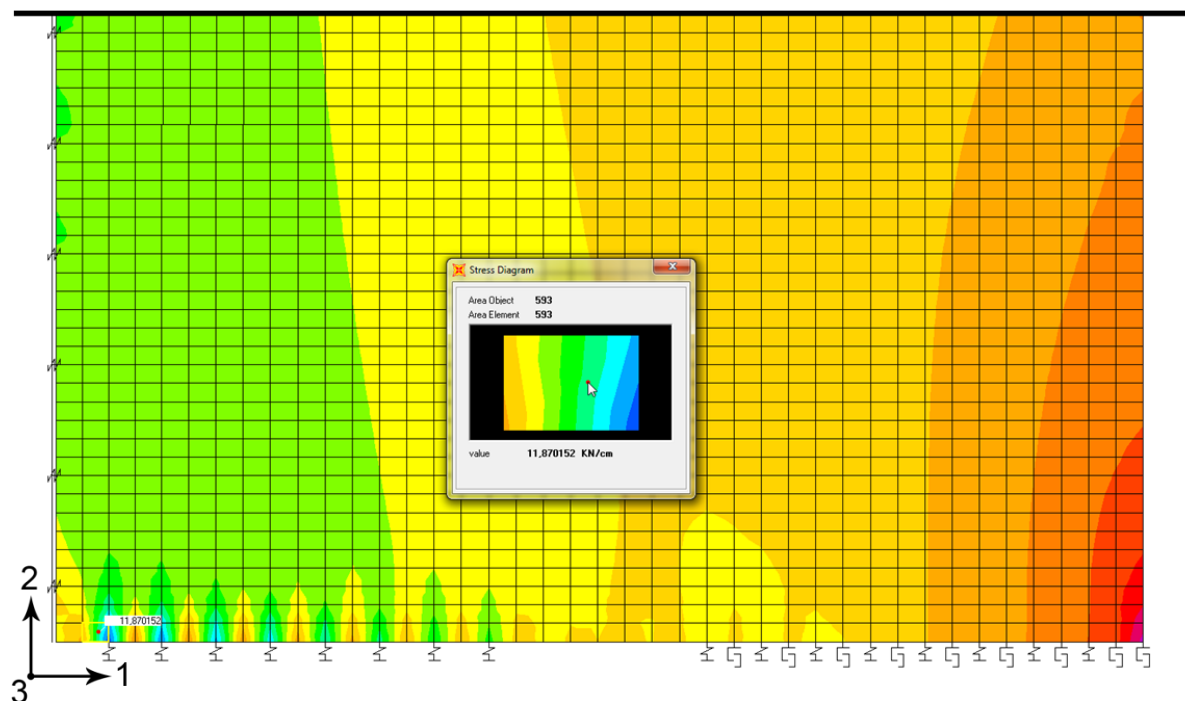
OPOMBA: Ploskovni končni elementi so povezani v vseh vozliščih z ukazom »Edge Constraints« v programu SAP2000. Mreža končnih elementov je zgoščena na robovih zaradi različnih razporeditev veznih elementov (moznikov) v preliminarnih analizah.



Slika 56: Sile F_{22} ob vpetju za MSN3

$\min F_{22} = -17,3 \text{ kN/cm}$

- membranske natezne sile (merodajna kombinacija MSN1)



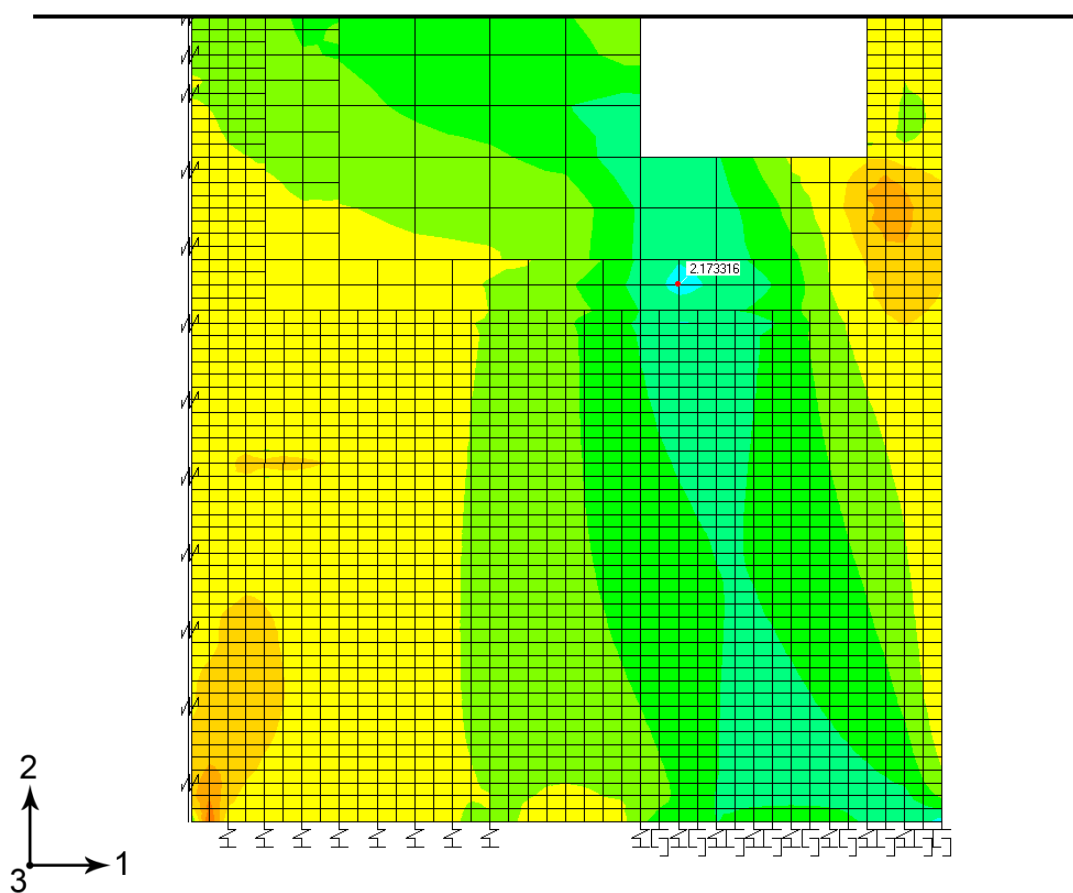
Slika 57: Sile F_{22} za MSN1

Ob podporah se pojavijo velike koncentracije sil, kar v realnosti ni za pričakovati, saj sidranje ne bo izvedeno v posameznih točkah, temveč z večjim številom vijakov, ki bodo enakomerno

razporejeni do višine enega metra. Zato odčitam povprečno vrednost sile iz končnega elementa z največjimi obremenitvami.

$$\max F_{22} = 11,9 \text{ kN/cm}$$

- membranske strižne sile (merodajna kombinacija MSN1)



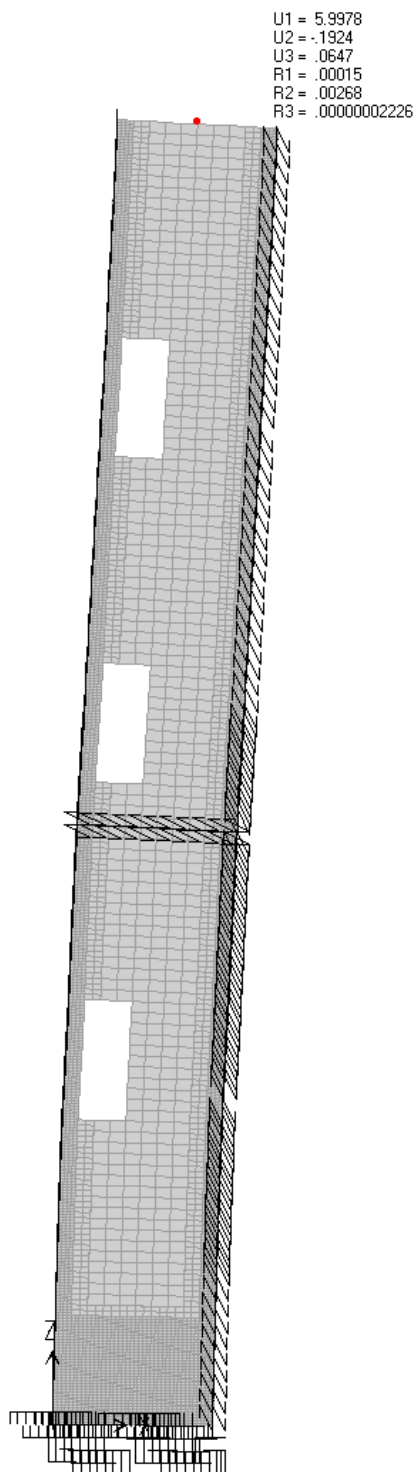
Slika 58: Sile F_{12} v XL plošči za MSN3

$$\max F_{12} = 2,17 \text{ kN/cm}$$

- MSN4

Izkaže se, da obtežna kombinacija MSN4 ni kritična v primerjavi z MSN3, saj je obtežba vetra vodilna obtežba.

4.1.3.2 Pomiki konstrukcije



Slika 59: Deformirana konstrukcija in pomik na vrhu za obtežno kombinacijo MSU1

Vodoravni pomik na vrhu konstrukcije, ki znaša 6 cm, je pri vetru v smeri X praktično enak kot pri vetru v smeri Y.

4.2 Poenostavljena statična analiza jedra stolpa

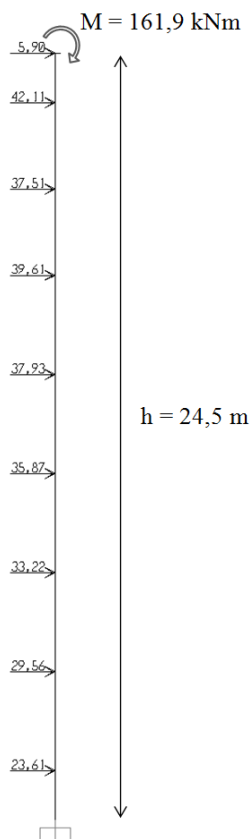
Za primerjavo z natančnejšo analizo sem izvedel še poenostavljeno analizo jedra pri obtežbi z vetrom v skladu z Dodatkom B k SIST EN 1995-1-1, ki obravnava elemente z mehanskimi veznimi sredstvi. Notranje sile se izračuna na preprostem ravninskem modelu konzole, nato pa se iz efektivne upogibne togosti sestavljenega prereza in pripadajoče prečne sile izračuna obremenitev posameznega veznega sredstva. T.i. »gama-metoda« za obravnavan primer ni najbolj primerna, saj niso izpolnjene nekatere osnovne predpostavke metode, vendar lahko služi za okvirno kontrolo izračunanih obremenitev možnikov z natančnejšim računskim modelom.

Predpostavke poenostavljene metode so:

- pri konzolnih nosilcih se za razpon l vzame dvakratna dolžina konzole,
- posamezni deli po dolžini niso prekinjeni oziroma so spojeni z lepljenimi stiki,
- posamezni deli so med seboj spojeni z mehanskimi veznimi sredstvi z modulom pomika K_i ,
- razmik med veznimi sredstvi je konstanten ali pa se enakomerno spreminja glede na prečno silo med s_{min} in s_{max} , z $s_{max} \leq 4 s_{min}$,
- obtežba v elementu povzroča upogibni moment $M = M(x)$, ki se vzdolž elementa spreminja v obliki sinusne krivulje ali parabole, in prečno silo $V = V(x)$.

V obravnavanem primeru ne velja predpostavka o neprekinjenih elementih po dolžini, saj so stiki vijačeni in niso togi, ter predpostavka o konstantnih oz. enakomernih razmikih med veznimi sredstvi. Prav tako dejanski prečni prerez ni enak prečnima prerezoma, ki ju obravnava standard, a je za kontrolo rezultatov uvedena poenostavitev upravičena. Stojina je sestavljena iz dveh delov, zato je razmik med veznimi sredstvi $\frac{1}{2}$ razmika v vsaki izmed priključnih ravnin.

• Računski model



Slika 60: Ravninski računski model v programu SAP2000

• Obtežba

- obtežba vetra:
 - celotne sile vetra F_w po višini (Preglednica 6)
 - trenjska sila vetra F_{tr} na vrhu: $F_{tr} = 5,9$ kN
 - moment zaradi sile vetra na razgledno ploščad (glede na težišče jedra):
 $M = F_w \cdot r = 63,5$ kN \cdot $2,5$ m = $161,9$ kNm

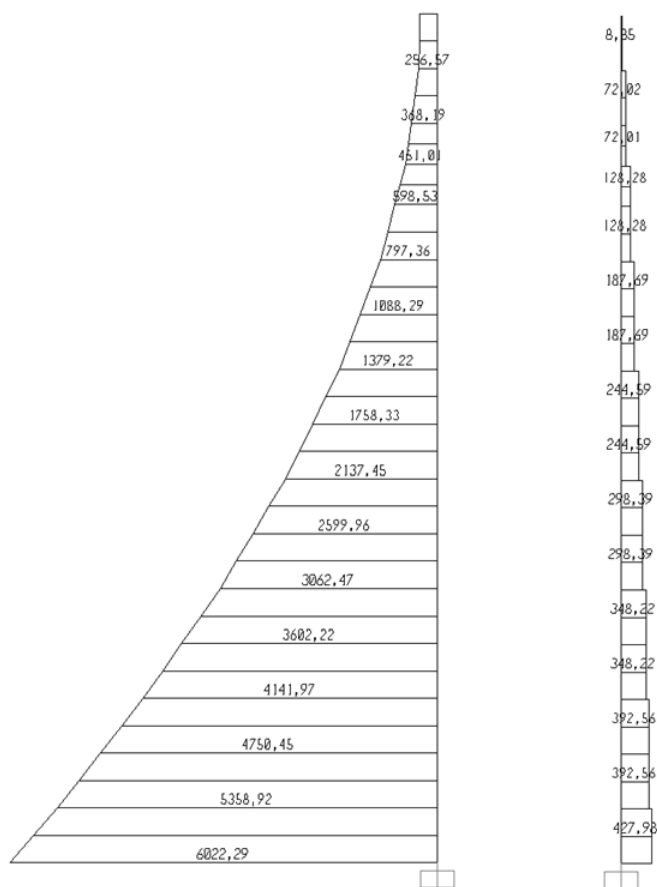
• Obtežna kombinacija

Mejno stanje nosilnosti

Edina upoštevana obtežba je obtežba vetra (W), ki povzroča upogibni moment v konzoli. Obtežna kombinacija se določi v skladu z enačbo (17).

$$1,5 \cdot W$$

- Obremenitve (MSN)



Slika 61: Momenti M_z v kNm (levo) in prečne sile Q_y v kN (desno) za MSN

- Efektivna upogibna togost prereza

Efektivna upogibna togost sestavljenega elementa se izračuna z izrazom:

$$(EI)_{ef,y} = \sum_{i=1}^3 (E_i I_i + \gamma_i E_i A_i a_i^2), \quad (19)$$

kjer je:

$$I_i = \frac{b_i h_i^3}{12},$$

$$A_i = b_i h_i,$$

$$\gamma_2 = 1,$$

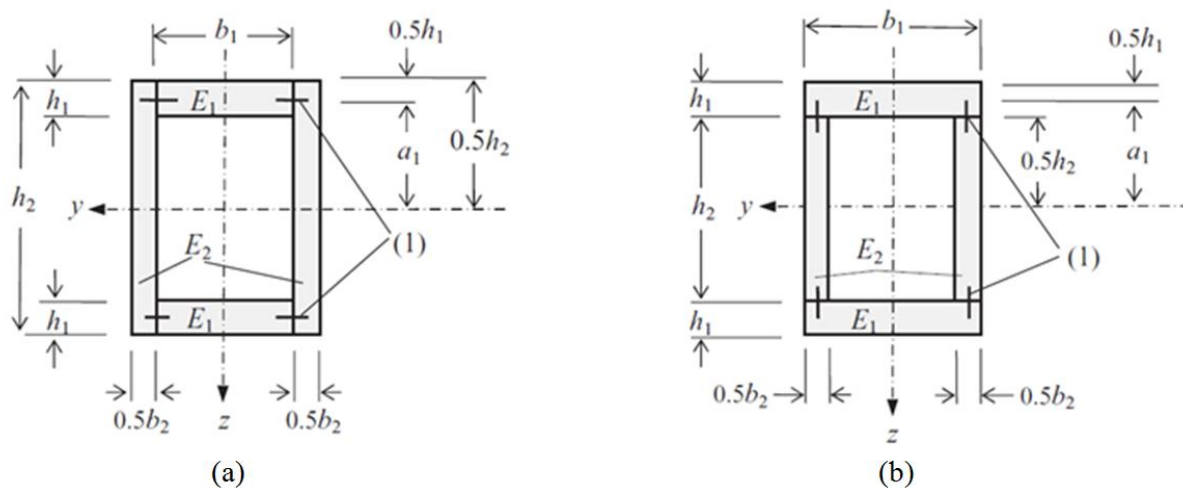
$$\gamma_i = [1 + \pi^2 E_i A_i s_i / (K_i l^2)]^{-1} \text{ za } i = 1 \text{ in } i = 3,$$

$$a_2 = \frac{\gamma_1 E_1 A_1 (h_1 + h_2) - \gamma_3 E_3 A_3 (h_2 + h_3)}{2 \sum_{i=1}^3 \gamma_i E_i A_i},$$

$K_i = K_{ser,i}$ (za račun v mejnem stanju uporabnosti) in

$K_i = K_{u,i}$ (za račun v mejnem stanju nosilnosti).

Pomen simbolov je opredeljen na spodnji sliki (Slika 62).



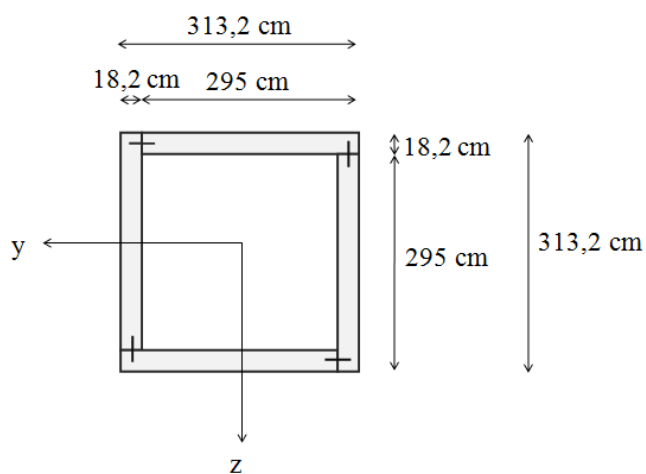
Slika 62: Prečna prereza, ki sta najbolj podobna dejanskemu in ju obravnava SIST EN 1995-1-5 Dodatek B

Razmik med veznimi sredstvi se spreminja vzdolž elementa in sledi velikosti strižnega toka. Ceccotti (2003) predlaga, da se v računu uporabi efektivni razmik med veznimi sredstvi:

$$s_{ef} = 0,75 s_{min} + 0,25 s_{max} = 0,75 \cdot 15 \text{ cm} + 0,25 \cdot 30 \text{ cm} = 18,75 \text{ cm}$$

$$s_{min} = 15 \text{ cm}$$

$$s_{max} = 30 \text{ cm}$$



Slika 63: Dejanski prečni presek in razporeditev veznih sredstev

Glede na to, da lahko uporabim dve različni razporeditvi stojin in veznih sredstev, prikažem račun samo za razporeditev, ki daje večje obremenitve na vezna sredstva (Slika 62b):

$$l = 2 \cdot 2450 \text{ cm} = 4900 \text{ cm} \dots \text{dvakratna dolžina konzole}$$

$$V = 428 \text{ kN} \dots \text{največja prečna sila ob vpetju v MSN}$$

Prerez je simetričen, zato je 3. element enak 1. elementu:

$$b_1 = 313,2 \text{ cm}$$

$$h_1 = 18,2 \text{ cm}$$

$$A_1 = b_1 h_1 = 313,2 \cdot 18,2 \text{ cm}^2 = 5700,2 \text{ cm}^2$$

$$E_1 = E_{0,mean} = 1200 \text{ kN/cm}^2$$

$$I_1 = \frac{b_1 h_1^3}{12} = \frac{313,2 \cdot 18,2^3 \text{ cm}^4}{12} = 157346 \text{ cm}^4$$

$$K_{u,1} = 49,9 \text{ kN/cm (moznik } \phi 20)$$

$$s_1 = \frac{s_{ef}}{2} = \frac{18,75 \text{ cm}}{2} = 9,4 \text{ cm}$$

$$a_1 = 147,5 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \gamma_1 &= [1 + \pi^2 E_1 A_1 s_1 / (K_{u,1} l^2)]^{-1} = \\ &= [1 + \pi^2 \cdot 1200 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 5700,2 \text{ cm}^2 \cdot 9,4 \text{ cm} / (49,9 \text{ kN/cm} \cdot (4900 \text{ cm})^2)]^{-1} = \\ &= 0,654 \end{aligned}$$

2. element je osnovni element, na katerega se pripenjata ostala dva elementa, zato se zanj izračuna le vztrajnostni moment:

$$b_2 = 2 \cdot 18,2 \text{ cm} = 36,4 \text{ cm}$$

$$h_2 = 276,8 \text{ cm}$$

$$A_2 = 36,4 \cdot 276,8 \text{ cm}^2 = 10075,5 \text{ cm}^2$$

$$E_2 = E_{0,mean} = 1200 \text{ kN/cm}^2$$

$$I_2 = \frac{b_2 h_2^3}{12} = \frac{36,4 \cdot 276,8^3 \text{ cm}^4}{12} = 64330717 \text{ cm}^4$$

$$a_2 = 0$$

$$\gamma_2 = 1$$

$$\begin{aligned}(EI)_{ef,y} &= \sum_{i=1}^3 (E_i I_i + \gamma_i E_i A_i a_i^2) = 2 \cdot (E_1 I_1 + \gamma_1 E_1 A_1 a_1^2) + (E_2 I_2) = \\ &= 2 \cdot \left[1200 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 157346 \text{ cm}^4 + 0,654 \cdot 1200 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 5700,2 \text{ cm}^2 \cdot (147,5 \text{ cm})^2 \right] \\ &+ 1200 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 64330717 \text{ cm}^4 = 272150513306 \text{ cm}^4\end{aligned}$$

- **Obremenitev veznega sredstva**

Obremenitev veznega sredstva je določena z izrazom:

$$F_1 = \frac{\gamma_1 E_1 A_1 a_1 s_1}{(EI)_{ef,y}} V. \quad (20)$$

$$F_1 = \frac{0,654 \cdot 1200 \text{ kN/cm}^2 \cdot 5700,2 \text{ cm}^2 \cdot 147,5 \text{ cm} \cdot 9,4 \text{ cm}}{272150513306 \text{ cm}^4} \cdot 428 \text{ kN} = 9,8 \text{ kN}$$

Še rezultat, ki ga da izračun drugačne razporeditve stojin in veznih sredstev (Slika 62a):

$$(EI)_{ef,y} = 291338792143 \text{ cm}^4$$

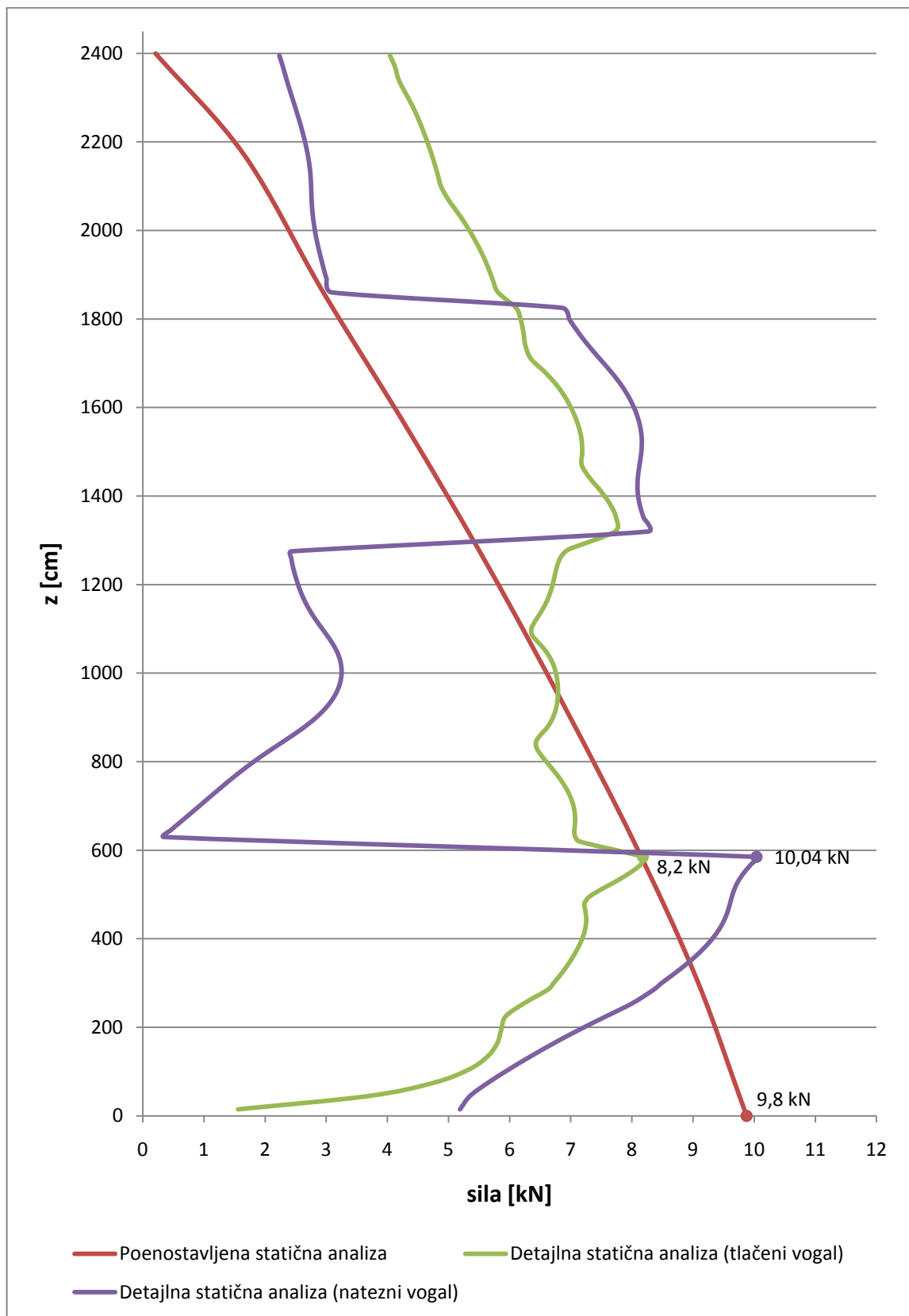
$$F_1 = 8,4 \text{ kN}$$

4.3 Primerjava sil v moznikih iz detajlne in poenostavljene statične analize

Na spodnji sliki so prikazane sile v moznikih po višini jedra, izračunane z detajlnim in poenostavljenim računskim modelom. Rdeča črta prikazuje najbolj enostavno ravninsko analizo, ki je obdelana v prejšnjem poglavju. Sila približno linearno pada proti vrhu, od največje sile 9,8 kN ob vpetju do praktično nič na vrhu.

Zelena črta predstavlja sile v moznikih v tlačnem vogalu iz detajlne statične analize, kjer so upoštevani horizontalni stiki in odprtine. Vidne so nezveznosti in manjši skoki sil zaradi motenj v okolici horizontalnih stikov in odprtin. Razvidno je, da je potek sil v moznikih po višini na nek način podoben poteku sil iz poenostavljene analize. Velika razlika je v poziciji največje sile, saj je pri detajlni analizi ta približno na četrtini višine stolpa, pri poenostavljeni analizi pa ob vpetju, kjer so pri detajlni analizi najmanjše obremenitve.

Vijolična črta prikazuje sile v moznikih v nateznem vogalu, kjer prihaja do znatnejših skokov sil, česar pa ni možno predvideti samo z uporabo poenostavljenih modelov. Največja sila v mozniku je 10,0 kN, kar je praktično enako kot pri poenostavljeni analizi, vendar je razporeditev sil popolnoma drugačna.



Slika 64: Primerjava vertikalnih strižnih sil

4.4 Potresna analiza

- projektni pospešek tal: $a_g = 0,2 g$
- tla tipa A (skala): $S = 1,0$
- faktor obnašanja: $q = 2$
- določitev mase in masnega vztrajnostnega momenta:

Mase skoncentriram v nivojih prostorov in v nivoju razgledne ploščadi. Tako izračunam 8 točkovnih mas s pripadajočimi masnimi vztrajnostnimi momenti. V izračunu upoštevam celotno maso konstrukcije, torej tudi mase, ki izhajajo iz obodne konstrukcije.

Masa se izračuna z izrazom:

$$m_i = m_{i,G} + \psi_{E,i} m_{i,Q}, \quad (21)$$

kjer je:

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

$m_{i,G}$ prispevek lastne in stalne obtežbe in

$m_{i,Q}$ prispevek koristne obtežbe k izračunu mase.

Etaže so zasedene neodvisno, zato je $\varphi = 0,5$.

$\psi_{2,i} = 0,3$ kategorija uporabe A: stopnišče in prostori

$\psi_{2,i} = 0,6$ kategorija uporabe C: razgledna ploščad

Masni vztrajnostni moment se izračuna z izrazom:

$$m_{\varphi i} = m_i r_i^2, \quad (22)$$

kjer je:

$$r_i^2 = \frac{I_{X_i} + I_{Y_i}}{A_i} = \frac{a^2}{6}.$$

Pri tem je a tlorisna širina na določeni višini, I_{X_i} in I_{Y_i} pripadajoča vztrajnostna momenta ter A_i tlorisna površina:

$$I_{X_i} = I_{Y_i} = \frac{a^4}{12}$$

$$A_i = a^2$$

Preglednica 8: Mase in masni vztrajnostni momenti po višini konstrukcije

	lastna in stalna	koristna	SKUPNA masa	tlorisna širina	vztr. radij	masni vztr. moment
masa	m_i [t]	m_i [t]	m_i [t]	a [m]	r_i^2 [m ²]	$m_{\varphi i}$ [t m ²]
1	6,96	8,51	8,24	7,5	9,38	77,23
2	6,91	7,85	8,09	7,2	8,64	69,88
3	6,86	7,23	7,94	6,9	7,94	63,02
4	6,81	6,63	7,80	6,6	7,26	56,64
5	6,76	6,06	7,66	6,3	6,62	50,70
6	6,71	5,51	7,53	6	6,00	45,19
7	6,65	5,00	7,40	5,7	5,42	40,09
8	9,47	30,22	18,54	8	10,67	197,75

Σ 73,21

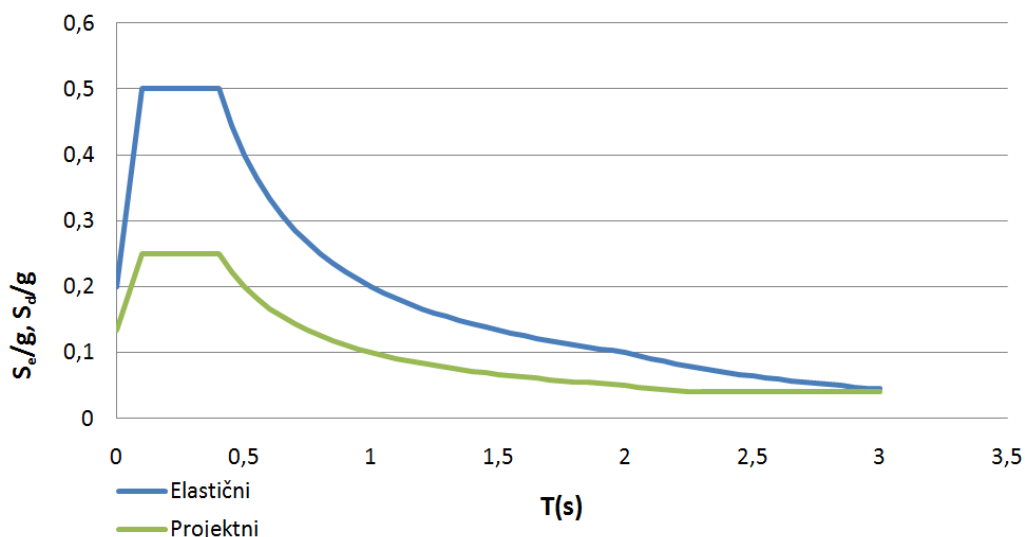
- projektni spekter pospeškov:

$$S = 1,0$$

$$T_B = 0,1 \text{ s}$$

$$T_C = 0,4 \text{ s}$$

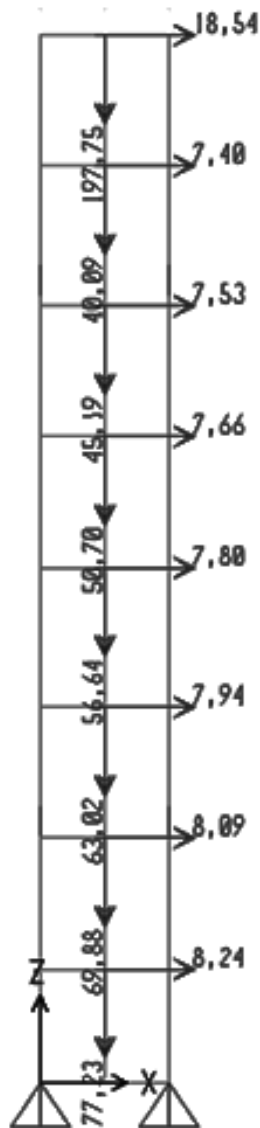
$$T_D = 2,0 \text{ s}$$



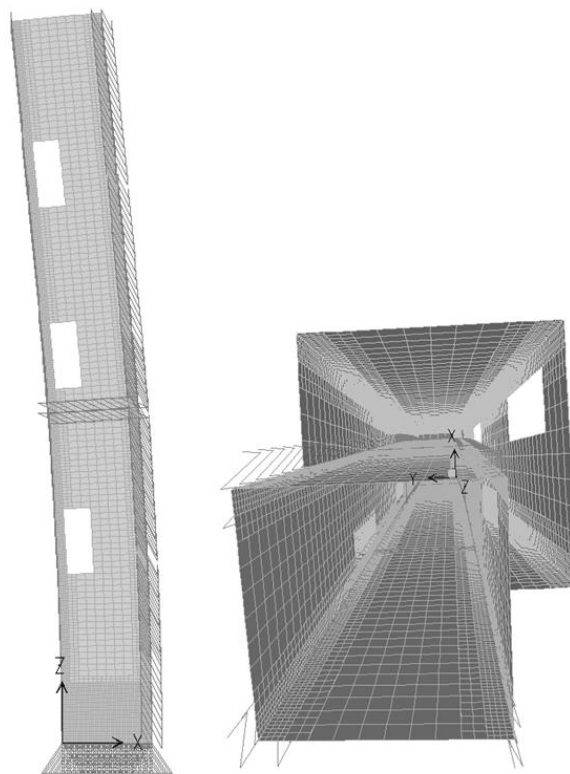
Slika 65: Elastični in projektni spekter pospeškov določen v skladu z EC-8

- modalna analiza:

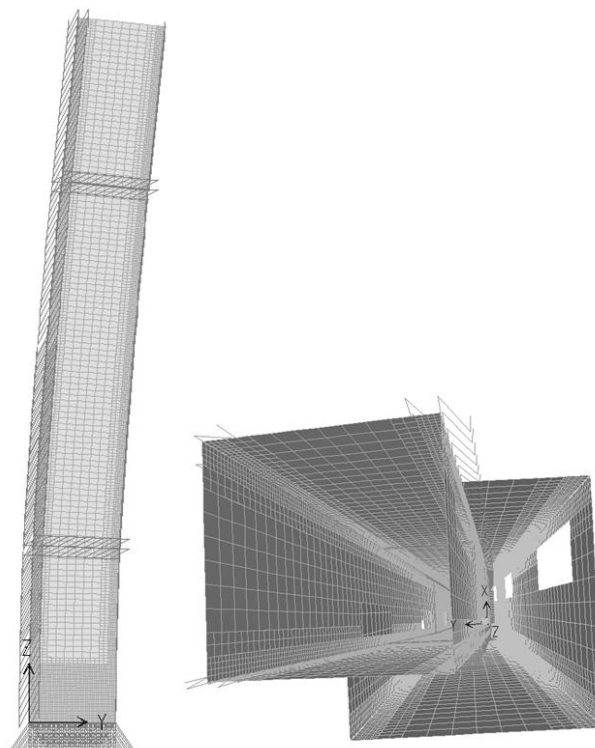
Vsi vezni elementi so linearno-elastični, saj je modalna analiza linearno-elastična. Torej imajo stiki v nategu in tlaku enako togost, izbrana pa je togost v nategu in za mejno stanje nosilnosti (K_u), razen za sidranje jedra, kjer je predpostavljeno togo vpetje.



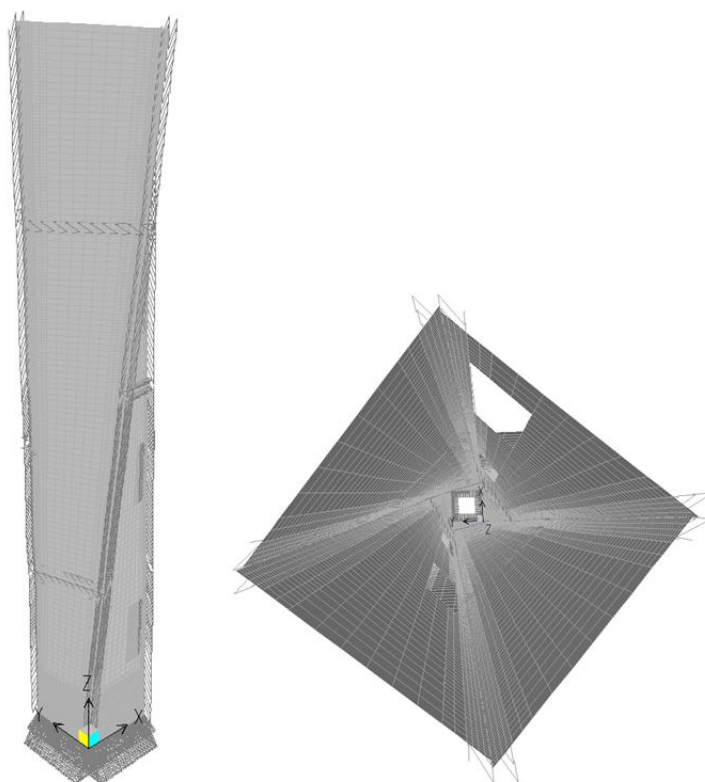
Slika 66: Razporeditev mas in masnih vztrajnostnih momentov po višini



Slika 67: 1. nihajna oblika



Slika 68: 2. nihajna oblika



Slika 69: 3.nihajna oblika

Preglednica 9: Nihajni časi in faktorji participacije

	T [s]	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
1	0,785	0,550	0,110	0	0,550	0,110	0	0,164	0,810	0,192	0,164	0,810	0,192
2	0,734	0,113	0,546	0	0,664	0,657	0	0,809	0,165	0,029	0,973	0,975	0,221
3	0,493	0,000	0,000	0	0,664	0,657	0	0,000	0,000	0,492	0,973	0,976	0,713
4	0,167	0,185	0,000	0	0,849	0,657	0	0,000	0,020	0,006	0,973	0,995	0,720
5	0,160	0,014	0,066	0	0,863	0,722	0	0,008	0,002	0,165	0,981	0,997	0,884
6	0,158	0,010	0,143	0	0,873	0,865	0	0,016	0,001	0,002	0,997	0,998	0,886
7	0,085	0,000	0,000	0	0,873	0,865	0	0,000	0,000	0,032	0,997	0,998	0,918
8	0,077	0,000	0,081	0	0,874	0,946	0	0,003	0,000	0,014	1,000	0,998	0,932
9	0,072	0,062	0,000	0	0,936	0,946	0	0,000	0,002	0,016	1,000	1,000	0,948
10	0,056	0,000	0,000	0	0,936	0,946	0	0,000	0,000	0,016	1,000	1,000	0,964
11	0,048	0,025	0,000	0	0,961	0,946	0	0,000	0,000	0,012	1,000	1,000	0,975
12	0,044	0,000	0,026	0	0,961	0,972	0	0,000	0,000	0,005	1,000	1,000	0,980

Prvi dve nihajni obliki imata podoben nihajni čas. Konstrukcija niha pretežno v glavnih smereh z manjšim odklonom glede na tloris, s tem da večina mase participira v smeri X za 1. nihajno obliko oz v smeri Y za 2. nihajno obliko. Tretja nihajna oblika je torzijska. V skladu z EC-8 bi moral pri analizi upoštevati 9 nihajnih oblik.

- metoda z vodoravnimi silami:

Da si poenostavim potresno analizo konstrukcije, uporabim metodo z vodoravnimi silami, s katero želim pokazati, da potresna obtežba ni merodajna za obravnavan primer. Ker je konstrukcija pravilna po višini in ni preveč podajna, lahko uporabim to poenostavljeno metodo:

Celotna potresna sila se izračuna z izrazom:

$$F_b = M \cdot S_{A1} \cdot \lambda, \quad (23)$$

kjer je M celotna masa, S_{A1} vrednost v spektru pospeškov, ki ustreza prvemu nihajnemu času T_1 , λ pa korekcijski faktor, ki ima vrednost $\lambda = 0,85$, če velja $T_1 \leq 2T_C$ in ima stavba več kot dve etaži. V drugih primerih velja $\lambda = 1,0$.

$$F_b = M \cdot S_{A1} \cdot \lambda = 73,21 \text{ t} \cdot 0,13g \cdot 1,0 = 93,4 \text{ kN}$$

Opomba: za korekcijski faktor λ bi načeloma lahko upošteval vrednost 0,85.

Razdelitev celotne potresne sile se izvede z izrazom:

$$F_i = F_b \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_i \cdot m_i}, \quad (24)$$

kjer je F_b celotna potresna sila in z_i kota prijemališča sile.

Preglednica 10: Razdelitev potresne sile po višini in momenti, ki jih sile povzročajo ob vpetju

z_i [m]	$z_i \cdot m_i$ [t·m]	F_i [kN]	$M_i = F_i \cdot z_i$ [kNm]
3,06	25,21	2,1	6,48
6,12	49,50	4,2	25,45
9,18	72,91	6,1	56,22
12,24	95,49	8,0	98,18
15,3	117,27	9,9	150,71
18,36	138,29	11,6	213,28
21,42	158,60	13,3	285,37
24,5	454,21	38,2	934,76
	$\Sigma 93,4$	$\Sigma 1770,4$	

- primerjava potresne obtežbe z obtežno kombinacijo MSN1 (obtežba vetra)

Celotna potresna sila: $F_b = 93,4 \text{ kN}$

Moment ob vpetju zaradi potresnih sil: $M_b = 1770,4 \text{ kNm}$

Celotna prečna sila ob vpetju za obtežno kombinacijo MSN1: $F_1 = 428,0 \text{ kN}$

Moment ob vpetju za obtežno kombinacijo MSN1: $M_1 = 6022,0 \text{ kNm}$

Primerjava celotne prečne sile ob vpetju:

$$F_b = 93,4 \text{ kN} \ll F_1 = 428,0 \text{ kN}$$

Primerjava momenta ob vpetju:

$$M_b = 1770,4 \text{ kNm} \ll M_1 = 6022,0 \text{ kNm}$$

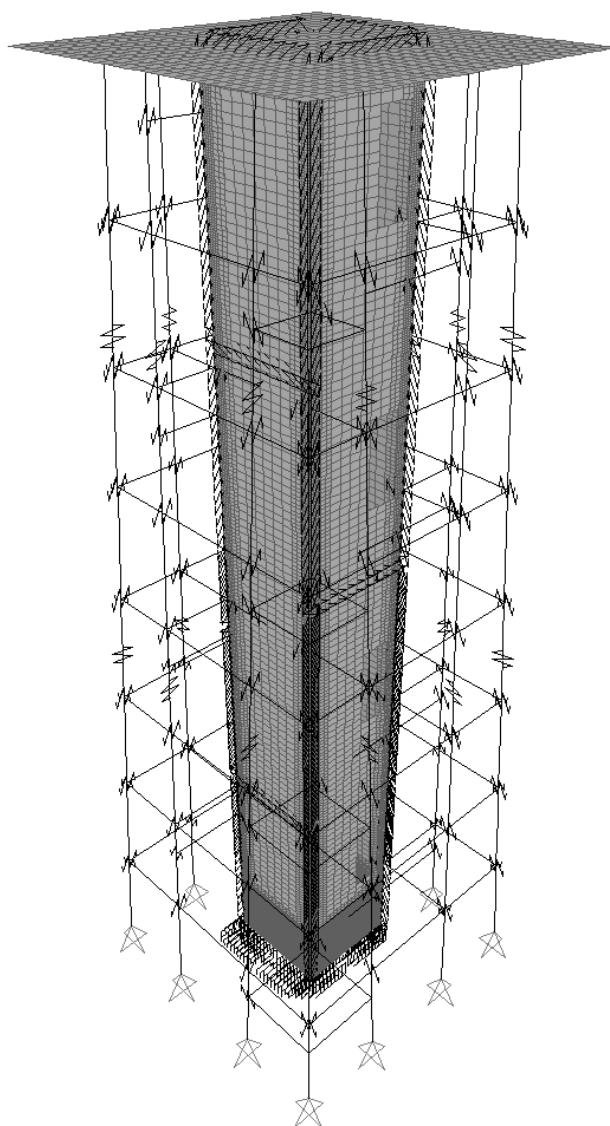
Potresna obtežba ni merodajna za dimenzioniranje stolpa. To smo pričakovali že pred začetkom analize, saj ima objekt malo uporabnih površin in majhno maso.

Za popolno primerjavo bi moral upoštevati še 30 % potresne obtežbe v drugi smeri, a se s tem rezultati ne bi bistveno spremenili, saj je potresna obtežba evidentno manjša od obtežbe vetra. Poleg tega so nosilnosti lesenih elementov in veznih sredstev za primer potresne obtežbe večje kot za primer obtežbe z vetrom. Namreč modifikacijski faktor k_{mod} ima v primeru potresne obtežbe vrednost 1,1, varnostni faktor γ_m pa ima vrednost 1,0.

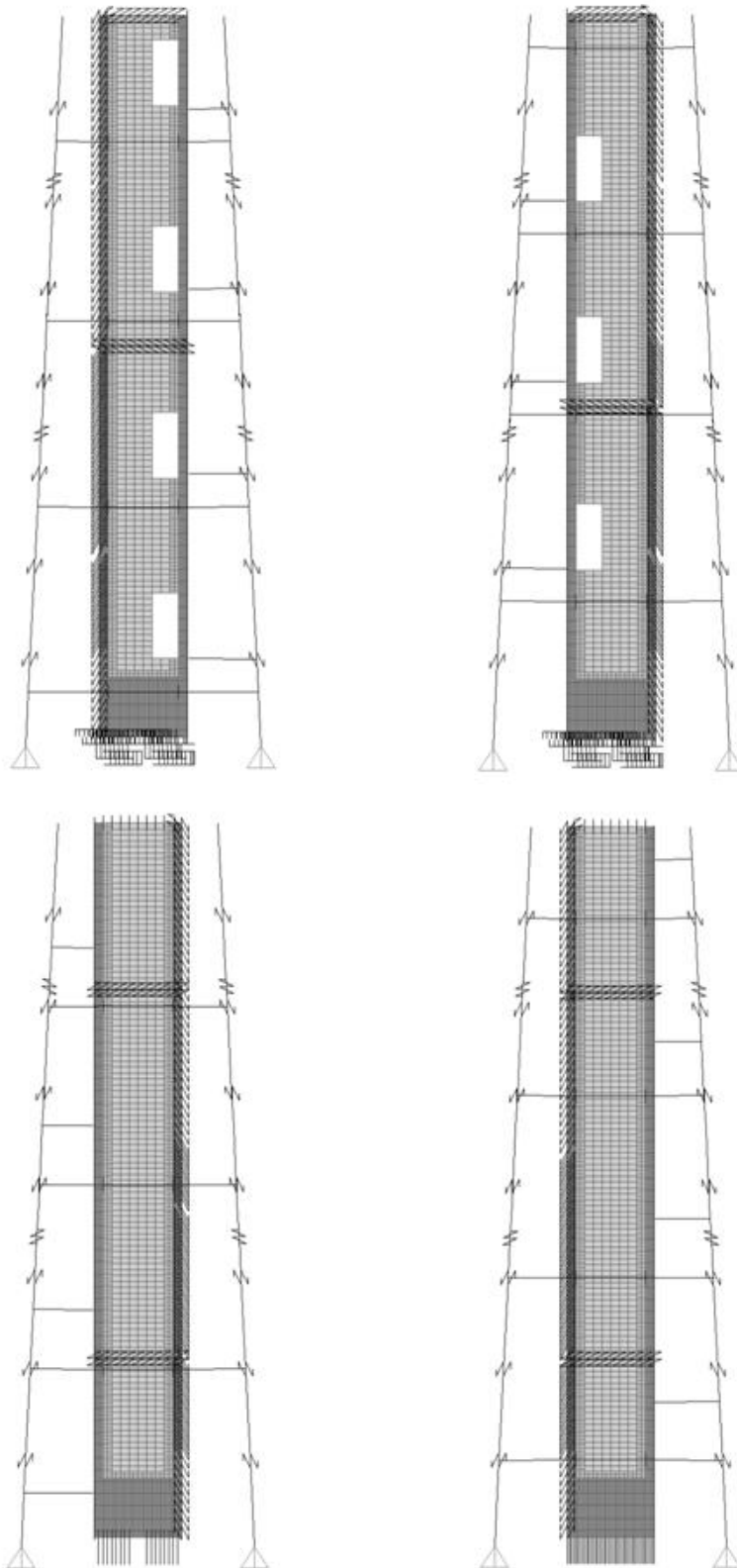
5 STATIČNA ANALIZA CELOTNEGA STOLPA Z OBODNO KONSTRUKCIJO

Okrog jedra stolpa se proti vrhu vzpenja stopnišče, ki se prek prečnih nosilcev delno opira na jedro, delno pa na podporne stebre. Obodna konstrukcija iz nosilcev in stebrov delno doprinese k stabilnosti jedra pri obtežbi vetra. V sledeči analizi določimo, koliko obtežbe vetra dejansko prevzame obodna konstrukcija, ki je v primerjavi z jedrom veliko manj toga.

5.1 Opis računskega modela



Slika 70: Računski model stolpa z obodno konstrukcijo



Slika 71: Pogled na računski model iz vseh štirih strani

Obodna konstrukcija je sestavljena iz 12 stebrov, od teh jih je 8 z nosilci neposredno povezanih z jedrom stolpa. Stebri so bočno podprti s prečnimi nosilci v nivojih podestov stopnišča. Robni stebri niso povezani z jedrom, zato pri globalnem vplivu vetra le malo sodelujejo, sodelujejo pa pri lokalnem vplivu vetra na ploščad in pri prenosu gravitacijske obtežbe v temeljna tla.

Nosilci, ki povezujejo jedro s stebri, so na jedro pritrjeni z dvema spojema, ki prenašata dvojico sil iz stebrov na eni, v stebre na drugi strani. Ostali elementi ne sodelujejo pri prenosu obtežbe vetra in zgolj prenašajo gravitacijsko obtežbo s stopnišča v stebre in jedro.

Vsi spoji so členkasti. Za tri spoje (steber-steber, nosilec-jedro, steber-nosilec) so upoštevane izračunane togosti, s čimer se zajame podajnost veznih sredstev v vijachenih spojih. V nasprotnem primeru bi rezultati analize kazali prevelike obremenitve obodne konstrukcije, kar bi vodilo v občutno predimenzioniranje lesenih elementov in spojev. Računski model jedra je popolnoma enak kot v prejšnji analizi.

Material obodne konstrukcije

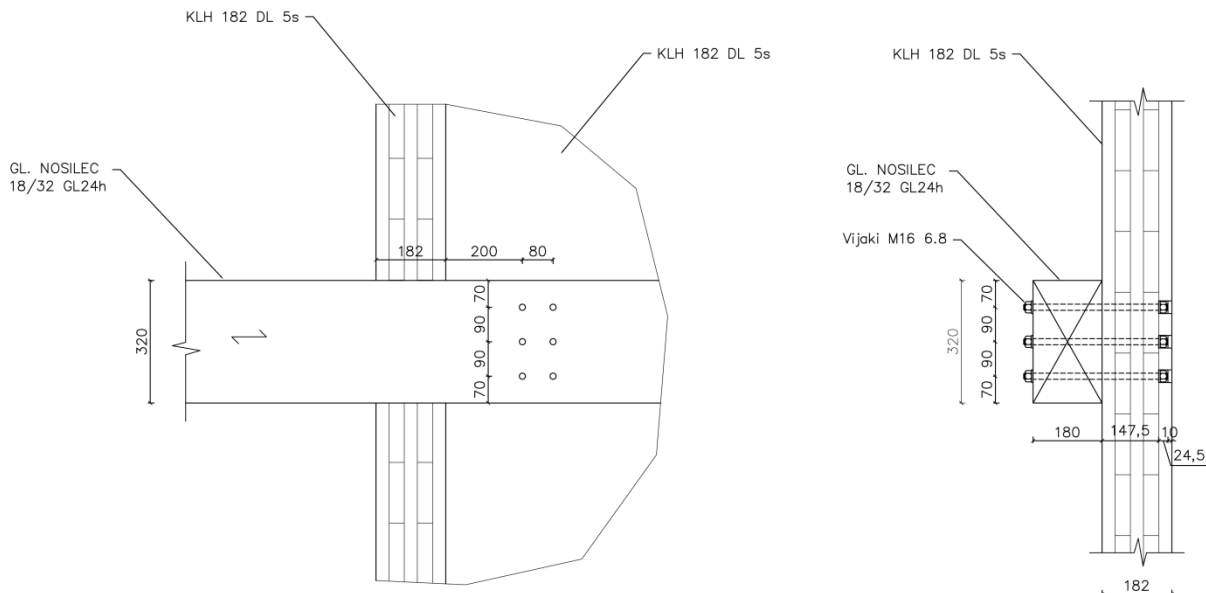
Lapljen lameliran les: trdnostni razred GL24h

Gostota: $\rho_k = 380 \text{ kg/m}^3$

$\rho_m = 456 \text{ kg/m}^3$

Karakteristike veznih elementov

- Spoj 4 (glavni nosilec - jedro):



Slika 72: Detajl spoja med glavnim nosilcem in jedrom (spoj 4)

Gre za enojni enostrizni spoj. Premer vijakov je 16 mm.

Togost enega vijaka je:

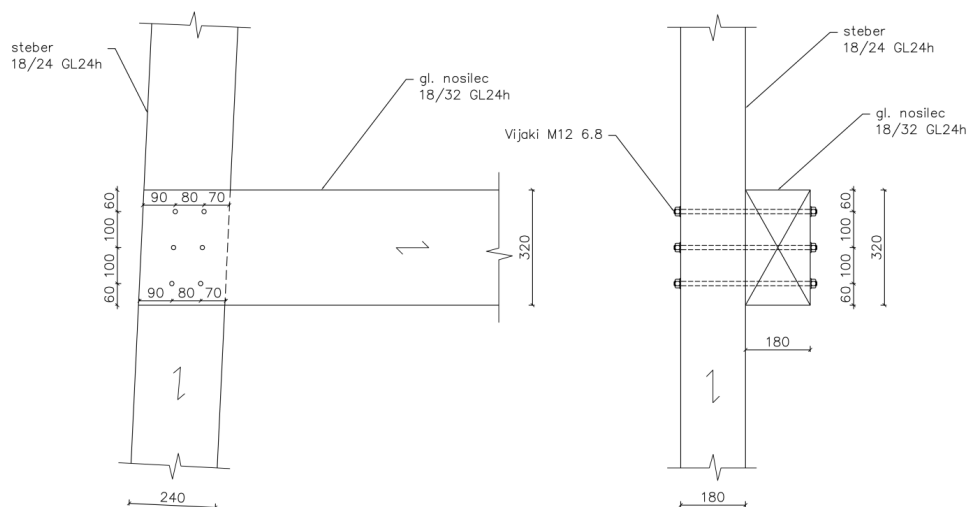
$$K_{ser} = \frac{\rho_m^{1,5} \cdot d}{23} = \frac{(437,6 \text{ kg/m}^3)^{1,5} \cdot 16 \text{ mm}}{23} = 6369 \text{ kN/m}$$

$$\rho_m = \sqrt{\rho_{m,1} \cdot \rho_{m,2}} = \sqrt{456 \text{ kg/m}^3 \cdot 420 \text{ kg/m}^3} = 437,6 \text{ kg/m}^3$$

$\rho_{m,1} = 456 \text{ kg/m}^3$... povprečna gostota nosilca

$\rho_{m,2} = 420 \text{ kg/m}^3$... povprečna gostota KLH plošče

○ Spoj 5 (glavni nosilec - steber):



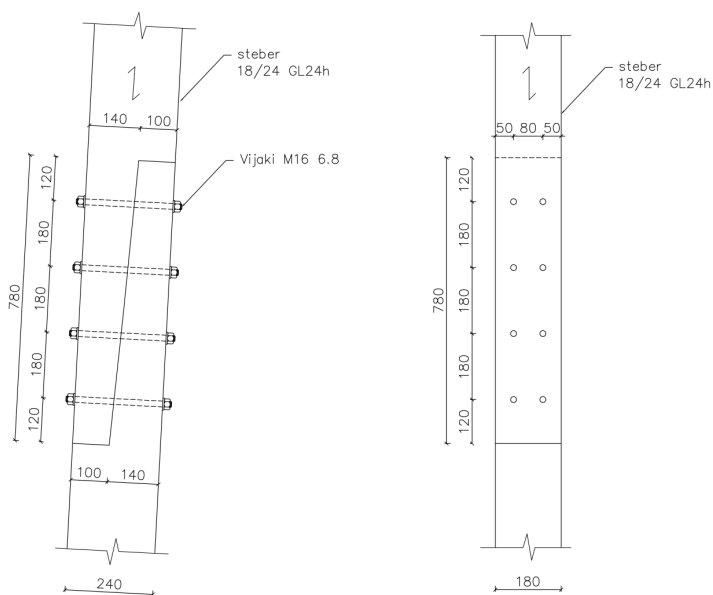
Slika 73: Detajl spoja med glavnim nosilcem in stebrom (spoj 5)

Gre za enojni enostrizni spoj. Premer vijakov je 12 mm.

Togost enega vijaka je:

$$K_{ser} = \frac{\rho_m^{1,5} \cdot d}{23} = \frac{(456 \text{ kg/m}^3)^{1,5} \cdot 12 \text{ mm}}{23} = 5080 \text{ kN/m}$$

○ Spoj 6 (steber - steber):



Slika 74: Detajl spoja med dvema elementoma stebra (spoj 6)

Gre za enojni enostrižni spoj. Premer vijakov je 16 mm.

Togost enega vijaka je:

$$K_{ser} = \frac{\rho_m^{1,5} \cdot d}{23} = \frac{(456 \text{ kg/m}^3)^{1,5} \cdot 16 \text{ mm}}{23} = 6774 \text{ kN/m}$$

Togosti enojnih enostrižnih spojev (veznih el.) so:

$$K_{ser,vez} = n \cdot K_{ser}$$

$$K_{u,vez} = \frac{2}{3} \cdot K_{ser,vez}$$

Preglednica 11: Togosti spojev obodne konstrukcije

Spoj	Št. vijakov n na mestu veznega elementa	$K_{ser,vez}$ [kN/m]	$K_{u,vez}$ [kN/m]
4	6	38212	25475
5	6	30483	20322
6	8	54191	36128

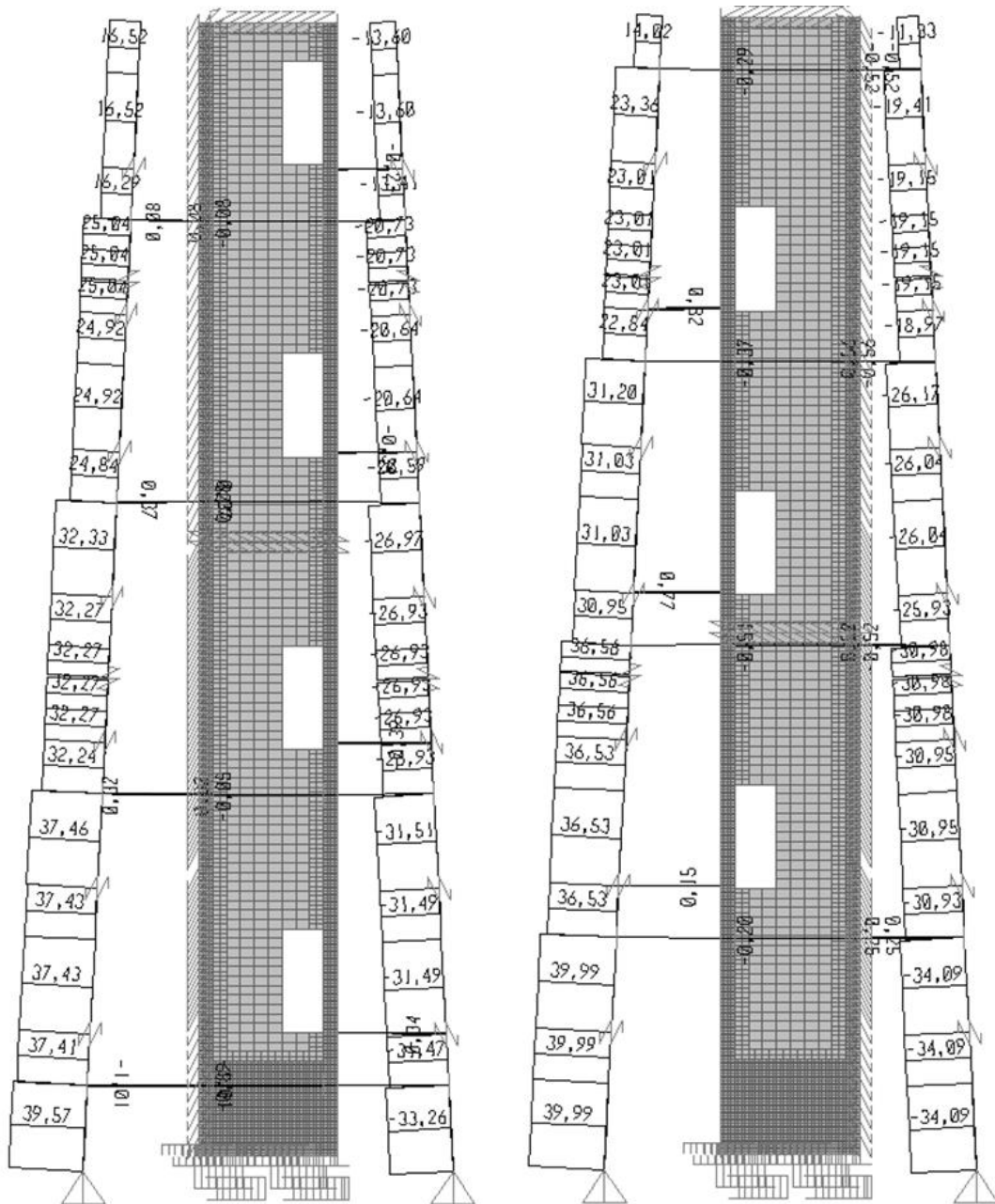
5.2 Obtežba

Edina obtežba, ki jo upoštevamo v globalni analizi, je vpliv vetra v smereh globalnih osi X in Y (enake vrednosti kot pri analizi jedra). Upoštevamo togosti spojev v mejnem stanju nosilnosti (K_u). Posamezne obtežne kombinacije obravnavamo na ravni posameznih nosilnih elementov. Pomika konstrukcije v mejnem stanju uporabnosti ni treba kontrolirati, saj je vsekakor manjši od pomika samega jedra brez obodne konstrukcije.

5.3 Obremenitve

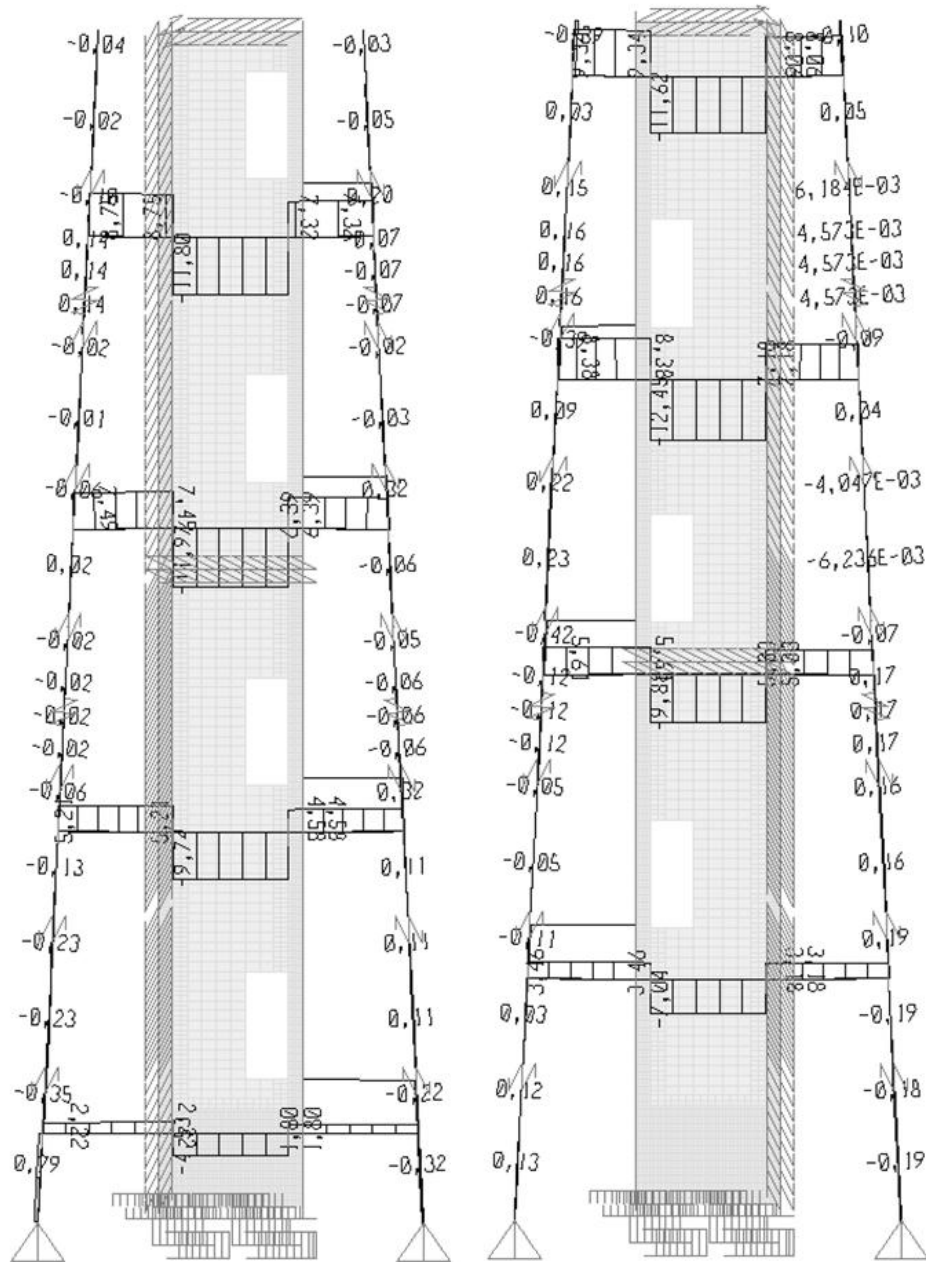
5.3.1 Obtežba vetra v smeri X

○ osne sile [kN]



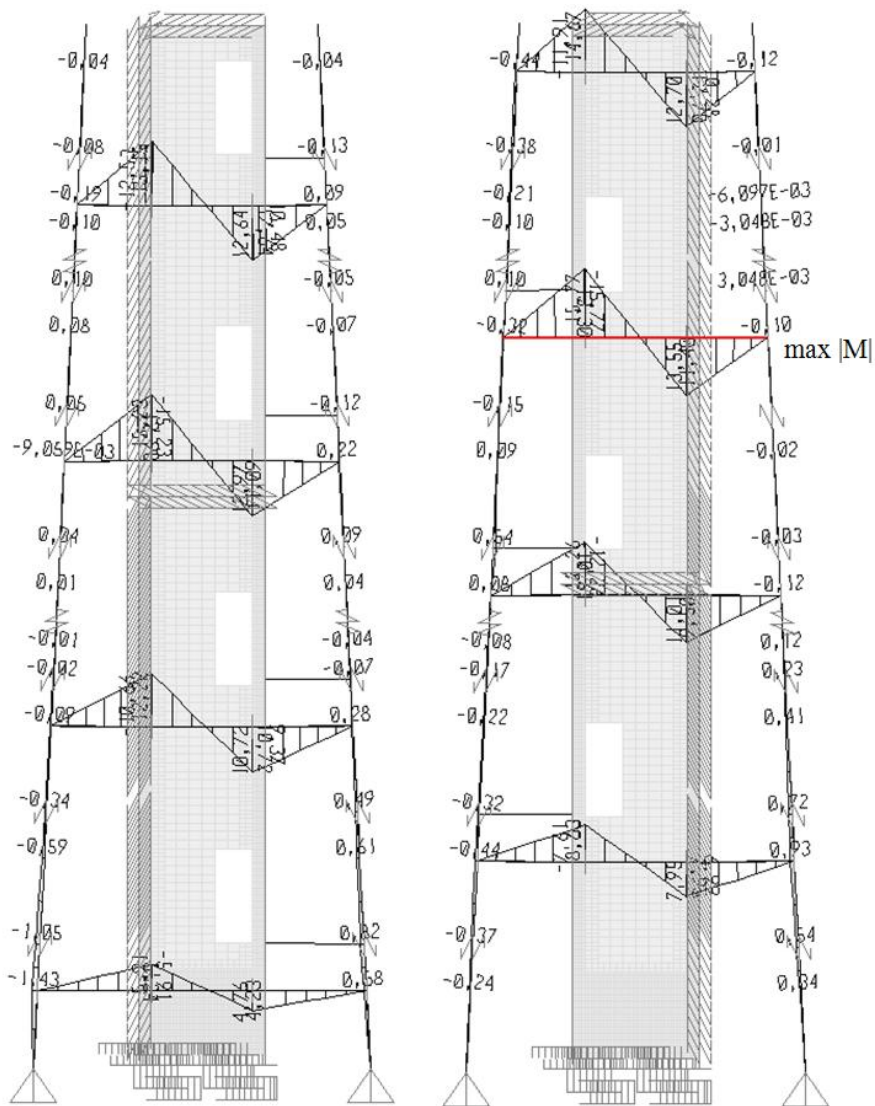
Slika 75: Osne sile linijskih elementov v ravninah X-Z pri $y=0$ in $y=295$ cm zaradi vetra v smeri osi X

○ prečne sile [kN]

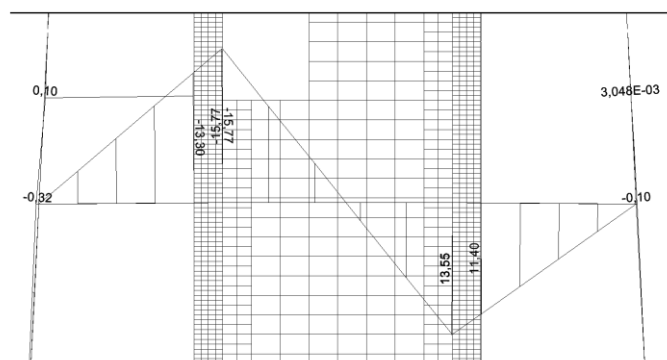


Slika 76: Prečne sile linijskih elementov v ravninah X-Z pri $y=0$ in $y=295$ cm zaradi vetra v smeri osi X

○ upogibni momenti [kNm]



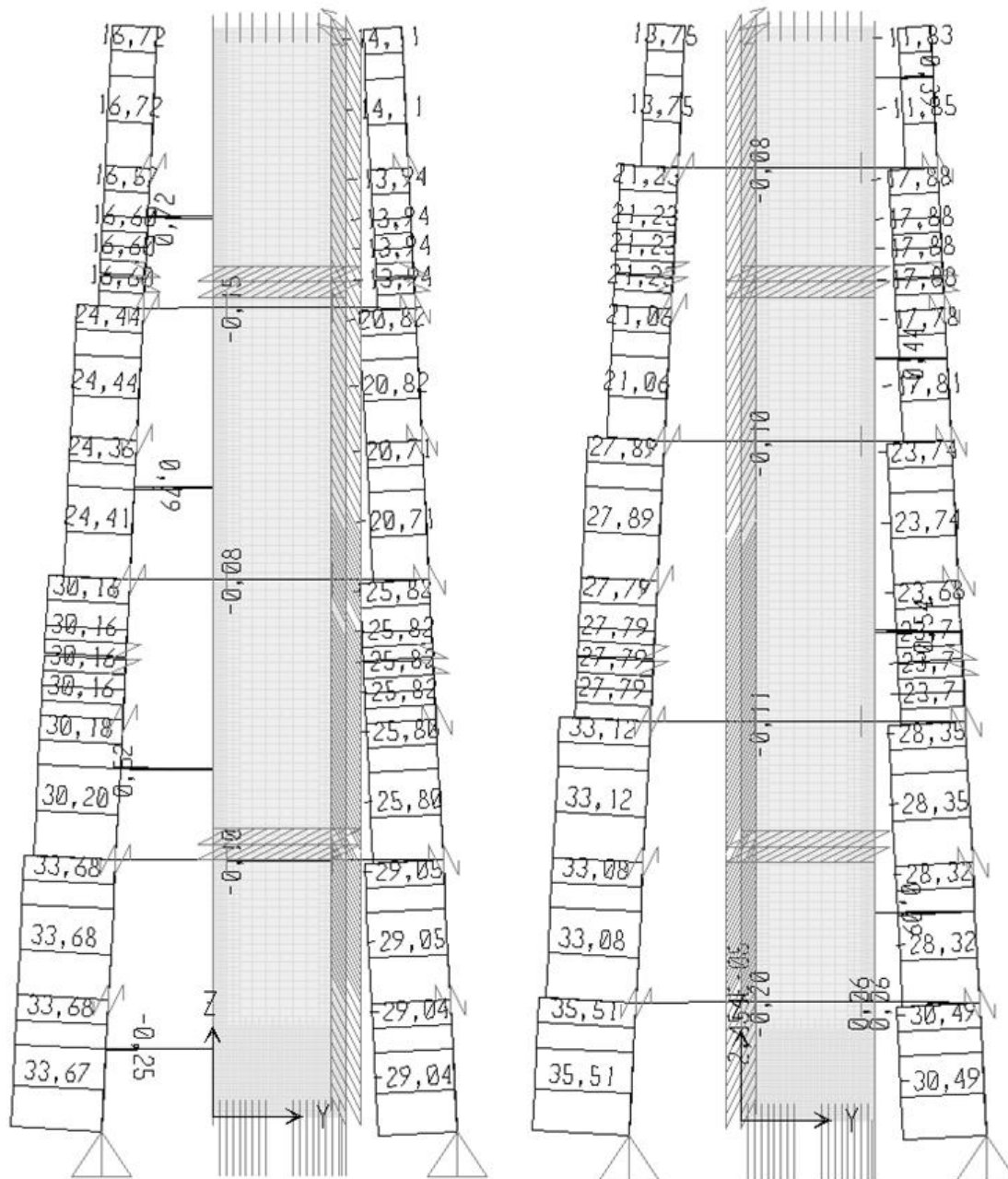
Slika 77: Upogibni momenti linijskih elementov v ravninah X-Z pri $y=0$ in $y=295$ cm zaradi vetra v smeri osi X



Slika 78: Absolutno največji upogibni momenti v označenem nosilcu na zgornji sliki

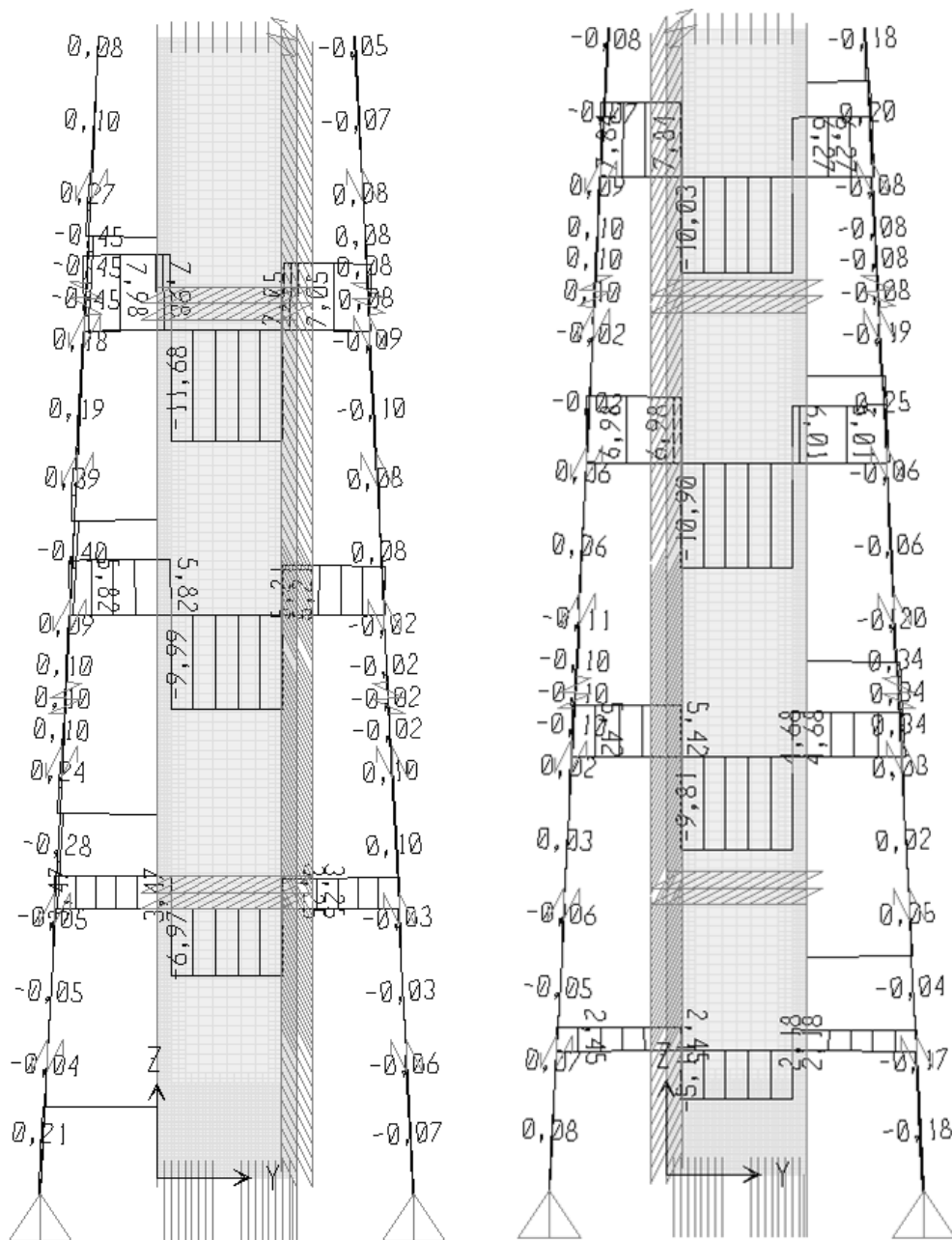
5.3.2 Obtežba vetra v smeri Y

○ osne sile [kN]



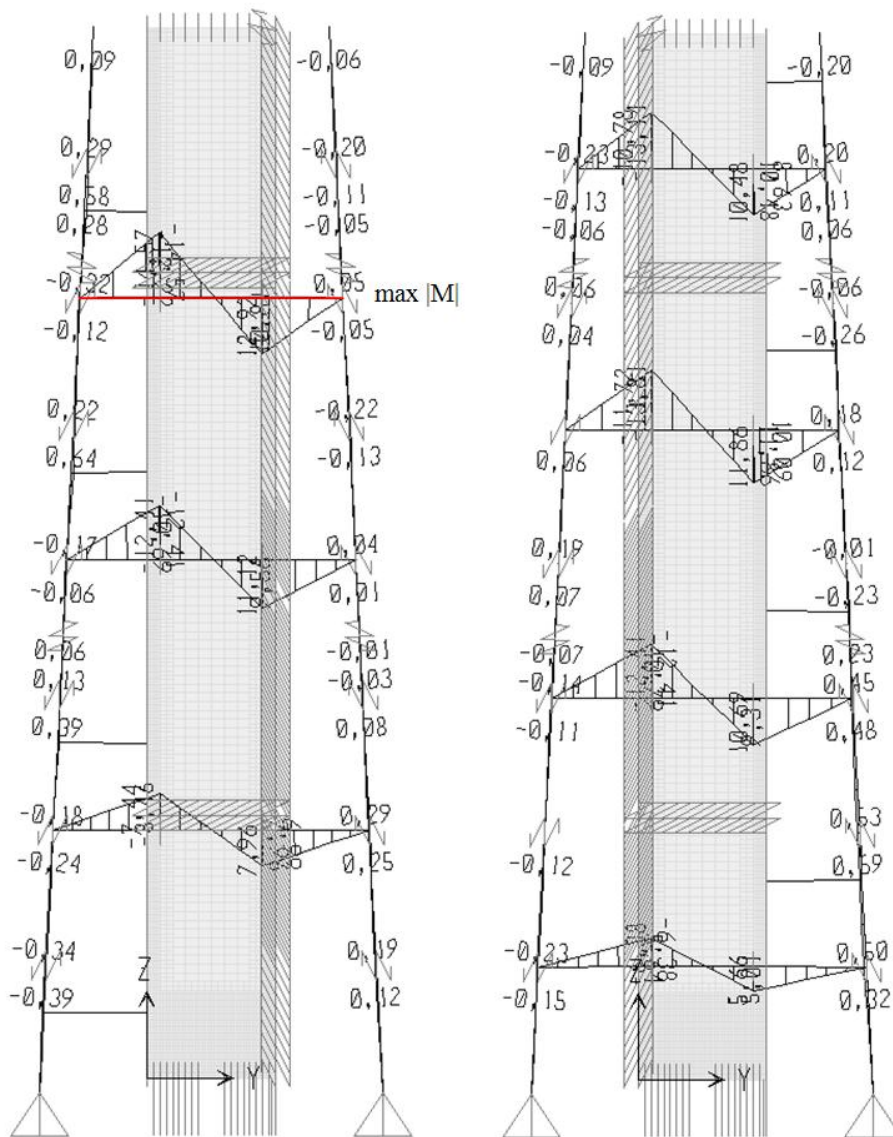
Slika 79: Osne sile linijskih elementov v ravninah Y-Z pri $x=0$ in $x=295$ cm zaradi vetra v smeri osi Y

○ prečne sile [kN]

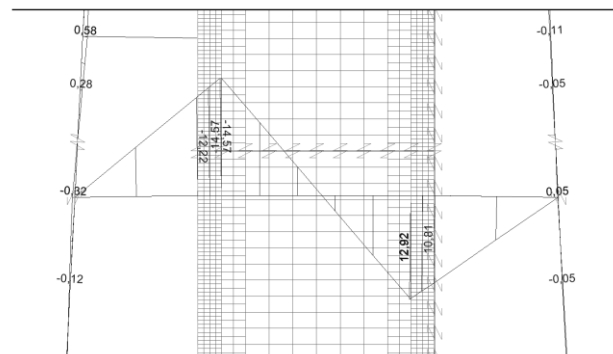


Slika 80: Prečne sile linijskih elementov v ravninah Y-Z pri $x=0$ in $x=295$ cm zaradi vetra v smeri osi Y

○ upogibni momenti [kNm]



Slika 81: Upogibni momenti linijskih elementov v ravninah Y-Z pri $x=0$ in $x=295$ cm zaradi vetra v smeri osi Y



Slika 82: Absolutno največji upogibni momenti v označenem nosilcu na zgornji sliki

6 DIMENZIONIRANJE

6.1 Materialne karakteristike lesenih elementov

Projektno trdnost f_d dobimo po EC-5 iz karakteristične vrednosti z izrazom:

$$f_d = k_{mod} \frac{f_k}{\gamma_M}, \quad (25)$$

kjer je γ_M delni varnostni faktor za lastnosti materiala, k_{mod} pa modifikacijski faktor, s katerim se upoštevata vpliv trajanja obtežbe in pogoji okolja pri uporabi (vsebnost vlage).

Preglednica 12: Delni varnostni faktorji γ_M za osnovne kombinacije

	γ_M
Lepljen lameliran les	1,25
Vezani les	1,2
Spoji	1,3

Po EC-5 razvrstimo les glede pogojev okolja v tri razrede uporabnosti. **1. razred uporabnosti** je določen z vsebnostjo vlage, ki odgovarja $T = 20^\circ\text{C}$ in relativni vlagi zraka, ki prekorači 65 % le v nekaj tednih na leto. **2. razred uporabnost** je določen z vsebnostjo vlage, ki odgovarja $T = 20^\circ\text{C}$ in relativni vlagi zraka, ki prekorači 85 % le v nekaj tednih na leto. Za **3. razred uporabnosti** so značilni podnebni pogoji, ki vodijo do višjih vsebnosti vlage. Jedro stolpa bo pokrito in zaščiteno z macesnovo fasado, zato ga lahko uvrstimo v 2. razred uporabnosti. Obodna konstrukcija bo neposredno izpostavljena zunanjim vremenskim vplivom, zato jo uvrstimo v 3. razred uporabnosti.

Za izračun pomikov v končnem času potrebujemo še podatke o lezenju lesa. V EC-5 je to zajeto z deformacijskim faktorjem k_{def} , ki predstavlja končno lezenje ter upošteva vrsto in vlažnost lesa. Trajanje spremenljivih obtežb je zajeto v koeficientu Ψ_2 .

Končne pomike se lahko določi z naslednjim poenostavljenim izrazom:

$$w_{fin} = w_{fin,G} + w_{fin,Q,1} + \sum w_{fin,Q,i}, \quad (26)$$

pri čemer so:

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

končni pomik zaradi stalnih vplivov G ,

$$w_{fin,Q,1} = w_{inst,Q,1} \cdot (1 + \Psi_{2,1} k_{def})$$

končni pomik zaradi prevladujočega
spremenljivega vpliva Q_1 ,

$$w_{fin,Q,i} = w_{inst,Q,i} \cdot (\Psi_{0,i} + \Psi_{2,i} k_{def})$$

končni pomik zaradi spremljajočih spremenljivih
vplivov $Q_i (i > 1)$.

Deformacijski faktor k_{def} je za masivni in lepljen lameliran les enak 0,8 za 2. razred uporabnosti oz. 2,0 za 3. razred uporabnosti.

Preglednica 13: Karakteristične in projektne trdnosti ter togostne lastnosti lesenih križno lepljenih plošč KLH za 2. razred uporabnosti

Trdnosti:			f_m	$f_{t,0}$	$f_{t,90}$	$f_{c,0}$	$f_{c,90}$	f_v
Karakteristična trdnost f_k [N/cm ²]			2300	1650	12	2400	270	270
Projektna trdnost f_d glede na trajanje obtežbe [N/cm ²]	P (nad 10 let)	$k_{mod}=0,60$	1104	792	5,76	1152	129,6	129,6
	L (od 6 mes. do 10 let)	$k_{mod}=0,70$	1288	924	6,72	1344	151,2	151,2
	M (od 1 tedna do 6 mes.)	$k_{mod}=0,80$	1472	1056	7,68	1536	172,8	172,8
	S (manj kot 1 teden)	$k_{mod}=0,90$	1656	1188	8,64	1728	194,4	194,4

Togosti [kN/cm ²]:		
Modul elastičnosti	$E_{0,mean}$	1200
	$E_{0,05}$	
	$E_{90,mean}$	37
Strižni modul	G_{mean}	69

Gostota [kg/m ³]:		
Karakteristična gost.	ρ_k	350
Povprečna gostota	ρ_m	420

V primeru uporabe križno lepljene plošče kot elementa stene, se strižna napetost izračuna z upoštevanjem neto prereza A_{net} , ki predstavlja skupno površino slojev, ki so pravokotni na smer strižne sile. V tem primeru karakteristična strižna trdnost znaša 520 N/cm².

Preglednica 14: Karakteristične in projektne strižne trdnosti lesenih križno lepljenih plošč kot elementa stene za 2. razred uporabnosti

Trdnosti:			f_v
Karakteristična trdnost f_k [N/cm ²]			520
Projektna trdnost f_d glede na trajanje obtežbe [N/cm ²]	P (nad 10 let)	$k_{mod}=\mathbf{0,60}$	249,6
	L (od 6 mes. do 10 let)	$k_{mod}=\mathbf{0,70}$	291,2
	M (od 1 tedna do 6 mes.)	$k_{mod}=\mathbf{0,80}$	332,8
	S (manj kot 1 teden)	$k_{mod}=\mathbf{0,90}$	374,4

Preglednica 15: Karakteristične in projektne trdnosti ter togostne lastnosti lepljenega lameliranega lesa trdnostnega razreda GL24h za 3. razred uporabnosti

Trdnosti:			f_m	$f_{t,0}$	$f_{t,90}$	$f_{c,0}$	$f_{c,90}$	f_v
Karakteristična trdnost f_k [N/cm ²]			2400	1650	40	2400	270	270
Projektna trdnost f_d glede na trajanje obtežbe [N/cm ²]	P (nad 10 let)	$k_{mod}=\mathbf{0,50}$	960	660	16	960	108	108
	L (od 6 mes. do 10 let)	$k_{mod}=\mathbf{0,55}$	1056	726	17,6	1056	118,8	118,8
	M (od 1 tedna do 6 mes.)	$k_{mod}=\mathbf{0,65}$	1248	858	20,8	1248	140,4	140,4
	S (manj kot 1 teden)	$k_{mod}=\mathbf{0,70}$	1344	924	22,4	1344	151,2	151,2

Togosti [kN/cm²]:		
Modul elastičnosti	$E_{0,mean}$	1160
	$E_{0,05}$	940
	$E_{90,mean}$	39
Strižni modul	G_{mean}	72

Gostota [kg/m³]:		
Karakteristična gost.	ρ_k	380
Povprečna gostota	ρ_m	456

6.2 Dimenzioniranje jedra stolpa

6.2.1 Lesene križno lepljene plošče

- **Kontrola napetosti**

V navpični smeri potekajo trije nosilni sloji. Skupna debelina znaša: $h_1 = 3 \cdot 3,4 \text{ cm} = 10,2 \text{ cm}$. V vodoravni smeri potekata dva sloja s skupno debelino $h_2 = 2 \cdot 4,0 \text{ cm} = 8,0 \text{ cm}$.

Za račun strižnih napetosti se upošteva neto prerez.

Kontrola tlačnih napetosti (Slika 56):

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{|\min F_{22}|}{h_1} = \frac{17,3 \text{ kN/cm}}{10,2 \text{ cm}} = 1,696 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq f_{c,0,d} = 1,728 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Kontrola nateznih napetosti (Slika 57):

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{|\max F_{22}|}{h_1} = \frac{11,9 \text{ kN/cm}}{10,2 \text{ cm}} = 1,167 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq f_{t,0,d} = 1,188 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Kontrola strižnih napetosti (Slika 58):

$$\tau_{m,d} = \frac{F_{12}}{h_2} = \frac{2,17 \text{ kN/cm}}{8 \text{ cm}} = 0,271 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq f_{v,d} = 0,374 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

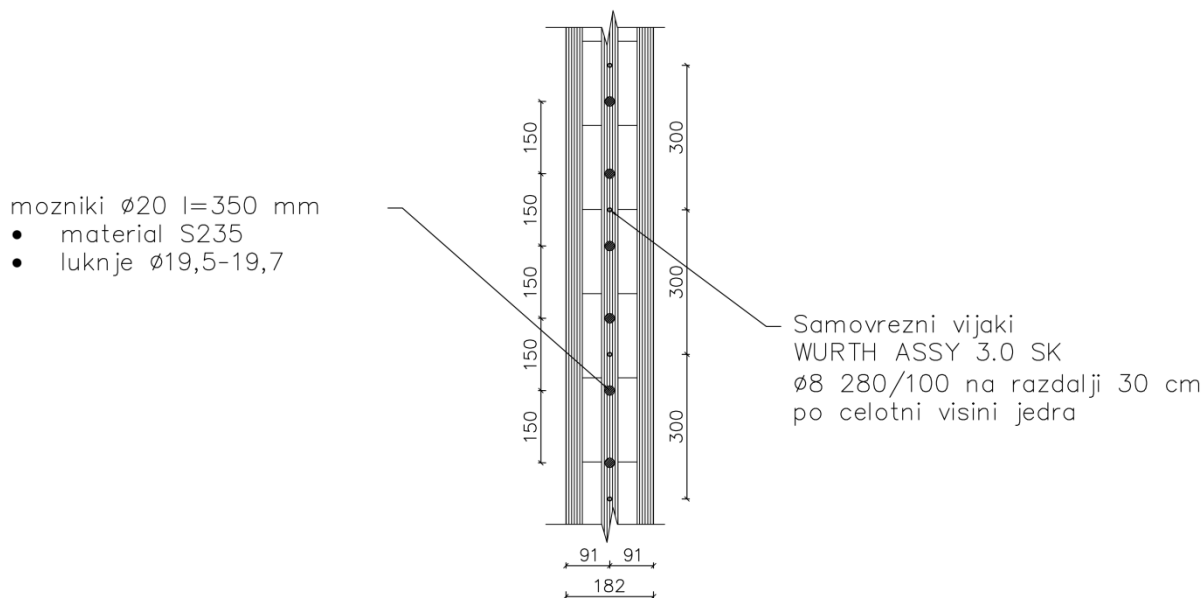
- **Kontrola pomikov**

Za stavbe je omejitev pomika na vrhu konstrukcije sledeča:

$$u_{dej} < u_{max} = H/500 = 2450 \text{ cm} / 500 = 4,9 \text{ cm}$$

Dejanski začetni pomik u_{dej} je 6 cm (Slika 59), kar je sicer več od dopustnega pomika, a je za stolp to povsem sprejemljiv rezultat.

6.2.2 Strižni mozniki



Slika 83: Detajl stika plošč v vogalu jedra s strižnimi mozniki in samovreznimi vijaki

Obremenitev

- vogal 2 - veter X (Slika 44)

$$V_{2,d} = -7,84 \text{ kN}$$

$$V_{3,d} = -4,81 \text{ kN}$$

Rezultanta:

$$R_{1,d} = \sqrt{V_{2,d}^2 + V_{3,d}^2} = \sqrt{(-7,84 \text{ kN})^2 + (-4,81 \text{ kN})^2} = \mathbf{9,2 \text{ kN}}$$

Kot med smerjo sile in smerjo vlaken lesa:

$$\alpha_1 = \tan^{-1} \left(\frac{V_{3,d}}{V_{2,d}} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{4,81 \text{ kN}}{7,84 \text{ kN}} \right) = 32^\circ$$

- vogal 3 - veter Y (Slika 53)

$$V_{2,d} = -10,07 \text{ kN}$$

$$V_{3,d} = -1,86 \text{ kN}$$

Rezultanta:

$$R_{2,d} = \sqrt{V_{2,d}^2 + V_{3,d}^2} = \sqrt{(-10,07 \text{ kN})^2 + (-1,86 \text{ kN})^2} = \mathbf{10,24 \text{ kN}}$$

Kot med smerjo sile in smerjo vlaken lesa:

$$\alpha_2 = \tan^{-1} \left(\frac{V_{3,d}}{V_{2,d}} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{1,86 \text{ kN}}{10,07 \text{ kN}} \right) = 11^\circ$$

Zveza LES (KLH plošča) – LES (KLH plošča) z mozniki

Mozniki $\phi 20$ S235:

$$d = 20 \text{ mm}$$

$$f_{u,k} = 360 \text{ N/mm}^2$$

$$l = 350 \text{ mm}$$

$$t_1 = t_2 = l / 2 = 175 \text{ mm}$$

Kontrola bočne nosilnosti moznika:

Karakteristična bočna trdnost lesa vzporedno z vlakni:

$$f_{h,0,k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot \rho_k = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot 20\text{mm}) \cdot 350 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 22,96 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

- $\alpha_1 = 32^\circ$

Izraz za karakteristično bočno trdnost križno lepljene plošče za smer sile pod kotom α proti vlaknom zunanje plasti sta podala Blaß in Uibel (2007):

$$f_{h,1,k} = \frac{32 \cdot (1 - 0,015 \cdot d)}{1,1 \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} = \frac{32 \cdot (1 - 0,015 \cdot 20)}{1,1 \cdot \sin^2 32^\circ + \cos^2 32^\circ} = 21,79 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Karakteristična bočna trdnost lesa za smer sile pod kotom α proti vlaknom lesa:

$$f_{h,2,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} = \frac{22,96 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1,65 \cdot \sin^2 32^\circ + \cos^2 32^\circ} = 19,42 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$k_{90} = 1,35 + 0,015 \cdot d = 1,35 + 0,015 \cdot 20 \text{ mm} = 1,65 \text{ (mehek les)}$$

- $\alpha_2 = 11^\circ$

Karakteristična bočna trdnost križno lepljene plošče za smer sile pod kotom α proti vlaknom zunanje plasti:

$$f_{h,1,k} = \frac{32 \cdot (1 - 0,015 \cdot d)}{1,1 \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} = \frac{32 \cdot (1 - 0,015 \cdot 20)}{1,1 \cdot \sin^2 11^\circ + \cos^2 11^\circ} = 22,32 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Karakteristična bočna trdnost lesa za smer sile pod kotom α proti vlaknom lesa:

$$f_{h,2,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} = \frac{22,96 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1,65 \cdot \sin^2 11^\circ + \cos^2 11^\circ} = 22,43 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$k_{90} = 1,35 + 0,015 \cdot d = 1,35 + 0,015 \cdot 20 \text{ mm} = 1,65 \text{ (mehek les)}$$

Karakteristični upogibni moment plastifikacije mozniaka:

$$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2,6} = 0,3 \cdot 360 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot (20 \text{ mm})^{2,6} = 260676 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

- $\alpha_1 = 32^\circ$

Porušni mehanizmi za enostrižno zvezo les – les (prispevka izvlečne nosilnosti ni):

$$\beta = \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}} = \frac{19,42 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{21,79 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 0,89$$

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d = 21,79 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 175 \text{ mm} \cdot 20 \text{ mm} = 76258 \text{ N} \\ f_{h,2,k} \cdot t_2 \cdot d = 19,42 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 175 \text{ mm} \cdot 20 \text{ mm} = 67956 \text{ N} \\ \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{1 + \beta} \left[\sqrt{\beta + 2\beta^2 \cdot \left[1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right] + \beta^3 \cdot \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2} - \beta \cdot \left(1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] = \\ = \frac{21,79 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 175 \text{ mm} \cdot 20 \text{ mm}}{1 + 0,89} \left[\sqrt{0,89 + 2 \cdot 0,89^2 \cdot \left[1 + \frac{175}{175} + \left(\frac{175}{175} \right)^2 \right] + 0,89^3 \cdot \left(\frac{175}{175} \right)^2} - 0,89 \cdot \left(1 + \frac{175}{175} \right) \right] = \\ = 29853 \text{ N} \\ 1,05 \cdot \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{2 + \beta} \left[\sqrt{2\beta \cdot (1 + \beta) + \frac{4\beta \cdot (2 + \beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot t_1^2 \cdot d}} - \beta \right] = \\ = 1,05 \cdot \frac{21,79 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 175 \text{ mm} \cdot 20 \text{ mm}}{2 + 0,89} \left[\sqrt{2 \cdot 0,89 \cdot (1 + 0,89) + \frac{4 \cdot 0,89 \cdot (2 + 0,89) \cdot 260676 \text{ Nmm}}{21,79 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot (175 \text{ mm})^2 \cdot 20 \text{ mm}}} - 0,89 \right] = 27662 \text{ N} \\ 1,05 \cdot \frac{f_{h,1,k} \cdot t_2 \cdot d}{1 + 2\beta} \left[\sqrt{2\beta^2 \cdot (1 + \beta) + \frac{4\beta \cdot (1 + 2\beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot t_2^2 \cdot d}} - \beta \right] = \\ = 1,05 \cdot \frac{21,79 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 175 \text{ mm} \cdot 20 \text{ mm}}{1 + 2 \cdot 0,89} \left[\sqrt{2 \cdot 0,89^2 \cdot (1 + 0,89) + \frac{4 \cdot 0,89 \cdot (1 + 2 \cdot 0,89) \cdot 260676 \text{ Nmm}}{21,79 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot (175 \text{ mm})^2 \cdot 20 \text{ mm}}} - 0,89 \right] = \\ = 25814 \text{ N} \\ 1,15 \cdot \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} = 1,15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 0,89}{1 + 0,89}} \cdot \sqrt{2 \cdot 260676 \text{ Nmm} \cdot 21,79 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 20 \text{ mm}} = 16827 \text{ N} \end{array} \right.$$

$$F_{v,Rk} = 16827 \text{ N}$$

Projektna bočna nosilnost enega vijaka:

$$F_{v,Rd,1} = k_{mod} \cdot \frac{F_{v,Rk}}{\gamma_M} = 0,9 \cdot \frac{16827 \text{ N}}{1,3} = 11649,5 \text{ N} = 11,65 \text{ kN} > R_{1,d} = 9,2 \text{ kN}$$

$$\bullet \alpha_2 = 11^\circ$$

Porušni mehanizmi za enostrižno zvezo les – les (prispevka izvlečne nosilnosti ni):

$$\beta = \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}} = \frac{22,43 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{22,32 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 1,005 \approx 1,0$$

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d = 22,32 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 175 \text{ mm} \cdot 20 \text{ mm} = 78115 \text{ N} \\ f_{h,2,k} \cdot t_2 \cdot d = 22,43 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 175 \text{ mm} \cdot 20 \text{ mm} = 78502 \text{ N} \\ \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{1 + \beta} \left[\sqrt{\beta + 2\beta^2 \cdot \left[1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right] + \beta^3 \cdot \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2} - \beta \cdot \left(1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] = \\ = \frac{22,32 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 175 \text{ mm} \cdot 20 \text{ mm}}{1 + 1,0} \left[\sqrt{1,0 + 2 \cdot 1,0^2 \cdot \left[1 + \frac{175}{175} + \left(\frac{175}{175} \right)^2 \right] + 1,0^3 \cdot \left(\frac{175}{175} \right)^2} - 1,0 \cdot \left(1 + \frac{175}{175} \right) \right] = \\ = 32437 \text{ N} \\ 1,05 \cdot \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{2 + \beta} \left[\sqrt{2\beta \cdot (1 + \beta) + \frac{4\beta \cdot (2 + \beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot t_1^2 \cdot d}} - \beta \right] = \\ = 1,05 \cdot \frac{22,32 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 175 \text{ mm} \cdot 20 \text{ mm}}{2 + 1,0} \left[\sqrt{2 \cdot 1,0 \cdot (1 + 1,0) + \frac{4 \cdot 1,0 \cdot (2 + 1,0) \cdot 260676 \text{ Nmm}}{22,32 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot (175 \text{ mm})^2 \cdot 20 \text{ mm}}} - 1,0 \right] = 28907 \text{ N} \\ 1,05 \cdot \frac{f_{h,1,k} \cdot t_2 \cdot d}{1 + 2\beta} \left[\sqrt{2\beta^2 \cdot (1 + \beta) + \frac{4\beta \cdot (1 + 2\beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot t_2^2 \cdot d}} - \beta \right] = \\ = 1,05 \cdot \frac{22,32 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 175 \text{ mm} \cdot 20 \text{ mm}}{1 + 2 \cdot 1,0} \left[\sqrt{2 \cdot 1,0^2 \cdot (1 + 1,0) + \frac{4 \cdot 1,0 \cdot (1 + 2 \cdot 1,0) \cdot 260676 \text{ Nmm}}{22,32 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot (175 \text{ mm})^2 \cdot 20 \text{ mm}}} - 1,0 \right] = \\ = 28994 \text{ N} \\ 1,15 \cdot \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} = 1,15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 1,0}{1 + 1,0}} \cdot \sqrt{2 \cdot 260676 \text{ Nmm} \cdot 22,32 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 20 \text{ mm}} = 17565 \text{ N} \end{array} \right.$$

$$F_{v,Rk} = 17565 \text{ N}$$

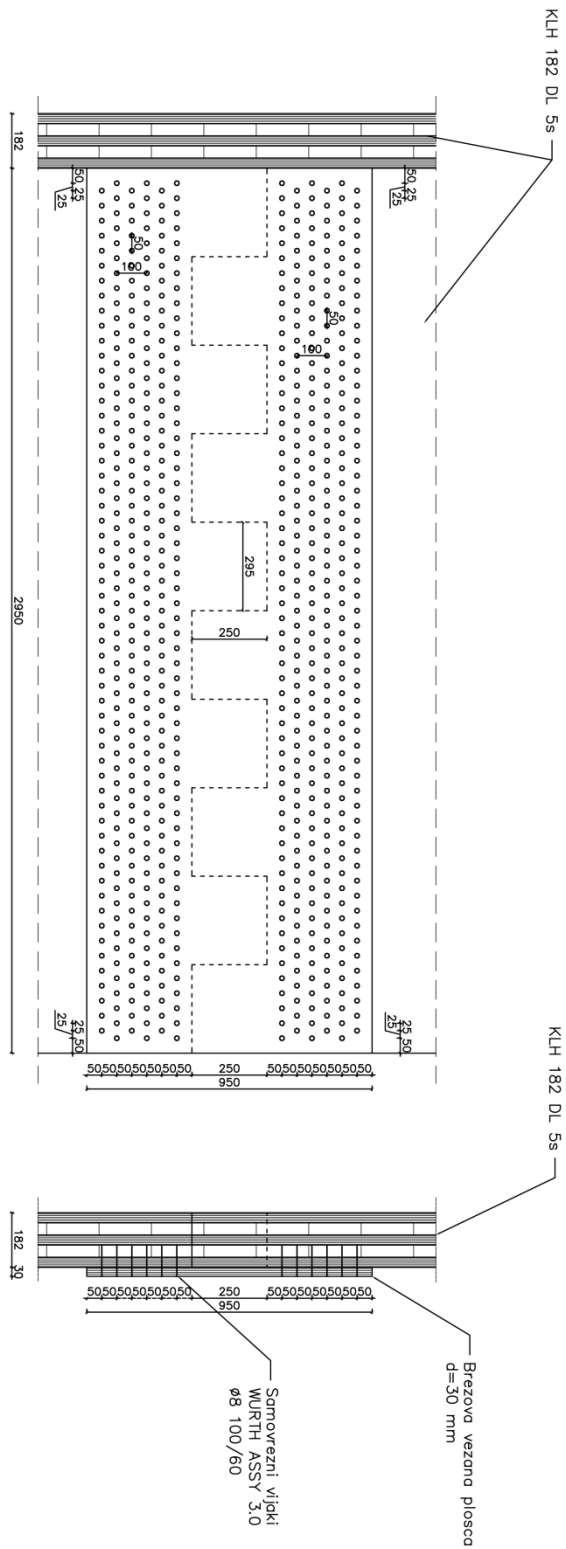
Projektna bočna nosilnost enega vijaka:

$$F_{v,Rd,1} = k_{mod} \cdot \frac{F_{v,Rk}}{\gamma_M} = 0,9 \cdot \frac{17565 \text{ N}}{1,3} = 12160 \text{ N} = 12,16 \text{ kN} > R_{2,d} = 10,24 \text{ kN}$$

Opomba: efektivnega števila moznikov v vrsti ni potrebno upoštevati, ker gre za kontinuiren stik po celotni višini jedra, s katerim se prenaša strižni tok.

6.2.3 Horizontalni spoji plošč po višini

6.2.3.1 Horizontalni spoj 1



Slika 84: Detajl horizontalnega spoja 1 (položaj označen na sliki na str. 45)

Obremenitve

Natezne sile se prenašajo prek samovreznih vijakov in vezane plošče, strižne sile pa prek »zobov« križno lepljenih plošč.

- natezna obremenitev

$$F_{t,Ed} = 581 \text{ kN}$$

- strižna obremenitev

$$F_{v,Ed} = 172,4 \text{ kN ... celotna strižna sila v stiku}$$

$$F_{v,Ed,1} = \frac{F_{v,Ed}}{4} = 43,1 \text{ kN ... strižna sila v enem »zobu«}$$

Zveza VEZANA PLOŠČA – LES (KLH plošča) s samovreznimi vijaki**Samovrezni vijaki WÜRTH ASSY 3.0 Φ 8 100/60:**

$$d = 8 \text{ mm}$$

$$d_{neto} = 5,4 \text{ mm}$$

$$l = 100 \text{ mm}$$

$$t_2 = l - t_1 = 100 \text{ mm} - 30 \text{ mm} = 70 \text{ mm}$$

$$M_{y,Rk} = 20000 \text{ Nmm}$$

Brezove vezane plošče:

$$\rho_k = 550 \text{ kg/m}^3$$

α ... pri vezani plošči kot med smerjo sile in smerjo vlaken nima vpliva na bočno trdnost lesa

$$t_1 = 30 \text{ mm (debelina vezane plošče)}$$

$$f_{t,90,k} = 3,65 \text{ kN/cm}^2 \text{ ... karakteristična natezna trdnost vezane plošče pravokotno na smer vlaken zunanje plasti}$$

Kontrola bočne nosilnosti zveze:

Karakteristična bočna trdnost vezane plošče:

$$f_{h,1,k} = 0,11 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot \rho_k = 0,11 \cdot (1 - 0,01 \cdot 8 \text{ mm}) \cdot 550 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 55,66 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Karakteristična bočna trdnost lesa (zunanjega sloja KLH plošče) vzporedno z vlakni:

$$f_{h,0,k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot \rho_k = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot 8 \text{ mm}) \cdot 350 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 26,4 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{h,2,k} = 26,4 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Porušni mehanizmi za enostržno zvezo vezana plošča – les (prispevek izvlečne nosilnosti se zanemari):

$$\beta = \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}} = \frac{26,4 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{55,66 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 0,47$$

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d_{neto} = 55,66 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 30 \text{ mm} \cdot 5,4 \text{ mm} = 9016,9 \text{ N} \\ f_{h,2,k} \cdot t_2 \cdot d_{neto} = 26,40 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 70 \text{ mm} \cdot 5,4 \text{ mm} = 9980,7 \text{ N} \\ \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d_{neto}}{1 + \beta} \left[\sqrt{\beta + 2\beta^2 \cdot \left[1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right] + \beta^3 \cdot \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2} - \beta \cdot \left(1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] = \\ = \frac{55,66 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 30 \text{ mm} \cdot 5,4 \text{ mm}}{1 + 0,47} \left[\sqrt{0,47 + 2 \cdot 0,47^2 \cdot \left[1 + \frac{70}{30} + \left(\frac{70}{30} \right)^2 \right] + 0,47^3 \cdot \left(\frac{70}{30} \right)^2} - 0,47 \cdot \left(1 + \frac{70}{30} \right) \right] = \\ = 4013,1 \text{ N} \\ 1,05 \cdot \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d_{neto}}{2 + \beta} \left[\sqrt{2\beta \cdot (1 + \beta) + \frac{4\beta \cdot (2 + \beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot t_1^2 \cdot d_{neto}}} - \beta \right] = \\ = 1,05 \cdot \frac{55,66 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 30 \text{ mm} \cdot 5,4 \text{ mm}}{2 + 0,47} \left[\sqrt{2 \cdot 0,47 \cdot (1 + 0,47) + \frac{4 \cdot 0,47 \cdot (2 + 0,47) \cdot 20000 \text{ Nmm}}{55,66 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot (30 \text{ mm})^2 \cdot 5,4 \text{ mm}}} - 0,47 \right] = 3240,8 \text{ N} \\ 1,05 \cdot \frac{f_{h,1,k} \cdot t_2 \cdot d_{neto}}{1 + 2\beta} \left[\sqrt{2\beta^2 \cdot (1 + \beta) + \frac{4\beta \cdot (1 + 2\beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot t_2^2 \cdot d_{neto}}} - \beta \right] = \\ = 1,05 \cdot \frac{55,66 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 70 \text{ mm} \cdot 5,4 \text{ mm}}{1 + 2 \cdot 0,47} \left[\sqrt{2 \cdot 0,47^2 \cdot (1 + 0,47) + \frac{4 \cdot 0,47 \cdot (1 + 2 \cdot 0,47) \cdot 20000 \text{ Nmm}}{55,66 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot (70 \text{ mm})^2 \cdot 5,4 \text{ mm}}} - 0,47 \right] = \\ = 4199,9 \text{ N} \\ 1,15 \cdot \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d_{neto}} = 1,15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 0,47}{1 + 0,47}} \cdot \sqrt{2 \cdot 20000 \text{ Nmm} \cdot 55,66 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 5,4 \text{ mm}} = 3198,7 \text{ N} \end{array} \right.$$

$$F_{v,Rk} = 3198,7 \text{ N}$$

Projektna bočna nosilnost enega vijaka:

$$F_{v,Rd,1} = k_{mod} \cdot \frac{F_{v,Rk}}{\gamma_M} = 0,9 \cdot \frac{3198,7 \text{ N}}{1,3} = 2214,5 \text{ N} = 2,21 \text{ kN}$$

Efektivno število vijakov v vrsti vzporedno z vlakni:

$$m = 115 \text{ (št. vrst)}$$

$$n = 3 \text{ (št. vijakov v vrsti)}$$

$a_1 = 100 \text{ mm}$ (razdalja med vijaki vzporedno z vlakni)

$$\alpha=0^\circ: n_{ef} = \min \left\{ n^{0,9} \cdot \sqrt[4]{\frac{a_1}{13 \cdot d}} = 3^{0,9} \cdot \sqrt[4]{\frac{100}{13 \cdot 8}} = 2,66 \right. \\ \left. n_{ef} = 2,66 \right.$$

Bočna nosilnost zveze:

$$F_{v,Rd} = m \cdot n_{ef} \cdot F_{v,Rd,1} = 115 \cdot 2,66 \cdot 2,21 \text{ kN} = 677 \text{ kN} > F_{t,Ed} = 581 \text{ kN}$$

Kontrola neto prereza vezane plošče v nategu

Projektna natezna trdnost vezane plošče:

$$f_{t,90,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{t,90,k}}{\gamma_M} = 0,9 \cdot \frac{3,65 \text{ kN/cm}^2}{1,2} = 2,74 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Neto presek:

$l = 295 \text{ cm}$... dolžina vezane plošče

$m = 58$... št. vijakov v vodoravni liniji

$d = 0,8 \text{ cm}$... premer vijaka

$$A_{neto} = (l - m \cdot d) \cdot t = (295 \text{ cm} - 58 \cdot 0,8 \text{ cm}) \cdot 3 \text{ cm} = 745,8 \text{ cm}^2$$

Kontrola natezne napetosti v vezani plošči:

$$\sigma_{t,90,d} = \frac{F_{t,Ed}}{A_{neto}} = \frac{581 \text{ kN}}{745,8 \text{ cm}^2} = 0,78 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < f_{t,90,d} = 2,74 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Kontrola strižnih napetosti v stiku »na glavnik«

Nosilni sloji so trije. Debelina posameznega sloja je 3,4 cm. Zob glavnika je dolg 29,5 cm.

$$b = 3 \cdot 3,4 \text{ cm} = 10,2 \text{ cm}$$

$$l = 29,5 \text{ cm}$$

$$A_s = b \cdot l = 10,2 \text{ cm} \cdot 29,5 \text{ cm} = 300,9 \text{ cm}^2$$

Kontrola strižne napetosti:

$$\tau_{Ed} = \frac{F_{v,Ed,1}}{A_s} = \frac{43,1 \text{ kN}}{300,9 \text{ cm}^2} = 0,143 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < f_{v,d} = 0,194 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Kontrola kontaktnih napetosti bočno na »zob glavnika«

Nosilni sloji so enaki kot pri kontroli striga. Višina zoba je 25 cm.

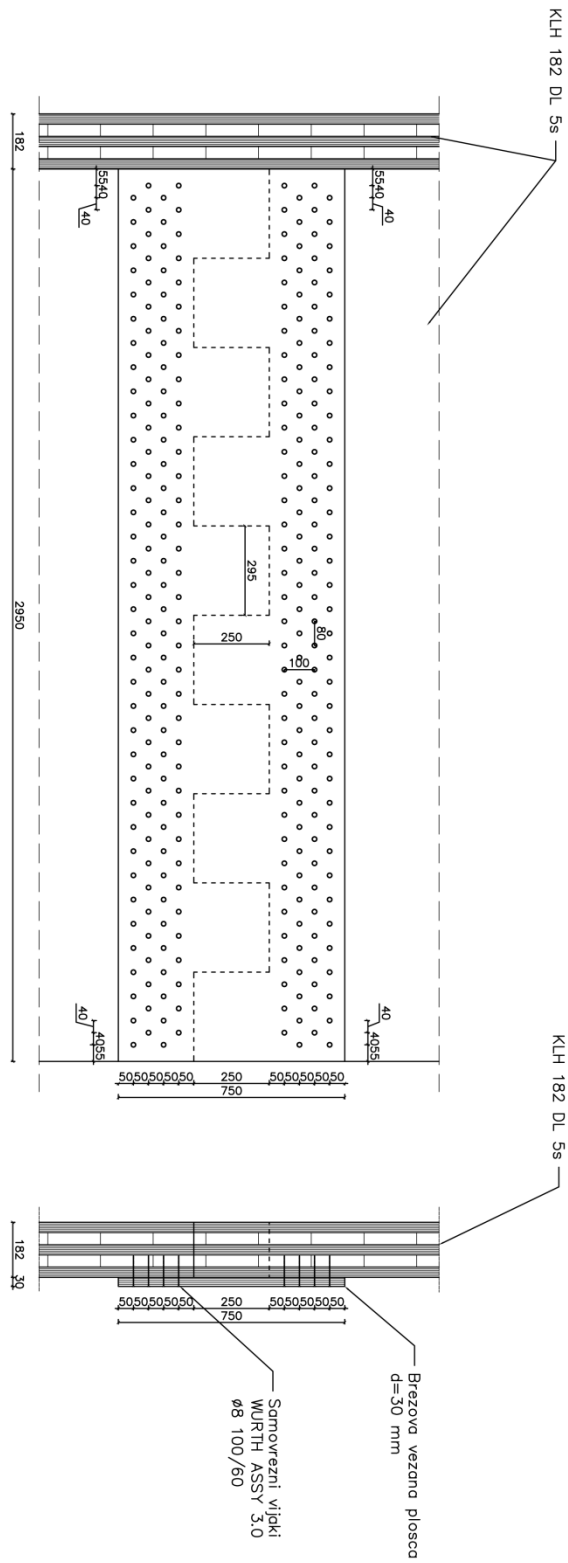
$$h = 250 \text{ mm}$$

$$A_{kont} = b \cdot h = 10,2 \text{ cm} \cdot 25 \text{ cm} = 255 \text{ cm}^2$$

Kontrola kontaktnih napetosti:

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{v,Ed,1}}{A_{kont}} = \frac{43,1 \text{ kN}}{255 \text{ cm}^2} = 0,169 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < f_{c,90,d} = 0,194 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

6.2.3.2 Horizontalni spoj 2



Slika 85: Detajl horizontalnega spoja 2 (položaj označen na sliki na str. 45)

Spoj je enak kot spoj 1, le število vijakov je zmanjšano zaradi manjših nateznih obremenitev. Stik »na glavnik« je enak pri vseh horizontalnih spojih.

Obremenitve

- natezna obremenitev

$$F_{t,Ed} = 238,5 \text{ kN}$$

Kontrola bočne nosilnosti zveze:

Efektivno število vijakov v vrsti vzporedno z vlakni:

$$m = 72 \text{ (št. vrst)}$$

$$n = 2 \text{ (št. vijakov v vrsti)}$$

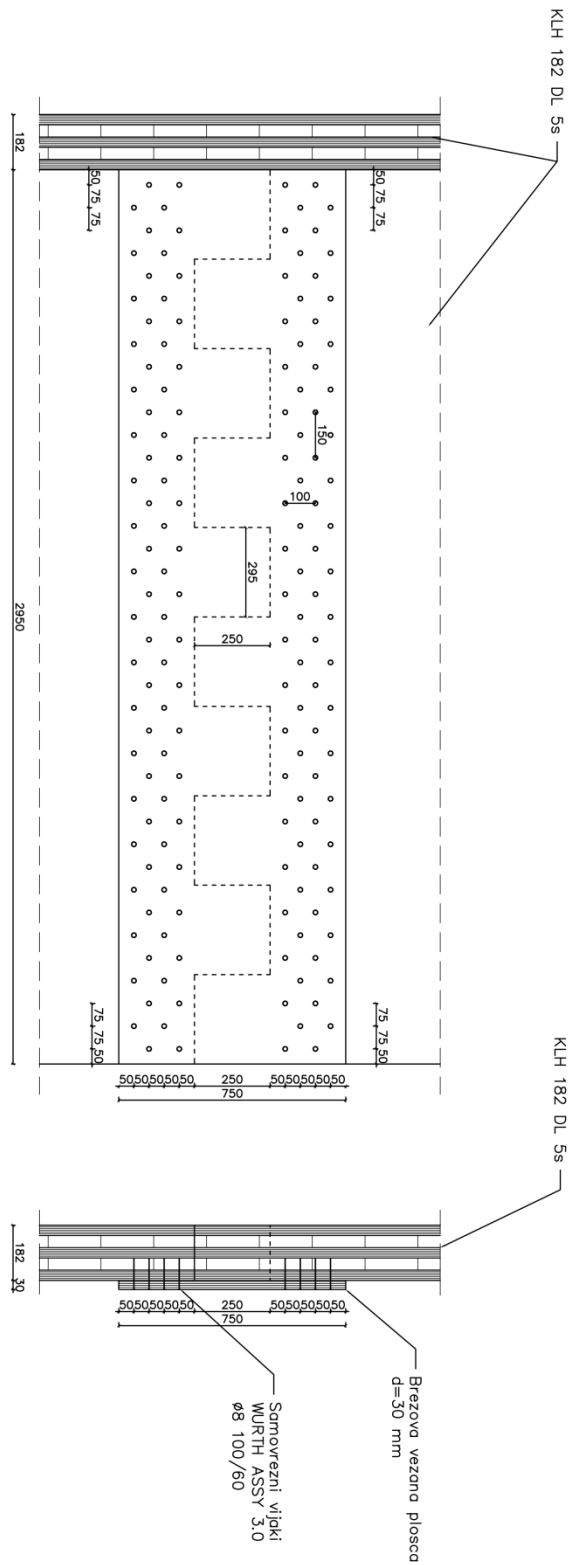
$$a_1 = 100 \text{ mm (razdalja med vijaki vzporedno z vlakni)}$$

$$\alpha=0^\circ: n_{ef} = \min \left\{ n^{0,9} \cdot \sqrt[4]{\frac{a_1}{13 \cdot d}} = 2^{0,9} \cdot \sqrt[4]{\frac{100}{13 \cdot 8}} = 1,85 \right.$$
$$\left. n_{ef} = 1,85 \right.$$

Bočna nosilnost zveze:

$$F_{v,Rd} = m \cdot n_{ef} \cdot F_{v,Rd,1} = 72 \cdot 1,85 \cdot 2,21 \text{ kN} = 294,4 \text{ kN} > F_{t,Ed} = 238,5 \text{ kN}$$

6.2.3.3 Horizontalni spoj 3



Slika 86: Detajl horizontalnega spoja 3 (položaj označen na sliki na str. 45)

Spoj je enak kot spoj 1, le število vijakov je zmanjšano zaradi manjših nateznih obremenitev. Stik »na glavnik« je enak pri vseh horizontalnih spojih.

Obremenitve

- natezna obremenitev

$$F_{t,Ed} = 97,3 \text{ kN}$$

Kontrola bočne nosilnosti zveze:

Efektivno število vijakov v vrsti vzporedno z vlakni:

$$m = 38 \text{ (št. vrst)}$$

$$n = 2 \text{ (št. vijakov v vrsti)}$$

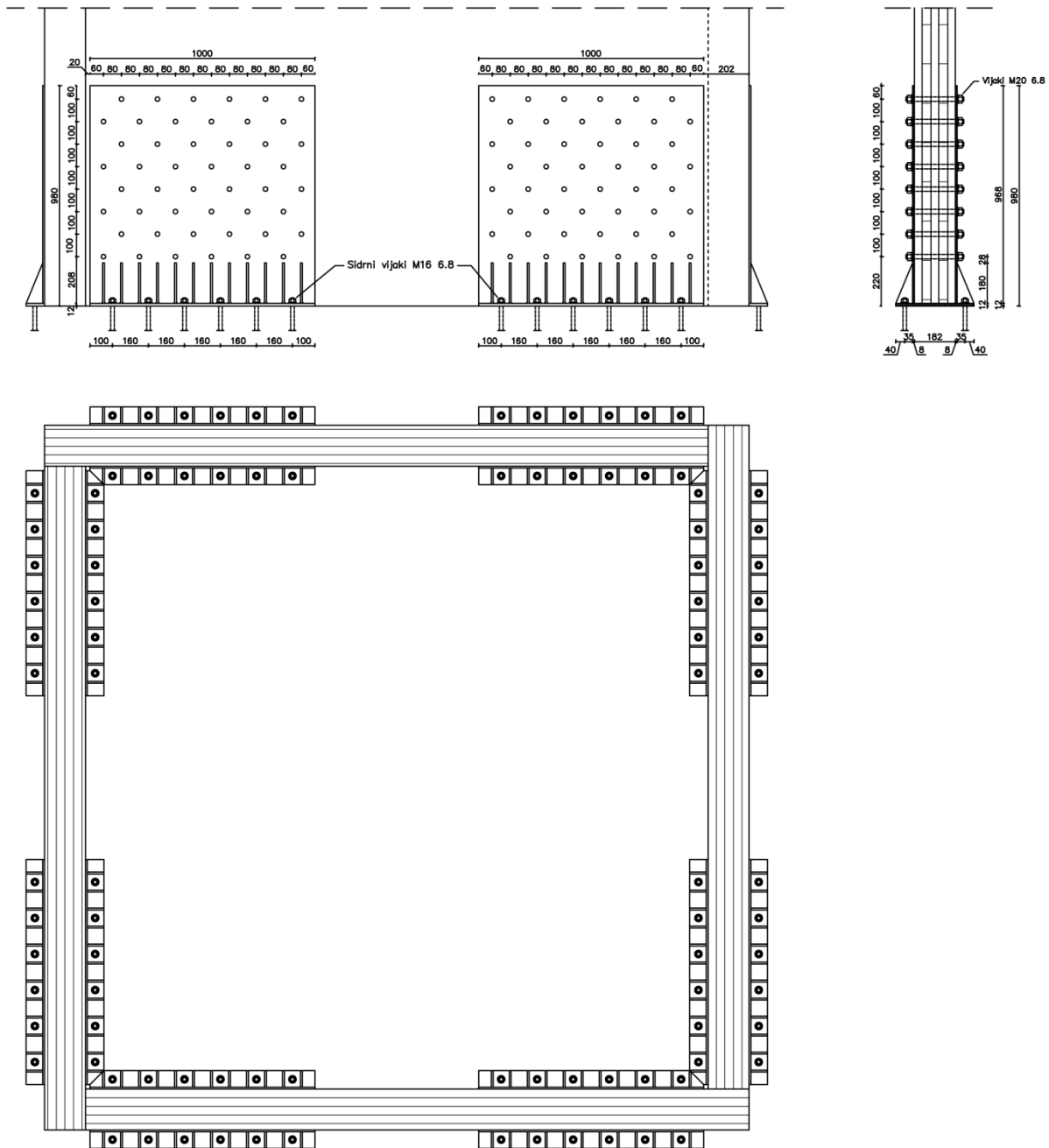
$$a_1 = 100 \text{ mm (razdalja med vijaki vzporedno z vlakni)}$$

$$\alpha=0^\circ: n_{ef} = \min \left\{ n^{0,9} \cdot \sqrt[4]{\frac{a_1}{13 \cdot d}} \stackrel{n=2}{=} 2^{0,9} \cdot \sqrt[4]{\frac{100}{13 \cdot 8}} = 1,85 \right.$$
$$n_{ef} = 1,85$$

Bočna nosilnost zveze:

$$F_{v,Rd} = m \cdot n_{ef} \cdot F_{v,Rd,1} = 38 \cdot 1,85 \cdot 2,21 \text{ kN} = 155,5 \text{ kN} > F_{t,Ed} = 97,3 \text{ kN}$$

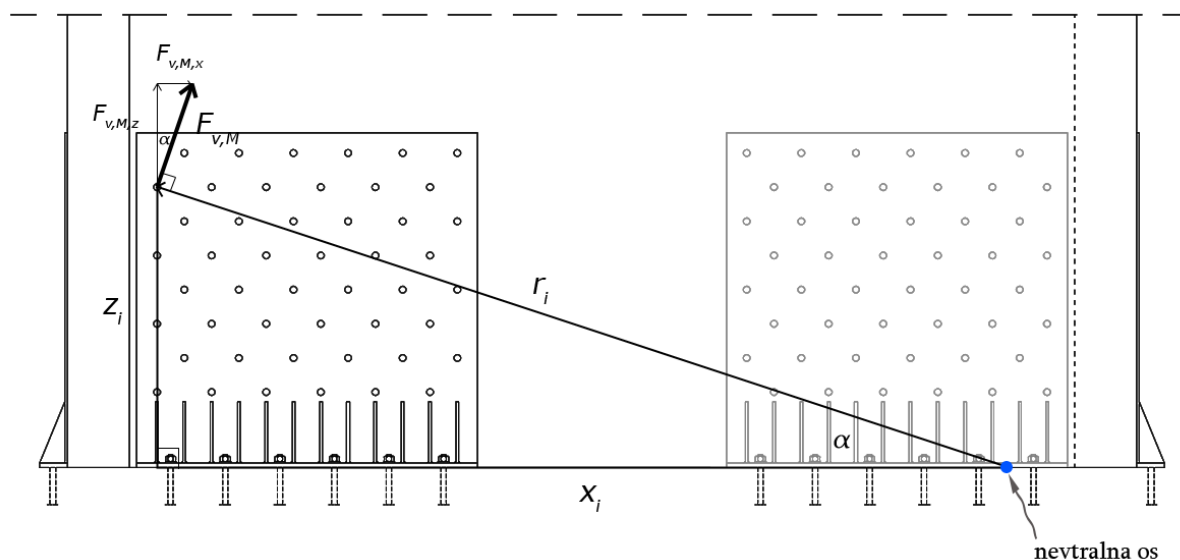
6.2.4 Sidranje jedra v temeljno ploščo



Slika 87: Detajl sidranja jedra v temeljno ploščo

6.2.4.1 Obremenitve

a) obtežna kombinacija MSN1 (veter v smeri X)



Slika 88: Pomen oznak za račun obremenitve vijaka

Preglednica 16: Izračun momenta iz rezultatov reakcij za obtežno kombinacijo MSN1 in ročic glede na os vrtenja

x_i [cm]	R_i [kN]	$M'=x_i \cdot R_i$ [kNcm]
265	108,15	28659,75
250	94,2	23550
235	82,5	19387,5
220	71,8	15796
205	61,8	12669
190	52,3	9937
175	43,2	7560
160	34,8	5568

$M = 123127$ kNcm

Preglednica 17: Komponente oddaljenosti vijakov od osi vrtenja in pomožni vmesni izračuni

x_i [cm]	št.vijakov	$\sum x_i^2$ [cm ²]	z_i [cm]	št.vijakov	$\sum z_i^2$ [cm ²]
262,9	4	276465,6	22	6	2904
254,9	4	259896	32	6	6144
246,9	4	243838,4	42	6	10584
238,9	4	228292,8	52	6	16224
230,9	4	213259,2	62	6	23064
222,9	4	198737,6	72	6	31104
214,9	4	184728	82	6	40344
206,9	4	171230,4	92	6	50784
198,9	4	158244,8			
190,9	4	145771,2			
182,9	4	133809,6			
174,9	4	122360			

$$\sum x_i^2 = \mathbf{2336634 \text{ cm}^2}$$

$$\sum z_i^2 = \mathbf{181152 \text{ cm}^2}$$

Sila zaradi momenta:

$$F_{v,M} = \frac{M \cdot r_{\max}}{\sum r_i^2} = \frac{M \cdot \sqrt{x_i^2 + z_i^2}}{\sum x_i^2 + \sum z_i^2} = \frac{123127 \text{ kNcm} \cdot \sqrt{(262,9 \text{ cm})^2 + (82 \text{ cm})^2}}{2336634 \text{ cm}^2 + 181152 \text{ cm}^2} = 13,47 \text{ kN}$$

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{82 \text{ cm}}{262,9 \text{ cm}}\right) = 17,32^\circ \dots \text{ kot med smerjo sile in smerjo vlaken zunanje plasti plošče}$$

$$F_{v,M,x} = F_{v,M} \sin \alpha = 13,47 \text{ kN} \cdot \sin 17,32^\circ = 4,01 \text{ kN}$$

$$F_{v,M,z} = F_{v,M} \cos \alpha = 13,47 \text{ kN} \cdot \cos 17,32^\circ = 12,86 \text{ kN}$$

Strižna sila ob vpetju:

Seštejem skupno obtežbo vetra na jedro, silo zaradi trenja na ploščad in nadomestno silo zaradi vpliva vetra na ploščad navzgor:

$$F_{v,s} = 1,5 \cdot (\sum F_w + F_{tr} + F_{nad}) = 1,5 \cdot (279,42 \text{ kN} + 5,9 \text{ kN} + 6,61 \text{ kN}) = \mathbf{438 \text{ kN}}$$

Strižno silo prevzamejo samo vijaki v stenah, vzporednih s smerjo vetra. Teh vijakov je 192.

$$F_{v,s,l} = 438 \text{ kN} / 192 = \mathbf{2,28 \text{ kN}}$$

Skupna sila na najbolj obremenjen vijak:

$$F_{v,Ed} = \sqrt{(F_{v,M,x} + F_{v,s,1})^2 + F_{v,M,z}^2} = \sqrt{(4,01 \text{ kN} + 2,28 \text{ kN})^2 + (12,86 \text{ kN})^2} = \mathbf{14,32 \text{ kN}}$$

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{F_{v,M,x} + F_{v,s,1}}{F_{v,M,z}}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{4,01 \text{ kN} + 2,28 \text{ kN}}{12,86 \text{ kN}}\right) = \mathbf{26^\circ}$$

b) obtežna kombinacija MSN2 (veter v smeri Y)

R_d je skupna natezna sila na sidrišče v primeru obtežbe vetra pravokotno na steno, kjer se sidrišče nahaja. Sila deluje na vijake vzporedno s smerjo vlaken lesa zunanjega sloja plošče. Na strani 63 (Slika 48) seštejemo reakcije na eno sidrišče (jedro ima 8 sidrišč, po 2 sidrišči na steno):

$$R_d = (75,55 + 72,65 + 71,13 + 70,16 + 69,65 + 69,61 + 70,27 + 72,46) \text{ kN} = \mathbf{571,5 \text{ kN}}$$

6.2.4.2 Kontrola bočne nosilnosti vijakov

Dvostržna zveza z vijaki: LES (KLH plošča) – PLOČEVINA (na zunanjih straneh)

Vijaki M20 kvalitete 6.8

$$f_{ub} = 600 \text{ N/mm}^2$$

$$d = 20 \text{ mm}$$

Pločevina S235

$$f_u = 360 \text{ N/mm}^2$$

$$t = 8 \text{ mm}$$

Les (KLH plošča)

$$\rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$$

$$t_2 = 182 \text{ mm (debelina plošče)}$$

Karakteristična bočna trdnost križno lepljene plošče vzporedno z vlakni zunanje plasti:

$$\text{a) } f_{h,2,k}(\alpha = 26^\circ) = \frac{32 \cdot (1 - 0,015 \cdot d)}{1,1 \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} = \frac{32 \cdot (1 - 0,015 \cdot 20)}{1,1 \cdot \sin^2 26^\circ + \cos^2 26^\circ} = 21,98 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\text{b) } f_{h,2,k}(\alpha = 0^\circ) = \frac{32 \cdot (1 - 0,015 \cdot d)}{1,1 \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} = \frac{32 \cdot (1 - 0,015 \cdot 20)}{1,1 \cdot \sin^2 0^\circ + \cos^2 0^\circ} = 22,40 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Karakteristični upogibni moment plastifikacije:

$$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2,6} = 0,3 \cdot 600 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot (20 \text{ mm})^{2,6} = 434461 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Porušni mehanizmi za dvostrizno zvezo s pločevino na zunanjih straneh za eno strižno ravnino (prispevka izvlečne nosilnosti ni):

$$t = 8 \text{ mm} \leq 0,5d = 10 \text{ mm} \rightarrow \text{tanka pločevina}$$

a) $\alpha = 26^\circ$

$$F_{v,Rk} = \begin{cases} 0,5 f_{h,2,k} \cdot t_2 \cdot d = 0,5 \cdot 21,98 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 182 \text{ mm} \cdot 20 \text{ mm} = 39999 \text{ N} \\ t \leq 0,5d \left\{ \begin{array}{l} 1,15 \cdot \sqrt{2 M_{y,Rk} \cdot f_{h,2,k} \cdot d} = 1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot 434461 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 21,98 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 20 \text{ mm}} = 22474,7 \text{ N} \\ t \geq d \left\{ \begin{array}{l} 2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,2,k} \cdot d} = 2,3 \cdot \sqrt{434461 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 21,98 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 20 \text{ mm}} = 31784 \text{ N} \end{array} \right. \end{array} \right. \end{cases}$$

$$F_{v,Rk}(\alpha = 26^\circ) = 22474,7 \text{ N (za eno strižno ravnino)}$$

b) $\alpha = 0^\circ$

$$F_{v,Rk} = \begin{cases} 0,5 f_{h,2,k} \cdot t_2 \cdot d = 0,5 \cdot 22,4 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 182 \text{ mm} \cdot 20 \text{ mm} = 40768 \text{ N} \\ t \leq 0,5d \left\{ \begin{array}{l} 1,15 \cdot \sqrt{2 M_{y,Rk} \cdot f_{h,2,k} \cdot d} = 1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot 434461 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 22,4 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 20 \text{ mm}} = 22689,6 \text{ N} \\ t \geq d \left\{ \begin{array}{l} 2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,2,k} \cdot d} = 2,3 \cdot \sqrt{434461 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 22,4 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 20 \text{ mm}} = 32088 \text{ N} \end{array} \right. \end{array} \right. \end{cases}$$

$$F_{v,Rk}(\alpha = 0^\circ) = 22689,6 \text{ N (za eno strižno ravnino)}$$

Projektna bočna nosilnost enega vijaka (dve strižni ravnini):

$$a) F_{v,Rd,1}(\alpha = 26^\circ) = k_{mod} \cdot \frac{2F_{v,Rk}}{\gamma_M} = 0,9 \cdot \frac{2 \cdot 22474,7 \text{ N}}{1,3} = 31118 \text{ N} = 31,12 \text{ kN}$$

$$b) F_{v,Rd,1}(\alpha = 0^\circ) = k_{mod} \cdot \frac{2F_{v,Rk}}{\gamma_M} = 0,9 \cdot \frac{2 \cdot 22689,6 \text{ N}}{1,3} = 31416 \text{ N} = 31,42 \text{ kN}$$

Kontrola bočne nosilnosti:

a) najbolj obremenjenega vijaka (v steni, ki je vzporedna s smerjo obtežbe vetra):

$$F_{v,Rd,1} = 31,12 \text{ kN} > F_{v,Ed} = 14,32 \text{ kN}$$

b) celotnega spoja – sidrišča (v steni, ki je pravokotna na smer obtežbe vetra):

Efektivno število vijakov v vrsti:

$$m = 12 \text{ (št. vrst)}$$

$$n = 4 \text{ (št. vijakov v vrsti)}$$

$$a_1 = 200 \text{ mm}$$

$$\alpha=0^\circ: n_{ef} = \min \left\{ n^{0,9} \cdot \sqrt[4]{\frac{a_1}{13 \cdot d}} = 4^{0,9} \cdot \sqrt[4]{\frac{200}{13 \cdot 20}} = 3,26 \right.$$

$$n_{ef} = 3,26$$

$$F_{v,Rd} = m \cdot n_{ef} \cdot F_{v,Rd,1} = 12 \cdot 3,26 \cdot 31,42 \text{ kN} = 1229,1 \text{ kN} > R_d = 571,5 \text{ kN}$$

6.2.4.3 Kontrola nosilnosti sidrnih vijakov

Obremenitve

- natezna obremenitev

Preglednica 18: Izračun obremenitev sidrnih vijakov iz momenta glede na os rotacije

x_i [cm]	x_i^2 [cm ²]	$F_{t,Ed}$ [kN]	$F_{t,Ed,1}$ [kN]
258,9	67029,21	109,18	54,59
242,9	59000,41	102,43	51,21
226,9	51483,61	95,68	47,84
210,9	44478,81	88,94	44,47
194,9	37986,01	82,19	41,09
178,9	32005,21	75,44	37,72

$$\sum x_i^2 = 291983,3 \text{ cm}^2$$

$$\max F_{t,Ed,1} = \frac{F_{t,Ed}}{2} = \frac{M \cdot x_i}{2 \sum x_i^2} = \frac{123127 \text{ kNcm} \cdot 258,9 \text{ cm}}{2 \cdot 291983,3 \text{ cm}^2} = 54,6 \text{ kN}$$

- strižna obremenitev

Vsako sidrišče ima 12 sidrnih vijakov. V smeri vetra v strigu nosijo 4 sidrišča, torej 48 sidrnih vijakov:

$$F_{v,Ed,1} = \frac{F_{v,s}}{48} = \frac{438 \text{ kN}}{48} = 9,13 \text{ kN}$$

Sidrne vijaki M16 kvalitete 6.8

$$f_{ub} = 600 \text{ N/mm}^2$$

$$d = 16 \text{ mm}$$

$$d_0 = 18 \text{ mm}$$

$$d_m = 24,67 \text{ mm}$$

$$A_s = 1,57 \text{ cm}^2 = 157 \text{ mm}^2$$

Pločevina S235

$$f_u = 360 \text{ N/mm}^2$$

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

Natezna nosilnost sidrnega vijaka:

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot 600 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 157 \text{ mm}^2}{1,25} = 67,8 \text{ kN} > F_{t,Ed,1} = 54,6 \text{ kN}$$

Strižna nosilnost sidrnega vijaka:

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,5 \cdot 600 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 157 \text{ mm}^2}{1,25} = 37,68 \text{ kN} > F_{v,Ed,1} = 9,13 \text{ kN}$$

Kontrola interakcije strižno in natezno obremenjenega sidrnega vijaka:

$$\frac{F_{v,Ed,1}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed,1}}{1,4 \cdot F_{t,Rd}} = \frac{9,13 \text{ kN}}{37,68 \text{ kN}} + \frac{54,6 \text{ kN}}{1,4 \cdot 67,8} = 0,82 < 1,0$$

Kontrola preboja pločevine:

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \pi d_m f_u t_p}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \cdot \pi \cdot 24,6 \text{ mm} \cdot 360 \text{ N/mm}^2 \cdot 12 \text{ mm}}{1,25} = 133,5 \text{ kN} > F_{t,Ed,1} = 54,6 \text{ kN}$$

6.2.4.4 Dodatne kontrole jeklenega dela sidrišča

Izvedene so bile še sledeče kontrole jeklenega dela sidrišča, ki pa niso kritične, zato izračuni niso podani:

- Kontrola nosilnosti vijakov na bočni pritisk
- Kontrola neto preseka pločevine v nategu
- Kontrola kotnih ojačitev med vodoravno in navpično pločevino
- Kontrola zvarov

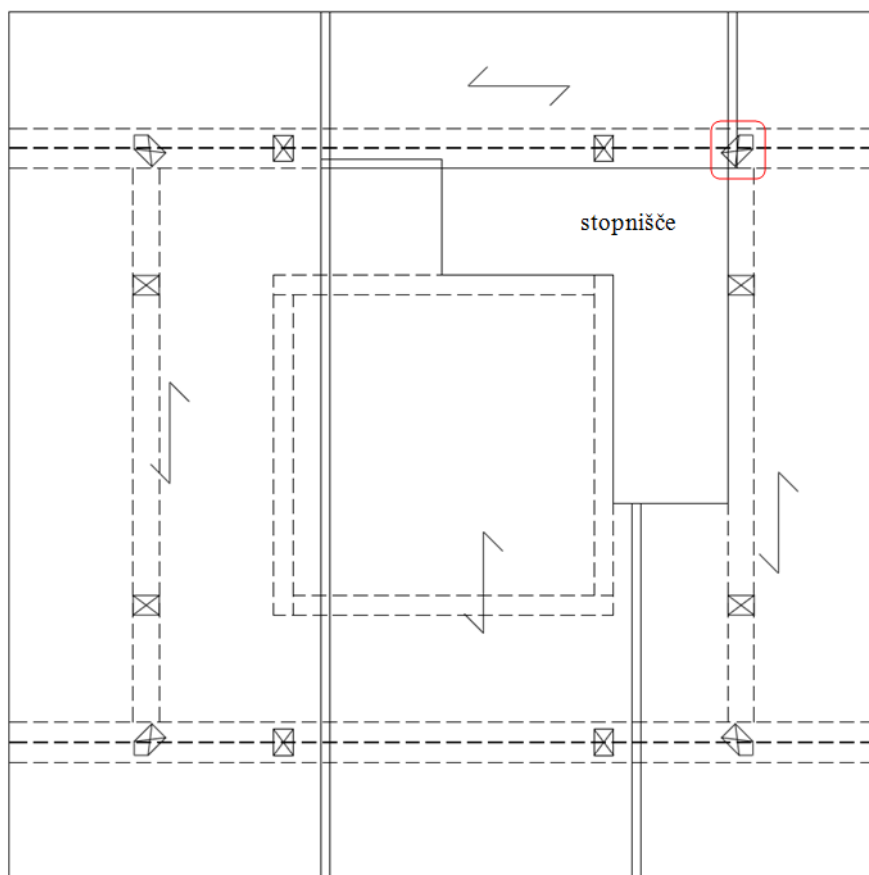
6.3 Dimenzioniranje obodne konstrukcije

6.3.1 Stebri

Statična analiza razgledne ploščadi v diplomski nalogi ni prikazana, zato so v spodnji preglednici zbrane sile, ki se prek križno lepljenih plošč in nosilcev prenesejo na stebre. En vogalni steber je zaradi razporeditve plošč še posebej obremenjen. Plošči, ki sta podprti s previsnim nosilcem, imata nosilne sloje usmerjene v smeri vogalnega stebra, zato je ta bolj obremenjen od ostalih treh vogalnih stebrov (Slika 89).

Preglednica 19: Reakcije na stebre zaradi obtežbe na razgledno ploščad v [kN]

	Stalna in lastna obtežba	Koristna obtežba	Obtežba snega	Obtežba vetra (tlak)	Obtežba vetra (srk)
Vogalni steber	22,37	72,78	23,74	29,32	-32,70
Srednji steber	4,33	33,10	5,27	8,45	-11

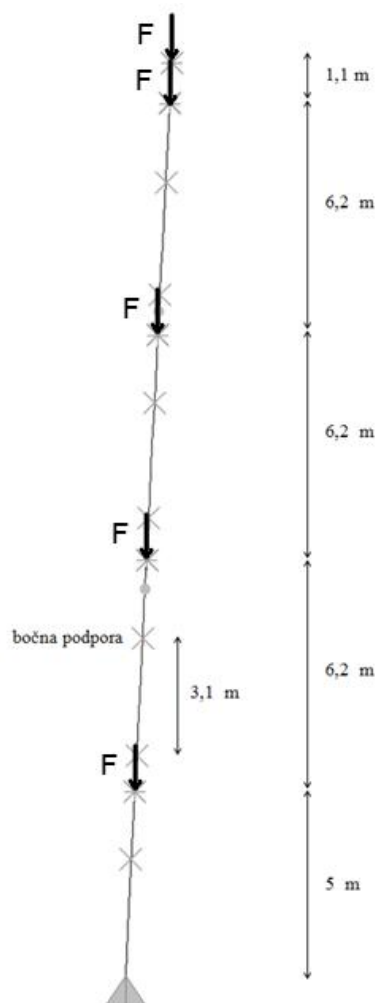


Slika 89: Razporeditev XL plošč in nosilcev na razgledni ploščadi z označenim najbolj obremenjenim vogalnim stebrom

6.3.1.1 Vogalni steber

Vogalni steber je tlačno bolj obremenjen od srednjega, a je tudi bočno podprt v nivojih podestov z nosilci, ki kot obroči objemajo obodno konstrukcijo po celotni višini. Uklonska dolžina tako znaša 310 cm.

- **Računski model**



Slika 90: Računski model za vogalni steber z označenimi bočnimi podporami in obtežbami v nivojih podestov

- **Geometrijske karakteristike prereza**

Izbrani prerez: $b/h = 18/24$ cm

Material: GL24h

$$b = 18 \text{ cm}$$

$$h = 24 \text{ cm}$$

$$A = 432 \text{ cm}^2$$

$$i_y = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{24 \text{ cm}}{\sqrt{12}} = 6,9 \text{ cm}$$

$$i_z = \frac{b}{\sqrt{12}} = \frac{18 \text{ cm}}{\sqrt{12}} = 5,2 \text{ cm}$$

- **Obtežba**

- lastna teža stebra: $G_1 = (0,18 \cdot 0,24 \cdot 24,7) \text{m}^3 \cdot 4,5 \text{ kN/m}^3 = 4,8 \text{ kN}$
- stalna obtežba:
 - razgledna ploščad: $G_1 = 22,37 \text{ kN}$
 - podesti: $G_2 = 0,3 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,3 \text{ m}^2 \cdot 4 = 1,6 \text{ kN}$
 - ograje: $G_3 = 2,5 \text{ m} \cdot 0,3 \text{ kN/m} \cdot 4 = 3 \text{ kN}$
- koristna obtežba:
 - razgledna ploščad: $Q_{k,1} = 72,78 \text{ kN}$
 - podesti:
 - pri $z = 5 \text{ m}$: $Q_{k,2} = 1,3 \text{ m}^2 \cdot 3 \text{ kN/m}^2 = 3,9 \text{ kN}$
 - pri $z = 11,2 \text{ m}$: $Q_{k,3} = 1,0 \text{ m}^2 \cdot 3 \text{ kN/m}^2 = 3 \text{ kN}$
 - pri $z = 17,3 \text{ m}$: $Q_{k,4} = 0,75 \text{ m}^2 \cdot 3 \text{ kN/m}^2 = 2,25 \text{ kN}$
 - pri $z = 23,4 \text{ m}$: $Q_{k,5} = 0,55 \text{ m}^2 \cdot 3 \text{ kN/m}^2 = 1,65 \text{ kN}$
- obtežba snega:
 - razgledna ploščad: $Q_{s,1} = 23,74 \text{ kN}$
 - podesti:
 - pri $z = 5 \text{ m}$: $Q_{s,2} = 1,3 \text{ m}^2 \cdot 1,64 \text{ kN/m}^2 = 2,13 \text{ kN}$
 - pri $z = 11,2 \text{ m}$: $Q_{s,3} = 1,0 \text{ m}^2 \cdot 1,64 \text{ kN/m}^2 = 1,64 \text{ kN}$
 - pri $z = 17,3 \text{ m}$: $Q_{s,4} = 0,75 \text{ m}^2 \cdot 1,64 \text{ kN/m}^2 = 1,23 \text{ kN}$
 - pri $z = 23,4 \text{ m}$: $Q_{s,5} = 0,55 \text{ m}^2 \cdot 1,64 \text{ kN/m}^2 = 0,9 \text{ kN}$
- obtežba vetra:
 - tlak
 - lokalno na ploščad: $W_1 = 29,32 \text{ kN}$
 - globalno na konstrukcijo: $W_2 = 8,7 \text{ kN}$
 - nateg
 - lokalno na ploščad: $W_3 = 32,7 \text{ kN}$
 - globalno na konstrukcijo: $W_4 = 8,8 \text{ kN}$

- **Obtežne kombinacije**

Mejno stanje nosilnosti

$$N_d = 1,35 \cdot (4,8 + 22,37 + 1,6 + 3) \text{ kN} + 1,5 \cdot (72,78 + 3,9 + 3 + 2,25 + 1,65) \text{ kN} + 1,5 \cdot 0,5 \cdot (23,74 + 2,13 + 1,64 + 1,23 + 0,9) \text{ kN} + 1,5 \cdot 0,6 \cdot (29,32 + 8,7) \text{ kN} = \mathbf{224,7 \text{ kN}}$$

• Kontrola centričnega tlaka z upoštevanjem uklona

Uklonske dolžine:

- okrog osi y: $l_{u,y} = 310$ cm
- okrog osi z: $l_{u,z} = 310$ cm

Vitkosti:

- okrog osi y: $\lambda_y = \frac{l_{u,y}}{i_y} = \frac{310 \text{ cm}}{6,9 \text{ cm}} = 44,74 \rightarrow \lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{44,74}{\pi} \sqrt{\frac{2,4}{940}} = 0,720$
- okrog osi z: $\lambda_z = \frac{l_{u,z}}{i_z} = \frac{310 \text{ cm}}{5,2 \text{ cm}} = 59,66 \rightarrow \lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{59,66}{\pi} \sqrt{\frac{2,4}{940}} = 0,960$

Uklonski korekcijski faktor:

$$k_{c,min} = k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} = \frac{1}{0,993 + \sqrt{0,993^2 - 0,96^2}} = 0,800$$

$$k_z = 0,5(1 + \beta_c(\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2) = 0,5(1 + 0,1(0,96 - 0,3) + 0,96^2) = 0,993$$

$$\beta_c = 0,1 \text{ (za lepljen lameliran les)}$$

Projektna tlačna trdnost za razred trajanja obtežbe S ($k_{mod} = 0,7$):

$$f_{c,0,d} = 1,344 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Kontrola:

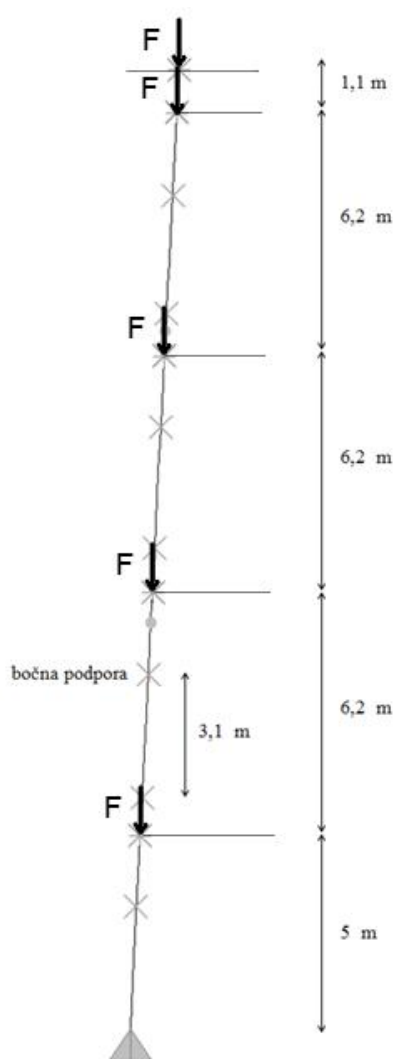
- okrog osi z:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{A} = \frac{224,7 \text{ kN}}{432 \text{ cm}^2} = 0,520 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq k_{c,z} f_{c,0,d} = 0,8 \cdot 1,344 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 1,075 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

6.3.1.2 Srednji steber

Steber, ki je z nosilci povezan z jedrom, je manj tlačno obremenjen kot vogalni steber, a uklonska dolžina okrog močnejše osi je še enkrat večja od uklonske dolžine okrog šibkejše osi. Steber je lahko tudi bolj natezno obremenjen, zato se tu opravi tudi kontrola neto prereza v nategu.

- Računski model



Slika 91: Računski model za srednji steber z označenimi bočnimi podporami, glavnimi nosilci, ki povezujejo srednje stebre in jedro, ter obtežbami v nivojih podestov

• Geometrijske karakteristike prereza

Upoštevam enake podatke kot za vogalni steber.

• Obtežba

- lastna teža stebra: $G_l = (0,18 \cdot 0,24 \cdot 24,7) \text{m}^3 \cdot 4,5 \text{ kN/m}^3 = 4,8 \text{ kN}$
- stalna obtežba:
 - razgledna ploščad: $G_1 = 4,33 \text{ kN}$
 - podesti: $G_2 = 0,3 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,6 \text{ m}^2 \cdot 4 = 3,12 \text{ kN}$
 - ograje: $G_2 = 0,3 \text{ kN/m} \cdot 2,8 \text{ m} \cdot 4 = 3,36 \text{ kN}$
- koristna obtežba:
 - razgledna ploščad: $Q_{k,1} = 33,10 \text{ kN}$
 - podesti:
 - pri $z = 3 \text{ m}$: $Q_{k,2} = 3,4 \text{ m}^2 \cdot 3 \text{ kN/m}^2 = 10,2 \text{ kN}$
 - pri $z = 9,2 \text{ m}$: $Q_{k,3} = 2,9 \text{ m}^2 \cdot 3 \text{ kN/m}^2 = 8,7 \text{ kN}$
 - pri $z = 15,3 \text{ m}$: $Q_{k,4} = 2,2 \text{ m}^2 \cdot 3 \text{ kN/m}^2 = 6,6 \text{ kN}$
 - pri $z = 21,4 \text{ m}$: $Q_{k,5} = 1,7 \text{ m}^2 \cdot 3 \text{ kN/m}^2 = 5,1 \text{ kN}$
- obtežba snega:
 - razgledna ploščad: $Q_{s,1} = 5,27 \text{ kN}$
 - podesti:
 - pri $z = 3 \text{ m}$: $Q_{s,2} = 3,4 \text{ m}^2 \cdot 1,64 \text{ kN/m}^2 = 5,6 \text{ kN}$
 - pri $z = 9,2 \text{ m}$: $Q_{s,3} = 2,9 \text{ m}^2 \cdot 1,64 \text{ kN/m}^2 = 4,8 \text{ kN}$
 - pri $z = 15,3 \text{ m}$: $Q_{s,4} = 2,2 \text{ m}^2 \cdot 1,64 \text{ kN/m}^2 = 3,6 \text{ kN}$
 - pri $z = 21,4 \text{ m}$: $Q_{s,5} = 1,7 \text{ m}^2 \cdot 1,64 \text{ kN/m}^2 = 2,8 \text{ kN}$
- obtežba vetra:
 - tlak
 - lokalno na ploščad: $W_1 = 8,45 \text{ kN}$
 - globalno na konstrukcijo: $W_2 = 34,1 \text{ kN}$
 - nateg
 - lokalno na ploščad: $W_3 = 11 \text{ kN}$
 - globalno na konstrukcijo: $W_4 = 40 \text{ kN}$

• Obtežne kombinacije

Mejno stanje nosilnosti

$N_{d,1} = 1,35 \cdot (4,8 + 4,33 + 3,12 + 3,36) \text{ kN} + 1,5 \cdot (33,1 + 10,2 + 8,7 + 6,6 + 5,1) \text{ kN} + 1,5 \cdot 0,5 \cdot (5,27 + 5,6 + 4,8 + 3,6 + 2,8) \text{ kN} + 1,5 \cdot 0,6 \cdot (8,45 + 34,1) \text{ kN} = \mathbf{171,5 \text{ kN}}$ (tlak, vodilna koristna obtežba)

$N_{d,2} = 1,35 \cdot (4,8 + 4,33 + 3,12 + 3,36) \text{ kN} + 1,5 \cdot (8,45 + 34,1) \text{ kN} + 1,5 \cdot 0,5 \cdot (5,27 + 5,6 + 4,8 + 3,6 + 2,8) \text{ kN} + 1,5 \cdot 0,7 \cdot (33,1 + 10,2 + 8,7 + 6,6 + 5,1) \text{ kN} = 168,4 \text{ kN}$ (tlak, vodilna obtežba vetra)

$N_{d,3} = -1,0 \cdot (4,8 + 4,33 + 3,12 + 3,36) \text{ kN} + 1,5 \cdot (40 + 11) \text{ kN} = \mathbf{61,7 \text{ kN}}$ (nateg)

• Kontrola centričnega tlaka z upoštevanjem uklona

Uklonske dolžine:

- okrog osi y: $l_{u,y} = 620 \text{ cm}$
- okrog osi z: $l_{u,z} = 310 \text{ cm}$

Vitkosti:

- okrog osi y: $\lambda_y = \frac{l_{u,y}}{i_y} = \frac{620 \text{ cm}}{6,9 \text{ cm}} = 89,49 \rightarrow \lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{89,49}{\pi} \sqrt{\frac{2,4}{940}} = 1,439$
- okrog osi z: $\lambda_z = \frac{l_{u,z}}{i_z} = \frac{310 \text{ cm}}{5,2 \text{ cm}} = 59,66 \rightarrow \lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{59,66}{\pi} \sqrt{\frac{2,4}{940}} = 0,960$

Uklonski korekcijski faktor:

$$k_{c,min} = k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = \frac{1}{1,593 + \sqrt{1,593^2 - 1,439^2}} = 0,440$$

$$k_y = 0,5(1 + \beta_c(\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2) = 0,5(1 + 0,1(1,439 - 0,3) + 1,439) = 1,593$$

$$\beta_c = 0,1 \text{ (za lepljen lameliran les)}$$

Kontrola:

- okrog osi y:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{d,1}}{A} = \frac{171,5 \text{ kN}}{432 \text{ cm}^2} = 0,397 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq k_{c,y} f_{c,0,d} = 0,44 \cdot 1,344 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 0,591 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

- **Kontrola nateznih napetosti**

Zmanjšanje prereza zaradi izvedbe spoja ter oslabitev z veznimi sredstvi:

$$A_{neto} = 0,9 \cdot A_{red} = 0,9 \cdot (14 \text{ cm} \cdot 18 \text{ cm}) = 226,8 \text{ cm}^2$$

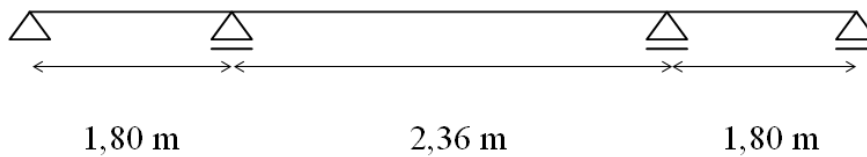
Kontrola:

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{N_{d,3}}{A_{neto}} = \frac{61,7 \text{ kN}}{226,8 \text{ cm}^2} = 0,272 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq f_{t,0,d} = 0,924 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

6.3.2 Glavni nosilec

Glavni nosilci povezujejo jedro in stebre. Za dimenzioniranje izberem najbolj obremenjenega v globalni analizi z obtežbo vetra.

• Računski model



Slika 92: Računski model za nosilec, ki povezuje jedro in stebre

• Geometrijske karakteristike prereza

Izbrani prerez: $b/h = 18/32 \text{ cm}$

Material: **GL24h**

$b = 15 \text{ cm}$ (oslabitev debeline 3 cm na eni strani zaradi priključka nosilcev z lastovičjimi repi)

$h = 32 \text{ cm}$

$A = (32 \text{ cm} \cdot 15 \text{ cm}) \cdot 0,9 = 432 \text{ cm}^2$ (oslabitev na mestu največje prečne sile z veznimi sredstvi)

$A^* = 432 \text{ cm}^2 \cdot 2/3 = 288 \text{ cm}^2$

$W = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{15 \text{ cm} \cdot (32 \text{ cm})^2}{6} = 2560 \text{ cm}^4$ (odpornostni moment)

• Obtežba:

- lastna teža nosilca: upošteva program
- stalna obtežba:
 - iz podesta: $g_{st} = 0,3 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,6 \text{ m} = 0,48 \text{ kN/m}$
 - iz stopnic: $G_{st} = 0,80 \text{ kN}$



- koristna obtežba:

- iz podesta: $q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,6 \text{ m} = 4,8 \text{ kN/m}$
- iz stopnic: $Q_k = 0,8 \text{ m} \cdot 1,5 \text{ m} \cdot 3,0 \text{ kN/m}^2 = 3,6 \text{ kN}$



- obtežba snega:
 - iz podesta: $q_s = 1,64 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,6 \text{ m} = 2,62 \text{ kN/m}$
 - iz stopnic: $Q_s = 0,8 \text{ m} \cdot 1,5 \text{ m} \cdot 1,64 \text{ kN/m}^2 = 2 \text{ kN}$



- obtežba vetra: obremenitev iz rezultatov globalne analize

• Obtežni primeri

I	lastna in stalna obtežba
II	koristna obtežba
III	obtežba snega
IV	obtežba vetra

• Obtežne kombinacije

Mejno stanje nosilnosti:

$$\text{MSN: } 1,35 \cdot \text{I} + 1,5 \cdot \text{IV} + 1,5 \cdot 0,7 \cdot \text{II} + 1,5 \cdot 0,5 \cdot \text{III}$$

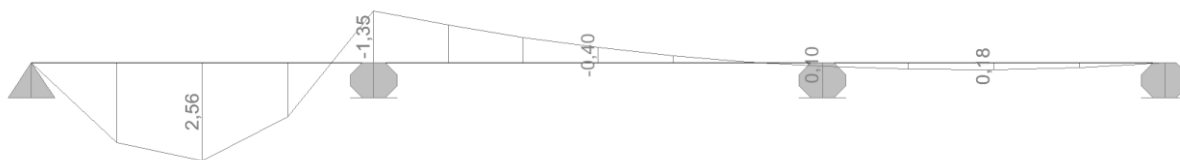
Mejno stanje uporabnosti:

$$\text{MSU}_{\text{inst:}} 1,0 \cdot \text{I} + 1,0 \cdot \text{II} + 0,5 \cdot \text{III}$$

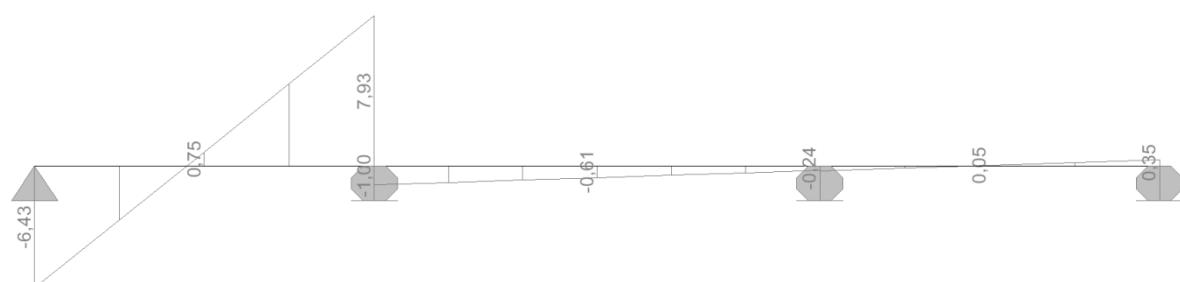
$$\begin{aligned} \text{MSU}_{\text{fin:}} & \Psi_{0,g}(1+\Psi_{2,g}k_{def}) \cdot \text{I} + \Psi_{0,q}(1+\Psi_{2,q}k_{def}) \cdot \text{II} + \Psi_{0,s}(1+\Psi_{2,s}k_{def}) \cdot \text{III} = \\ & = 1 \cdot (1+1 \cdot 2) \cdot \text{I} + 1 \cdot (1+0,6 \cdot 2) \cdot \text{II} + 0,5 \cdot (1+0 \cdot 2) \cdot \text{III} = 3,0 \cdot \text{I} + 2,2 \cdot \text{II} + 0,5 \cdot \text{III} \end{aligned}$$

- **Obremenitve in reakcije (MSN)**

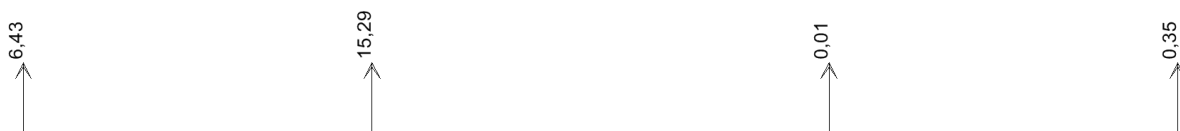
- za obtežno kombinacijo brez obtežbe vetra: $1,35 \cdot I + 1,5 \cdot 0,7 \cdot II + 1,5 \cdot 0,5 \cdot III$



Slika 93: Momenti M_z v nosilcu zaradi obtežne kombinacije brez obtežbe vetra



Slika 94: Prečne sile Q_y v nosilcu zaradi obtežne kombinacije brez obtežbe vetra



Slika 95: Reakcije zaradi obtežne kombinacije brez obtežbe vetra

- obtežba vetra v smeri X (Slika 76, Slika 77 in Slika 78)

Notranje sile iz globalne analize zaradi obtežbe vetra:

$$M_W = -15,77 \text{ kNm}$$

$$Q_{W,1} = -12,45 \text{ kN}$$

$$Q_{W,2} = 8,38 \text{ kN}$$

Preglednica 20: Notranje sile v veznih elementih zaradi obtežbe vetra v smeri X

Oznaka vez. el.	Obtežni primer	<i>P</i>	<i>V2</i>	<i>V3</i>
		kN	kN	kN
1	veter_X_NL	-0,004468	8,381	-0,12
2	veter_X_NL	0,005117	-7,183	-0,5075
3	veter_X_NL	-0,001907	20,832	0,337
4	veter_X_NL	0,039	-19,631	0,092



Slika 96: Reakcije/notranje sile v veznih el. zaradi globalne obtežbe vetra v smeri X

- za celotno obtežno kombinacijo: **1,35·I + 1,5·IV + 1,5·0,7·II + 1,5·0,5·III**

Po zakonu superpozicije seštejem obremenitve iz delne obtežne kombinacije in obtežbe vetra.

Notranje sile:

$$M_d = -1,35 \text{ kNm} - 1,5 \cdot 15,77 \text{ kNm} = \mathbf{-25 \text{ kNm}}$$

$$Q_{d,1} = -1 \text{ kN} - 1,5 \cdot 12,45 \text{ kN} = \mathbf{-19,7 \text{ kN}}$$

$$Q_{d,2} = 7,93 \text{ kN} + 1,5 \cdot 8,38 \text{ kN} = \mathbf{20,5 \text{ kN}}$$

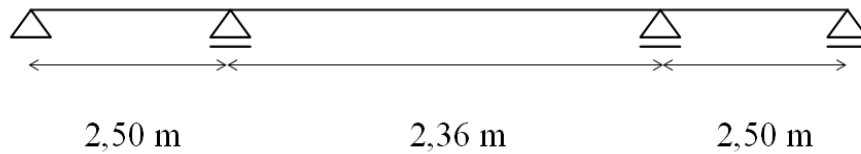
Reakcije/sile v spojih:

$$R_{steber} = 6,43 \text{ kN} + 1,5 \cdot 8,38 \text{ kN} = \mathbf{19,0 \text{ kN}} \dots \text{strižna sila na spoj nosilec-steber}$$

$$R_{jedro} = 15,29 \text{ kN} + 1,5 \cdot 20,83 \text{ kN} = \mathbf{46,5 \text{ kN}} \dots \text{strižna sila na spoj nosilec-jedro}$$

- **Pomiki**

Za kontrolo pomikov preverim nosilec z najdaljšim razponom in za mejno stanje uporabnosti brez vpliva vetra, ki je samo trenuten vpliv. Obtežni primeri so enaki kot v MSN.



Slika 97: Računski model za račun pomikov



Slika 98: Deformacijska linija za obtežno kombinacijo MSU v začetnem času



Slika 99: Deformacijska linija za obtežno kombinacijo MSU v končnem času

$$w_{inst} = 0,07 \text{ cm}$$

$$w_{fin} = 0,14 \text{ cm}$$

- **Kontrola napetosti**

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_d}{W} = \frac{2500 \text{ kNcm}}{2560 \text{ cm}^3} = 0,98 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq f_{m,d} = 1,344 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\tau_{m,d} = \frac{Q_{d,2}}{A^*} = \frac{20,5 \text{ kN}}{288 \text{ cm}^2} = 0,071 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq f_{v,d} = 0,15 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

- **Kontrola stabilnosti**

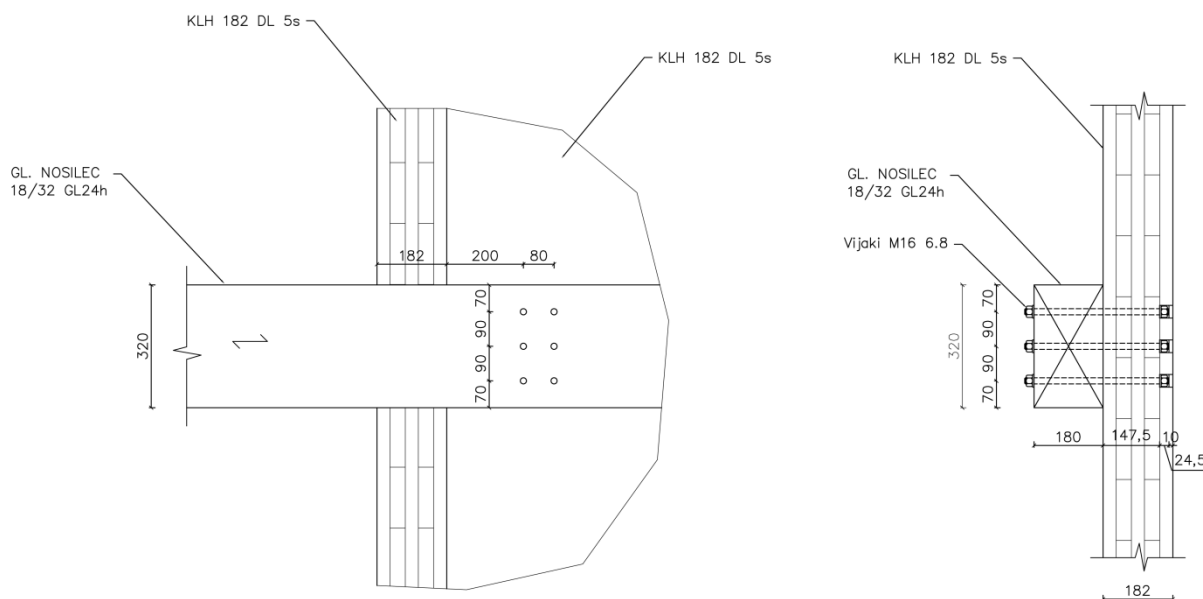
Nosilec je bočno podprt s stopniščnimi nosilci in podestom, zato ni nevarnosti bočne zvrnitve.

- **Kontrola pomikov**

$$w_{inst} = 0,07 \text{ cm} \leq w_{dop} = \frac{250 \text{ cm}}{300} = 0,83 \text{ cm}$$

$$w_{fin} = 0,14 \text{ cm} \leq w_{dop} = \frac{250 \text{ cm}}{250} = 1,00 \text{ cm}$$

6.3.3 Spoj 4: glavni nosilec – jedro



Slika 100: Detajl spoja med glavnim nosilcem in jedrom (spoj 4)

- **Obremenitev**

$$F_{v,Ed} = 46,5 \text{ kN}$$

- **Modifikacijski faktor**

$$k_{mod,1} = 0,70 \text{ (gl. nosilec, 3. razred uporabnosti, razred trajanja obtežbe S)}$$

$$k_{mod,2} = 0,90 \text{ (KLH plošča, 2. razred uporabnosti, razred trajanja obtežbe S)}$$

$$k_{mod,spoj} = \sqrt{k_{mod,1} \cdot k_{mod,2}} = \sqrt{0,7 \cdot 0,9} = 0,79$$

- **Kontrola bočne nosilnosti zveze**

Vijaki M16 kvalitete 6.8:

$$d = 16 \text{ mm}$$

$$f_{u,k} = 600 \text{ N/mm}^2$$

Nosilec GL24h:

$$\alpha = 90^\circ \text{ (kot med smerjo sile in smerjo vlaken)}$$

$$t_l = 180 \text{ mm (širina nosilca)}$$

KLH plošča:

$\alpha = 0^\circ$ (kot med smerjo sile in smerjo vlaken zunanjega sloja plošče)

$t_2 = 150$ mm (debelina plošče, zmanjšana za utor)

Karakteristična bočna trdnost lesa vzporedno z vlakni:

$$f_{h,0,k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot \rho_k = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot 16 \text{ mm}) \cdot 380 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 26,17 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Karakteristična bočna trdnost lesa za smer sile pod kotom α proti vlaknom lesa:

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} = \frac{26,17 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1,59 \cdot \sin^2 90^\circ + \cos^2 90^\circ} = 16,46 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = f_{h,1,k}$$

$$k_{90} = 1,35 + 0,015 \cdot d = 1,35 + 0,015 \cdot 16 \text{ mm} = 1,59 \text{ (mehek les)}$$

Karakteristična bočna trdnost križno lepljene plošče vzporedno z vlakni zunanje plasti:

$$f_{h,0,k} = \frac{32 \cdot (1 - 0,015 \cdot d)}{1,1 \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} = \frac{32 \cdot (1 - 0,015 \cdot 16)}{1,1 \cdot \sin^2 0 + \cos^2 0} = 24,32 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = f_{h,2,k}$$

Karakteristični upogibni moment plastifikacije vijaka:

$$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2,6} = 0,3 \cdot 600 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot (16 \text{ mm})^{2,6} = 243212 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Porušni mehanizmi za enostrižno zvezo les – les (prispevka izvlečne nosilnosti ni):

$$\beta = \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}} = \frac{24,32 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{16,46 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 1,48$$

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{aligned} & f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d = 16,46 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 180 \text{ mm} \cdot 16 \text{ mm} = 47410 \text{ N} \\ & f_{h,2,k} \cdot t_2 \cdot d = 24,32 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 150 \text{ mm} \cdot 16 \text{ mm} = 58368 \text{ N} \\ & \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{1 + \beta} \left[\sqrt{\beta + 2\beta^2 \cdot \left[1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right] + \beta^3 \cdot \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2} - \beta \cdot \left(1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] = \\ & = \frac{16,46 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 180 \text{ mm} \cdot 16 \text{ mm}}{1 + 1,48} \left[\sqrt{1,48 + 2 \cdot 1,48^2 \cdot \left[1 + \frac{150}{180} + \left(\frac{150}{180} \right)^2 \right] + 1,48^3 \cdot \left(\frac{150}{180} \right)^2} - 1,48 \cdot \left(1 + \frac{150}{180} \right) \right] = \\ & = 21667 \text{ N} \\ & 1,05 \cdot \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{2 + \beta} \left[\sqrt{2\beta \cdot (1 + \beta) + \frac{4\beta \cdot (2 + \beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot t_1^2 \cdot d}} - \beta \right] = \\ & = 1,05 \cdot \frac{16,46 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 180 \text{ mm} \cdot 16 \text{ mm}}{2 + 1,48} \left[\sqrt{2 \cdot 1,48 \cdot (1 + 1,48) + \frac{4 \cdot 1,48 \cdot (2 + 1,48) \cdot 243212 \text{ Nmm}}{16,46 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot (180 \text{ mm})^2 \cdot 16 \text{ mm}}} - 1,48 \right] = 19102 \text{ N} \\ & 1,05 \cdot \frac{f_{h,1,k} \cdot t_2 \cdot d}{1 + 2\beta} \left[\sqrt{2\beta^2 \cdot (1 + \beta) + \frac{4\beta \cdot (1 + 2\beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot t_2^2 \cdot d}} - \beta \right] = \\ & = 1,05 \cdot \frac{16,46 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 150 \text{ mm} \cdot 16 \text{ mm}}{1 + 2 \cdot 1,48} \left[\sqrt{2 \cdot 1,48^2 \cdot (1 + 1,48) + \frac{4 \cdot 1,48 \cdot (1 + 2 \cdot 1,48) \cdot 243212 \text{ Nmm}}{16,46 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot (150 \text{ mm})^2 \cdot 16 \text{ mm}}} - 1,48 \right] = \\ & = 20495 \text{ N} \\ & 1,15 \cdot \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} = 1,15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 1,48}{1 + 1,48}} \cdot \sqrt{2 \cdot 243212 \text{ Nmm} \cdot 16,46 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 16 \text{ mm}} = 14216 \text{ N} \end{aligned} \right.$$

$$F_{v,Rk} = 14216 \text{ N}$$

Projektna bočna nosilnost enega vijaka:

$$F_{v,Rd,1} = k_{mod} \cdot \frac{F_{v,Rk}}{\gamma_M} = 0,79 \cdot \frac{14216 \text{ N}}{1,3} = 8639 \text{ N} = 8,64 \text{ kN}$$

Efektivno število vijakov v vrsti vzporedno z vlakni

$$m = 2 \text{ (št. vrst)}$$

$$n = 3 \text{ (št. vijakov v vrsti)}$$

$$\alpha=90^\circ: n_{ef} = n = 3$$

To velja tako za nosilec kot za KLH ploščo, kjer križno lepljena struktura preprečuje krhko porušitev stika vzporedno z vlakni.

Bočna nosilnost zveze:

$$F_{v,Rd} = m \cdot n \cdot F_{v,Rd,1} = 2 \cdot 3 \cdot 8,75 \text{ kN} = 51,84 \text{ kN} > F_{v,Ed} = 46,5 \text{ kN}$$

• Kontrola cepilne odpornosti nosilca

Karakteristična cepilna odpornost:

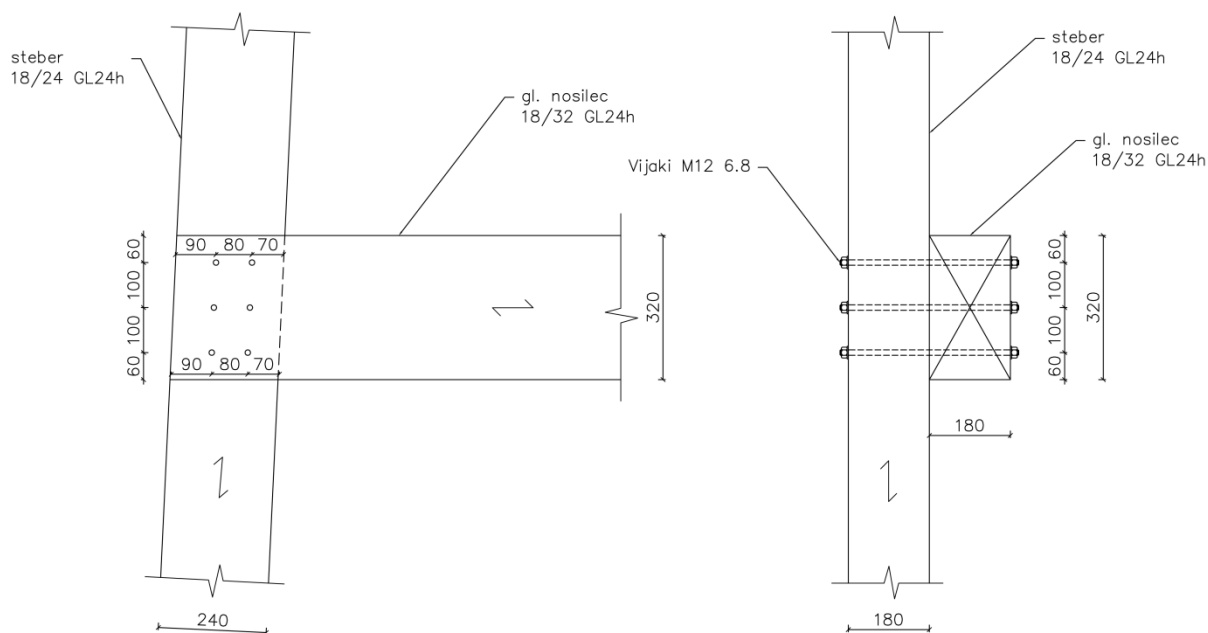
$$F_{90,Rk} = 14 \cdot b \cdot w \sqrt{\frac{h_e}{(1-(h_e/h))}} = 14 \cdot 180 \text{ mm} \cdot 1,0 \sqrt{\frac{250 \text{ mm}}{(1-(250/320))}} = 85191 \text{ N}$$

 $b = 180 \text{ mm}$... širina nosilca $h = 320 \text{ mm}$... višina nosilca $w = 1,0$... modifikacijski faktor zaradi veznih sredstev $h_e = 250 \text{ mm}$... razdalja od obremenjenega roba do najbolj oddaljenega vijaka

Projektna cepilna odpornost:

$$F_{90,Rd} = k_{mod} \cdot \frac{F_{90,Rk}}{\gamma_M} = 0,7 \cdot \frac{85191 \text{ N}}{1,25} = 47707 \text{ N} = 47,7 \text{ kN} > F_{v,Ed} = 46,5 \text{ kN}$$

6.3.4 Spoj 5: glavni nosilec – steber



Slika 101: Detajl spoja med glavnim nosilcem in stebrom (spoj 5)

- **Obremenitev**

$$F_{v,Ed} = 19,0 \text{ kN}$$

- **Kontrola bočne nosilnosti zveze**

Vijaki M12 kvalitete 6.8:

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

$$f_{u,k} = 600 \text{ N/mm}^2$$

Nosilec GL24h:

$$\alpha = 90^\circ \text{ (kot med smerjo sile in smerjo vlaken)}$$

$$t_1 = 180 \text{ mm (širina nosilca)}$$

Steber GL24h:

$$\alpha = 0^\circ \text{ (kot med smerjo sile in smerjo vlaken)}$$

$$t_2 = 180 \text{ mm (širina stebra)}$$

Karakteristična bočna trdnost lesa vzporedno z vlakni:

$$f_{h,0,k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot \rho_k = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot 12 \text{ mm}) \cdot 380 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 27,42 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{h,2,k} = 27,42 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Karakteristična bočna trdnost lesa za smer sile pod kotom α proti vlaknom lesa:

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} = \frac{27,42 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1,53 \cdot \sin^2 90^\circ + \cos^2 90^\circ} = 17,92 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = f_{h,1,k}$$

$$k_{90} = 1,35 + 0,015 \cdot d = 1,35 + 0,015 \cdot 12 \text{ mm} = 1,53 \text{ (mehek les)}$$

Karakteristični upogibni moment plastifikacije vijaka:

$$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2,6} = 0,3 \cdot 600 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot (12 \text{ mm})^{2,6} = 115118 \frac{\text{Nmm}}{\text{mm}^2}$$

Porušni mehanizmi za enostrižno zvezo les – les (prispevka izvlečne nosilnosti ni):

$$\beta = \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}} = \frac{27,42 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{17,92 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 1,53$$

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d = 17,92 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 180 \text{ mm} \cdot 12 \text{ mm} = 38711,7 \text{ N} \\ f_{h,2,k} \cdot t_2 \cdot d = 27,42 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 180 \text{ mm} \cdot 12 \text{ mm} = 59229 \text{ N} \\ \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{1 + \beta} \left[\sqrt{\beta + 2\beta^2 \cdot \left[1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right] + \beta^3 \cdot \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2} - \beta \cdot \left(1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] = \\ = \frac{17,92 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 180 \text{ mm} \cdot 12 \text{ mm}}{1 + 1,53} \left[\sqrt{1,53 + 2 \cdot 1,53^2 \cdot \left[1 + \frac{180}{180} + \left(\frac{180}{180} \right)^2 \right] + 1,53^3 \cdot \left(\frac{180}{180} \right)^2} - 1,53 \cdot \left(1 + \frac{180}{180} \right) \right] = \\ = 20149,5 \text{ N} \\ 1,05 \cdot \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{2 + \beta} \left[\sqrt{2\beta \cdot (1 + \beta) + \frac{4\beta \cdot (2 + \beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot t_1^2 \cdot d}} - \beta \right] = \\ = 1,05 \cdot \frac{17,92 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 180 \text{ mm} \cdot 12 \text{ mm}}{2 + 1,53} \left[\sqrt{2 \cdot 1,53 \cdot (1 + 1,53) + \frac{4 \cdot 1,53 \cdot (2 + 1,53) \cdot 115118 \text{ Nmm}}{17,92 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot (180 \text{ mm})^2 \cdot 12 \text{ mm}}} - 1,53 \right] = 15151,5 \text{ N} \\ 1,05 \cdot \frac{f_{h,1,k} \cdot t_2 \cdot d}{1 + 2\beta} \left[\sqrt{2\beta^2 \cdot (1 + \beta) + \frac{4\beta \cdot (1 + 2\beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot t_2^2 \cdot d}} - \beta \right] = \\ = 1,05 \cdot \frac{17,92 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 180 \text{ mm} \cdot 12 \text{ mm}}{1 + 2 \cdot 1,53} \left[\sqrt{2 \cdot 1,53^2 \cdot (1 + 1,53) + \frac{4 \cdot 1,53 \cdot (1 + 2 \cdot 1,53) \cdot 115118 \text{ Nmm}}{17,92 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot (180 \text{ mm})^2 \cdot 12 \text{ mm}}} - 1,53 \right] = \\ = 19730,7 \text{ N} \\ 1,15 \cdot \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} = 1,15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 1,53}{1 + 1,53}} \cdot \sqrt{2 \cdot 115118 \text{ Nmm} \cdot 17,92 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 12 \text{ mm}} = 8899,6 \text{ N} \end{array} \right.$$

$$F_{v,Rk} = 8899,6 \text{ N}$$

Projektna bočna nosilnost enega vijaka:

$$F_{v,Rd,1} = k_{mod} \cdot \frac{F_{v,Rk}}{\gamma_M} = 0,7 \cdot \frac{8899,6 \text{ N}}{1,3} = 4792 \text{ N} = 4,79 \text{ kN}$$

Efektivno število vijakov v vrsti:

$$m = 2 \text{ (št. vrst)}$$

$$n = 3 \text{ (št. vijakov v vrsti)}$$

$$a_1 = 100 \text{ mm}$$

$$\alpha = 90^\circ: n_{ef} = n = 2$$

$$\alpha = 0^\circ: n_{ef} = \min \left\{ n^{0,9} \cdot \sqrt[4]{\frac{a_1}{13 \cdot d}} \right. \quad \left. n = 3 \right. \\ \left. 3^{0,9} \cdot \sqrt[4]{\frac{100}{13 \cdot 12}} = 2,41 \right.$$
$$n_{ef} = 2,41$$

Bočna nosilnost zveze:

$$F_{v,Rd} = m \cdot n_{ef} \cdot F_{v,Rd,1} = 2 \cdot 2,41 \cdot 4,79 \text{ kN} = 23,1 \text{ kN} > F_{v,Ed} = 19,0 \text{ kN}$$

• Kontrola cepilne odpornosti nosilca

Karakteristična cepilna odpornost:

$$F_{90,Rk} = 14 \cdot b \cdot w \sqrt{\frac{h_e}{(1 - (h_e/h))}} = 14 \cdot 180 \text{ mm} \cdot 1,0 \sqrt{\frac{260 \text{ mm}}{(1 - (260/320))}} = 93840 \text{ N}$$

$b = 180 \text{ mm}$... širina nosilca

$h = 320 \text{ mm}$... višina nosilca

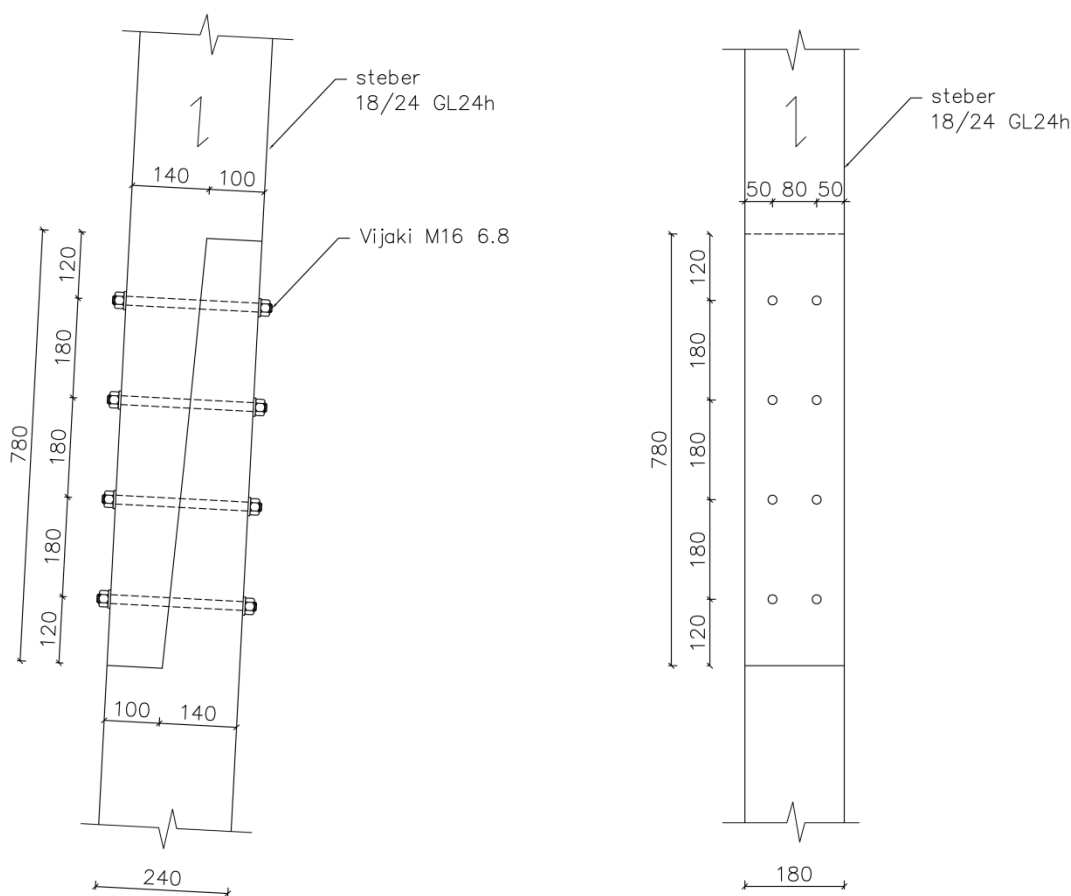
$w = 1,0$... modifikacijski faktor zaradi veznih sredstev

$h_e = 260 \text{ mm}$... razdalja med obremenjenim robom in najbolj oddaljenim vijakom

Projektna cepilna odpornost:

$$F_{90,Rd} = k_{mod} \cdot \frac{F_{90,Rk}}{\gamma_M} = 0,7 \cdot \frac{93,84 \text{ kN}}{1,25} = 50,53 \text{ kN} > F_{v,Ed} = 19,0 \text{ kN}$$

6.3.5 Spoj 6: steber – steber



Slika 102: Detajl spoja med dvema elementoma stebra (spoj 6)

• Obremenitev

Vsak steber je sestavljen iz treh elementov. Spoj je dimenzioniran na največjo natezno obremenitev, ki pa ni enaka obremenitvi ob vpetju stebra v temeljno ploščo. Natezna sila v stebru se namreč manjša proti vrhu stolpa, saj se prek glavnih prečnih nosilcev prenaša v jedro in na tlačene stebre na nasprotni strani. Manjše so tudi obtežbe zaradi lastne in stalne teže:

- lastna teža stebra: $G_1 = (0,18 \cdot 0,24 \cdot 16,5) \text{m}^3 \cdot 4,5 \text{ kN/m}^3 = 3,2 \text{ kN}$
- stalna obtežba:
 - razgledna ploščad: $G_1 = 4,33 \text{ kN}$
 - podesti: $G_2 = 0,3 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,6 \text{ m}^2 \cdot 3 = 2,34 \text{ kN}$
 - ograje: $G_2 = 0,3 \text{ kN/m} \cdot 2,8 \text{ m} \cdot 3 = 2,52 \text{ kN}$
- obtežba vetra:

- globalno (nateg): $W_1 = 36,56 \text{ kN}$
- lokalno na ploščad (nateg): $W_2 = 11 \text{ kN}$

$$F_{v,Ed} = N_{Ed} = -1,0 \cdot (3,2 + 4,33 + 2,34 + 2,52) \text{ kN} + 1,5 \cdot (36,56 + 11) \text{ kN} = 59 \text{ kN}$$

• Kontrola bočne nosilnosti zveze

Vijaki M16 kvalitete 6.8

$$d = 16 \text{ mm}$$

$$f_{u,k} = 600 \text{ N/mm}^2$$

Steber GL24h

$\alpha = 0^\circ$ (kot med smerjo sile in smerjo vlaken)

$$t_1 = 120 \text{ mm}$$

$$t_2 = 120 \text{ mm}$$

Karakteristična bočna trdnost lesa vzporedno z vlakni:

$$f_{h,0,k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot \rho_k = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot 16 \text{ mm}) \cdot 380 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 26,17 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Karakteristični upogibni moment plastifikacije:

$$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2,6} = 0,3 \cdot 600 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot (16 \text{ mm})^{2,6} = 243211,7 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Porušni mehanizmi za enostrižno zvezo les – les (prispevka izvlečne nosilnosti ni):

$$\beta = \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}} = 1,0$$

$$\begin{aligned}
 & f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d = 26,17 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 120 \text{ mm} \cdot 16 \text{ mm} = 50255 \text{ N} \\
 & f_{h,2,k} \cdot t_2 \cdot d = 26,17 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 120 \text{ mm} \cdot 16 \text{ mm} = 50255 \text{ N} \\
 & \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{1 + \beta} \left[\sqrt{\beta + 2\beta^2 \cdot \left[1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right] + \beta^3 \cdot \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2} - \beta \cdot \left(1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] = \\
 & = \frac{26,17 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 120 \text{ mm} \cdot 16 \text{ mm}}{1 + 1,0} \left[\sqrt{1,0 + 2 \cdot 1,0^2 \cdot \left[1 + \frac{120}{120} + \left(\frac{120}{120} \right)^2 \right] + 1,0^3 \cdot \left(\frac{120}{120} \right)^2} - 1,0 \cdot \left(1 + \frac{120}{120} \right) \right] = \\
 & \quad \quad \quad = 20816 \text{ N} \\
 & 1,05 \cdot \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{2 + \beta} \left[\sqrt{2\beta \cdot (1 + \beta) + \frac{4\beta \cdot (2 + \beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot t_1^2 \cdot d}} - \beta \right] = \\
 & = 1,05 \cdot \frac{26,17 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 120 \text{ mm} \cdot 16 \text{ mm}}{2 + 1,0} \left[\sqrt{2 \cdot 1,0 \cdot (1 + 1,0) + \frac{4 \cdot 1,0 \cdot (2 + 1,0) \cdot 243212 \text{ Nmm}}{26,17 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot (120 \text{ mm})^2 \cdot 16 \text{ mm}}} - 1,0 \right] = 19656 \text{ N} \\
 & 1,05 \cdot \frac{f_{h,1,k} \cdot t_2 \cdot d}{1 + 2\beta} \left[\sqrt{2\beta^2 \cdot (1 + \beta) + \frac{4\beta \cdot (1 + 2\beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot t_2^2 \cdot d}} - \beta \right] = \\
 & = 1,05 \cdot \frac{26,17 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 120 \text{ mm} \cdot 16 \text{ mm}}{1 + 2 \cdot 1,0} \left[\sqrt{2 \cdot 1,0^2 \cdot (1 + 1,0) + \frac{4 \cdot 1,0 \cdot (1 + 2 \cdot 1,0) \cdot 243212 \text{ Nmm}}{26,17 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot (120 \text{ mm})^2 \cdot 16 \text{ mm}}} - 1,0 \right] = \\
 & \quad \quad \quad = 19656 \text{ N} \\
 & 1,15 \cdot \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} = 1,15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 1,0}{1 + 1,0}} \cdot \sqrt{2 \cdot 243212 \text{ Nmm} \cdot 26,17 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 16 \text{ mm}} = 16413,6 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$F_{v,Rk} = 16413,6 \text{ N}$$

Projektna bočna nosilnost enega vijaka:

$$F_{v,Rd,1} = k_{mod} \cdot \frac{F_{v,Rk}}{\gamma_M} = 0,7 \cdot \frac{16413,6 \text{ N}}{1,3} = 8,84 \text{ kN}$$

Efektivno število vijakov v vrsti:

$$m = 2 \text{ (št. vrst)}$$

$$n = 4 \text{ (št. vijakov v vrsti vzporedno z vlakni)}$$

$$a_1 = 180 \text{ mm}$$

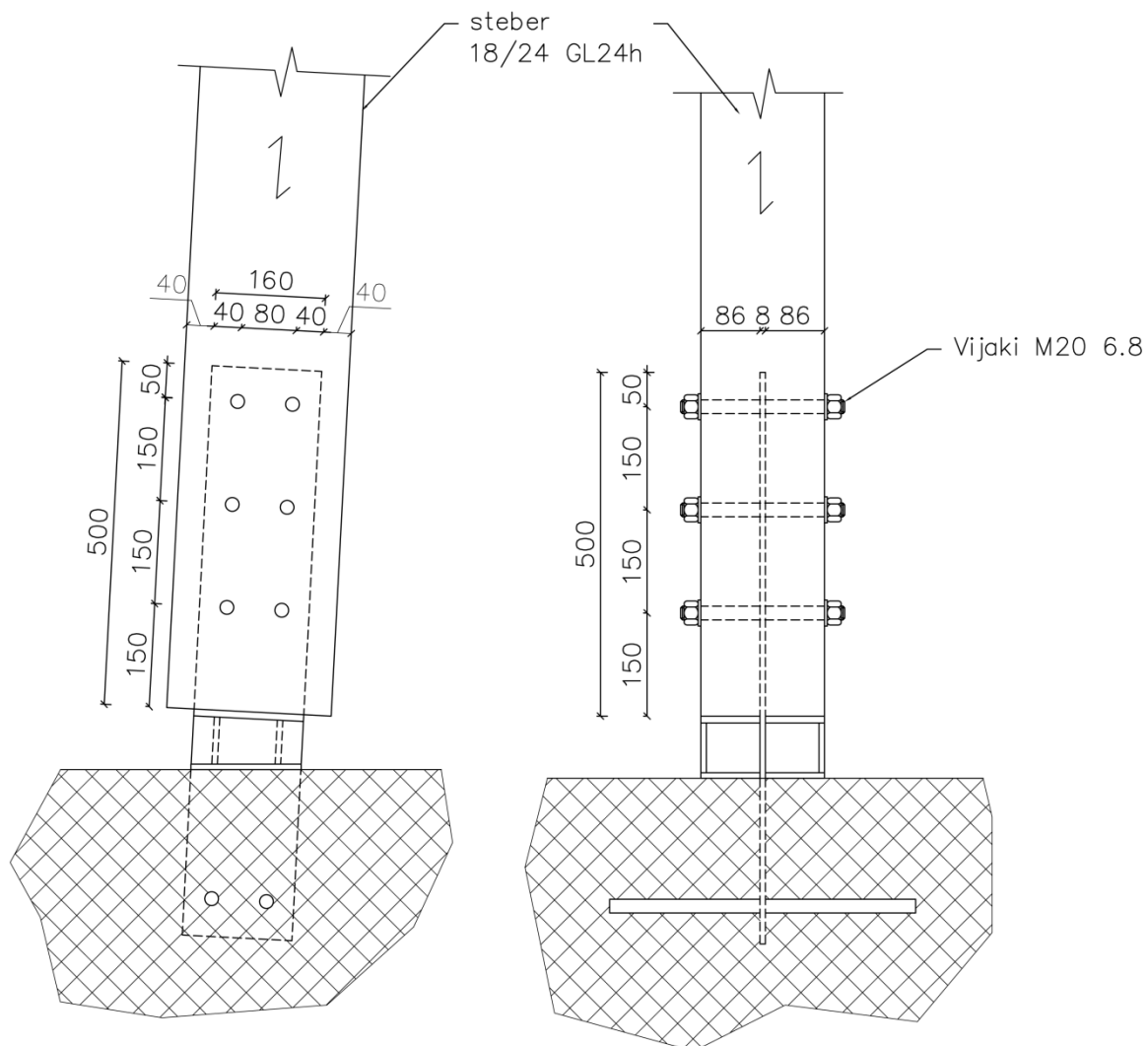
$$\alpha=0^\circ: n_{ef} = \min \left\{ n^{0,9} \cdot \sqrt[4]{\frac{a_1}{13 \cdot d}} = 4^{0,9} \cdot \sqrt[4]{\frac{180}{13 \cdot 16}} = 3,36 \right.$$

$$n_{ef} = 3,36$$

Projektna bočna nosilnost zveze:

$$F_{v,Rd} = m \cdot n_{ef} \cdot F_{v,Rd,1} = 2 \cdot 3,36 \cdot 8,84 \text{ kN} = 59,4 \text{ kN} > F_{v,Ed} = 59,0 \text{ kN}$$

6.3.6 Spoj 7: sidranje stebra v temeljno ploščo



Slika 103: Detajl sidranja stebra v temeljno ploščo (spoj 7)

- **Obremenitev**

$F_{v,Ed} = N_{d,3} = 61,7 \text{ kN}$ (natezna sila v srednjem stebru, poglavje 6.3.1.2)

$N_d = 224,7 \text{ kN}$ (tlačna sila v vogalnem stebru, poglavje 6.3.1.1)

- **Kontrola bočne nosilnosti zveze**

Vijaki M20 kvalitete 6.8

$f_{u,k} = 600 \text{ N/mm}^2$

$d = 20 \text{ mm}$

Pločevina S235

$$t = 8 \text{ mm}$$

Steber GL24h

$\alpha = 0^\circ$ (kot med smerjo sile in smerjo vlaken)

$$t_I = (b - t) / 2 = (180 \text{ mm} - 8 \text{ mm}) / 2 = 86 \text{ mm}$$

Karakteristična bočna trdnost lesa vzporedno z vlakni:

$$f_{h,0,k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot \rho_k = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot 20 \text{ mm}) \cdot 380 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 24,93 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{h,1,k} = f_{h,0,k} = 24,93 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$k_{90} = 1,35 + 0,015 \cdot d = 1,35 + 0,015 \cdot 20 \text{ mm} = 1,65 \text{ (mehek les)}$$

Karakteristični upogibni moment plastifikacije:

$$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2,6} = 0,3 \cdot 600 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot (20 \text{ mm})^{2,6} = 434461 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Porušni mehanizmi za dvostržno zvezo s pločevino v sredini zveze za eno strižno ravnino (prispevka izvlečne nosilnosti ni):

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d = 24,93 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 86 \text{ mm} \cdot 20 \text{ mm} = 42876 \text{ N} \\ f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left[\sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot t_1^2 \cdot d}} - 1 \right] = \\ 24,93 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 86 \text{ mm} \cdot 20 \text{ mm} \cdot \left[\sqrt{2 + \frac{4 \cdot 434461 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{24,93 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot (86 \text{ mm})^2 \cdot 20 \text{ mm}}} - 1 \right] = 24527 \text{ N} \\ 2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} = 2,3 \cdot \sqrt{434461 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 24,93 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 20 \text{ mm}} = 33850 \text{ N} \end{array} \right.$$

$$F_{v,Rk} = 24527 \text{ N}$$

Projektna bočna nosilnost enega vijaka (za dve strižni ravnini):

$$F_{v,Rd,1} = k_{mod} \cdot \frac{2F_{v,Rk}}{\gamma_M} = 0,7 \cdot \frac{2 \cdot 24527 \text{ N}}{1,3} = 26413 \text{ N} = 26,4 \text{ kN}$$

Efektivno število vijakov v vrsti vzporedno z vlakni lesa:

$$m = 2 \text{ (št. vrst)}$$

$$n = 3 \text{ (št. vijakov v vrsti)}$$

$$a_1 = 150 \text{ mm}$$

$$\alpha=0^\circ: n_{ef} = \min \left\{ n^{0,9} \cdot \sqrt[4]{\frac{a_1}{13 \cdot d}} = 3^{0,9} \cdot \sqrt[4]{\frac{150}{13 \cdot 20}} = 2,34 \right.$$

$$n_{ef} = 2,34$$

Projektna bočna nosilnost zveze:

$$F_{v,Rd} = m \cdot n_{ef} \cdot F_{v,Rd,1} = 2 \cdot 2,34 \cdot 26,4 \text{ kN} = 123,5 \text{ kN} > F_{v,Ed} = 61,7 \text{ kN}$$

- **Kontrola tlačnih napetosti**

Kontaktna površina zaradi izvedbe spoja:

$$A_{kont} = 16 \text{ cm} \cdot (18 \text{ cm} - 1 \text{ cm}) = 272 \text{ cm}^2$$

Kontrola:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{A_{kont}} = \frac{224,7 \text{ kN}}{272 \text{ cm}^2} = 0,826 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq f_{c,0,d} = 1,344 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

7 ZAKLJUČEK

V diplomski nalogi obravnavamo analizo in dimenzioniranje lesenega razglednega stolpa. Pokažemo bistvene dele takšnega projekta, za celoten projekt pa bi bilo potrebno narediti še več, vendar bi to preseglo okvire diplomske naloge. Poleg prikazanega bi bilo na primer potrebno izvesti še statično analizo razgledne ploščadi, analizo celotnega stopnišča, dimenzionirati temelje itd. Sicer pa namen te diplomske naloge ni izdelava projekta za konkreten primer, temveč poglobljen študij analize in dimenzioniranja visoke lesene konstrukcije iz križno lepljenih plošč.

Ugotovljeno je bilo, da za obravnavano konstrukcijo potresna obtežna kombinacija ni merodajna, saj ima veliko manjši vpliv od osnovne obtežne kombinacije z vetrom. Obtežba vetra se lahko upošteva kot nadomestna statična obtežba s silami, ki se večajo proti vrhu jedra. Sile imajo velike vrednosti zaradi lokacije konstrukcije (vrh vzpetine, kategorija terena), oblike jedra (koeficient sile) in velike referenčne površine (širina jedra je več kot 3 m), velik delež pa prispeva tudi vpliv vetra na obodno konstrukcijo.

Statična analiza je bila najprej izvršena samo za jedro, ki je dimenzionirano na obtežbo vetra na celotno konstrukcijo in na ostale obtežbe, ki odpadejo nanj. Razlog za to je nepredvidljivo obnašanje obodne konstrukcije, ki je odvisno od natančnosti montaže v težkih pogojih na višini. Spoji med lesenimi elementi z vijaki imajo namreč nekaj začetnega zamika preden se vzpostavi prenos sil, saj so luknje za vijake običajno večje od premera vijaka zaradi lažje montaže. Poleg tega imajo spoji določeno podajnost zaradi vtiska kovinskih veznih sredstev v les, zato je smiselno prenesti sile vetra na bolj togo jedro in ga preveriti pri najbolj neugodnih obtežnih kombinacijah.

Naknadno je izvršena še analiza celotne konstrukcije z upoštevanjem togosti spojev v obodni konstrukciji. Na ta način so se izračunale obremenitve na podporne stebre, glavne nosilce in spoje med njimi. Obe analizi sta zahtevali več iteracij, v katerih so se spreminjale togosti spojev in razdalje med mozniki v jedru. Če je bila obremenitev spoja oz. moznika prevelika, se je povečalo število veznih sredstev oz. zmanjšala razdalja med njimi, s tem pa se je

spremenila tudi togost, ki se je upoštevala v naslednji iteraciji. Postopek se je ponavljal, dokler niso bile vse nosilnosti spojev oz. moznikov večje od obremenitev.

VIRI

Aussichtsturm Chuderhüsi.

<http://www.roethenbach.ch/turm.htm> (27.10. 2010).

Bahnorama Turm Facts.

<http://www.hauptbahnhof-wien.at/de/bahnorama/Turm/Facts/index.jsp> (26.10. 2010).

Baubeschreibung des Turms.

<http://www.teltschik.de/Teltschikturm/baubeschreibung.html> (27.10. 2010).

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

Blaß, H. J., Fellmoser, P. 2004. Design of Solid Wood Panels with Cross Layers. V: Proceedings of the 8th World Conference on Timber Engineering, WCTE 2004, June 14-17, 2004, Lahti, Finland: str. 543-548

Blaß, H. J., Uibel, T. 2007. Tragfähigkeit von stiftförmigen Verbindungsmitteln in Brettsperrholz. Karlsruhe, Universität Karlsruhe, Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen: 193 str.

Ceccotti, A. 2003. Composite structures. V: Thelandersson, S. (ur.), Larsen, H. J. (ur.). Timber Engineering. London, Wiley: str. 409-427.

CSI Analysis Reference Manual. 2010. Berkeley, Computers and Structures: 474 str.

Dujič, B. 2009. Konstrukcije iz križno lepljenih lesenih panelov – nova pot sodobnega gradbeništva. http://www.lesena-gradnja.si/html/img/pool/Kri_no_lepljene_konstrukcije.pdf (3.1. 2011).

Funkturm Rottenbuch.

http://de.wikipedia.org/wiki/Funkturm_Rottenbuch (27.10. 2010).

Holzturm.

<http://de.wikipedia.org/wiki/Holzturm> (26.10. 2010).

Malneršič, M. 2005. Gradnja prvega razglednega stolpa na Planini nad Vrhniko.

<http://www.pd-vrhnika.si/getbindata.php?id=129> (28.10. 2010).

Natterer, J. 2006. Infos zum Wiler Turm.

<http://www.wiler-turm.ch/12591/index.html> (27.10. 2010).

Sender Gleiwitz.

http://de.wikipedia.org/wiki/Sender_Gleiwitz (25.10. 2010).

Tower.

<http://en.wikipedia.org/wiki/Tower> (25.10. 2010).

Standardi:

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

SIST EN 1991-1-3. 2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-3.del: Splošni vplivi – Obtežba snega.

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

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

SIST EN 1993-1-8. 2005. Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij – 1-8.del: Projektiranje spojev.

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

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