

Univerza  
v Ljubljani  
Fakulteta  
*za gradbeništvo  
in geodezijo*

*Jamova 2, p. p. 3422  
1115 Ljubljana, Slovenija  
telefon (01) 47 68 500  
faks (01) 42 50 681  
fgg@fgg.uni-lj.si*



**VISOKOŠOLSKI  
STROKOVNI  
ŠTUDIJSKI  
KONSTRUKCIJSKI  
SMER**

Kandidatka:

**IŠA PLIBERŠEK**

**Konstruiranje večetažne lesene poslovne stavbe in  
dimenzioniranje nosilnih elementov**

Diplomska naloga št.: 3206

**Design of multi-storey timber framed office building and  
its load-bearing elements**

Graduation thesis No.: 3206

**Mentor:**  
doc. dr. Jože Lopatic

**Predsednik komisije:**  
izr. prof. dr. Janko Logar

Ljubljana, 2012

## **ERRATA**

**Stran z napako**

**Vrstica z napako**

**Namesto**

**Naj bo**

## **IZJAVA O AVTORSTVU**

Podpisana Iša Pliberšek izjavljam, da sem avtorica diplomske naloge z naslovom »Konstruiranje večetažne lesene poslovne stavbe in dimenzioniranje nosilnih elementov«.

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

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

Ljubljana, 3.2. 2012

Iša Pliberšek

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

<b>UDK:</b>	<b>694.07:693(043.2)</b>
<b>Avtor:</b>	<b>Iša Pliberšek</b>
<b>Mentor:</b>	<b>doc. dr. Jože Lopatič, univ. dipl. inž. grad.</b>
<b>Naslov:</b>	<b>Konstruiranje večetažne lesene poslovne stavbe in dimenzioniranje nosilnih elementov</b>
<b>Obseg in oprema:</b>	<b>111 str., 17 pregl., 69 sl., 120 en.</b>
<b>Ključne besede:</b>	<b>projektiranje lesenih okvirnih konstrukcij, križno lepljene lesene plošče, lepljeni lamelirani nosilci in stebri, jeklena vezna sredstva, mejna stanja, potresna odpornost, zaščita lesenih konstrukcij</b>

### **Izvleček**

Les je eden izmed največjih naravnih bogastev naše države. Z njegovo uporabo spodbujamo rast gospodarstva. Ker je naraven material, postaja čedalje bolj priljubljen za gradnjo. Gradnja lesenih okvirnih konstrukcij na potresnem območju je bila v preteklosti precej težavna, če ne nemogoča naloga. S pojavom križno lepljenih lesenih panelov je to postalo mogoče. Križno lepljeni leseni paneli se v konstrukcijske namene uporabljajo kot strižne stene ali pa kot plošče, ki dajejo konstrukciji togost v ravnini plošče. Lepljeni lamelirani leseni elementi prevzemajo večje obremenitve kot elementi enakih dimenzij iz masivnega lesa, zato so primerni za gradnjo lesenih stavb, pri katerih se v nosilnih elementih pričakuje večje obremenitve. Namen diplomske naloge je bil preveriti ustreznost izbire oblike nosilne konstrukcije in dimenzij nosilnih elementov lesene poslovne stavbe na potresnem območju. Izbrali smo lesen okvirni sistem, ki je povezan z dvema betonskima jedri. Za spajanje nosilnih elementov smo uporabili jeklena vezna sredstva. Dimenzioniranje betonskih jeder in spojev med lesenim okvirjem in jedri ni predmet te naloge. Konstrukcijo smo modelirali s pomočjo programskega orodja Sofistik. Naredili smo nekaj predpostavk in več testnih primerov, s pomočjo katerih smo potrdili veljavnost predpostavk. Ugotovili smo, da z uporabo križno lepljenih lesenih plošč, diagonal in z betonskima jedroma dobimo zadostno horizontalno odpornost konstrukcije. Uporaba lepljenega lameliranega lesa za preostale nosilne elemente konstrukcije je upravičena, vendar so dimenzije le teh velike. Enako velja za izbrane spoje. Predvidevamo, da večino horizontalne obtežbe prevzameta jedri, saj sta v primerjavi z lesenim delom veliko bolj togi. Za natančnejšo analizo ustreznosti izbranega nosilnega sistema na potresnem območju, bi bilo potrebno preveriti obremenitve v betonskih jedrih in spojih med lesenim in betonskim delom konstrukcije. Ugotovili smo tudi, da uporabljen program ne ponuja možnosti podajanja obtežnih kombinacij za preverjanje mejnega stanja uporabnosti, ki pa se pri lesenih konstrukcijah velikokrat izkaže za merodajno.

## **BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION**

**UDC:** 694.07:693(043.2)  
**Author:** Iša Pliberšek  
**Supervisor:** doc. dr. Jože Lopatič  
**Title:** Design of multi-storey timber framed office building and its load-bearing elements  
**Notes:** 111 p., 17 tab., 69 fig., 120 eq.  
**Key words:** design of timber framed structures, cross laminated wooden slabs, glued laminated timber beams and columns, steel connectors, limit state, seismic resistance, protection of timber structures

### **Abstract**

Wood is one of natural wealths of our country and to encourage its use encourages country's economic growth. It is also becoming a popular material in modern construction because of its ecological benefits. Designing timber framed structures in seismic areas has been quite a difficult if not an impossible task, with cross-laminated wooden panels it has become possible. Structurally it can be used as a shear wall or as a slab, which gives the structure its rigidity in the plane of the panel. Glued laminated timber (Glulam) elements have greater loading capacity than dimensionally equal elements of solid timber. Glulam is suitable for load-bearing elements in wooden structures, in which loading is expected to be greater. We wanted to verify the suitability of choice of the structural load-bearing system and dimensions of the load-bearing elements of a wooden office building in a seismic area. As a load-bearing system we chose frame, which is attached to two concrete kernels. For connection of load-bearing elements we chose steel connectors. The design of the concrete kernels and the joints between the timber frame and kernels are not included in the study. The structural modeling and its analysis were done by using software tool called Sofistik. During the study some assumptions were made, some were underpinned by tests. The conclusion is that with the use of cross laminated timber slabs, diagonals and concrete kernels sufficient horizontal resistance within the structure is achieved. The use of glued laminated timber for the beam elements is justified, although the dimensions are quite large, the same applies to the selected joints. We assume that most of the horizontal load is carried by kernels since they are much more rigid compared to the timber frame. For a more detailed analysis of the adequacy of the selected load-bearing system it would be necessary to include the design of the concrete kernels and joints between timber and concrete structure in the study. It should also be noted that the program used for structural analysis of the building does not give an option to define combination rules for serviceability limit state, although it is often decisive in the design of timber structures.

## KAZALO VSEBINE

<b>1</b>	<b>UVOD</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>PODLAGA ZA KONSTRUIRANJE LESENE VEČETAŽNE KONSTRUKCIJE</b>	<b>3</b>
<b>2.1</b>	<b>Projektna naloga</b>	<b>3</b>
<b>2.2</b>	<b>Izbira gradbenih materialov, nosilnega sistema in nosilnih elementov</b>	<b>5</b>
2.2.1	Izbira gradbenega materiala – les	5
2.2.1.1	Zgodovina	5
2.2.1.2	Lastnosti lesa	5
2.2.1.3	Lepljen lameliran les	8
2.2.1.4	Križno lepljeni leseni paneli	10
2.2.1.5	Vezna sredstva	14
2.2.2	Izbira nosilnega sistema in nosilnih elementov	14
<b>3</b>	<b>ANALIZA KONSTRUKCIJE</b>	<b>25</b>
<b>3.1</b>	<b>Osnovni podatki</b>	<b>25</b>
<b>3.2</b>	<b>Uporabljeni materiali</b>	<b>25</b>
<b>3.3</b>	<b>Uporabljeni predpisi</b>	<b>27</b>
<b>3.4</b>	<b>Vplivi na konstrukcijo</b>	<b>28</b>
3.4.1	Lastna teža	28
3.4.2	Stalna obtežba	28
3.4.3	Koristna obtežba	29
3.4.4	Obtežba snega	29
3.4.5	Obtežba vetra	30
3.4.5.1	Določitev tlaka vetra na ploskve	30
3.4.5.2	Zunanji tlaki	31
3.4.5.3	Notranji tlaki	32
3.4.5.4	Tlaki na ploskve	32
3.4.5.5	Sile vetra	33
3.4.6	Potresna obtežba	34
<b>3.5</b>	<b>Določitev začetnih dimenzij</b>	<b>36</b>
3.5.1	Dimenzije lepljenih lameliranih nosilcev	39
3.5.2	Dimenzije stebrov	41

3.5.3	Dimenzije diagonal	42
3.5.4	Debeline plošče	43
<b>4</b>	<b>RAČUNSKI MODEL KONSTRUKCIJE</b>	<b>44</b>
<b>5</b>	<b>REZULTATI</b>	<b>51</b>
<b>6</b>	<b>DIMENZIONIRANJE</b>	<b>57</b>
<b>6.1</b>	<b>MSN – mejno stanje nosilnosti</b>	<b>58</b>
6.1.1	Kombinacije vplivov	58
6.1.2	Dimenzioniranje primarnih nosilcev	59
6.1.3	Dimenzioniranje sekundarnih nosilcev	61
6.1.4	Dimenzioniranje stebrov	62
6.1.5	Dimenzioniranje diagonal	63
6.1.6	Dimenzioniranje stropnih in strešnih plošč	64
6.1.7	Dimenzioniranje spojev	66
6.1.7.1	Spoj steber – primarni nosilec	67
6.1.7.2	Spoj primarni nosilec – sekundarni nosilec	75
6.1.7.3	Spoj steber diagonala	81
6.1.7.4	Spoj stropna plošča / nosilec	85
6.1.7.5	(Členkasti) spoj stropna plošča – stropna plošča	88
6.1.7.6	(Momentni) spoj stropna plošča – stropna plošča	90
<b>6.2</b>	<b>MSU</b>	<b>95</b>
6.2.1	Kombinacije vplivov	95
6.2.2	Velikost povesa nosilca in plošče	95
6.2.3	Etažni pomiki konstrukcije	98
<b>6.3</b>	<b>KONTROLA STABILNOSTI</b>	<b>99</b>
6.3.1	Bočna zvrnitev	99
<b>7</b>	<b>ZAŠČITA LESENIH KONSTRUKCIJ</b>	<b>100</b>
<b>7.1</b>	<b>Zagotavljanje požarne varnosti</b>	<b>100</b>
7.1.1	Primarni nosilec	102
7.1.2	Stropna plošča	103
<b>7.2</b>	<b>Zaščita lesa pred vlago in UV žarki</b>	<b>104</b>
<b>7.3</b>	<b>Zaščita lesa proti zunanjim vplivom</b>	<b>104</b>
<b>7.4</b>	<b>Zaščita lesa proti boleznim</b>	<b>104</b>

<b>7.5</b>	<b>Zaščita lesa proti insektom</b>	<b>104</b>
<b>8</b>	<b>ZAKLJUČEK</b>	<b>105</b>
<b>VIRI</b>		<b>108</b>



## KAZALO PREGLEDNIC

PREGLEDNICA 1: SESTAVE SLOJEV PO SKLOPIH KONSTRUKCIJE _____	4
PREGLEDNICA 2: IZRAZI ZA SESTAVNE KOEFICIENTE (VIR: BLASS, 2004) _____	18
PREGLEDNICA 3: IZRAZI ZA IZRAČUN EFEKTIVNIH VREDNOSTI TRDNOSTNIH IN TOGOSTNIH LASTNOSTI PREREZOV _____	19
PREGLEDNICA 4: SESTAVNI KOEFICIENTI _____	20
PREGLEDNICA 5: EFEKTIVNE VREDNOSTI TOGOSTNIH LASTNOSTI PREREZOV _____	21
PREGLEDNICA 6: EFEKTIVNE VREDNOSTI TRDNOSTIH LASTNOSTI PREREZOV _____	21
PREGLEDNICA 7: OBODNE DIMENZIJE STAVBE _____	31
PREGLEDNICA 8: KOEFICIENTI ZUNANJEGA TLAKA IN VREDNOSTI ZUNANJIH TLAKOV V ODVISNOSTI OD PODROČJA STEN IN STREHE GLEDE NA VPLIV VETRA V X SMERI _____	31
PREGLEDNICA 9: KOEFICIENTI ZUNANJEGA TLAKA IN VREDNOSTI ZUNANJIH TLAKOV V ODVISNOSTI OD PODROČJA STEN IN STREHE GLEDE NA VPLIV VETRA V Y SMERI _____	32
PREGLEDNICA 10: OBODNE DIMENZIJE STAVBE IN KOEFICIENTI NOTRANJEGA TLAKA GLEDE NA SMER DELOVANJA VETRA _____	32
PREGLEDNICA 11: NETO TLAKI NA STREHI _____	33
PREGLEDNICA 12: RAZVRSTITEV OBTEŽB GLEDE NA NJIHOVO TRAJANJE IN PRIPADAJOČE VREDNOSTI MODIFIKACIJSKIH FAKTORJEV $K_{MOD}$ , KI VELJAJO ZA 1. IN 2. RAZRED UPORABE _____	57
PREGLEDNICA 13: VARNOSTNI FAKTORJI ZA MATERIAL _____	57
PREGLEDNICA 14: VREDNOSTI FAKTORJEV $\psi_2$ , $\psi_1$ IN $\psi_0$ _____	58
PREGLEDNICA 15: PRIMERI OBTEŽNIH KOMBINACIJ ZA MSN (SKUPNI FAKTORJI ZA VPLIVE) _____	58
PREGLEDNICA 16: PRIMERI OBTEŽNIH KOMBINACIJ ZA MSU (SKUPNI FAKTORJI ZA VPLIVE) _____	95
PREGLEDNICA 17: ETAŽNI POMIKI IN OMEJITEV ETAŽNIH POMIKOV _____	99

## KAZALO SLIK

SLIKA 1: TLORIS OBJEKTA _____	3
SLIKA 2: PREREZ A-A _____	4
SLIKA 3: ANIZOTROPIJA LESA (VIR: LEONARDO DA VINCI PILOT PROJECT, 2008) _____	6
SLIKA 4: ŽIVLJENJSKI CIKEL PROIZVODA (VIR: ZHANG, HUANG, 1.5.2011) _____	7
SLIKA 5: POSTOPEK IZDELAVE LEPLJENEGA LAMELIRANEGA LESA (VIR: BS HOLZ, 28.11.2011) _____	8
SLIKA 6: DEFORMIRANJE RAZLIČNIH ELEMENTOV IZREZANIH IZ RAZLIČNIH DELOV DEBLA PO SUŠENJU (VIR: LEONARDO DA VINCI PILOT PROJECT, 2008) _____	9
SLIKA 7: PRIKAZ PRIMERNIH DELOV DEBLA ZA LAMELE (VIR: LEONARDO DA VINCI PILOT PROJECT, 2008) _____	10
SLIKA 8: POSTOPEK IZDELAVE KRIŽNO LEPLJENIH LESENIH PANELOV (VIR: BSP HOLZ, 28.11.2011)	11
SLIKA 9: NAPETOSTI ZARADI »ROLLING SHEAR« OZ. STRIŽNE DEFORMACIJE (VIR: BLASS, 2004) _____	12
SLIKA 10: POTEK NAPETOSTI PO PREREZU BREZ UPOŠTEVANJA STRIŽNIH DEFORMACIJ _____	12
SLIKA 11: POTEK NAPETOSTI PO PREREZU Z UPOŠTEVANJEM STRIŽNIH DEFORMACIJ Z REDUKCIJSKIM FAKTORJEM (VIR: LEONARDO DA VINCI PILOT PROJECT, 2008) _____	13
SLIKA 12: POTEK NAPETOSTI PO PREREZU Z UPOŠTEVANJEM STRIŽNIH DEFORMACIJ _____	13
SLIKA 13: SKUPINE NOSILNIH SISTEMOV (VIR: WINTER, 2004) _____	15
SLIKA 14: RAZLIČNI PREČNI PREREZI NOSILCEV IN STEBROV (VIR: PRO:HOLZ AUSTRIA, 2002) _____	16
SLIKA 15: MOŽNE POSTAVITVE SEKUNDARNIH NOSILCEV GLEDE NA PRIMARNE _____	17
SLIKA 16: PRIMER KOMBINACIJE LESENIH LEPLJENIH NOSILCEV IN KRIŽNO LEPLJENE LESENE PLOŠČE _____	17
SLIKA 17: SIMBOLIČNI PRIKAZ SESTAVE IN OZNAKE SLOJEV KRIŽNO LEPLJENEGA LESENEGA PANELA _____	19
SLIKA 18: POTEK NAPETOSTI IN MODUL ELASTIČNOSTI _____	20
SLIKA 19: STRIŽNI SPOJ DVEH PLOŠČ _____	22
SLIKA 20: MOMENTNI SPOJ PLOŠČA – PLOŠČA (VIR: LEONARDO DA VINCI PILOT PROJECT, 2008) _____	22
SLIKA 21: STIKOVANJE PLOŠČE Z NOSILCEM _____	23
SLIKA 22: NEKAJ PRIMEROV KOVINSKIH SPOJNIH ELEMENTOV ZA STIKOVANJE PREČNIH IN VZDOLŽNIH NOSILCEV _____	23
SLIKA 23: STIKOVANJE GLAVNIH IN SEKUNDARNIH NOSILCEV _____	23
SLIKA 24: NAČINI SIDRANJA STEBROV V SPODNJI BETONSKI DEL STAVBE (VIR: SIDRANJE, 4.1.2012)	24
SLIKA 25: IZBRAN NAČIN SIDRANJA STEBROV V BETONSKO STENO _____	24
SLIKA 26: PRIKAZ RAZPOREDITVE TLAKOV NA PLOSKVE (VIR: SIST EN 1991-1-4) _____	32
SLIKA 27: PROJEKTNI SPEKTER _____	35

SLIKA 28: NAJVEČJE OSNE SILE V STEBRU _____	38
SLIKA 29: NAJVEČJE PREČNE SILE V NOSILCU _____	38
SLIKA 30: NAJVEČJI UPOGIBNI MOMENT V NOSILCU _____	38
SLIKA 31: NAJVEČJA OBREMENITEV DIAGONALE _____	39
SLIKA 32: SPROSTITVE DIAGONAL _____	44
SLIKA 33: SPREMINJANJE MEHANSKIH LASTNOSTI ŽE OBSTOJEČEGA MATERIALA _____	45
SLIKA 34: PRIPOROČENO MODELIRANJE PLOŠČE (VIR: LEONARDO DA VINCI PILOT PROJECT, 2008) _____	46
SLIKA 35: PODAJANJE OBTEŽNIH KOMBINACIJ, «COMBINATION RULES» _____	47
SLIKA 36: PREGLED NAD KOMBINACIJSKIMI FAKTORJI _____	48
SLIKA 37: KONČNI ZAPIS KOMBINACIJ _____	49
SLIKA 38: KONČNI MODEL NOSILNE KONSTRUKCIJE STAVBE V PROGRAMU SOFISTIK _____	50
SLIKA 39: PRIMARNI NOSILCI, UPOGIBNI MOMENTI $M_y$ (MERODAJNA JE SREDNJETRAJNA OBTEŽBA) _____	51
SLIKA 40: PRIMARNI NOSILCI, PREČNE SILE $N_z$ (MERODAJNA JE SREDNJETRAJNA OBTEŽBA) _____	51
SLIKA 41: SEKUNDARNI NOSILCI, UPOGIBNI MOMENTI $M_y$ (MERODAJNA JE SREDNJETRAJNA OBTEŽBA) _____	52
SLIKA 42: SEKUNDARNI NOSILCI, PREČNE SILE $N_z$ (MERODAJNA JE SREDNJETRAJNA OBTEŽBA) _____	52
SLIKA 43: STEBRI, OSNE SILE $N_x$ (MERODAJNA JE KRATKOTRAJNA OBTEŽBA) _____	53
SLIKA 44: DIAGONALE, OSNE SILE $N_x$ (MERODAJNA JE OBTEŽBA POTRESA) _____	53
SLIKA 45: STREŠNA PLOŠČA NA KOTI 11,5 M, UPOGIBNI MOMENTI $M_{xx}$ - OKOLI OSI Y – _____	54
SLIKA 46: STREŠNA PLOŠČA NA KOTI 11,5 M, UPOGIBNI MOMENTI $M_{yy}$ - OKOLI OSI X – _____	54
SLIKA 47: STREŠNA PLOŠČA NA KOTI 11,5 M, PREČNE SILE $Q_{xz}$ -NORMALA RAVNINE V SMERI X – _____	55
SLIKA 48: STREŠNA PLOŠČA NA KOTI 11,5 M, PREČNE SILE $Q_{yz}$ - NORMALA RAVNINE V SMERI Y – _____	55
SLIKA 49: SIMBOLIČEN PRIKAZ RAZPOREDITVE VEZNIH SREDSTEV _____	66
SLIKA 50: SPOJ STEBRA IN PRIMARNEGA NOSILCA _____	67
SLIKA 51: DIMENZIJE POMOŽNEGA JEKLENEGA ELEMENTA SPOJA STEBRA IN PRIMARNEGA NOSILCA _____	68
SLIKA 52: SHEMATSKI PRIKAZ PORUŠITVENIH PRIMEROV ZA DVOSTRIŽNO ZVEZO LES-JEKLO _____	69
SLIKA 53: ŠTIRISTRIŽNA ZVEZA (PRIMARNI NOSILEC/STEBER) _____	69
SLIKA 54: DVOSTRIŽNA ZVEZA – RAVNINA I (PRIMARNI NOSILEC/STEBER) _____	70
SLIKA 55: DVOSTRIŽNA ZVEZA – RAVNINA II (PRIMARNI NOSILEC/STEBER) _____	71
SLIKA 56: ENOSTRIŽNA ZVEZA – RAVNINA I (PRIMARNI NOSILEC/STEBER) _____	73
SLIKA 57: SPOJ PRIMARNEGA IN SEKUNDARNEGA NOSILCA _____	75
SLIKA 58: DIMENZIJE POMOŽNEGA JEKLENEGA ELEMENTA SPOJA PRIMARNEGA IN SEKUNDARNEGA NOSILCA _____	76
SLIKA 59: DVOSTRIŽNA ZVEZA – RAVNINA I (PRIMARNI NOSILEC/SEKUNDARNI NOSILEC) _____	77
SLIKA 60: ENOSTRIŽNA ZVEZA – RAVNINA I (PRIMARNI NOSILEC/SEKUNDARNI NOSILEC) _____	78
SLIKA 61: SPOJ STEBRA IN DIAGONALE _____	81

SLIKA 62: DIMENZIJE POMOŽNEGA JEKLENEGA ELEMENTA SPOJA STEBRA IN DIAGONALE _____	82
SLIKA 63: DVOSTRIŽNA ZVEZA – RAVNINA I (DIAGONALA/STEBER) _____	82
SLIKA 64: ENOSTRIŽNA ZVEZA – RAVNINA I (DIAGONALA/STEBER) _____	84
SLIKA 65: DIMENZIJE SPOJA PLOŠČE IN NOSILCA _____	85
SLIKA 66: MEJNE DEFORMACIJE PREREZA IN SILE V PREREZU _____	86
SLIKA 67: DIMENZIJE SPOJA PLOŠČ VZDOLŽ KRAJŠE STRANICE _____	89
SLIKA 68: DIMENZIJE SPOJA PLOŠČ VZDOLŽ DALJŠE STRANICE _____	90
SLIKA 69: KOMPONENETE UPOGIBKA (VIR: SIST EN 1995-1-1:2005) _____	96



## 1 UVOD

Tema naloge je izdelava idejnega projekta nizkoenergetske poslovne stavbe. Pozicija stavbe je predvidena na Letališki cesti v Ljubljani. V osnovi smo se odločili za skeletno konstrukcijo, ki ponuja večjo svobodo oblikovanja notranjih prostorov kot masivna nosilna konstrukcija, saj je skeletna nosilna konstrukcija sestavljena iz stebrov in nosilcev, medtem ko je masivna grajena ali iz masivnih tramov (brun) ali iz stenskih panelov iz lepljenih ali mozničenih lesenih elementov.

Obravnavali smo le del objekta, ki leži nad koto terena. Ravno tako smo izpustili dimenzioniranje obeh betonskih jeder. Za nosilno konstrukcijo objekta smo izbrali les, ker je ekološko prijazen, ponuja dobre bivalne klimatske razmere, ima majhno težo napram nosilnosti, z njegovo uporabo pa omogočamo razvoj podeželja in s tem tudi spodbujamo gospodarstvo. To pa je le nekaj prednosti lesa pri izbiri primerne materiala za vgradnjo v stavbo. Za betonska jedra smo se odločili zaradi zagotavljanja večje odpornosti konstrukcije na horizontalne vplive.

Do sedaj je najvišja sodobna lesena stavba, sestavljena iz osmih etaž, postavljena v Londonu leta 2008. V večini držav članic evropske unije pa je ali etažnost ali višina lesenih objektov omejena zaradi možnih posledic podvrženosti lesenih konstrukcij horizontalnim vplivom. Vplive delimo na stalne, spremenljive, neugodne in potresne. Za lesene konstrukcije so najbolj problematični vplivi vetra in potresni vpliv. Vendar pa izkušnje kažejo, da je možno projektirati lesene konstrukcije tudi na potresnem območju. Na Japonskem so potresno preizkusili največjo leseno masivno konstrukcijo (sedem etaž) iz križno lepljenih lesenih plošč. Obremenjena je bila s potresnim vplivom, ki je leta 1995 prizadel mesto Kobe. Po končanih vzburjanjih konstrukcija ni utrpela bistvenih poškodb razen na mehanskih veznih sredstvih, kar pa je mogoče sanirati.

V prvem delu je opisno in grafično predstavljena konstrukcija. Sledijo opis lastnosti lesa in teoretične osnove pri konstruiranju lesene konstrukcije ter predstavitev proizvodnje izbranih nosilnih elementov konstrukcije in stikovanja med njimi. Predstavljeno je reševanje problema odpornosti lesenih skeletnih konstrukcij na horizontalne vplive. Za zagotavljanje togosti konstrukcije v horizontalni ravnini plošč smo uporabili križno lepljene lesene plošče. Zaradi pomanjkanja določil glede določevanja karakterističnih lastnosti križno lepljenih lesenih plošč, smo med možnimi teorijami (Blass, 2004) izbrali najprimernejšo in rezultate uporabili v računskem modelu konstrukcije. Sledi določitev začetnih dimenzij nosilnih elementov in vplivov na konstrukcijo.

Za modeliranje konstrukcije smo izbrali programsko orodje Sofistik. S sprotim preverjanjem rezultatov smo se odločali o primernosti računskega modela za analizo kot tudi o ustreznosti drugih določil v povezavi z modeliranjem s programskim orodjem Sofistik. Ko smo »uglasili« računski model konstrukcije, smo v skladu s predpisi preverili ustreznost izbranih dimenzij nosilnih elementov in določili dimenzije veznih sredstev. Opisana je tudi možnost zaščite konstrukcije pred požarom, vlago in UV žarkom, zunanjim vplivom, različnim boleznim in insektom.

## 2 PODLAGA ZA KONSTRUIRANJE LESENE VEČETAŽNE KONSTRUKCIJE

### 2.1 Projektna naloga

Objekt sestoji iz treh etaž in betonske kleti, ki je namenjena parkiriščem. Posamezne etaže nad terenom sestavljajo poslovne enote, hodniki in prostor za vertikalne komunikacije. Vertikalne komunikacije so v tem primeru dve stopnišči in dve dvigali, ki so v paru umeščeni v betonski jedri. Sklop zunanja stena je ločena od nosilne konstrukcije. Fasada je »obešena« na nosilno konstrukcijo, t.i. obešena fasada.

Stavba je z izjemo kleti in betonskih jeder lesena. Vrh stavbe je na koti 11,5 m nad terenom. Pritlična etaža je visoka 4,5 m, ostali dve nad njo pa 3,5 m. Tlorisne dimenzije objekta so 47 m x 22 m. Vzdolž krajše stranice so stebri na razdalji 5,5 m. V srednjem predelu daljše stranice so stebri na razdalji 8,5 m, sicer 7,5 m.

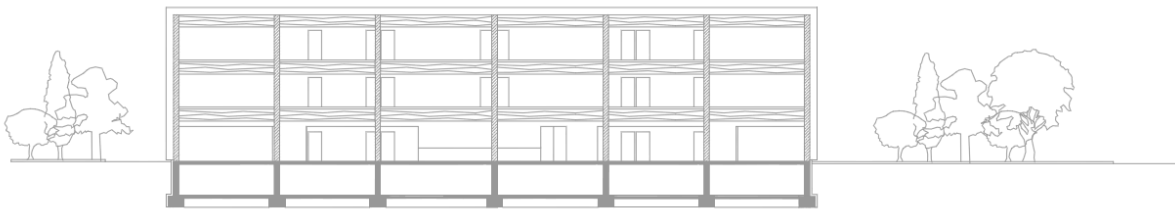
Vsi linijski elementi konstrukcije - stebri, primarni in sekundarni nosilci ter diagonale - so iz lepljenega lameliranega lesa. Stebri so po višini neprekinjeni in se na koti terena vpenjajo v betonske kletne stene. Stropne konstrukcije kot tudi strešno konstrukcijo sestavljajo križno lepljene lesene plošče proizvajalca KLH Massivholz GmbH in leseni lepljeni lamelirani nosilci.

Na sliki 1 in 2 sta prikazana značilni tloris in prerez obravnavanega objekta.



Slika 1: Tloris objekta





Slika 2:Prerez a-a

V Preglednici 1 so prikazane sestave slojev, ki jih potrebujemo za določitev vpliva stalne obtežbe.

Preglednica 1: Sestave slojev po sklopih konstrukcije

KONSTRUKCIJSKI SKLOP	DETAJL SESTAVE SKLOPOV
<b>ZUNANJA STENA:</b> Bambus (2,0 cm) Lesena podkonstrukcija (vzdolžne in prečne letve 10,0 x 5,0 cm) Toplotna izolacija (15,0 cm, 40,0 cm) Lesene deske (5,0 cm)	
<b>STROPNA KONSTRUKCIJA</b> Guma (1,0 cm) Ivčna plošča (1,5 cm) Mineralna volna (4,0 cm) Križno lepljena lesena plošča Mavčnokartonska plošča (1,25 cm)	
<b>STREHA (ZELENA)</b> Vegetacijski sloj (3,5 cm) Filterski sloj (1,5 cm) Akumulacijski sloj za vodo (2,5 cm) Ekstrudiran polistiren (30,0 cm) Zaščitni sloj pred predorom korenin (1,0 cm) Ločilni sloj (/) Hidroizolacija (0,1 cm) Ločilni sloj (/) Križno lepljene lesena plošča Mavčnokartonska plošča (1,25 cm)	

## **2.2 Izbira gradbenih materialov, nosilnega sistema in nosilnih elementov**

Ekološka gradnja ne vključuje le nizke porabe energije za ogrevanje in hlajenje stavbe, ob upoštevanju lokacije, orientacije na zemljišču, oblikovnega koeficienta, razporeditve prostorov in sestave sklopov. Upošteva tudi ekološki vidik materiala, iz katerega gradimo. Zaradi narave projekta smo tako izbrali les kot material za nosilno konstrukcijo. Odločili smo se za okvirni nosilni sistem, saj je za poslove stavbe najbolj primeren nosilni sistem. Z lepljenim lesom lahko premostimo večje razpone in omogočimo večjo svobodo oblikovanja prostora in možnost kasnejšega razporejanja posameznih poslovnih enot. Klet je betonska zaradi primernosti mehanskih karakteristik materiala pri pogojih, ki jih zahteva obtežba pod terenom. Jedra so ravno tako betonska in dajejo konstrukciji večjo odpornost na horizontalne obremenitve.

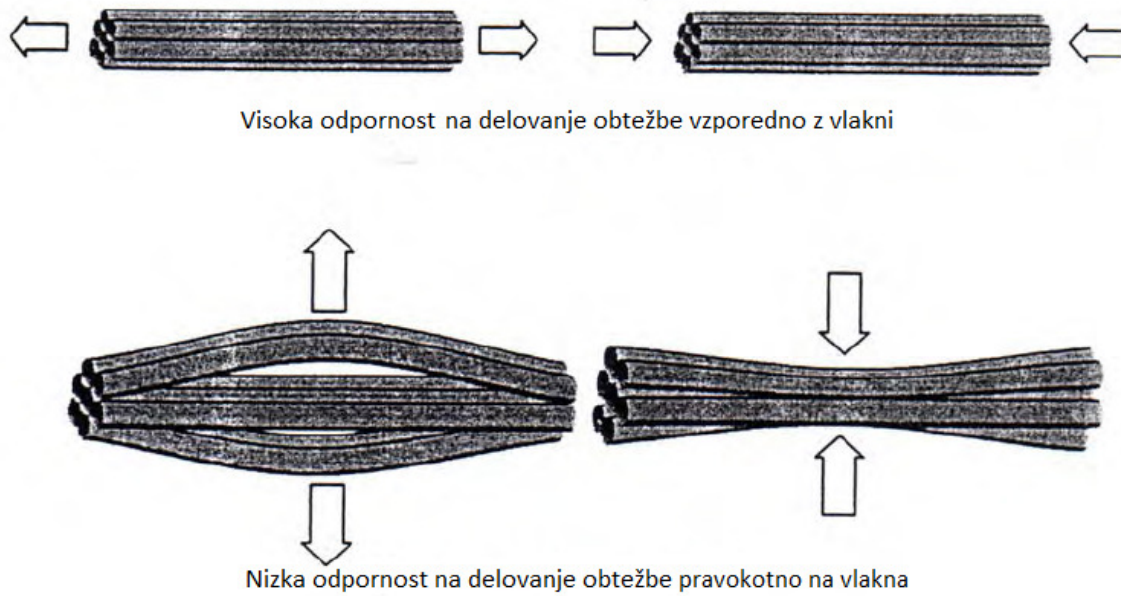
### **2.2.1 Izbira gradbenega materiala – les**

#### **2.2.1.1 Zgodovina**

Ljudje so postavljali lesena zatočišča že 120 000 do 40 000 let pr.n.št (Leonardo da Vinci Pilot Project, 2008). Zgrajena so bila iz debelejših vej, ki so bile nato prepletene z drugimi vejami ali pa le pokrite s travo. Prva lesena skeletna konstrukcija sega v leto 4500 do 3000 pr. n. št. (Herzog, Natterer, 2004). Trajnost takih hiš je bila 20 let (Herzog, Natterer, 2004). Težave so nastopile predvsem v povezovanju skeleta v celoto. Podeželske hiše so gradili med 13. in 19. stoletjem (Leonardo da Vinci Pilot Project, 2008). Materiali, ki so jih pri tem uporabljali so bili les, opeka in kamen. Kamen so uporabljali predvsem za temelje. Opeka se je pojavila kot gradbeni material v 15. stoletju (Leonardo da Vinci Pilot Project, 2008). Gradnja mestnih hiš se je pričela v obdobju med 12. in 13. stoletjem (Leonardo da Vinci Pilot Project, 2008). Konstrukcijska materiala sta bila predvsem opeka in kamen, zaradi večje odpornosti proti požaru. Les se je uporabljal predvsem za stropne konstrukcije in strehe. Od 16. stoletja dalje so bile mestne hiše grajene predvsem iz opeke (Leonardo da Vinci Pilot Project, 2008). Od 18. stoletja dalje je bila v mestih uporaba lesa kot gradbenega materiala zaradi nevarnosti požara bolj kot ne prepovedana (Pearson, 2011) z izjemo stropnih konstrukcij, predelnih sten in streh.

#### **2.2.1.2 Lastnosti lesa**

Les je naraven, organski material. Je kompozitna struktura celuloze, hemiceluloze in veziva lignina. Zaradi podolgovate oblike in orientacije celic lesa je izrazito anizotropen (glej sliko 3), kar pomeni, da ima v različnih smereh različne mehanske lastnosti.



Slika 3: Anizotropija lesa (Vir: Leonardo da Vinci Pilot Project, 2008)

Primarno se za nosilno konstrukcijo v večini primerov uporablja les iglavcev.

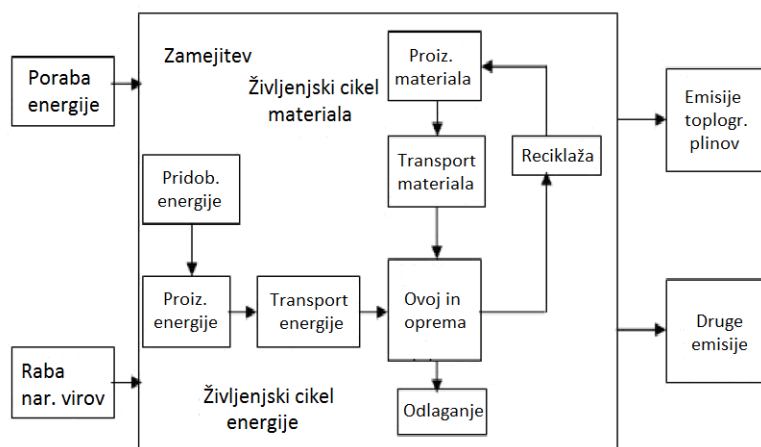
Lastnosti lesa lahko razvrstimo v naslednje skupine:

- Estetske lastnosti, ki vključujejo
  - teksturo,
  - strukturo,
  - barvo in
  - sijaj.
  
- Fizikalne lastnosti, kot so:
  - gostota,
  - poroznost,
  - vlažnost,
  - delovanje lesa (krčenje ali nabrekanje),
  - toplotna prevodnost,
  - električna prevodnost in
  - absorptivnost zvoka.
  
- Mehanske lastnosti, kot:
  - trdota (mehek, srednje trd, trd les),

- obrablјivost,
  - trdnost (natezna, tlačna, upogibna in strižna),
  - ceplјivost in
  - deformabilnost.
- Fizikalno - kemijske lastnosti, kot so:
    - trajnost,
    - gorlјivost in
    - odpornost proti kemikalijam.

Les kot gradbeni material ima več prednosti: visoko nosilnost v primerjavi z lastno težo, mogoče ga je svobodno oblikovati, je obnovljiv vir in ekološko prijazen, poleg tega pa ponuja dobre bivalne klimatske razmere; je paroprepusten, antistatičen, ima nizko prevodnost, majhno težo, dobre akustične lastnosti in predvsem je naraven. Gradnja z lesom je energetska varčna, je skladišče CO<sub>2</sub>, ob gorjenju pa je CO<sub>2</sub> nevtralen. Iz ekonomskega vidika bi ob večji uporabi lesa kot lokalne surovine (okoli 60% slovenskega državnega ozemlja je poraščenega z gozdom, prirastek pa je večji od poseka) omogočili razvoj podeželja in s tem tudi spodbujali gospodarstvo.

Za les se v primerjavi z drugimi gradbenimi materiali, kot so beton, opeka ali jeklo, porabi relativno nizka količina sive energije; to je energija, ki je potrebna za pridobivanje in pripravo materiala. Pridobivanje in priprava materiala sta del analize življenjskega cikla (LCA analize – Life cycle assessment), v kateri se preverijo poraba in vrsta energije kot tudi količina in vrsta uporabljenega materiala z vidika pridobivanja, izdelave, transporta, možnosti ponovne uporabe in uničenja po njihovem odsluženju (glej sliko 4).



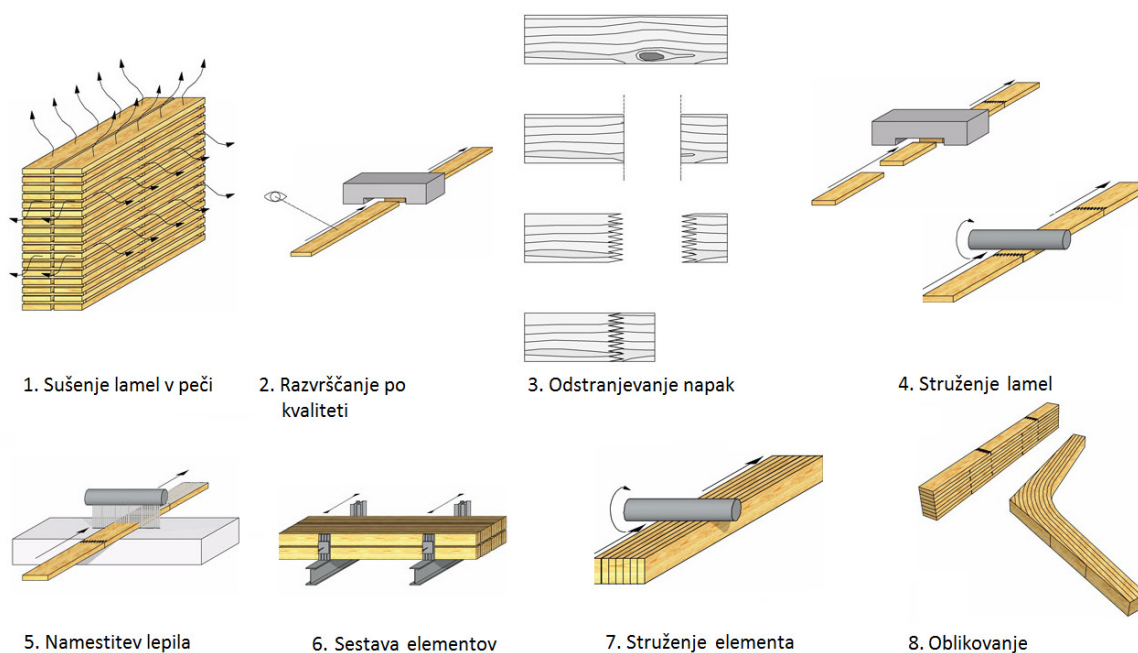
Slika 4: Življenjski cikel proizvoda (Vir: Zhang, Huang, 1.5.2011)

Pri snovanju konstrukcije pa se je potrebno zavedati tudi slabosti, ki jih prinese gradnja z lesom. Mehanske lastnosti lesa se precej razlikujejo v različnih smereh vlaken, poleg tega pa je njegova odpornost odvisna od količine vlage, gostote lesa, napak v lesu, temperature, kemijske sestave in trajanja obtežbe. Potrebno ga je tudi ustrezno zaščititi pred napadom žuželk in plesnijo.

### 2.2.1.3 Lepljen lameliran les

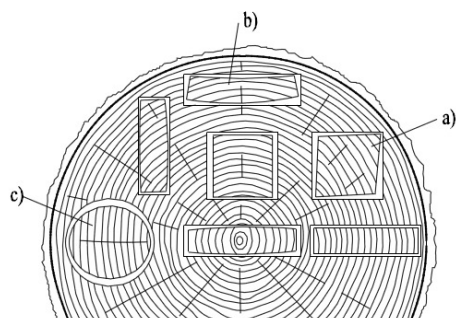
Lepljen les se je že od nekdaj uporabljal v konstrukcijske namene, vendar je do množične uporabe lepljenega lesa kot konstrukcijskega materiala prišlo v drugi polovici 20. stoletja. Otto Hetzer je sicer že leta 1906 prijavil patent za ukrivljene zlepljene lesene dele sestavljene iz večih lamel, ki so bile dane skupaj pod pritiskom in tako združene v celoto. Sestavil je lesen element, ki je bil bolj odporen in je prenesel večje obremenitve kot dotedanji leseni elementi.

Lepljen lameliran les sestavljajo tanke lamele, postavljene ena na drugo, ki so med seboj zlepljene z lepili v kontroliranih pogojih. Lepila so namenjena za konstrukcijsko uporabo. Imajo visoko trdnost in trajnost, so vodoodporna, odporna so tudi na povišano vlažnost in temperaturo, kakor tudi proti biološkim dejavnikom. Vlakna lamel potekajo vzdolž elementa. Lepljen lameliran les ima tako bolj enakomerne in boljše mehanske lastnosti kot les sam. Poleg tega ga je mogoče oblikovati skoraj v katerokoli obliko in velikost. Potek proizvodnje lepljenega lameliranega lesa prikazuje slika 5.

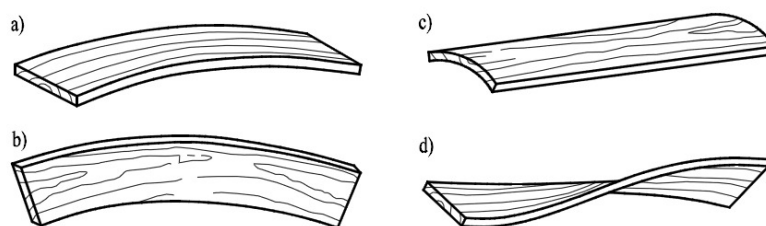


Slika 5: Postopek izdelave lepljenega lameliranega lesa (Vir: BS Holz, 28.11.2011)

Za izdelavo lepljenih lameliranih lesenih konstrukcij se najpogosteje uporablja smreka, jelka, macesen in topol, sicer lahko uporabljamo vse vrste lesa. Les mora biti brez napak, z največ 15 % vlažnostjo. Pred uporabo se les hrani v kontroliranih pogojih. Zelo pomembna je vlažnost posamezne deske pri spajanju, ki mora biti za vse lamele enaka, od 8 do 15 %. Vsaka posamezna lamela je običajno za izdelavo neukrivljenih nosilnih elementov debela 32 mm, izjemoma 42 mm. Neto širina pa manjša ali enaka 20 cm. Zaradi problema deformiranja so za izdelavo lamel primerne le krajne ali sredinske deske lesnega debla (glej sliko 6).



Izvijanje različnih prerezov izrezanih iz različnega dela debla po sušenju



Slika 6: Deformiranje različnih elementov izrezanih iz različnih delov debla po sušenju (Vir: Leonardo da Vinci Pilot Project, 2008)

Obstajata dva načina spajanja lamel: podolžno spajanje, kjer je potrebna širina večja od 20 cm in prečno spajanje, ko se lamele podaljšujejo. Pri podaljševanju se najpogosteje uporablja zobati spoj.

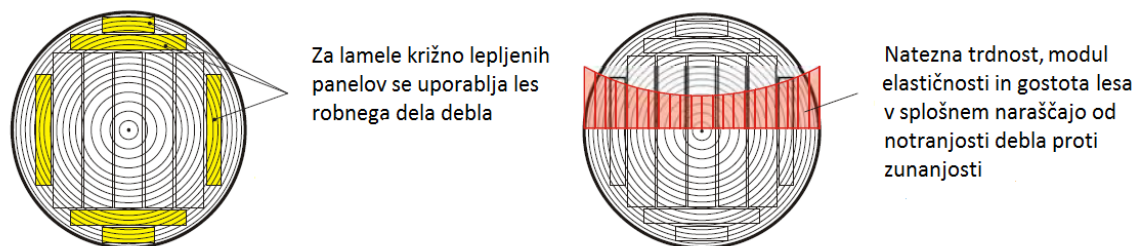
Lepljen lameliran les je podobno kot običajen les anizotropen. Odpornost lepljenega lameliranega lesa se razlikuje glede na smer poteka vlaken in smer obremenitve, glede na vlažnost ter trajanje obtežbe. Vendar pa ima lepljen lameliran les veliko boljše trdnostne in togostne karakteristike kot masiven les, predvsem na račun boljše preglednosti nad napakami, ki se lahko odstranijo. Tudi dimenzijsko je bolj stabilen.

Z okoljskega vidika se lepljen lameliran les zdi veliko bolj škodljiv kot masiven les. Podrobna raziskava pa je pokazala, da kljub večji potrošnji energije pri izdelavi in uporabi lepila (1%) razlika ni prav velika. Še toliko manj, če se upošteva uporaba kovinskih sredstev, ki so pri spajanju lesenih elementov skoraj vedno potrebni.

#### 2.2.1.4 Križno lepljeni leseni paneli

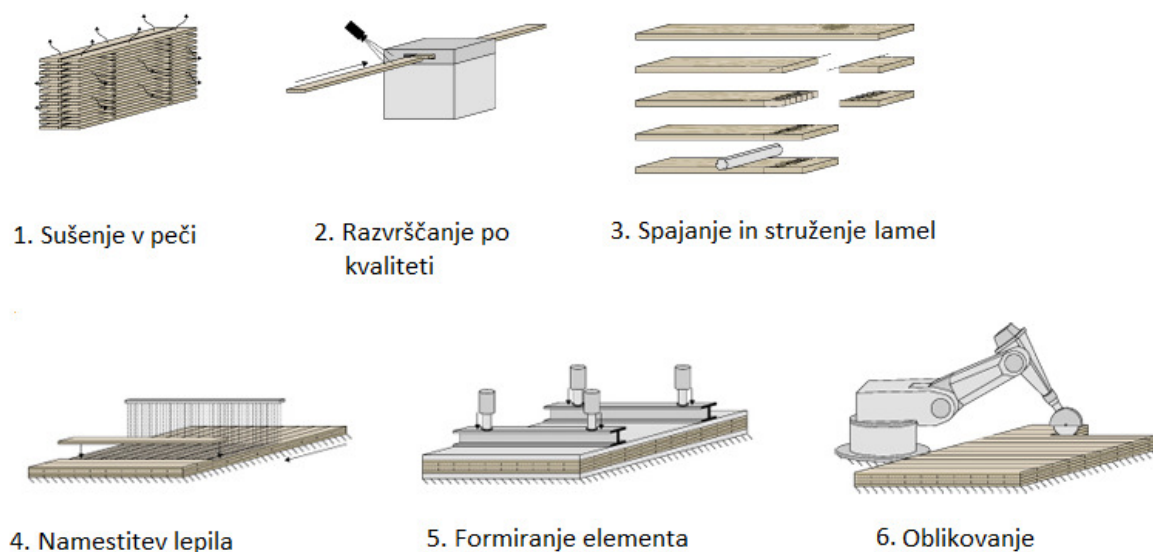
Do sedaj se z uporabo klasičnih konstrukcijskih elementov iz linijskih elementov iz lepljenega in masivnega lesa ni dalo reševati kompleksnih konstrukcij ter arhitekturne zasnove objektov. S križno lepljenimi lesenimi paneli je to postalo mogoče. Z visoko stopnjo prefabrikacije in ekonomičnosti je gradnja z njimi hitra in enostavna.

Osnovni element križno lepljenega lesa je lesena deska (lamela), ki je vzeta iz robnega dela debla. Les ima v tem delu debla dobre mehanske lastnosti (glej sliko 7).



Slika 7: Prikaz primernih delov debla za lamele (Vir: Leonardo da Vinci Pilot Project, 2008)

Deske za umestitev v križno lepljene lesene panele so običajno od 80 do 240 mm široke in od 10 do 45 mm debele. Trenutno se za križno lepljene lesene panele uporablja les iglavcev (smreka, bor, jelka), v prihodnosti pa se bo lahko uporabil tudi les listavcev. Les mora biti tehnično posušen do 12% ( $\pm 2\%$ ) vlažnosti, kar služi kot zaščita pred plesnimi, gobami in insekti. Vzdolžne in prečne sloje panela lahko sestavimo iz različnih vrst lesa. Za spajanje se priporoča uporaba zobastih spojev. Lamelle se pod vsokim pritiskom zlepi v večji masivni element. Postopek izdelave križno lepljenih lesenih panelov je shematično prikaz na sliki 8.



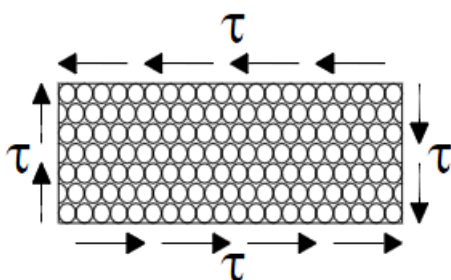
Slika 8: Postopek izdelave križno lepljenih lesenih panelov (Vir: BSP Holz, 28.11.2011)

Paneli so sestavljeni iz lihega števila slojev. Največja debelina panela ne presega 50 cm. Prečni prerez je simetričen, sloji pa so medsebojno pravokotno orientirani. Zaradi križne orientiranosti lamel križno lepljeni leseni elementi prenašajo obtežbo v dveh pravokotnih smereh in jih zato lahko uporabimo tako za plošče kot tudi za stene. Glavna nosilna smer ustreza orientaciji vlaken zunanjih dveh plasti desk.

Dimenzije elementov so odvisne od proizvodnje, prevoza in sestavljanja. Največje trenutno možne dimenzije so približno 16,5 m dolžine, 3 m širine in 0,6 m debeline. Večje dimenzije tvorimo z zobatim spajanjem posameznih elementov.

S križnim lepljenjem lamel dosežemo enakomernejše mehanske lastnosti v primerjavi z masivnim lesom kot tudi bolj homogeno obnašanje, zaradi česar se prerezi manj krivijo. Problem, ki se pojavlja pri križno lepljenih lesenih elementih, je »rolling shear« ali strižna deformacija v ravnini pravokotno na smer vlaken (glej sliko 9).





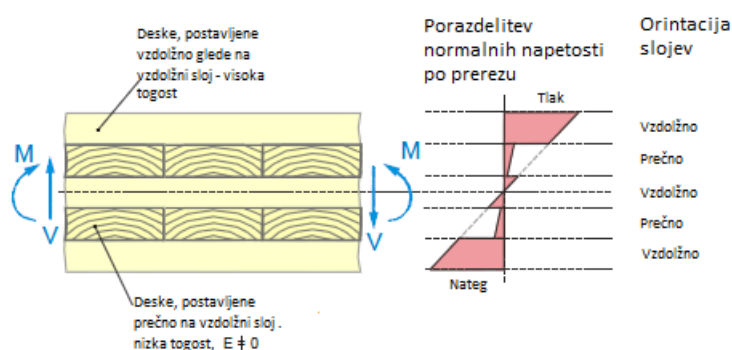
Slika 9: Napetosti zaradi »rolling shear« oz. strižne deformacije (Vir: Blass, 2004)

Porazdelitev deformacij in s tem tudi napetosti po prerezu križno lepljenih lesenih panelov je odvisna tudi od strižne deformacije. Zaradi nizkega strižnega modula se deformacija znatno poveča ob povečanju debeline sloja, v katerem obstaja možnost lokalne strižne deformacije. Strižni modul je odvisen od lastnosti lesa, kot so gostota in potek letnic. Standard podaja razmerje  $G_{R,mean}/G_{mean} = 0,10$ .

Za projektiranje križno lepljenih lesenih panelov obstaja več načinov določevanja odpornosti in togosti prereza elementa. Vsi temeljijo na lastnostih enega sloja. Pri določevanju odpornosti prečnega prereza elementa v vzdolžni smeri lahko zanemarimo prispevek prečnih slojev, kar lahko povzroči velike razlike med izračunanim in dejanskim stanjem.

Prispevek prečnih slojev k odpornosti lahko upoštevamo z uporabo eno od naslednjih teorij:

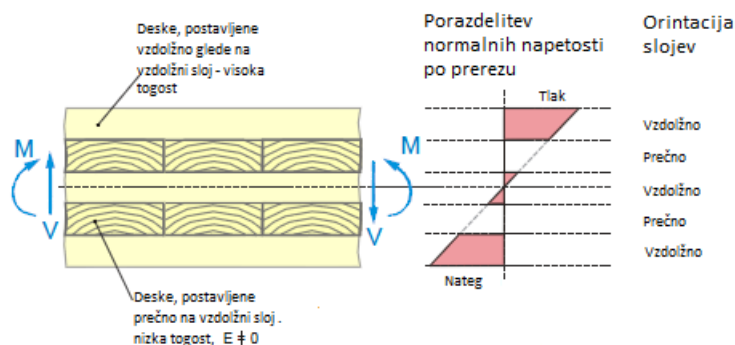
- *kompozitna teorija*; upošteva osnovne vrednosti odpornosti in togosti posameznih slojev glede na njihovo lego v prečnem prerezu. Ne upošteva pa strižne deformacije upogibnih elementov, zato je primerna za uporabo le pri velikem razmerju med razponom in višino,



Slika 10: Potek napetosti po prerezu brez upoštevanja strižnih deformacij

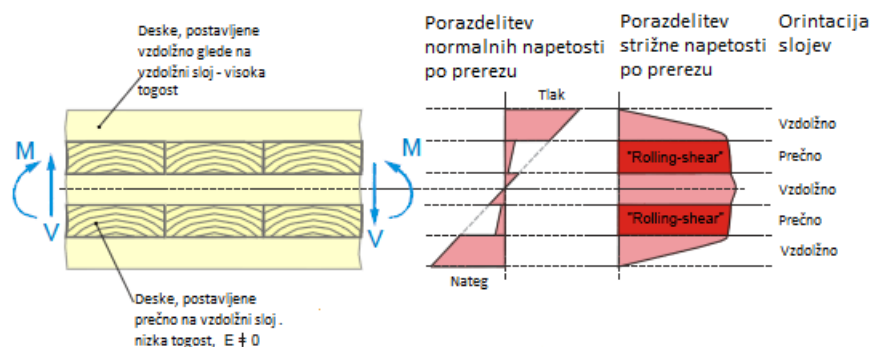
(Vir: Leonardo da Vinci Pilot Project, 2008)

▪ *teorija mehansko povezanih nosilcev*; z izračunom efektivne upogibne togosti in rezultirajočih napetosti se normalne napetosti v prečnih prerezih lahko zanemari. Namesto zdrsev v spojih se strižno deformacijo upošteva z redukcijskim faktorjem  $\gamma_i$ . Metoda je primerna za nizka razmerja med razponom in višino,



Slika 11: Potek napetosti po prerezu z upoštevanjem strižnih deformacij z redukcijskim faktorjem  
(Vir: Leonardo da Vinci Pilot Project, 2008)

▪ *Kreuzinger-jeva metoda strižne analogije*; omogoča bolj natančen izračun za križno lepljene lesene panele. Upošteva se različni moduli elastičnosti in strižni moduli in je primerna za kakršenkoli sestav. Tudi število plasti ni omejeno.



Slika 12: Potek napetosti po prerezu z upoštevanjem strižnih deformacij  
(Vir: Leonardo da Vinci Pilot Project, 2008)

V obravnavanem primeru je razmerje med razponom in višino križno lepljene lesene plošče veliko, zato lahko upravičeno upoštevamo kompozitno teorijo.

Sposobnost prevajanja toplote je pri masivnih križno lepljenih lesenih panelih relativno nizka. Prevajanje toplote je 300 do 400 krat počasnejše kot pri jeklu. Elementi zogleenijo počasi od površine proti notranjosti, zogleneli del na površini pa onemogoča dostop kisika do nezoglenele notranjosti.

Glede na hitrost gorenja križno lepljenih lesenih panelov znaša običajna požarna odpornost 3 – slojnega panela 30 min, s 5 – slojnim je mogoče doseči požarno odpornost 60 min, pri še večjih pa tudi 90 min.

Križno lepljen lesen panel je konstrukcijski element, ki je dimenzijsko stabilen, ima dobre mehanske lastnosti, ima dobro toplotno stabilnost, kot tudi zadostno požarno odpornost. Ob primerni vgradnji v stavbo povečuje potresno odpornost konstrukcije, saj imajo veliko togost v svoji ravnini. Proces obdelave in izgradnje je hiter, pri tem pa ne potrebujemo visoko kvalificirane delovne sile.

### **2.2.1.5 Vezna sredstva**

Prednost lesa kot gradbenega materiala je tudi enostavnost spajanja elementov v konstrukcije. Vezna sredstva, ki jih lahko pri tem uporabimo so: žblji, trni, sponke, vijaki, lesni vijaki, mozniki, krempljaste plošče, lepilo,...

Glede na to kako prevzemajo obremenitev ločimo naslednje vrste priključkov:

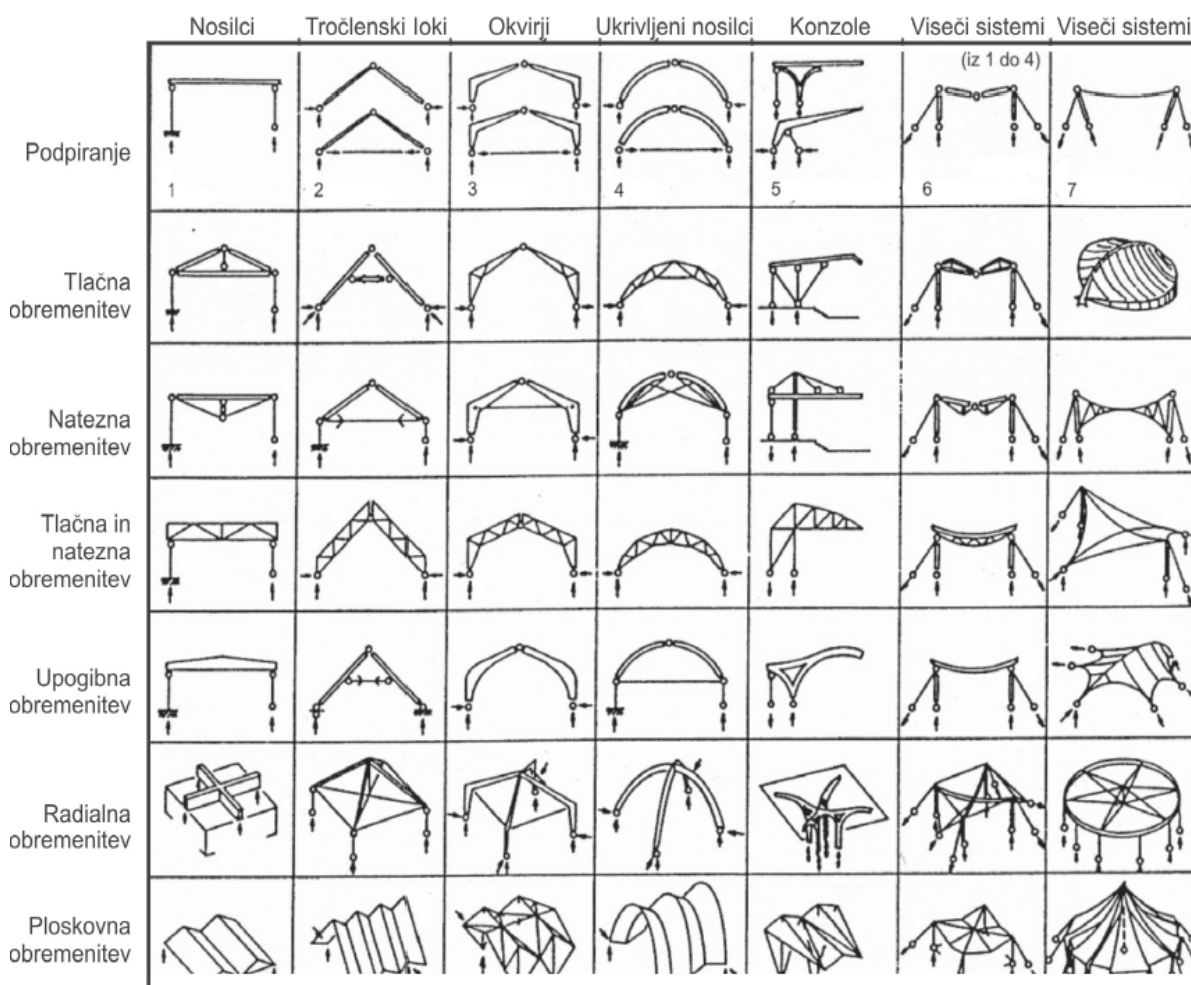
- strižni priključki (žblji, trni, sponke, vijaki, krempljaste plošče, lepilo),
- natezni priključki (vijaki, lepilo) in
- tlačni priključki (kontaktne napetosti).

Nosilnost veznega sredstva se lahko ugotavlja eksperimentalno z obremenjevanjem do porušitve ali pa računsko na podlagi analize napetostnega stanja v priključenih elementih in veznih sredstvih, pri čemer upoštevamo računске lastnosti materialov.

### **2.2.2 Izbira nosilnega sistema in nosilnih elementov**

Vertikalni nosilni elementi poljubne nosilne konstrukcije so stebri in/ali stene. Nosilni sistem konstrukcije, katere vertikalni elementi so le stene, imenujemo stenski nosilni sistem, tiste, katere vertikalni elementi so le stebri, pa okvirni nosilni sistem. Konstrukcija je lahko tudi kombinacija obeh, t.j. mešani nosilni sistem. Zaradi zahtev arhitekturne zasnove poslovnih prostorov, kjer se zahteva odprte tlorisne površine in možnost naknadnih sprememb, smo za nosilni sistem obravnavane konstrukcije izbrali okvir.

Na sliki 13 so prikazane skupine nosilnih sistemov lesenih konstrukcij in na kakšen način konstrukcija pretežno prenaša obtežbo.



Slika 13: Skupine nosilnih sistemov (Vir: Winter, 2004)

Odpornost konstrukcij na horizontalno obremenitev dosežemo z enim od naštetih načinov:

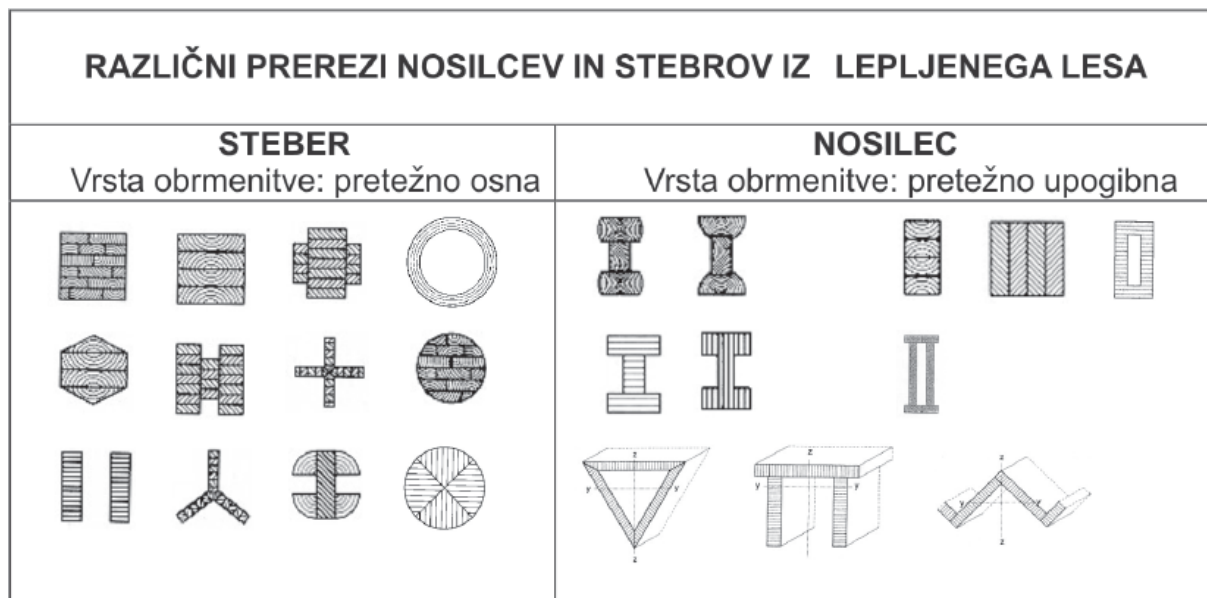
- momentni okvir,
- strižne stene,
- mešani nosilni sistem in
- posebne zavarovalne konstrukcije (npr.: diagonale).

Momentni okvir je v lesenih konstrukcijah težje doseči. Upogibno nosilnost spojev lesenih konstrukcij običajno dosežemo z jeklenimi spoji (hibridna konstrukcija lesa in jekla), saj samo z lesenimi zvezami s kovinskimi veznimi sredstvi ali brez takim zahtevam ne moremo ugoditi. Posledica delno togih ali členkastih spojev v momentnem okviru pa je pomanjkanje odpornosti na horizontalne obremenitve. Slabost strižnih sten je, da narekujejo obliko prostora in s tem omejujejo svobodo oblikovanja tlorisa. Pri izbiri načina za zagotovitev odpornosti konstrukcije na horizontalne

obtežbe (obtežbe vetra, potresne obtežbe) smo izbrali diagonale v kombinaciji z betonskimi stenami (betonski jedri), ker nismo želeli posegati v svobodo oblikovanja in naraven izgled konstrukcije.

Nosilni del konstrukcije smo ločili od konstrukcijskega sklopa zunanje stene (obešena fasada) zaradi možne kondenzacije vodne pare na kovinskih veznih sredstvih pri prehodu le te skozi zunanjo steno. Les prične na tem mestu propadati, nosilnost lesa pa se posledično zmanjša.

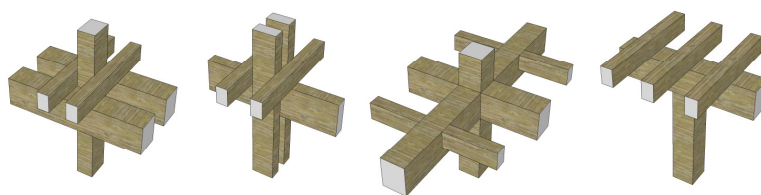
Za določitev oblike prereza stebrov in nosilcev smo izbirali med različnimi možnostmi. Nekatere so prikazane na sliki 14. Za stebre kot tudi za primarne in sekundarne nosilce smo se zaradi preprostosti izdelave, stikovanja in dimenzioniranja odločili za prerez pravokotne oblike.



Slika 14: Različni prečni prerezi nosilcev in stebrov (Vir: Pro:Holz Austria, 2002)

Sekundarne nosilne elemente, kot so nosilci, se namesti nad ali med primarne nosilce oziroma nosilne elemente na različne načine (glej sliko 15). Slika 16 prikazuje običajno postavitev sekundarnih nosilcev glede na primarne. Značilnost lepljenih lameliranih lesenih nosilcev je, da so v primerjavi z nosilci iz drugih materialov razmeroma visoki.

Izbrali smo postavitev sekundarnih nosilcev v ravnini glavnih nosilcev, saj bi bila sicer etažna višina po nepotrebem višja. Odločili smo se, da nosilci ostanejo vidni.



Slika 15: Možne postavitve sekundarnih nosilcev glede na primarne

Večje razpore med stebri lahko premoščamo s križno lepljenimi lesenimi ploščami. Po navodilih večih proizvajalcev križno lepljenih lesenih plošč se jih praviloma pritrjuje le na robovih, na ostale nosilne elemente pa so le položene, zato smo to tudi upoštevali. Glavna smer križno lepljenih lesenih plošč poteka vzdolž primarnih nosilcev, ki potekajo vzdolž daljše stranice objekta.



Slika 16: Primer kombinacije lesenih lepljenih nosilcev in križno lepljene lesene plošče  
(Vir: Wood-framed schools, 2.12.2011)

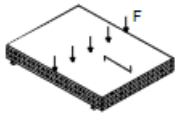
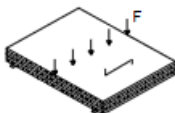
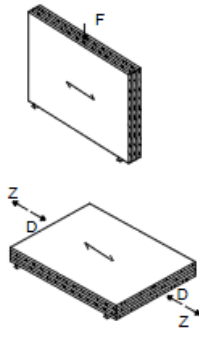
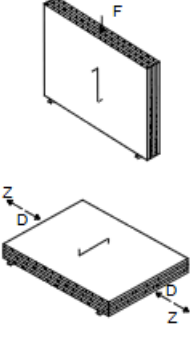
Nosilnost plošče je odvisna od vrste prereza, razmerja med dolžino in širino ter načina podpiranja. Plošča lahko nosi v eni ali dveh upogibnih smereh. Običajno se za križno lepljene lesene plošče predvideva nosilnost le v eni upogibni smeri. V primeru predpostavljene nosilnosti plošče v obeh smereh, je potrebno stikovanju plošč na robu nameniti posebno pozornost.

Križno lepljene plošče se v svoji ravnini obravnava kot toge plošče in so primerne za raznos horizontalnih obtežb na vertikalne nosilne elemente.

Kompozitna teorija predpostavlja linearen potek napetosti po prerezu in Bernoullijevo hipotezo o ravnih prerezih. Kot rečeno, strižna deformacija ni upoštevana.

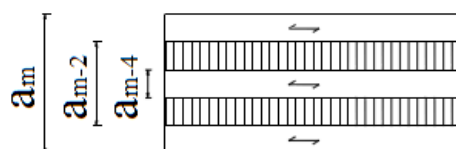
Sestavni koeficient ( $k_i$ ) je razmerje med odpornostjo ali togostjo obravnavanega prečnega prereza in odpornostjo ali togostjo navideznega homogenega prereza, katerega vlakna vseh slojev so vzporedna s smerjo napetosti. Izrazi za izračun sestavnih koeficientov so prikazani v preglednici 2. Z izračunom efektivnih vrednosti odpornosti in togosti lahko določimo potek napetosti in deformacije prereza.

Preglednica 2: Izrazi za sestavne koeficiente (Vir: Blass, 2004)

	$k_i$
	$k_1 = 1 - \left(1 - \frac{E_{90}}{E_0}\right) \cdot \frac{a^3_{m-2} - a^3_{m-4} + \dots + a^3_1}{a^3_m}$
	$k_2 = \frac{E_{90}}{E_0} + \left(1 - \frac{E_{90}}{E_0}\right) \cdot \frac{a^3_{m-2} - a^3_{m-4} + \dots + a^3_1}{a^3_m}$
	$k_3 = 1 - \left(1 - \frac{E_{90}}{E_0}\right) \cdot \frac{a_{m-2} - a_{m-4} + \dots + a_1}{a_m}$
	$k_4 = \frac{E_{90}}{E_0} + \left(1 - \frac{E_{90}}{E_0}\right) \cdot \frac{a_{m-2} - a_{m-4} + \dots + a_1}{a_m}$

Pri tem so:

- $a_1$  debelina srednje plasti križno lepljenega lesenega panela
- $a_m$  celotna debelina križno lepljenega lesenega panela
- $a_{m-2i}$  ( $i=1,2,\dots$ ) delne debeline slojev, ki so prikazane na sliki 16
- $E_0$  modul elastičnosti posamezne plasti križno lepljenega lesenega panela v smeri vlaken
- $E_{90}$  modul elastičnosti posamezne plasti križno lepljenega lesenega panela v smeri pravokotno na vlakna



Slika 17: Simbolični prikaz sestave in oznake slojev križno lepljenega lesenega panela  
 (Vir: Blass, 2004)

V preglednici 3 je prikazan izračun efektivnih vrednosti trdnosti in togostnih lastnosti prerezov glede na sestavne koeficiente, odpornost in module elastičnosti slojev, ki so vzporedni z vlakni.

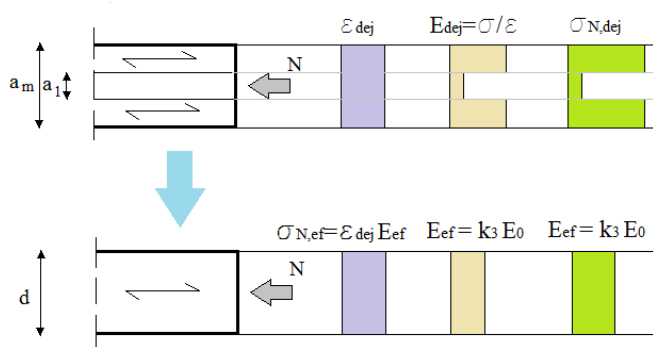
Preglednica 3: Izrazi za izračun efektivnih vrednosti trdnostnih in togostnih lastnosti prerezov  
 (Vir: Blass, 2004)

Obremenitev	Glede na smer vlaken zunanjih plasti	Efektivna trdnost	Efektivna togost
Pravokotno na ravnino plošče			
Upogib	Vzporedno	$f_{m,0,ef} = f_{m,0} \cdot k_1$	$E_{m,0,ef} = E_0 \cdot k_1$
	Pravokotno	$f_{m,90,ef} = f_{m,90} \cdot k_2 \cdot a_m / a_{m-2}$	$E_{m,90,ef} = E_0 \cdot k_2$
V ravnini plošče			
Upogib	Vzporedno	$f_{m,0,ef} = f_{m,0} \cdot k_3$	$E_{m,0,ef} = E_0 \cdot k_3$
	Pravokotno	$f_{m,0,ef} = f_{m,0} \cdot k_4$	$E_{m,90,ef} = E_0 \cdot k_4$
Nateg	Vzporedno	$f_{t,0,ef} = f_{t,0} \cdot k_3$	$E_{t,0,ef} = E_0 \cdot k_3$
	Pravokotno	$f_{t,90,ef} = f_{t,90} \cdot k_4$	$E_{t,90,ef} = E_0 \cdot k_4$
Tlak	Vzporedno	$f_{c,0,ef} = f_{c,0} \cdot k_3$	$E_{c,0,ef} = E_0 \cdot k_3$
	Pravokotno	$f_{c,90,ef} = f_{c,90} \cdot k_4$	$E_{c,90,ef} = E_0 \cdot k_4$



V večini primerov so sloji križno lepljenega lesenega panela iz lesa trdnostnega razreda C24. Številni testi so pokazali, da lahko za izračun efektivnih trdnosti in togosti lesenih križno lepljenih lesenih panelov narejenih iz trdnostnega razreda C24 uporabimo lastnosti lepljenega lameliranega lesa GL28h.

V izračunih obravnavamo prereze kot homogene, pri tem pa smatramo, da so vlakna slojev vzporedna s smerjo napetosti in imajo izračunane efektivne trdnostne in togostne lastnosti. Slika 18 prikazuje potek napetosti po prerezu in modul elastičnosti posamezne plasti in efektivnega modula elastičnosti namišljenega prereza.



Slika 18: Potek napetosti in modul elastičnosti

V obravnavanem primeru obtežba deluje pravkotno na ravnino križno lepljenih lesenih panelov (plošč), vendar je model prostorski in lahko obremenitev plošče deluje tudi v ravnini plošče, zato je potrebno izračunati vse vrednosti navedene v preglednici 3. Izračunane vrednosti sestavnih koeficientov in efektivnih vrednosti togostnih in trdnostnih lastnosti prerezov so prikazani v preglednicah 4, 5 in 6. Upogibne vrednosti veljajo za primer delovanja obtežbe pravokotno na ravnino plošče.

Preglednica 4: Sestavni koeficienti

Število slojev	Skupna debelina [mm]	Debelina posameznih slojev [mm]	$k_1$	$k_2$	$k_3$	$k_4$
5s	146	34/22/34/22/34	0,865	0,169	0,709	0,325
5s	200	40/40/40/40/40	0,799	0,234	0,613	0,420
7s	226	34/30/34/30/34/30/34	0,746	0,287	0,615	0,418

Preglednica 5: Efektivne vrednosti togostnih lastnosti prerezov

Število slojev	Skupna debelina [mm]	$E_{m,0,ef}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$E_{m,90,ef}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$E_{0,ef}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$E_{90,ef}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]
5s	146	1090	212	893	409
5s	200	1007	295	773	529
7s	226	940	362	775	527

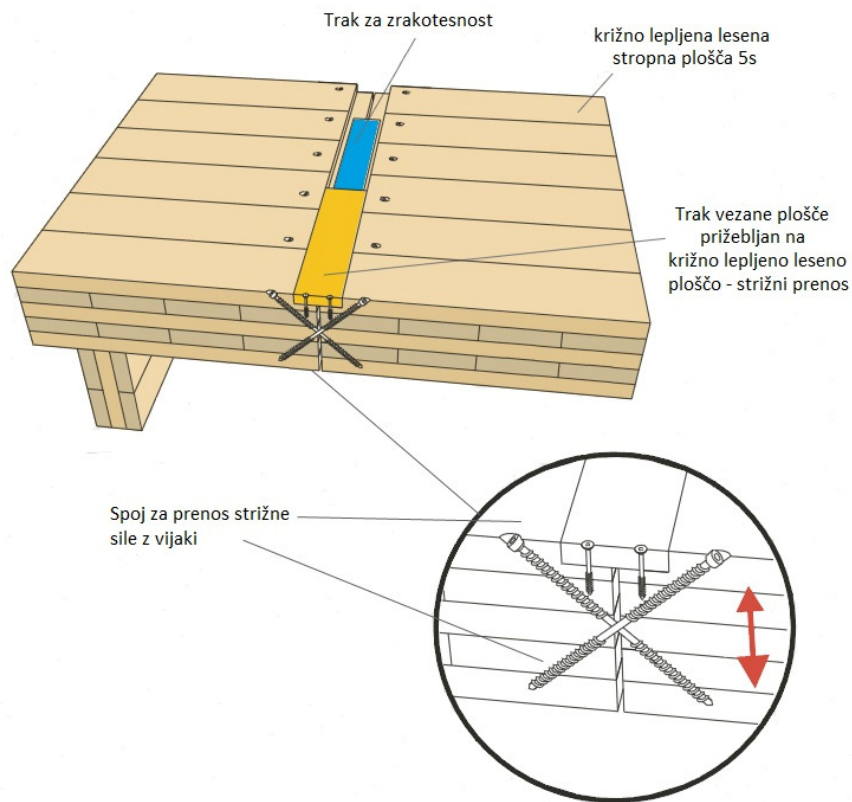
Preglednica 6: Efektivne vrednosti trdnostih lastnosti prerezov

Število slojev	Skupna debelina [mm]	$f_{m,0,ef}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$f_{m,90,ef}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$f_{t,0,ef}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$f_{t,90,ef}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$f_{c,0,ef}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$f_{c,90,ef}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]
5s	146	2,42	0,88	0,03	0,02	1,88	0,86
5s	200	2,24	1,09	0,03	0,02	1,63	1,11
7s	226	2,09	1,15	0,03	0,02	1,63	1,11

Stiki med posameznimi paneli se običajno izvedejo kot preklopni vijačeni spoji. Vrste uporabljenih stikov, dimenzije vijakov in žebeljev se običajno razlikujejo med proizvajalci križno lepljenih lesenih panelov. Računska nosilnost vijakov in žebeljev se določi v skladu z veljavnimi standardi za projektiranje mehanskih stikov v lesenih konstrukcijah in tehničnimi soglasji za mehanska vezna sredstva.

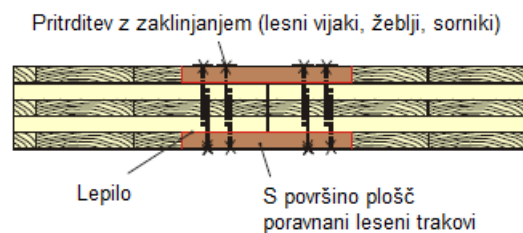
Posebnost pri stikovanju lesenih elementov je podajnost veznih sredstev. Standard nam ponuja dve možnosti: podajnost lahko upoštevamo v računskem modelu konstrukcije s podajanjem zasučne togosti veznih sredstev ali pa jo upoštevamo naknadno v izračunu povesov nosilnih elementov konstrukcije.

V računskem modelu konstrukcije je privzeto, da je plošča nosilna v obeh smereh. Detajl stikovanja na sliki 19 ustreza stikovanju plošč vzdolž krajših stranic.



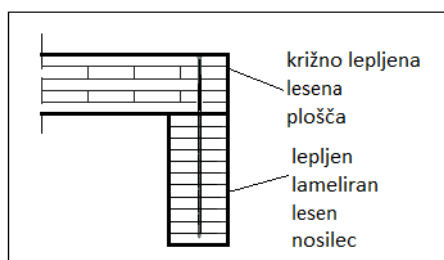
Slika 19: Strižni spoj dveh plošč

Detajl stikovanja vzdolž daljših stranic plošč je prikazan na sliki 20.



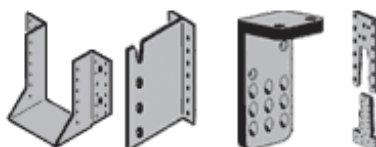
Slika 20: Momentni spoj plošča – plošča (Vir: Leonardo da Vinci Pilot Project, 2008)

Za stikovanje plošč z nosilci je bilo privzeto stikovanje križno lepljenih lesenih plošč s križno lepljenimi lesenimi stenami po priporočilih KLH izdelovalca križno lepljenih lesenih panelov, ki je prikazan na sliki 21.



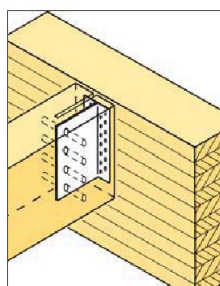
Slika 21: Stikovanje plošče z nosilcem

Stikovanja nosilcev ali nosilcev in stebrov se običajno izvedejo s pomožnimi tipskimi kovinskimi veznimi sredstvi (glej sliko 22) ali posebej sprojektiranimi kovinskimi pomožnimi elementi.



Slika 22: Nekaj primerov kovinskih spojnih elementov za stikovanje prečnih in vzdolžnih nosilcev  
(Vir: Statični priročnik za jeklene elemente spoja, 11.11.2011)

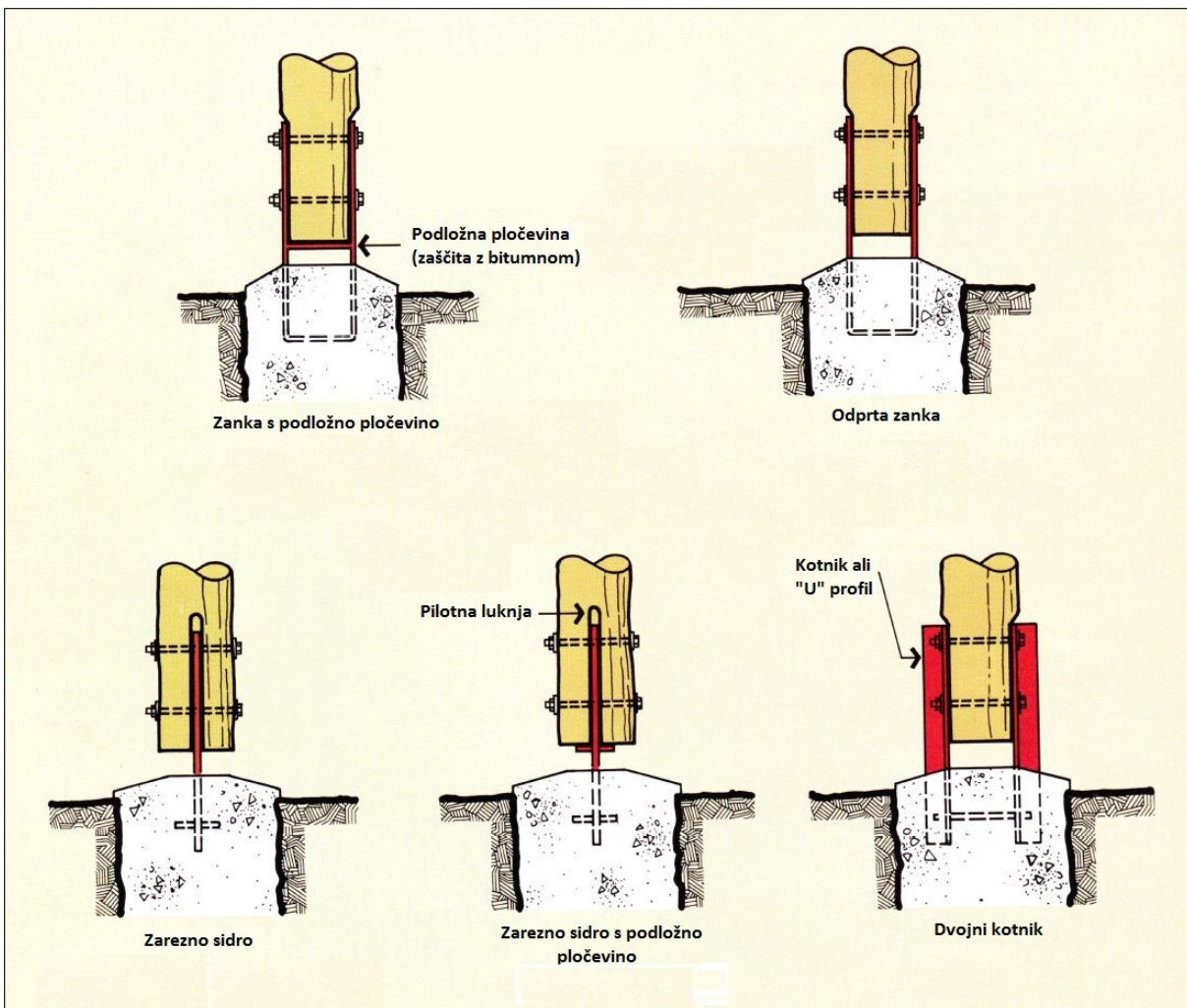
Izbran način stikovanja je prikazan na sliki 23.



Slika 23: Stikovanje glavnih in sekundarnih nosilcev  
(Vir: Statični priročnik za jeklene elemente spoja, 11.11.2011)

Lepljeni lamelirani leseni stebri se sidrajo v spodnjo konstrukcijo ali v temeljna tla s pomočjo kovinskih sider.

Slika 24 prikazuje nekaj možnih načinov sidranja lesenih stebrov v temelj (betonske kletne stene).



Slika 24: Načini sidranja stebrov v spodnji betonski del stavbe (Vir: Sidranje, 4.1.2012)

Izbran način sidranja prikazuje slika 25.



Slika 25: Izbran način sidranja stebrov v betonsko steno

### 3 ANALIZA KONSTRUKCIJE

#### 3.1 Osnovni podatki

- Lokacija: Ljubljana, nadmorska višina 298 m.
- Obtežba snega: cona A2,  $A = 298$  m.
- Potresna obtežba: projektni pospešek za tla tipa B je  $a_g = 0,25 g$
- Obtežba vetra: cona 1, temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra je  $v_{b,0} = 20$  m/s, kategorija izpostavljenosti terena je III

#### 3.2 Uporabljeni materiali

Lepljen lameliran les (nosilci in stebri)

- Kvaliteta: GL32h
- $f_{m,k} = 3,2$  kN/cm<sup>2</sup>
- $f_{t,k,0} = 2,25$  kN/cm<sup>2</sup>
- $f_{t,k,90} = 0,05$  kN/cm<sup>2</sup>
- $f_{c,k,0} = 2,9$  kN/cm<sup>2</sup>
- $f_{c,k,90} = 0,33$  kN/cm<sup>2</sup>
- $f_{\tau,k} = 0,38$  kN/cm<sup>2</sup>
- $E_{o,mean} = 1370$  kN/cm<sup>2</sup>
- $E_{90,mean} = 46$  kN/cm<sup>2</sup>
- $E_{0,05} = 1110$  kN/cm<sup>2</sup>
- $G_{mean} = 85$  kN/cm<sup>2</sup>
- Gostota:  $\rho_{g,k} = 430$  kg/m<sup>3</sup>

Lesene križno lepljene lesene plošče

- Kvaliteta: GL28h (privzeta kvaliteta)
- $f_{m,k} = 2,8$  kN/cm<sup>2</sup>
- $f_{t,0,k} = 1,95$  kN/cm<sup>2</sup>
- $f_{t,90,k} = 0,045$  kN/cm<sup>2</sup>
- $f_{c,0,k} = 2,65$  kN/cm<sup>2</sup>
- $f_{c,90,k} = 0,30$  kN/cm<sup>2</sup>

- $f_{t,k} = 0,32 \text{ kN/cm}^2$
- $E_{o,mean} = 1260 \text{ kN/cm}^2$
- $E_{90,mean} = 42 \text{ kN/cm}^2$
- $E_{0,05} = 1020 \text{ kN/cm}^2$
- $G_{mean} = 78 \text{ kN/cm}^2$
- Gostota:  $\rho_{g,k} = 410 \text{ kg/m}^3$

#### Lepljen lameliran les (diagonale)

- Kvaliteta: GL24h
- $f_{m,k} = 2,4 \text{ kN/cm}^2$
- $f_{t,0,k} = 1,65 \text{ kN/cm}^2$
- $f_{t,90,k} = 0,04 \text{ kN/cm}^2$
- $f_{c,0,k} = 2,40 \text{ kN/cm}^2$
- $f_{c,90,k} = 0,27 \text{ kN/cm}^2$
- $f_{\tau,k} = 0,27 \text{ kN/cm}^2$
- $E_{o,mean} = 1160 \text{ kN/cm}^2$
- $E_{90,mean} = 39 \text{ kN/cm}^2$
- $E_{0,05} = 940 \text{ kN/cm}^2$
- $G_{mean} = 72 \text{ kN/cm}^2$
- Gostota:  $\rho_{g,k} = 380 \text{ kg/m}^3$

#### Beton (klet in jedri)

- Kvaliteta: C30/37
- Elastični modul:  $E_c = 3300 \text{ kN/cm}^2$
- Poissonov količnik:  $\nu = 0,2$
- Gostota:  $\rho_{g,k} = 2500 \text{ kg/m}^3$

#### Armatura

- Kvaliteta: S 500
- Elastični modul:  $E_s = 20000 \text{ kN/cm}^2$
- Poissonov količnik:  $\nu = 0,3$
- Gostota:  $\rho_{g,k} = 7800 \text{ kg/m}^3$

### **3.3 Uporabljeni predpisi**

SIST EN 1990: 2004 - Evrokod 0 - Osnove projektiranja konstrukcij

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

SIST EN 1991-1-3: Evrokod 1 - Vplivi na konstrukcije – 1-3. del: Splošni vplivi - Obtežba snega

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

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

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



### 3.4 Vplivi na konstrukcijo

Podatki o sestavi tal so privzeti iz raziskave tal bližnjega terena, kjer je bil zgrajen objekt imenovan »IMP« leta 1980. Iz sondažnih vrtin je razvidno, da je sestava tal v celotnem preiskanem področju enakomerna. Tla sestavljajo prodi različnih granulacij z vmesnimi plastmi glin in meljev. Sledijo peščeni, meljasti ali slabo granulirani prodi, od globine 6 m dalje pa konglomerati. Pri izvedbi temeljenja je treba paziti, da se odstrani del slabo nosilnih tal (glina ali melji).

#### 3.4.1 Lastna teža

Pri dimenzioniranju elementov konstrukcije smo lastno težo upoštevali s pomočjo možnosti, da jo določi program sam.

#### 3.4.2 Stalna obtežba

##### *Zelena streha*

Vegetacijski sloj	$0,035 \cdot 19 =$	0,665 kN/m <sup>2</sup>
Drenažni sloj	$0,025 \cdot 20 =$	0,500 kN/m <sup>2</sup>
Ekstrudiran polistiren	$0,30 \cdot 0,6 =$	0,180 kN/m <sup>2</sup>
Zaščitni sloj pred predorom korenin	$0,01 \cdot 20 =$	0,200 kN/m <sup>2</sup>
Hidroizolacija	$0,01 \cdot 2 \cdot 20 =$	0,400 kN/m <sup>2</sup>
Križno lepljena lesena plošča	$0,200 \cdot 4,1 =$	0,820 kN/m <sup>2</sup>
Mavčnokartonska plošča	$0,0125 \cdot 9 =$	0,112 kN/m <sup>2</sup>
	<b>Skupno</b>	<b>2,877 kN/m<sup>2</sup></b>

##### *Stropna plošča*

Guma	$0,01 \cdot 1,18$	0,012 kN/m <sup>2</sup>
Iverna plošča	$0,015 \cdot 10 =$	0,150 kN/m <sup>2</sup>
Mineralna volna	$0,04 \cdot 2,0 =$	0,080 kN/m <sup>2</sup>
Križno lepljena lesena plošča	$0,146 \cdot 4,1 =$	0,600 kN/m <sup>2</sup>
Mavčnokartonska plošča	$0,0125 \cdot 9 =$	0,112 kN/m <sup>2</sup>
	<b>Skupno</b>	<b>0,954 kN/m<sup>2</sup></b>

##### *Zunanja stena - bambus*

Lesena podkonstrukcija	/	0,100 kN/m <sup>2</sup>
Toplotna izolacija	$0,15 \cdot 0,6 =$	0,090 kN/m <sup>2</sup>

Toplotna izolacija	$0,40 \cdot 0,6 =$	$0,240 \text{ kN/m}^2$
Lesene deske	$0,05 \cdot 4,0 =$	$0,200 \text{ kN/m}^2$
	<b>Skupno</b>	<b><math>0,630 \text{ kN/m}^2</math></b>

*Zunanja stena – steklo*

Steklo (fasada)	$0,03 \cdot 25 =$	$0,750 \text{ kN/m}^2$
Lesena podkonstrukcija:	/	$0,100 \text{ kN/m}^2$
Steklo (okna)	$0,03 \cdot 25 \cdot 1/2 =$	$0,375 \text{ kN/m}^2$
Toplotna izolacija:	$0,15 \cdot 0,6 \cdot 1/4 =$	$0,019 \text{ kN/m}^2$
Toplotna izolacija:	$0,40 \cdot 0,6 \cdot 1/4 =$	$0,060 \text{ kN/m}^2$
Lesene deske:	$0,05 \cdot 4,0 =$	$0,200 \text{ kN/m}^2$
	<b>Skupno</b>	<b><math>1,504 \text{ kN/m}^2</math></b>

*Stopnice*

Obloga (les)	$0,505 \cdot 0,03 \cdot 4,2 \cdot (1/\cos(38,78)) =$	$0,082 \text{ kN/m}^2$
Stopnice	$0,225 \cdot 25/2 =$	$2,810 \text{ kN/m}^2$
AB plošča	$0,16 \cdot 25 \cdot (1,2/\cos(38,78)) =$	$6,158 \text{ kN/m}^2$
Omet	$0,02 \cdot 18 \cdot (1/\cos(38,78)) =$	$0,462 \text{ kN/m}^2$
	<b>Skupno</b>	<b><math>9,512 \text{ kN/m}^2</math></b>

### 3.4.3 Koristna obtežba

- Strehe, dostopne le za normalno vzdrževanje in popravila (kategorija H):  $q = 0,4 \text{ kN/m}^2$ ,  $Q = 1,0 \text{ kN}$
- Kategorija stavbe B:  $q = 3 \text{ kN/m}^2$ ,  $Q = 4,5 \text{ kN}$
- Premične predelne stene:  $q = 0,8 \text{ kN/m}^2$
- Stopnice:  $q = 3 \text{ kN/m}^2$

### 3.4.4 Obtežba snega

Predvidena lokacija objekta spada v cono obtežbe snega A2,  $A = 298 \text{ m}$ .

Obtežbo snega določimo z izrazom (3.1) in (3.2):

$$s = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 1,21 \text{ kN/m}^2 \quad (3.1)$$

$$s_k = 1,293 \left[ 1 + \left( \frac{298}{728} \right)^2 \right] = 1,51 \text{ kN/m}^2 \quad (3.2)$$

$\mu$	oblikovni koeficient (za ravne strehe je $\mu = 0,8$ )
$C_e$	koeficient izpostavljenosti ( $C_e = 1$ )
$C_t$	termični koeficient ( $C_t = 1$ )

### 3.4.5 Obtežba vetra

Predvidena lokacija objekta spada v cono vplivov vetra 1, temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra je  $v_{b,0} = 20 \text{ m/s}$ , kategorija izpostavljenosti terena pa je III.

#### 3.4.5.1 Določitev tlaka vetra na ploskve

$$v_m(z) = C_r(z) \cdot C_0(z) \cdot v_b = 15,68 \quad (3.3)$$

$$v_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot v_{b,0} = 20 \text{ m/s} \quad (3.4)$$

$C_r$	koeficient hrapavosti terena
$C_0$	koeficient hribovitosti terena (1,0)

$$C_r(z) = k_r \cdot \ln \left( \frac{z}{z_0} \right) = 0,784 \quad (3.5)$$

$$k_r = 0,19 \cdot \left( \frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07} = 0,215 \quad (3.6)$$

$$z = 11,5 \text{ m}$$

$$z_0 = 0,3 \text{ m}; \quad z_{0,II} = 0,05 \text{ m}$$

$$z_{min} = 5 \text{ m}$$

$k_r$	turbulenčni faktor
-------	--------------------

$$I_v(z) = \frac{k_I}{C_0(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = 0,274 \quad (3.7)$$

$$k_I = 1,0$$

$I_v(z)$  intenziteta turbulence

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = 0,44 \text{ kN/m}^2 \quad (3.8)$$

$q_p$  največji pritisk vetra pričakovan na višini  $z = 11,5$  m

### 3.4.5.2 Zunanji tlaki

$$w_e = C_{pe,10} \cdot q_p(z) \quad (3.9)$$

Preglednica 7: Obodne dimenzije stavbe

	$h$ [m]	$b$ [m]	$d$ [m]	$h/d$ [m]
Smer X	11,5	22,0	47,0	0,245
Smer Y	11,5	47,0	22,0	0,523

Preglednica 8: Koeficienti zunanjega tlaka in vrednosti zunanjih tlakov v odvisnosti od področja sten in strehe glede na vpliv vetra v  $x$  smeri

Smer X	A	B	C	D	E	F	G	H	I
$C_{pe,10}$	-1,2	-0,8	-0,5	+0,7	-0,3	-1,8	-1,2	-0,7	$\pm 0,2$
$w_e$ [kN/m <sup>2</sup> ]	-0,53	-0,36	-0,22	0,31	-0,13	-1,9	-0,53	-0,31	$\pm 0,09$

Preglednica 9: Koeficienti zunanje tlaka in vrednosti zunanjih tlakov v odvisnosti od področja sten in strehe glede na vpliv vetra v y smeri

Smer Y	A	B	D	E	F	G	H	I
$C_{pe,10}$	-1,2	-0,8	+0,74	-0,37	-1,8	-1,2	-0,7	$\pm 0,2$
$w_e$ [kN/m <sup>2</sup> ]	-0,53	-0,36	0,34	-0,16	-1,9	-0,53	-0,31	$\pm 0,09$

### 3.4.5.3 Notranji tlaki

Notranje tlake določimo z enačbo (3.10):

$$w_i = C_{pi} \cdot q_p(z) \quad (3.10)$$

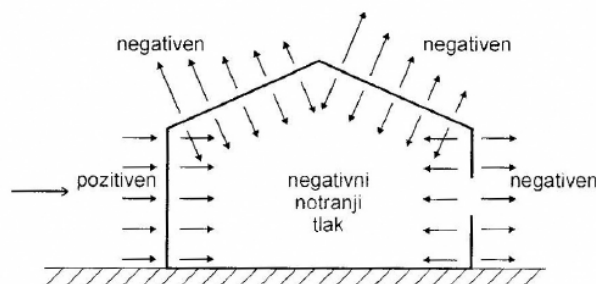
Preglednica 10: Obodne dimenzije stavbe in koeficienti notranjega tlaka glede na smer delovanja vetra

	$h$ [m]	$b$ [m]	$d$ [m]	$h/d$ [m]	$C_{pi}$
Smer X	11,5	22,0	47,0	0,245	0,2 ali -0,3
Smer Y	11,5	47,0	22,0	0,523	0,2 ali -0,3

V našem primeru ni mogoče določiti  $\mu$ , zato smo v skladu z navodili standarda (SIST EN 1991-1-4) za  $C_{pi}$  privzeli neugodnejšo vrednost med vrednostima 0,2 in -0,3.

### 3.4.5.4 Tlaki na ploskve

Neto tlak na steno, streho ali element je razlika med tlakoma na zunanji in notranji strani.



Slika 26: Prikaz razporeditve tlakov na ploskve (Vir: SIST EN 1991-1-4)

Notranji tlaki delujejo na vse površine z enakim pritiskom in za dokaz horizontalne nosilnosti celotnega objekta med seboj izničijo (z izjemo strehe). Ne smemo pa jih zanemariti pri obravnavanju lokalnih problemov, kot je npr.: dimenzioniranje predelnih in fasadnih sten.

Preglednica 11: Neto tlaki na strehi

Smer X,Y	F	G	H	I
$C_{pe,10} + c_{pi}$	-2,10	-1,50	-0,90	0,40 ali -0,50
$w$ [kN/m <sup>2</sup> ]	-0,92	-0,66	-0,40	0,18 ali -0,22

### 3.4.5.5 Sile vetra

Sile vetra se določajo za celotno konstrukcijo ali za njen sestavni del. Za elemente kot so stene ali strehe so enake razliki zunanjih in notranjih rezultirajočih sil.

Zunanje rezultirajoče sile izračunamo po izrazu:

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot \sum_{površine} w_e \cdot A_{ref} \quad (3.11)$$

Notranje rezultirajoče sile pa določimo po naslednjem izrazu:

$$F_{w,i} = \sum_{površine} w_i \cdot A_{ref} \quad (3.12)$$

$c_s, c_d$  konstrukcijski faktor, ki upošteva vpliv istočasnega pojavljanja največjih tlakov pri sunkih vetra na ploskev ( $c_s$ ) in nihanje konstrukcije zaradi turbulence ( $c_d$ )

Za konstrukcije nižje od 15 m se za vrednost  $c_s c_d$  lahko privzame 1,0.

$A_{ref}$  referenčna površina posamezne ploskve

Sile vetra vključujejo tudi sile trenja, ki jih določimo skladno z enačbo (3.13):

$$F_{tr} = c_{tr} \cdot q_p(z_e) \cdot A_{tr} \quad (3.13)$$

Koeficient trenja  $c_{tr}$  smo določili kot kombinacijo gladkih (steklo,  $c_{tr}=0,01$ ) in rebrastih površin (bambus,  $c_{tr}=0,04$ ).

$$c_{tr} = \frac{0,01 + 0,04}{2} = 0,025 \quad (3.14)$$

Referenčno površino trenja določimo posebej za stene in strehe.

- Strehe

$$A_{tr} = 2 \cdot d \cdot b = 1081 \text{m}^2 \quad (3.15)$$

$d$  dolžina stene glede na smer delovanja vetra

$b$  širina stene glede na smer delovanja vetra

$$F_{tr,F} = c_{tr} \cdot q_p(z_e) \cdot A_{tr} = 24,8 \text{kN}$$

- Stene

$$A_{tr} = 2 \cdot d \cdot h = 1694 \text{m}^2 \quad (3.16)$$

$d$  dolžina stene

$h$  referenčna višina, ki je enaka  $z_e=11,5$  m

$$F_{tr,F} = c_{tr} \cdot q_p(z_e) \cdot A_{tr} = 39,0 \text{kN}$$

Pri dimenzioniranju smo zanemarili vpliv notranjega tlaka in sile trenja.

### 3.4.6 Potresna obtežba

Projektni spekter za elastično analizo določajo enačbe:

$$1. 0 \leq T \leq T_B: \quad S_d(T) = a_g S \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.17)$$

$$2. T_B \leq T \leq T_C: \quad S_d(T) = a_g S \frac{2,5}{q} \quad (3.18)$$

$$3. T_C \leq T \leq T_D: \quad S_d(T) = a_g S \frac{2,5}{q} \left[ \frac{T_C}{T} \right] \geq \beta a_g; \quad \beta = 0,2 \quad (3.19)$$

$$4. T \geq T_D: \quad S_d(T) = a_g S \frac{2,5}{q} \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \geq \beta a_g \quad (3.20)$$

Za potresno projektno stanje smo upoštevali tip tal B, projektni pospešek tal  $a_g = 0,25g$ , razred pomembnosti objekta II in delež kritičnega dušenja  $\zeta = 5 \%$ .

Za tip tal B velja

$$S = 1,2$$

$$T_B = 0,15 \text{ s}$$

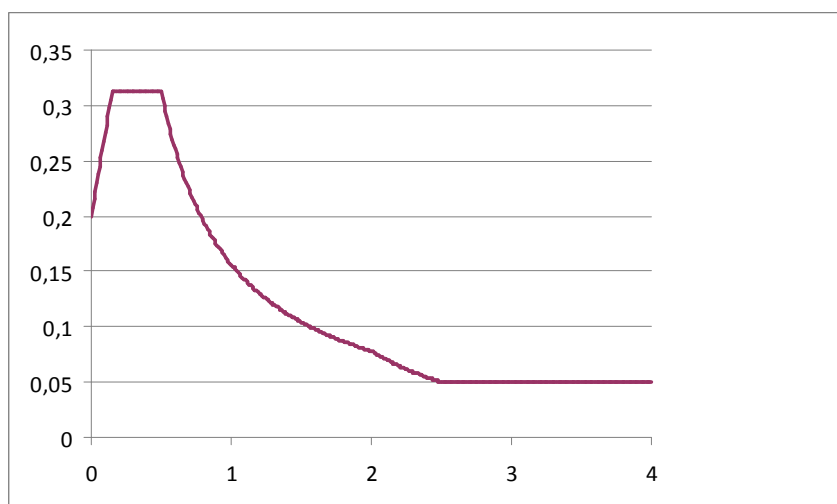
$$T_C = 0,5 \text{ s}$$

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

Konstrukcija je nepravilna v tlorisu, zato jo je potrebno modelirati s prostorskim modelom. Za potresno analizo smo uporabili modalno analizo s spektri odziva, ker višje nihajne oblike pomembno vplivajo na odziv stavbe.

Izbrali smo razred s srednjo stopnjo duktilnosti (DCM). Konstrukcija je po višini pravilna. Faktor obnašanja smo glede na navedene lastnosti določili, kot narekuje enačba (3.21).

$$q = q_0 \cdot k_w = 2,5 \cdot 0,8 = 2 \quad (3.21)$$



Slika 27: Projektni spekter

Pri preverjanju odpornosti konstrukcije na potresno obtežbo moramo upoštevati varnostni faktor  $\gamma_M=1,0$  in modifikacijski faktor  $k_{mod}=k_{mod}(inst)=1,10$ .



### 3.5 Določitev začetnih dimenzij

Projektno nosilnost  $R_d$  izračunamo skladno z enačbo (3.22).

$$R_d = k_{\text{mod}} \frac{R_k}{\gamma_M} \quad (3.22)$$

$R_k$  karakteristična vrednost nosilnosti

$\gamma_M$  varnostni faktor materiala

$k_{\text{mod}}$  modifikacijski faktor, s katerim se upošteva vpliv trajanja obtežbe in vsebnosti vlage

Mejno stanje nosilnost preverimo pri karakteristični kombinaciji vplivov, ki jo izračunamo v skladu z enačbo (3.23).

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.23)$$

$\sum_{j \geq 1} G_{k,j}$  stalni vplivi

$Q_{k,1}$  prevladujoč spremenljiv vpliv

$\sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$  spremljajoči spremenljivi vplivi

Priporočene vrednosti za  $\gamma_G$  so:  $\gamma_{G,\text{sup}} = 1,35$  in  $\gamma_{G,\text{inf}} = 1,00$ .

Priporočene vrednosti za  $\gamma_{Q,1}$  so:  $\gamma_{Q,1} = 1,5$ , če je neugodno, sicer  $\gamma_{Q,1} = 0,0$ .

Priporočene vrednosti za  $\gamma_{Q,i}$  so:  $\gamma_{Q,i} = 1,5$ , če je neugodno, sicer  $\gamma_{Q,i} = 0,0$ .

Če je obtežna kombinacija sestavljena iz vplivov različnih razredov trajanja obtežbe, se pri kombinaciji vplivov upošteva  $k_{\text{mod}}$  za vpliv, ki ima najkrajše trajanje. Vrednosti so podane v preglednici 13 na strani 59.

Mejno stanje uporabnosti v splošnem preverimo pri naslednjih kombinacijah vplivov:

- karakteristična kombinacija vplivov

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.24)$$

- pogosta kombinacija vplivov

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.25)$$

- navidezno stalna kombinacija vplivov

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.26)$$

Končni koeficient lezenja za trajno obtežbo, ki velja za 2. razred uporabe, je  $k_{def} = 0,8$ .

Za oceno začetnih dimenzij smo izračunali obremenitev na enostavnem modelu s pomočjo programskega orodja SAP 2000.

Določitev obtežbe:

#### Okvir XZ

Stalna obtežba – streha	$g = 16,45 \text{ kN/m}$
Stalna obtežba – stropna konstrukcija	$g = 5,87 \text{ kN/m}$
Koristna obtežba – streha	$q = 2,20 \text{ kN/m}$
Koristna obtežba – stropna konstrukcija	$q = 20,90 \text{ kN/m}$
Obtežba snega	$q_s = 6,66 \text{ kN/m}$
Obtežba fasade	$q_f = 5,87 \text{ kN/m}$

#### Okvir YZ

Stalna obtežba – streha	$g = 25,41 \text{ kN/m}$
Stalna obtežba – stropna konstrukcija	$g = 9,07 \text{ kN/m}$
Koristna obtežba – streha	$q = 3,40 \text{ kN/m}$
Koristna obtežba – stropna konstrukcija	$q = 32,30 \text{ kN/m}$
Obtežba snega	$q_s = 10,29 \text{ kN/m}$
Obtežba fasade	$q_f = 9,07 \text{ kN/m}$

#### DIAGONALA (YZ)

Stalna obtežba – streha	$g = 12,71 \text{ kN/m}$
Stalna obtežba – stropna konstrukcija	$g = 6,93 \text{ kN/m}$
Koristna obtežba – streha	$q = 1,70 \text{ kN/m}$
Koristna obtežba – stropna konstrukcija	$q = 16,15 \text{ kN/m}$
Obtežba snega	$q_s = 5,14 \text{ kN/m}$

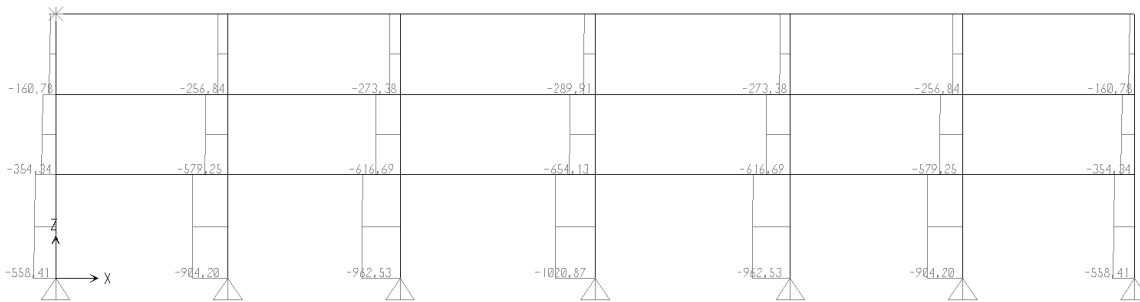
Obtežba fasade

$$q_f = 4,53 \text{ kN/m}$$

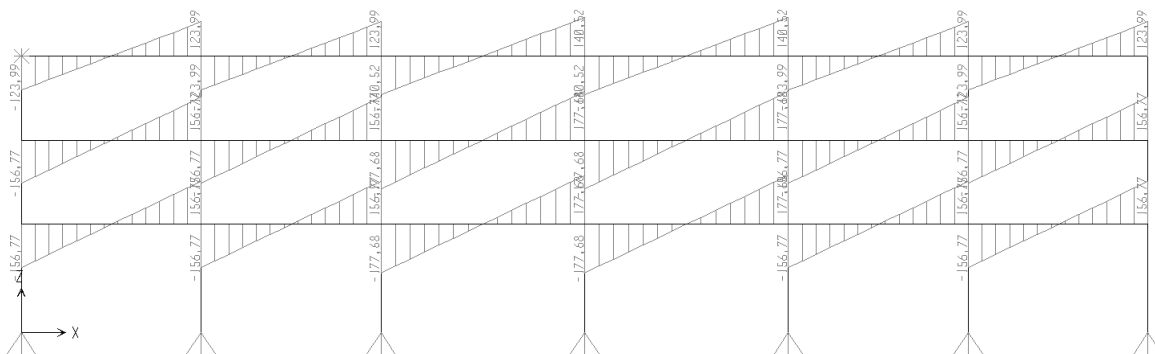
Obtežba vetra

$$w = 2,92 \text{ kN/m}$$

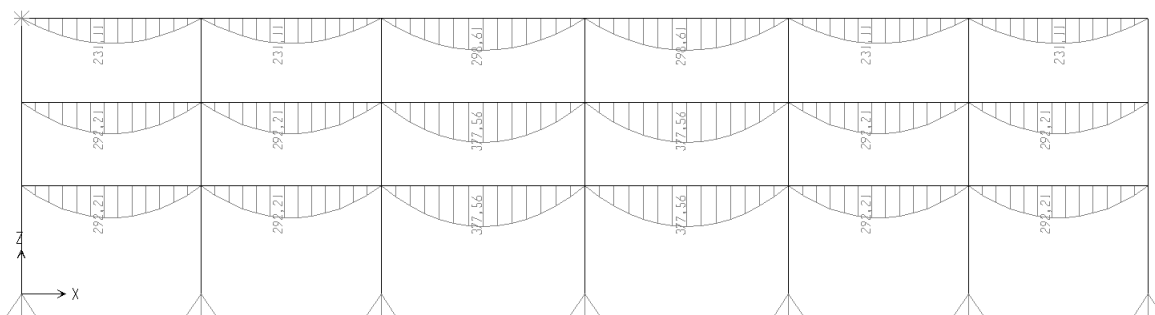
Na slikah od št. 28 do vključno 31 so prikazani rezultati izračuna notranjih sil za nosilne elemente konstrukcije.



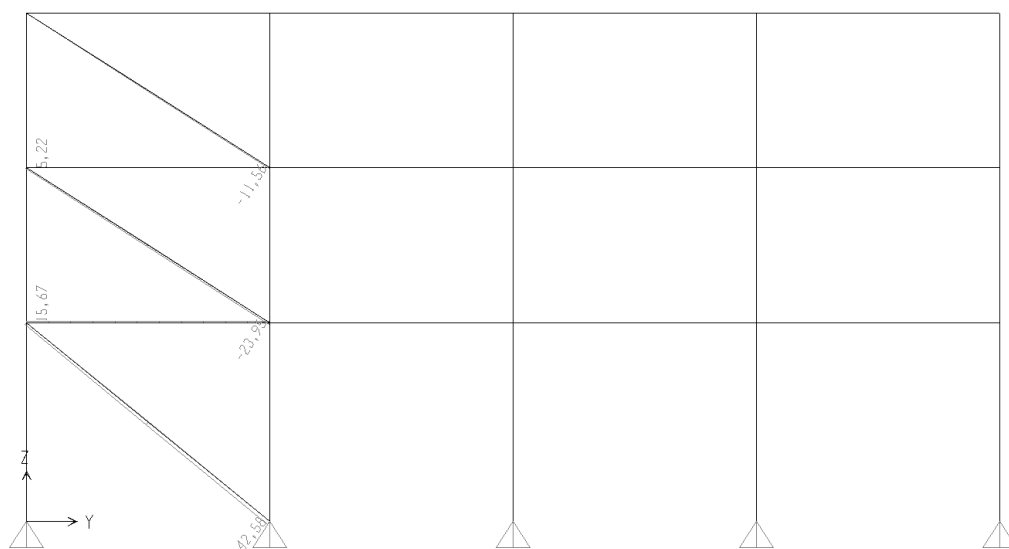
Slika 28: Največje osne sile v stebri



Slika 29: Največje prečne sile v nosilcu



Slika 30: Največji upogibni moment v nosilcu



Slika 31: Največja obremenitev diagonale

Začetne dimenzije smo izračunali s pomočjo programskega orodja Excel.

### 3.5.1 Dimenzije lepljenih lameliranih nosilcev

Za nosilce smo izbrali kvaliteto lepljenega lameliranega lesa GL32h.

Obremenitev najbolj obremenjenega nosilca znaša  $M_d = 380$  kNm,  $V_d = 180$  kN.

Za izbran prostoležeči nosilec velja (Winter,2004):

$$L = 10-30 \text{ m}; \quad h \cong L/17 \quad (3.27)$$

#### 1. Upogib

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_d}{W} \leq f_{m,d}; \quad W = \frac{b \cdot h^2}{6} \quad (3.28)$$

$$W_{potr} \geq \frac{M_d}{f_{m,d}} = \frac{380 \cdot 100}{\frac{3,2 \cdot 0,8}{1,25}} = 18554 \text{ cm}^3 \quad \rightarrow \quad b/h = 20/75 \text{ cm}$$

#### 2. Strižne napetosti

$$\tau_d = \frac{V_{Ed}}{A^*} \leq f_{v,d}; \quad A^* = \frac{2}{3} \cdot A \quad (3.29)$$

$$A \geq \frac{3}{2} \cdot \frac{V_{Ed}}{f_{v,d}} = \frac{180}{\frac{0,38 \cdot 0,8}{1,25}} = 740 \text{ cm}^2 \rightarrow b/h = 20/38 \text{ cm}$$

### 3. Velikost povesa nosilca

Pri izračunu smo upoštevali lastno težo nosilca,  $g_{l,t}=0,774 \text{ kN/m}$ .

Pomike v začetnem času določimo za karakteristično kombinacijo vplivov, pri tem upoštevamo vrednosti faktorja  $\psi_0$ , ki so podane v preglednici 14 na strani 58.

$$w_{inst} = \sum w_{inst}(G_{k,j}) + w_{inst}(Q_{k,1}) + \sum_{i>1} w_{inst}(\psi_{0,i} \cdot Q_{k,j}) \quad (3.30)$$

$$w_{inst} = 0,47 + 1,47 + 0,00 = 1,94 \text{ cm} \leq 2,83 \text{ cm}$$

Pomike v končnem času dobimo za navidezno stalno kombinacijo vplivov:

$$\sum G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.31)$$

Poenostavljen postopek za izračun  $W_{fin}$  (Lopatič, 2011):

$$w_{fin} = w_{fin,G} + w_{fin,Q,1} + \sum_{i>1} w_{fin,Q,i} \quad (3.32)$$

$$w_{fin,G} = w_{inst,G} \cdot (1 + k_{def}) \quad (3.33)$$

$$w_{fin,Q,1} = w_{inst,Q,1} \cdot (1 + \psi_{2,1} \cdot k_{def}) \quad (3.34)$$

$$w_{fin,Q,i} = w_{inst,Q,i} \cdot (\psi_{0,i} + \psi_{2,i} \cdot k_{def}) \quad (3.35)$$

$$w_{fin} = 0,84 + 1,83 + 0,00 = 2,67 \text{ cm} \leq 3,4 \text{ cm}$$

Pri izračunu upoštevamo vrednosti iz preglednice 12 na strani 57 in koeficient lezenja za trajno obtežbo  $k_{def} = 0,8$ , ki velja za 2. razred uporabe.

Pomike določimo, kot je navedeno v spodaj navedenem izrazu. Vrednost pomika mora biti manjša od njegove limitne vrednosti.

$$w = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E_{0,mean} \cdot I} \leq w_{lim} \quad (3.36)$$

$$w_{inst,lim} = \frac{l}{300} = 2,83 \text{ cm} \quad (3.37)$$

$$w_{fin,lim} = \frac{l}{250} = 3,4 \text{ cm} \quad (3.38)$$

Kljub temu, da bi bile lahko začetne dimenzije nekoliko manjše, smo se jih odločili nekoliko povečati, ker smo pričakovali, da bodo povesi v prostorskem modelu z upoštevanjem podajnosti veznih sredstev nekoliko večji.

Izberem  $b/h = 20/90$  cm.

Sekundarnim nosilcem smo določili začetne dimenzije  $b/h = 20/45$  cm.

### 3.5.2 Dimenzije stebrov

Izbrana kvaliteta lepljenega lameliranega lesa je GL32h.

Obremenitev najbolj tlačnega stebra znaša  $N_d = 1030$  kN.

#### 1. Določitev začetnih dimenzij

$$b = \Delta b + \sqrt{\Delta b^2 + \frac{N_d}{n \cdot f_{c,0,d}}}; \quad n = h/b = 1 \quad (3.39)$$

$$\Delta b = \frac{l_u \text{ (cm)}}{89}; \quad l_u \cong 1,5 \cdot h_{etaže,1} = 675 \text{ cm} \quad (3.40)$$

$$b = 29,3 \text{ cm} \rightarrow \text{izberem } b/h = 30/40 \text{ cm}$$

#### 2. Kontrola uklona

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{A} \leq \begin{cases} f_{c,0,d} \\ k_c \cdot f_{c,0,d} \end{cases}, \text{ če je } \begin{cases} \lambda_{rel} < 0,3 \\ \lambda_{rel} \geq 0,3 \end{cases} \quad (3.41)$$

$\lambda_{rel}$  relativna vitkost elementa  
 $k_c$  uklonski koeficient odvisen od  $\lambda_{rel}$

$$\lambda_{rel,z(y)} = \frac{\lambda_{z(y)}}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} \quad (3.42)$$

$$\lambda_z = \frac{l_{u,z}}{i_z}; \quad \lambda_y = \frac{l_{u,y}}{i_y} \quad (3.43)$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}; \quad i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} \quad (3.44)$$

$\lambda_z$  vitkost elementa okoli osi z  
 $\lambda_y$  vitkost elementa okoli osi y

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}}; \quad k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} \quad (3.45)$$

$$k_y = 0,5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2) \quad (3.46)$$

$$k_z = 0,5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2) \quad (3.47)$$

$\beta_c = 0,1$  za lepljen lameliran les

$$k_c = \min \begin{cases} k_{c,z} \\ k_{c,y} \end{cases} \quad (3.48)$$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{b \cdot h} = 0,86 \text{ kN/cm}^2 \leq k_c \cdot f_{c,0,d} = 1,01 \text{ kN/cm}^2$$

Izbrali smo dimenzije stebrov  $b/h = 30/40$  cm.

### 3.5.3 Dimenzije diagonal

Izbrana kvaliteta lesa je GL24h.

Največja obremenitev diagonal znaša  $D_{d,max} = 45$  kN.

1. Določitev začetnih dimenzij

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{D_{d,max}}{A} \leq f_{t,0,d}; \quad A = b \cdot h = b^2 \cdot \sqrt{2} \quad (3.49)$$

$$b \geq \left( \frac{D_{d,max}}{f_{t,0,d} \cdot \sqrt{2}} \right)^{1/2} = 5,5 \text{ cm} \rightarrow \text{izberem } b/h = 14/20 \text{ cm}$$

2. Kontrola uklona v skladu z enačbami od (3.41) do (3.48)

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{b \cdot h} = 0,16 \text{ kN/cm}^2 \leq k_c \cdot f_{c,0,d} = 0,19 \text{ kN/cm}^2$$

Izberem  $b/h = 14/20$  cm.

### 3.5.4 Debeline plošče

- a. Streha

Obremenitev strešne plošče:

$$g = 2,345 \text{ kN/m}^2 \text{ (preostala stalna obtežba)}$$

$$q = 2,345 \text{ kN/m}^2$$

Na podlagi podatkov proizvajalca lesenih križno lepljenih lesenih plošč KLH, smo izbrali ploščo 5s 200 (5 slojna plošča debeline 20,0 cm).

- b. Stropna konstrukcija

Obremenitev stropne plošče:

$$g = 0,631 \text{ kN/m}^2 \text{ (preostala stalna obtežba)}$$

$$q = 5,3 \text{ kN/m}^2$$

Na podlagi podatkov proizvajalca lesenih križno lepljenih lesenih panelov KLH, smo izbrali ploščo 5s 146 (5 slojna plošča debeline 14,6 cm).

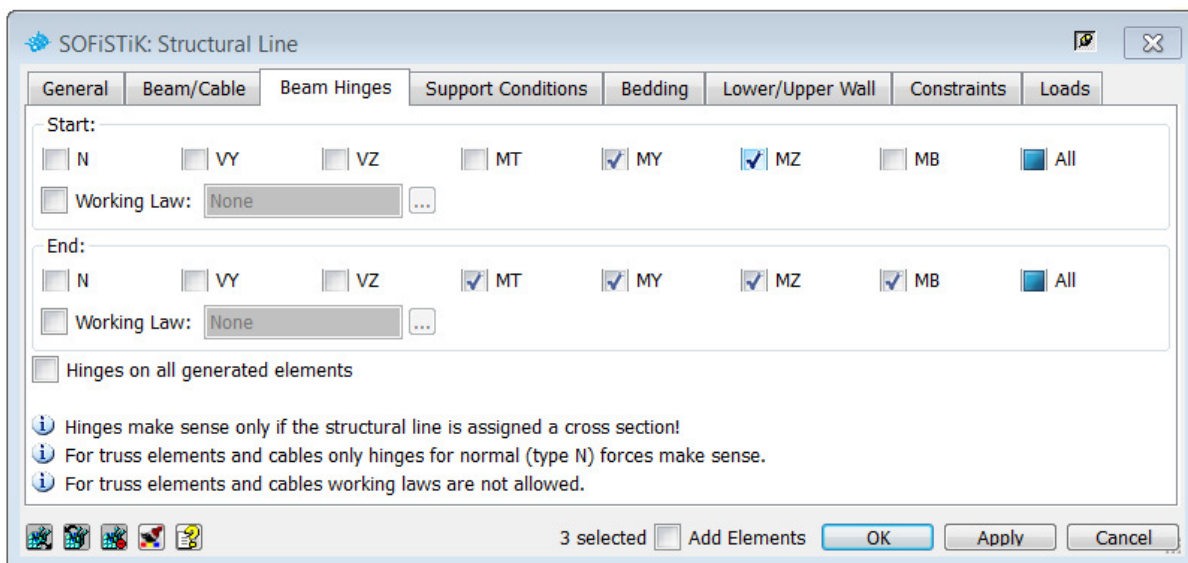


## 4 RAČUNSKI MODEL KONSTRUKCIJE

Za analizo konstrukcije smo uporabili programsko opremo SOFISTIK. Le-ta omogoča analizo in projektiranje okvirnih konstrukcij po teoriji prvega ali drugega reda. Vhodne podatke, kot so geometrija konstrukcije, material in prerez nosilnih elementov ter obtežbo smo podali s pomočjo predprocesorja, imenovanega SOFIPLUS, ki deluje v okviru programskega orodja AUTOCAD.

Vse elemente lahko v modelu postavljamo centrično ali ekscentrično glede na podano težiščno linijo elementa. S tem nam program omogoča, da natančneje opišemo konstrukcijo. Posamezne elemente konstrukcije smo modelirali kot centrične, ker so osne sile v elementih, ki nastanejo zaradi načina povezave med njimi, zanemarljivo majhne.

Spoje na obeh krajiščih diagonal in nosilcev smo modelirali kot členkaste. Na enem krajišču diagonal smo preprečili torzijski zasuk, da bi preprečili neovirano vrtenje elementov okoli svoje težiščne osi. Na sliki 32 je prikazano tako modeliranje sprostitve diagonal.

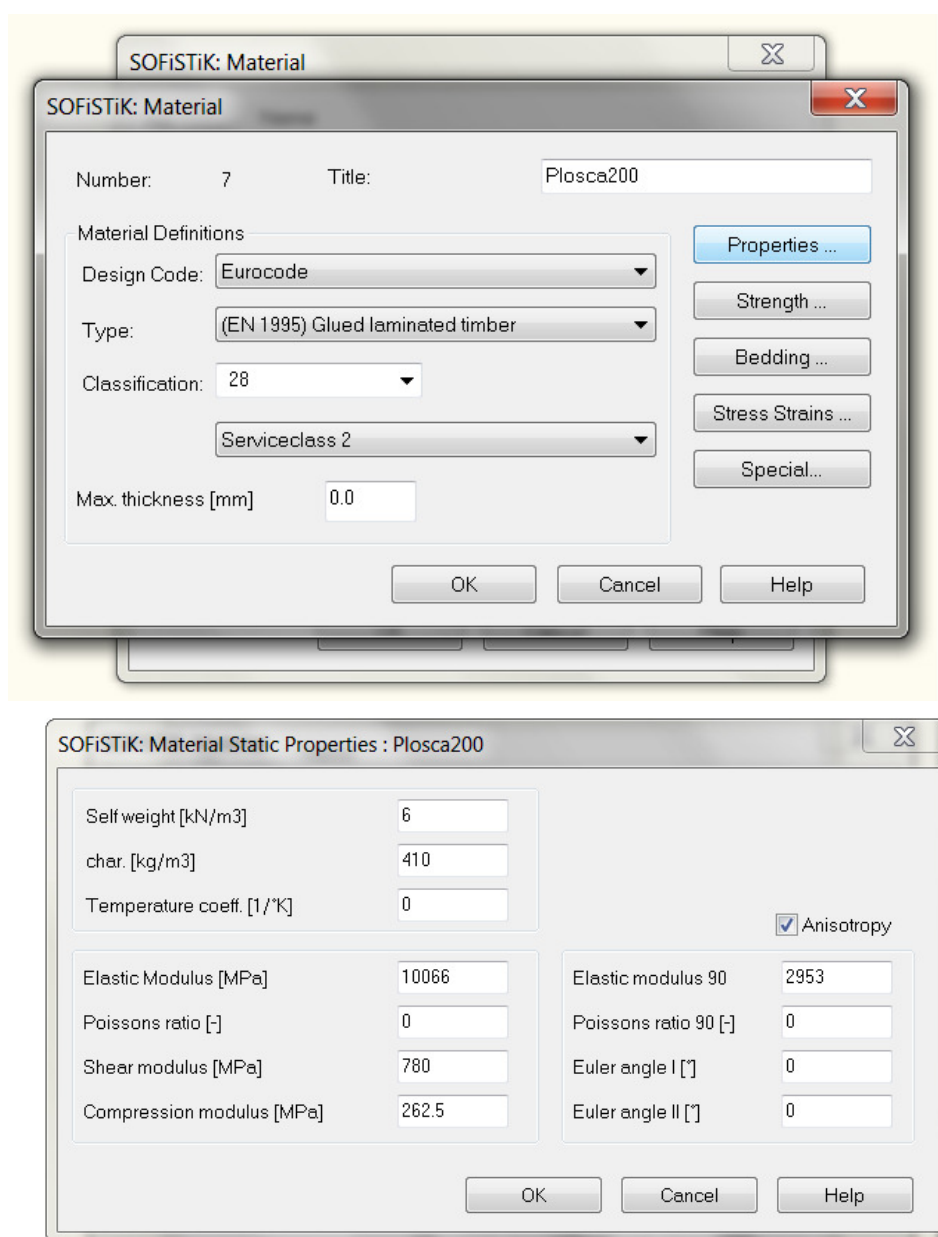


Slika 32: Sprostitve diagonal

V splošnem lahko diagonale nosijo v nategu, tlaku ali pa hkrati v obeh smereh. V primeru modeliranja obnašanja, ko nosi ali v eni ali v drugi smeri, to je bilinearno obnašanje, bi bilo potrebno izvesti nelinearno analizo konstrukcije. Nelinearna analiza privede do kompleksnejšega računa, v

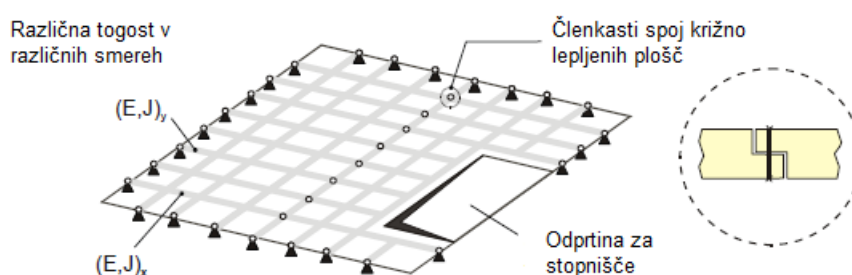
našem primeru pa potrebe po takem modeliranju diagonal ni bilo, zato smo izbrali in v programu definirali močnejše lesene diagonale, ki nosijo tako v nategu kot v tlaku.

Program nam omogoča tudi podajanje ortotropnosti materialov, kar smo uporabili v primeru modeliranja križno lepljenih lesenih plošč. To lahko storimo na več različnih načinov. Ortotropnost lahko upoštevamo s podajanjem različnih debelin plošče v različnih smereh, definiramo nov material, ki mu nato podamo lastnosti ali pa jih spremenimo že obstoječemu. Izbrali smo slednji način podajanja lastnosti, saj na ta način zajamemo vse karakteristike križno lepljenih lesenih plošč. Kakšne so te vrednosti je opisano v poglavju 2.3. Način podajanja, ki smo ga uporabili v našem primeru prikazuje slika 33.



Slika 33: Spreminjanje mehanskih lastnosti že obstoječega materiala

Naslednji odločitvi pri modeliranju v programu sta bili stikovanje plošč med seboj in stikovanje plošč z nosilci. Izbrane dimenzije plošče so take, da je njihova dolžina napram širini zelo velika, kar daje plošči lastnosti podobne linijskemu nosilcu. Zato smo predpostavili, da je momentna obremenitev prečno majhna. Čeprav je priporočeno modeliranje spojev križno lepljenih lesenih plošč členkasto (glej sliko 34), smo se na podlagi predpostavke o majhnih momentih odločili, da momente sprostim le vzdolž krajše stranice plošče. Predpostavili smo tudi, da je obremenitev zaradi zasukov na mestu spojev med nosilci in ploščami po obodu konstrukcije dovolj majhna, da jo tako nosilci kot tudi spoji med nosilci in ploščami lahko prevzamejo.



Slika 34: Priporočeno modeliranje plošče (Vir: Leonardo da Vinci Pilot Project, 2008)

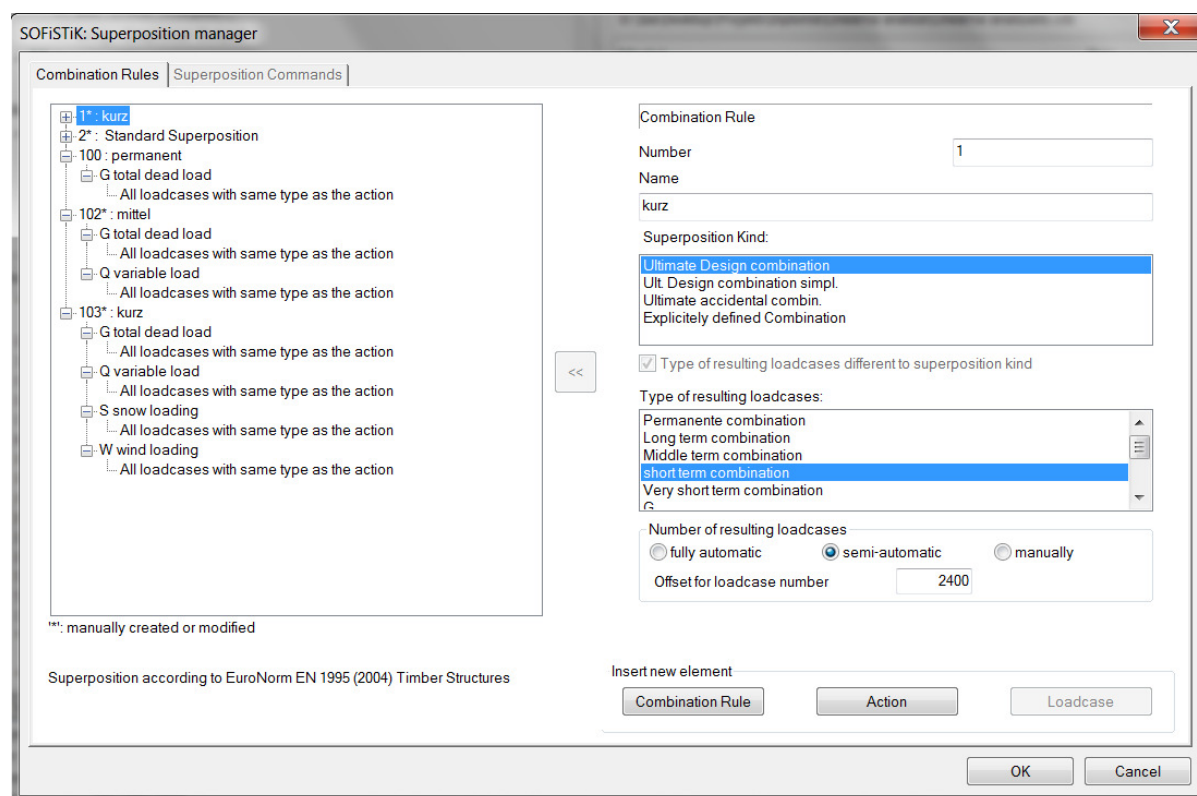
V skladu s pravili, ki so navedeni v standardu SIST EN 1998-1:2005, je v modalni analizi potrebno upoštevati toliko nihajnih oblik, da skupna efektivna masa vključuje najmanj 90% celotne mase ali pa je potrebno upoštevati vse nihajne oblike, ki imajo več kot 5% efektivne mase ne glede na konstrukcijo. Rezultati izračuna nihajnih oblik so pokazali, da veliko nihajnih oblik pripada lokalnemu nihanju diagonal. V takem primeru je masni prispevek zanemarljivo majhen, saj je skupna masa diagonal relativno majhna glede na celotno maso konstrukcije. Zato lokalnih nihajnih oblik diagonal nismo upoštevali. To smo naredili tako, da smo gostoto materiala diagonal postavili na 0.

Pri nekaterih izračunanih nihajnih oblikah konstrukcije se je pojavilo sukanje stebrov okoli njihove vzdolžne osi, zato smo jih na mestu vpetja v betonske stene torzijsko podprli, kot tudi ustreza dejanskemu stanju.

Ena izmed faz modeliranja konstrukcije s programskim orodjem Sofistik je tudi modul »Define Combinations« oz. podajanje obtežnih primerov. V začetni fazi ustvarjanja projekta, program zahteva definiranje standarda, na podlagi katerega priredi tudi osnovne obtežne kombinacije. Za naš primer smo izbrali standard SIST EN 1995-1-1:2005. Program je ustvaril tri obtežne kombinacije za preverjanje mejnega stanja nosilnosti, in sicer za kratkotrajno, srednjetrojno in stalno obtežbo. Za preverjanje mejnega stanja uporabnosti pa ni ustvaril nobene obtežne kombinacije, kar je zelo

nenavadno, saj se v primeru upogibno obremenjenih elementov velikokrat izkaže za merodajno mejno stanje. Manjkajoče obtežne kombinacije smo vnesli v program ročno. Ustreznost ročno vnesenih kombinacij smo preverili na testnem primeru.

Program omogoča podajanje obtežnih primerov na več načinov. Sprva smo želeli ustvariti kombinacije vplivov z ukazom »Standard Superposition« (glej sliko 35), ker smo z njim lahko natančno zapisali karakteristično ter navidezno stalno obtežno kombinacijo. Slabost tega ukaza je, da moramo zapisati vsako izmed možnih kombinacij vplivov posebej, saj program ne ponuja možnosti, da bi izmed kopice vplivov ali kombinacij vplivov našel najbolj neugodno. Pregled nad rezultati pomikov je bil zaradi številčnosti podatkov otežen, možnosti za napake pa so se tako znatno povečale.



Slika 35: Podajanje obtežnih kombinacij, »Combination rules«

Odločili smo se, da natančneje preverimo možnosti podajanja obtežnih kombinacij, s katerimi bi zmanjšali številčnost podatkov. Programsko orodje Sofistik podaja zbirko razlagalnih dokumentov za posamezen modul oz. njegovo računsko operacijo. Računska operacija za izračun modula »Superpositioning«, se imenuje »maxima«. S pomočjo te računske operacije program izračuna ustrezne karakteristike (obremenitev, pomiki/povesi) na podlagi podanih obtežnih kombinacij. Z navodili smo si pomagali razložiti ozadje računa in s tem dobili boljše razumevanje poročila modula

»maxima«. Iz poročila je med drugim možno razbrati katere kombinacijske faktorje v izračunu program obravnava (glej sliko 36).

Superposition according to EuroNorm EN 1995 (2004) Timber Structures

Combination rule Number 2  
 Standard Superposition  
 Resulting loadcases type Very short term combination  
 Loadcase selection

Number	factor	type		Title
1	0.80	permanent	load grouped in actions	Lastna teza
2	0.80	permanent	load grouped in actions	Stalna teza
8	0.80	permanent	load grouped in actions	Obtezba fasade
3	0.24	Conditional LC	Koristna obtezb	Koristna obtezb1.1
5	0.24	Conditional LC	Koristna-stopnice	
10	0.24	Conditional LC	Koristna obtezb	Koristna obtezb1.2
11	0.24	Conditional LC	Koristna obtezb	Koristna obtezb1.3
12	0.24	Conditional LC	Koristna obtezb	Koristna obtezb1.4
13	0.24	Conditional LC	Koristna obtezb	Koristna obtezb1.5
14	0.24	Conditional LC	Koristna obtezb	Koristna obtezb1.6
15	0.24	Conditional LC	Koristna obtezb	Koristna obtezb1.7

---

Loadcase selection

Number	factor	type		Title
65	0.24	Conditional LC	Koristna obtezb	Koristna obtezb3.17
66	0.24	Conditional LC	Koristna obtezb	Koristna obtezb3.18
67	0.24	Conditional LC	Koristna obtezb	Koristna obtezb3.19
68	0.24	Conditional LC	Koristna obtezb	Koristna obtezb3.20

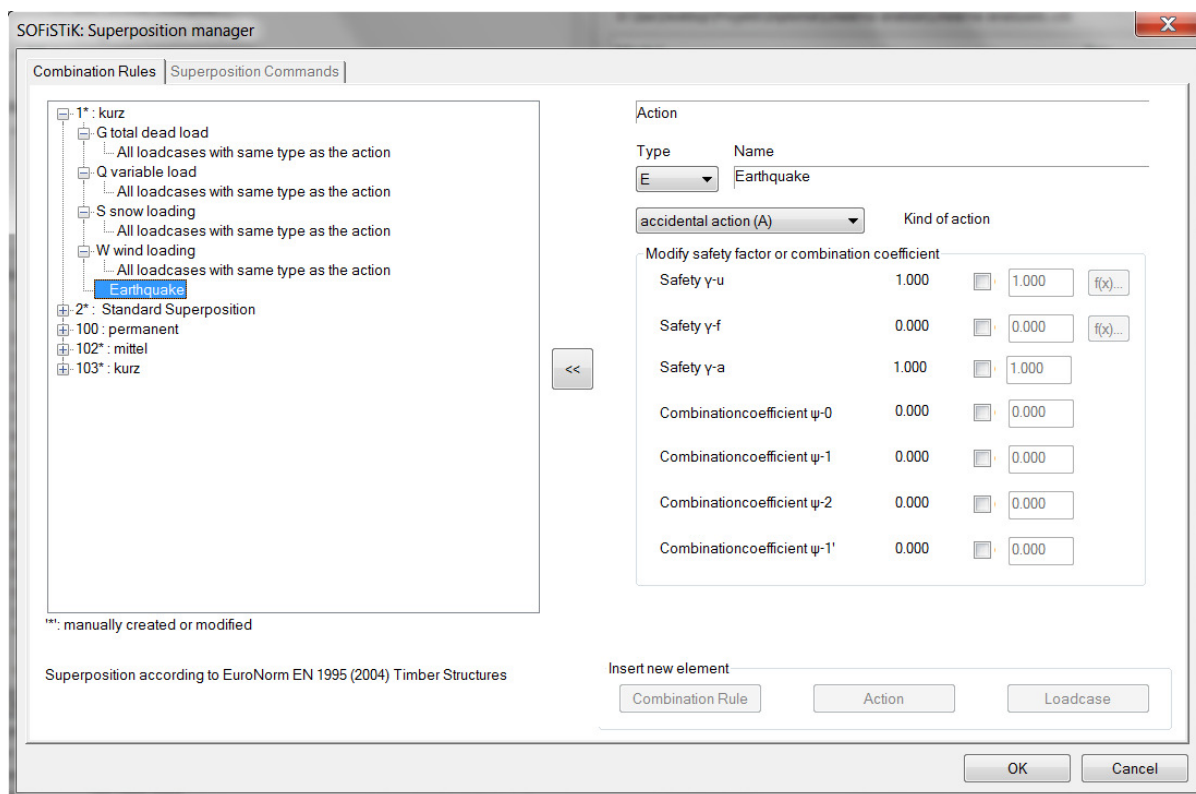
Combination rule Number 100  
 permanent  
 Superposition according to manual MAXIMA formula 1  
 Resulting loadcases type Permanente combination

Loadcase selection and Actions

Act	type	$\gamma-u$	$\gamma-f$	$\gamma-a$	$\psi-0$	$\psi-1$	$\psi-2$	$\psi-1'$	Title
G	G	1.35	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	total dead load
	1	1.00	permanent	load grouped in actions					Lastna teza
	2	1.00	permanent	load grouped in actions					Stalna teza
	8	1.00	permanent	load grouped in actions					Obtezba fasade

Slika 36: Pregled nad kombinacijskimi faktorji

Pri podajanju kombinacij vplivov v modulu »Combination rules« nam je omogočeno spreminjanje teh karakteristik. Če kombinacijske faktorje spremenimo iz vrednosti, ki so primerne za dokazovanje mejnega stanja nosilnosti, v vrednosti za dokazovanje mejnega stanja uporabnosti, lahko karakteristično kombinacijo vplivov za primer MSU zapišemo kot prikazuje slika 37.



Slika 37: Končni zapis kombinacij

Če enačbe od 3.32 do 3.35 na str. 40 nekoliko preuredimo, lahko končne pomike zapišemo v dveh delih, in sicer del, ki predstavlja začetne pomike ter del, ki predstavlja skupen vpliv lezenja.

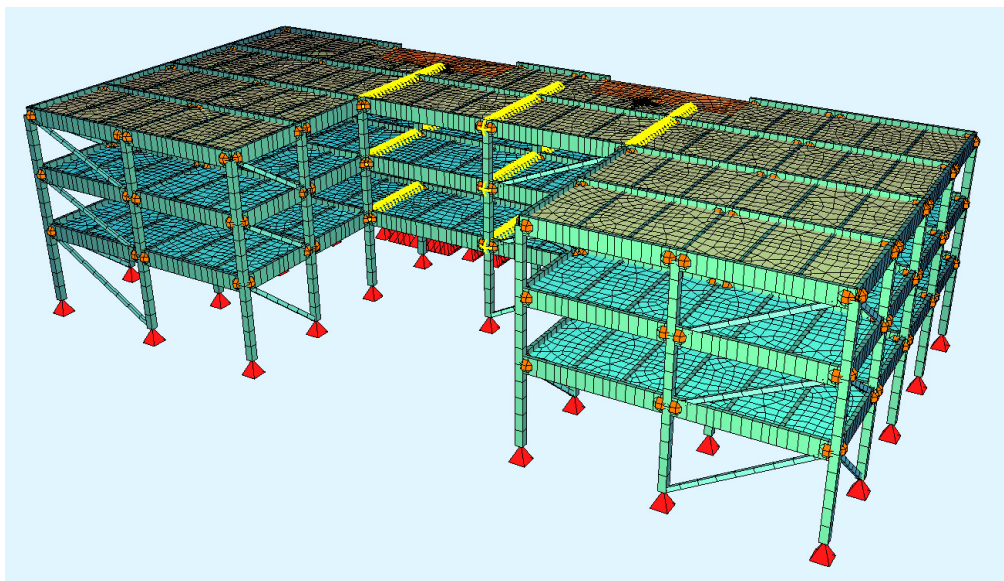
$$w_{fin} = w_{inst,G} \cdot (1 + k_{def}) + w_{inst,Q,1} \cdot (1 + \psi_{2,1} \cdot k_{def}) + \sum_{i>1} w_{inst,Q,i} \cdot (\psi_{0,i} + \psi_{2,i} \cdot k_{def})$$

$$w_{fin} = \left( w_{inst,G} + w_{inst,Q,1} + \sum_{i>1} w_{inst,Q,i} \cdot \psi_{0,i} \right) +$$

$$+ \left( w_{inst,G} \cdot k_{def} + w_{inst,Q,1} \cdot \psi_{2,1} \cdot k_{def} + \sum_{i>1} w_{inst,Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot k_{def} \right) \quad (4.1)$$

V našem primeru je vpliv lezenja za vse primere navidezno stalne kombinacije vplivov enak. Ob tem spoznanju smo določili dve novi kombinaciji vplivov; karakteristična kombinacija vplivov in vpliv lezenja za preverjanje mejnega stanja uporabnosti. Rezultate za posamezno kombinacijo smo morali izračunati neodvisno. Za preverjanje končnih pomikov smo vrednosti pomikov za karakteristično kombinacijo vplivov in za vpliv lezenja sešteli s pomočjo programskega orodja Excel.

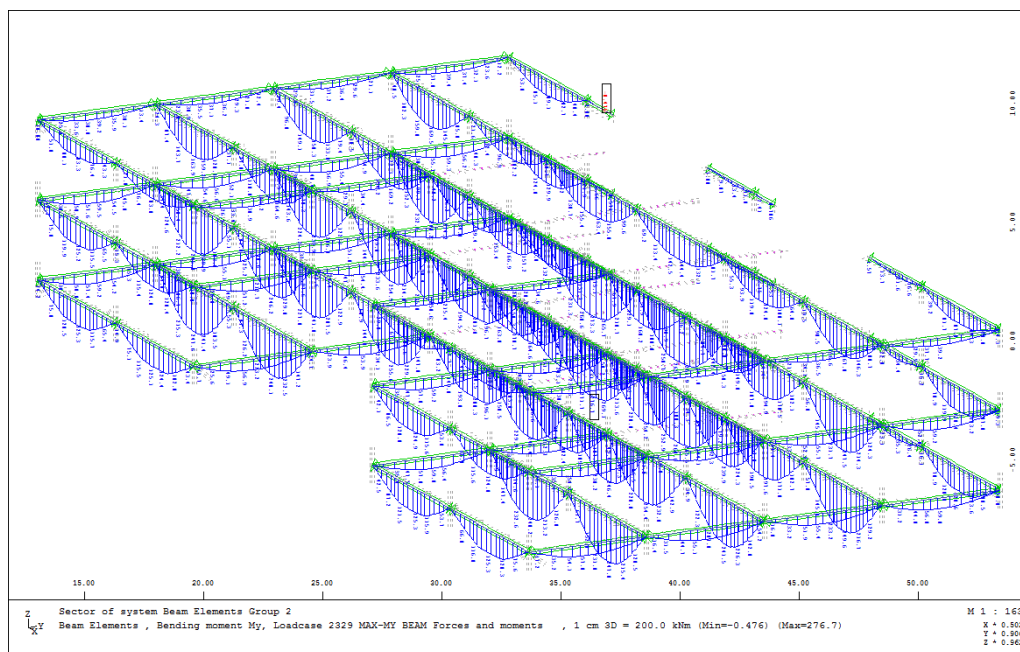
Končni model stavbe v programu Sofistik je prikazan na sliki 38.



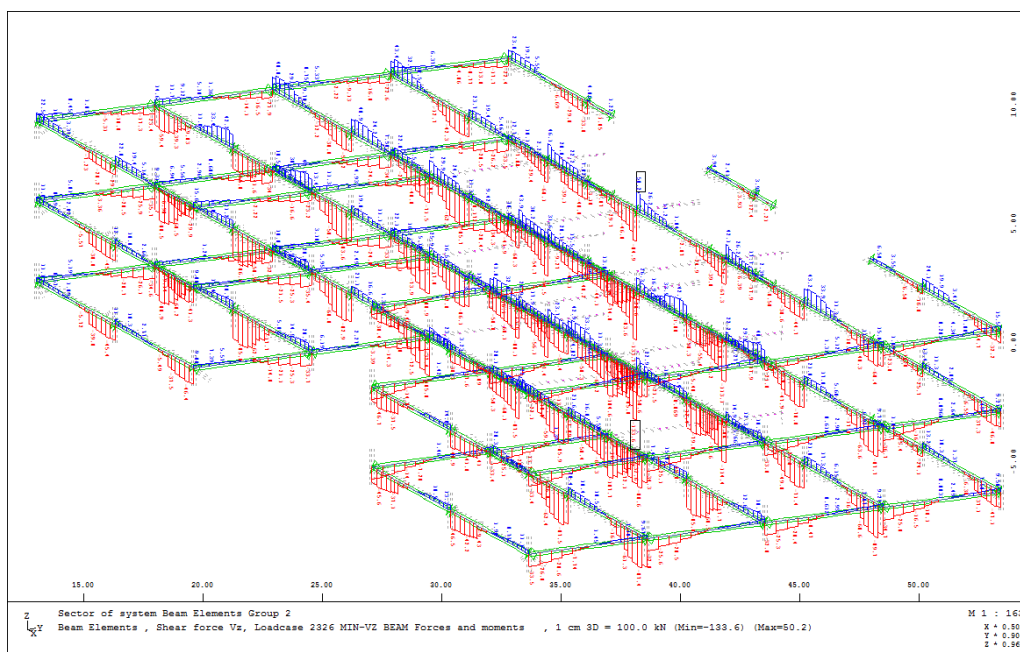
Slika 38: Končni model nosilne konstrukcije stavbe v programu Sofistik

## 5 REZULTATI

Želeli smo omejiti izpis, zato smo prikazali le nekaj tipičnih dobljenih obremenitev nosilnih elementov konstrukcije, ki smo jih izračunali s pomočjo programskega orodja Sofistik. Rezultati so prikazani na slikah od 39 do 48.

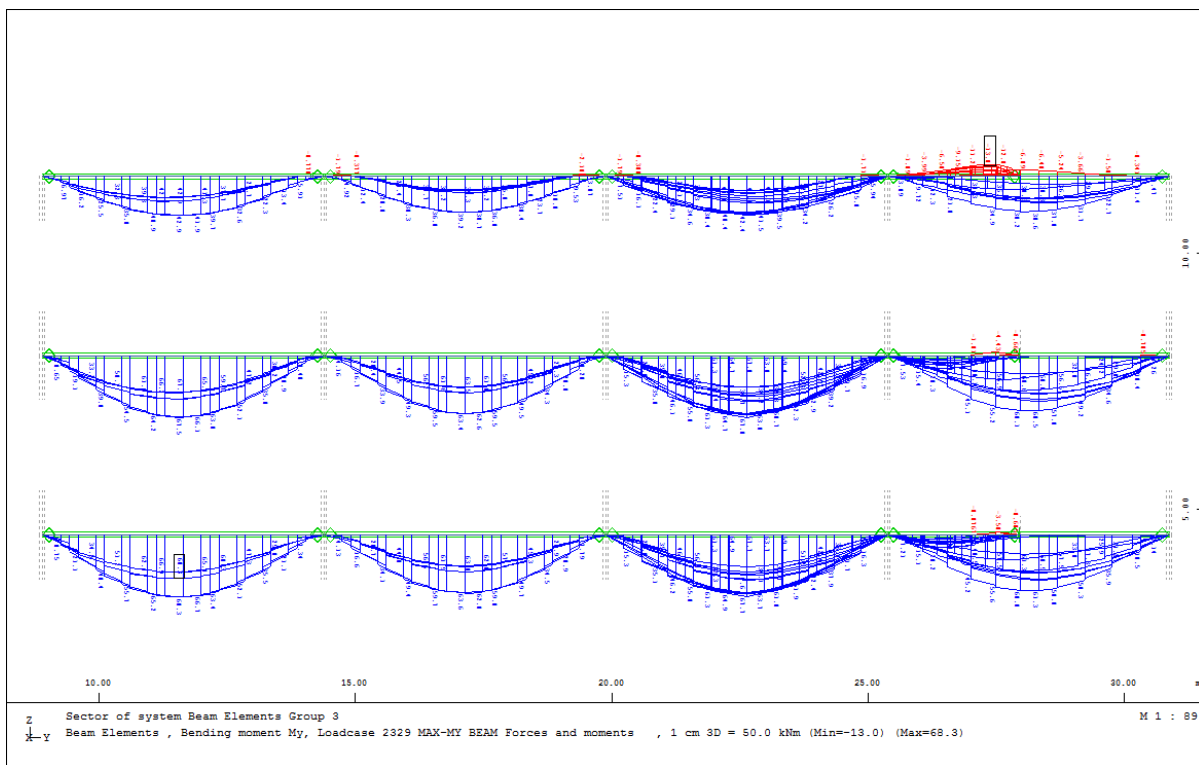


Slika 39: Primarni nosilci, upogibni momenti  $M_y$  (merodajna je srednjetrojna obtežba)

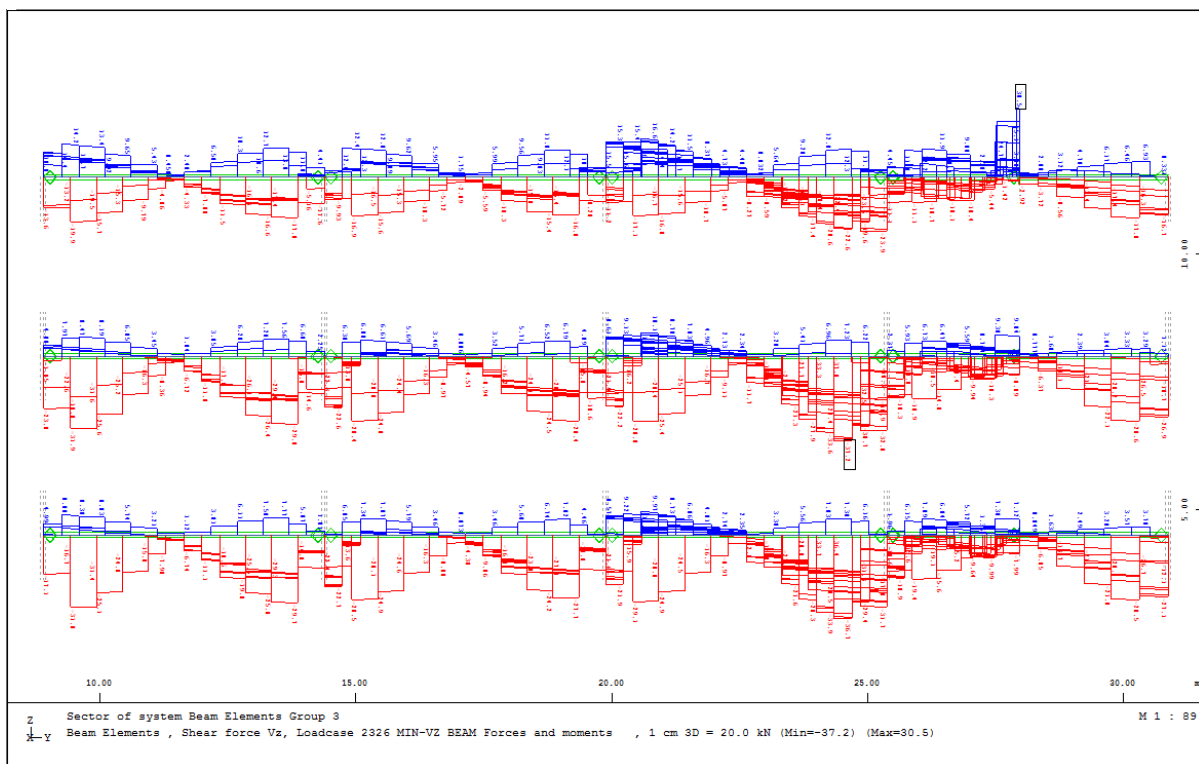


Slika 40: Primarni nosilci, prečne sile  $N_z$  (merodajna je srednjetrojna obtežba)

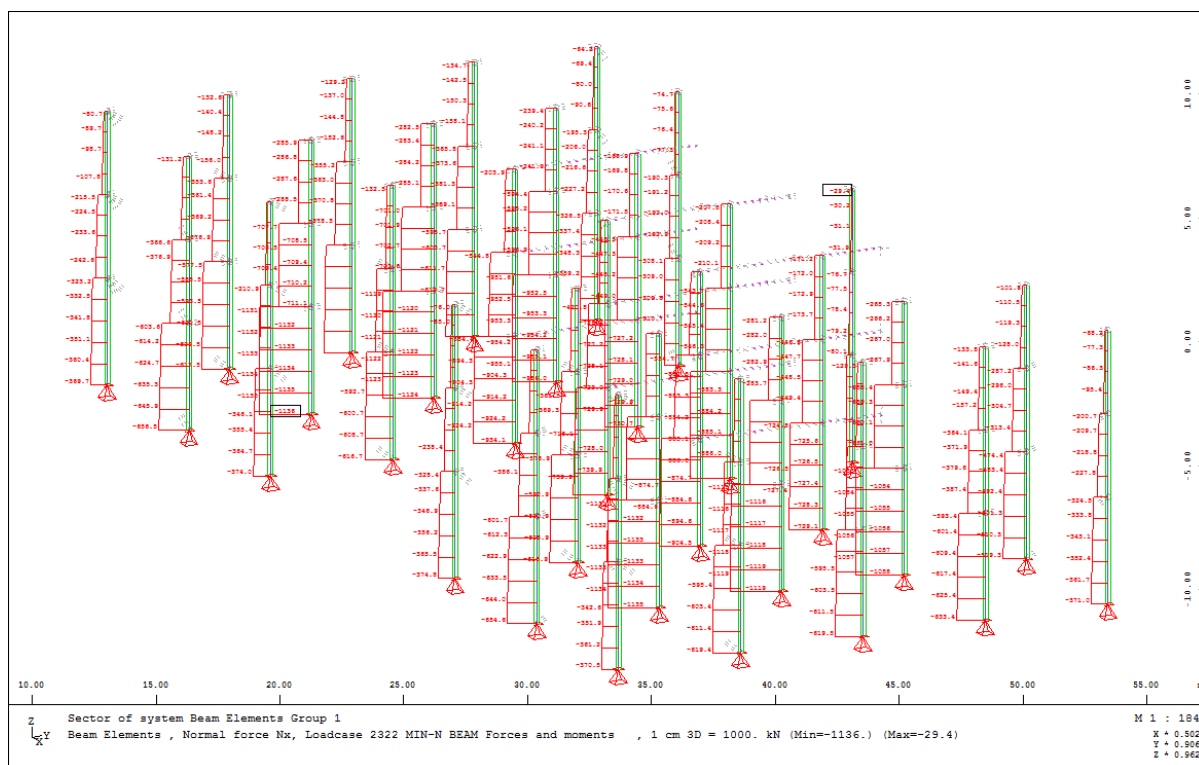




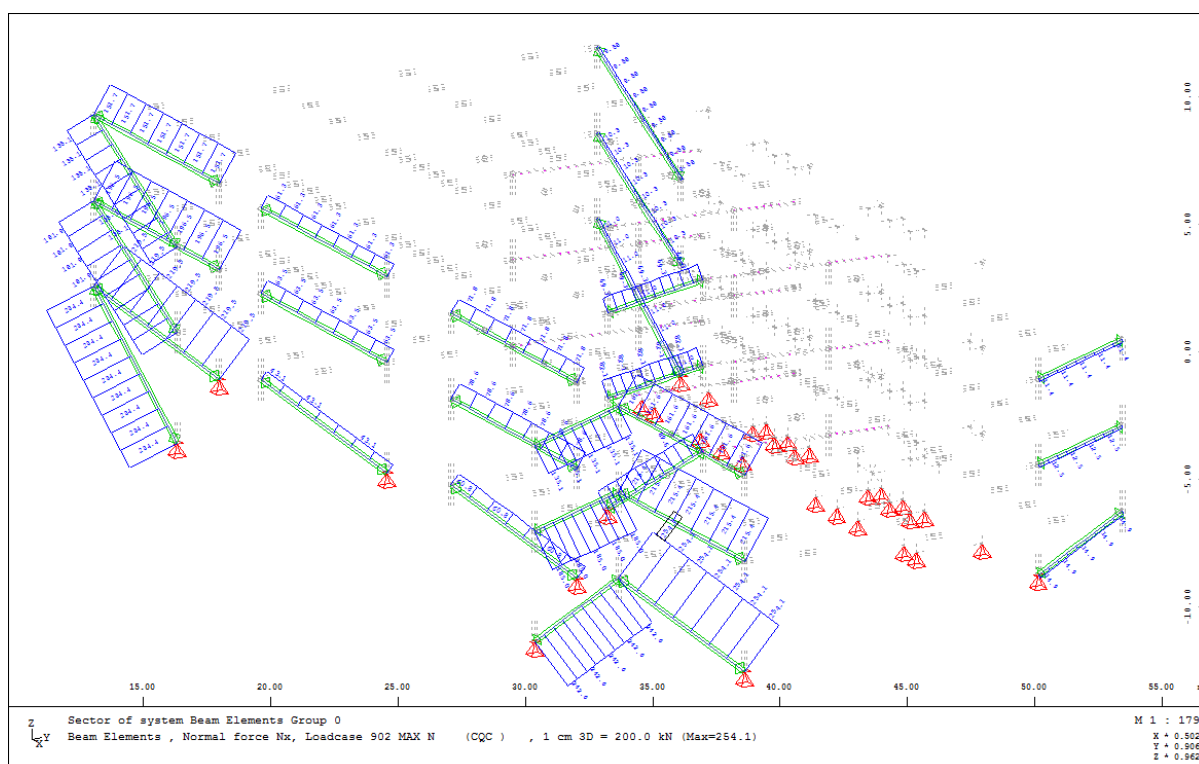
Slika 41: Sekundarni nosilci, upogibni momenti  $M_y$  (merodajna je srednjetrojna obtežba)



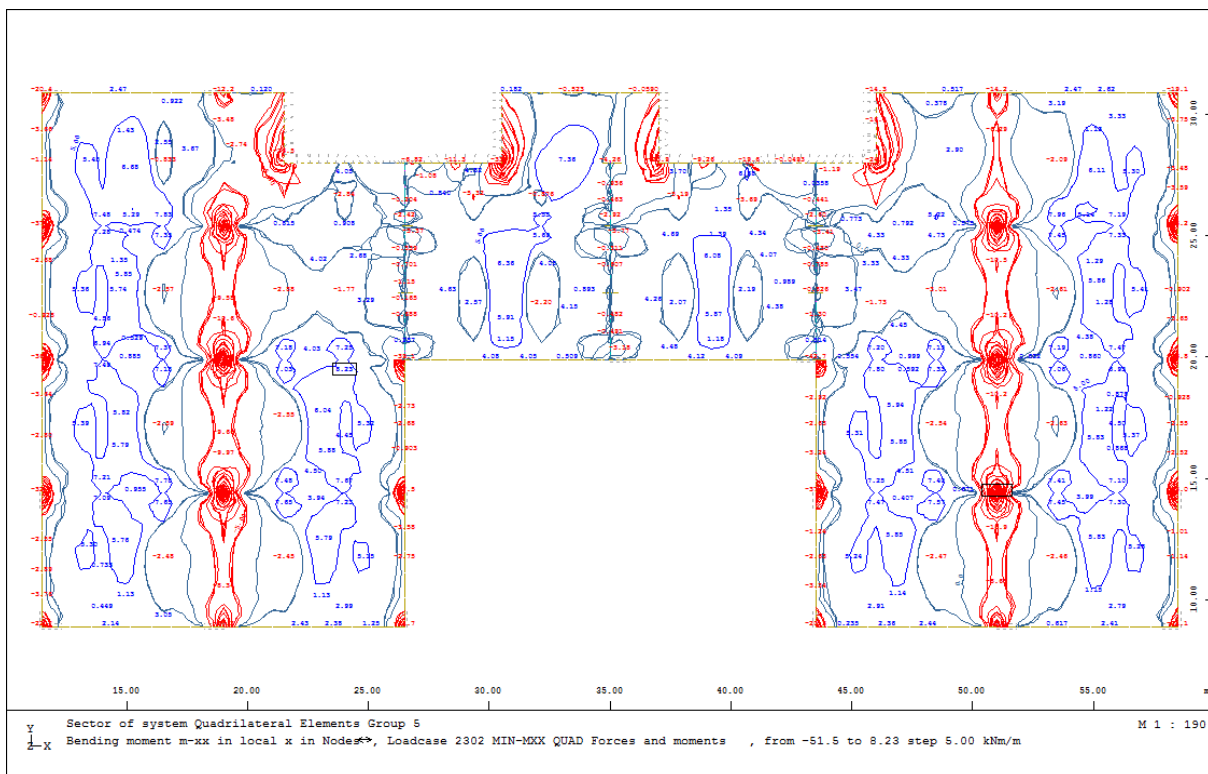
Slika 42: Sekundarni nosilci, prečne sile  $N_z$  (merodajna je srednjetrojna obtežba)



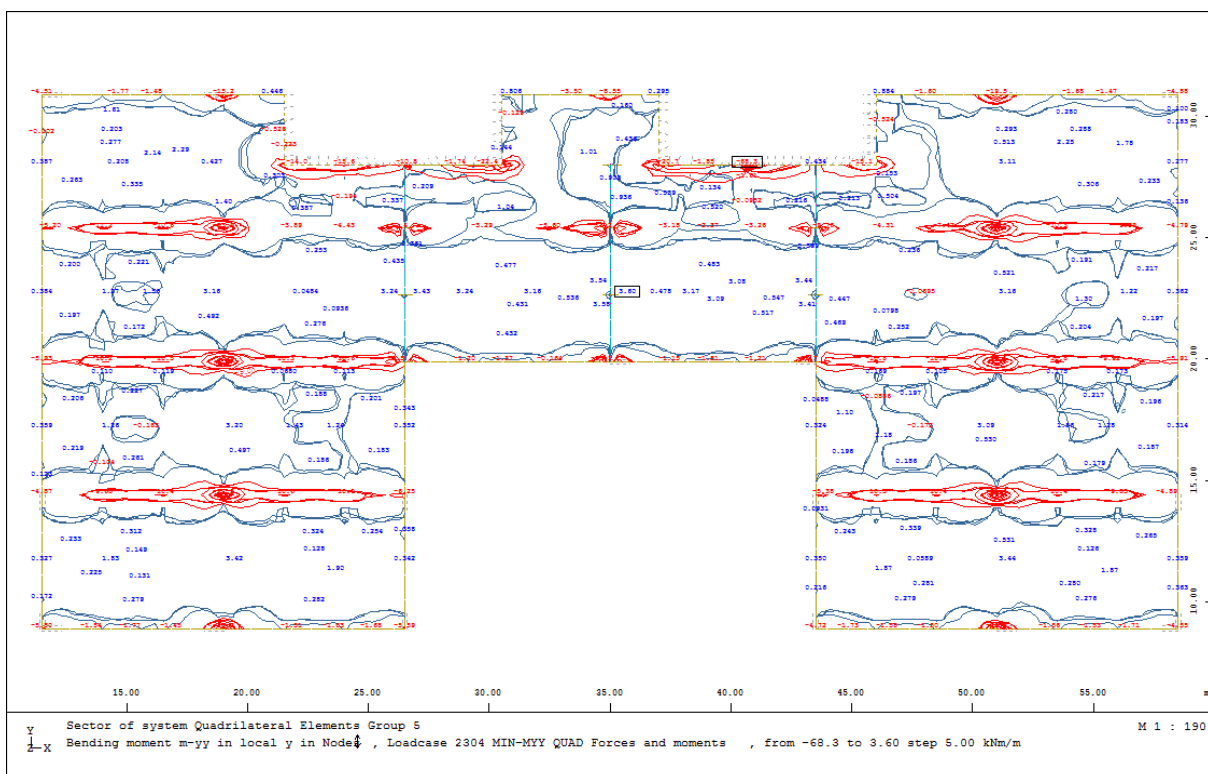
Slika 43: Stebri, osne sile  $N_x$  (merodajna je kratkotrajna obtežba)



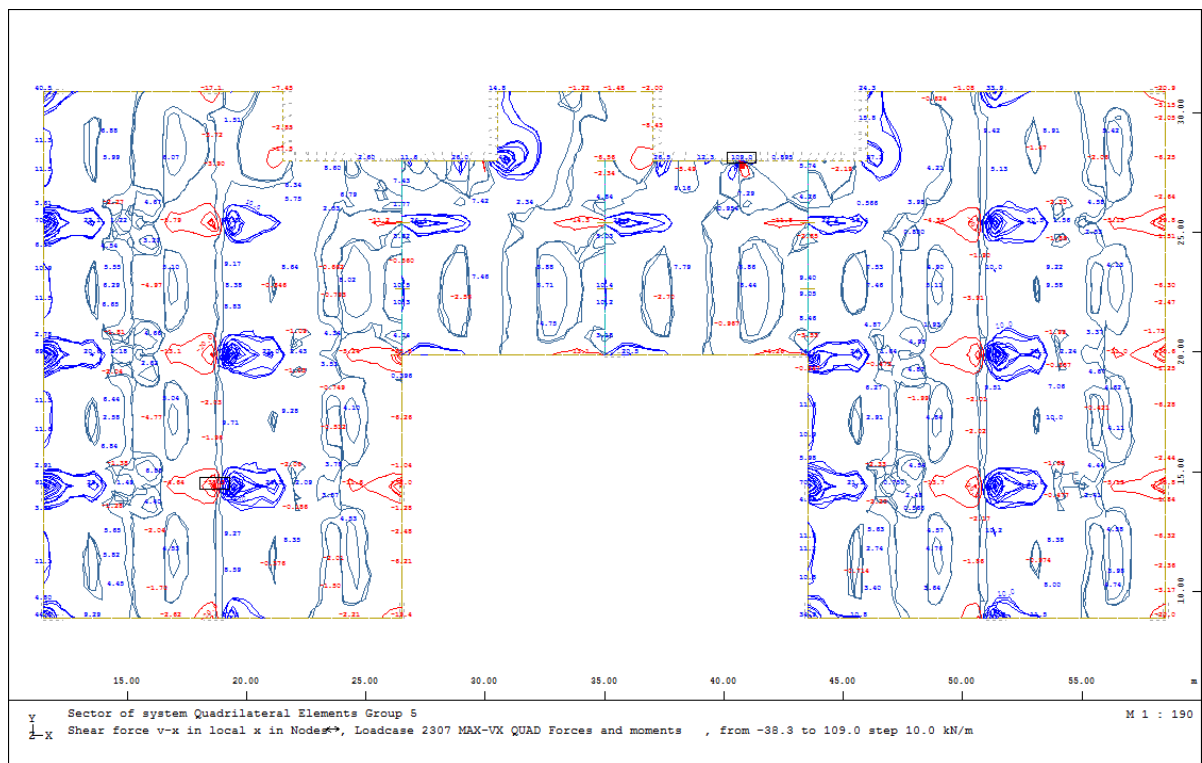
Slika 44: Diagonale, osne sile  $N_x$  (merodajna je obtežba potresa)



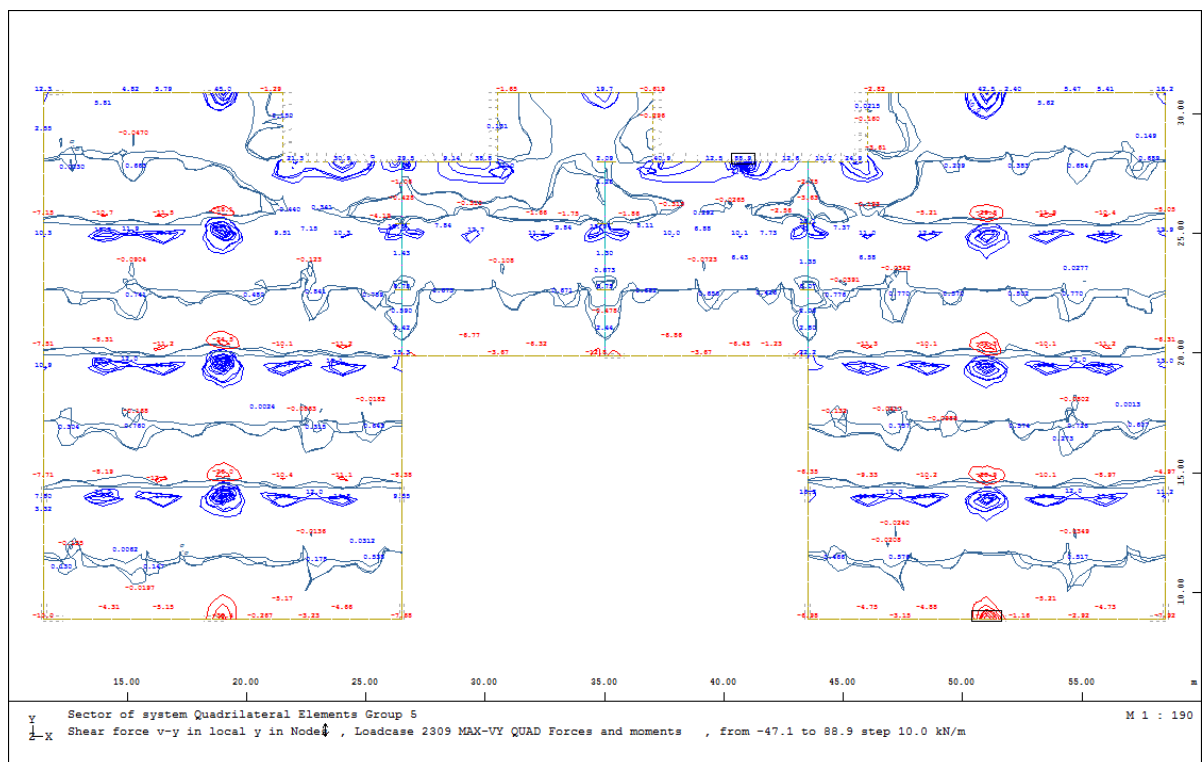
Slika 45: Strešna plošča na koti 11,5 m, upogibni momenti  $m_{xx}$  - okoli osi y –  
(merodajna je srednjetažna obtežba)



Slika 46: Strešna plošča na koti 11,5 m, upogibni momenti  $m_{yy}$  - okoli osi x –  
(merodajna je srednjetažna obtežba)



Slika 47: Strešna plošča na koti 11,5 m, prečne sile  $q_{xz}$  - normala ravnine v smeri x –  
(merodajna je srednjetrojna obtežba)



Slika 48: Strešna plošča na koti 11,5 m, prečne sile  $q_{yz}$  - normala ravnine v smeri y –  
(merodajna je srednjetrojna obtežba)

Za kontrolo potresne analize je smiselno preveriti celotno potresno silo. V našem primeru smo to storili tako, da smo ocenili spodnjo ( $F_{b,min}$ ) in zgornjo ( $F_{b,max}$ ) mejo za celotno prečno silo. Spodnjo mejo celotne prečne sile smo ocenili tako, da smo upoštevali vpliv le prve nihajne oblike. Zgornjo mejo smo določili tako, da smo predpostavili sodelovanje celotne mase konstrukcije v prvi nihajni obliki. Preverili smo tudi razmerje med celotno prečno silo in celotno težo konstrukcije, saj na ta način dobimo podatek o velikosti potresne sile glede na težo konstrukcije.

$$F_{b,min} = m_{eff,1} \cdot S_d(T_1) = 849 \text{ kN} \quad (5.1)$$

$m_{eff,1}$  masa konstrukcije, ki sodeluje v prvi nihajni obliki glede na aktivirano maso v potresni analizi

$$F_{b,max} = m \cdot S_d(T_1) = 6168 \text{ kN} \quad (5.2)$$

$m$  celotna masa konstrukcije

Prečno silo kontroliramo z enačbama (5.3) in (5.4).

$$F_{b,min} \leq F_b \leq F_{b,max} \quad (5.3)$$

$$F_b / W \quad (5.4)$$

$F_b$  celotna potresna sila

Celotno potresno silo smo razbrali iz rezultatov analize konstrukcije s programom Sofistik:

$$F_{b,x} = 2580,3 \text{ kN}$$

$$F_{b,y} = 3759,8 \text{ kN}$$

Celotna masa konstrukcije je  $m = 1644,8$  t, torej je  $W = 16135,5$  kN. Velikost potresne sile glede na celotno težo konstrukcije je tako:

$$F_{b,x} / W = 0,16$$

$$F_{b,y} / W = 0,23$$

Na podlagi rezultatov smo sklepali, da so rezultati smiselni.

## 6 DIMENZIONIRANJE

Projektno nosilnost  $R_d$  izračunamo skladno z enačbo (3.22).

$$R_d = k_{mod} \frac{R_k}{\gamma_M}$$

Modifikacijski faktorji so predstavljeni v preglednici 12. Če je obtežna kombinacija sestavljena iz vplivov različnih razredov trajanja obtežbe, se pri kombinaciji vplivov upošteva  $k_{mod}$  za vpliv, ki ima najkrajše trajanje.

Preglednica 12: Razvrstitev obtežb glede na njihovo trajanje in pripadajoče vrednosti modifikacijskih faktorjev  $k_{mod}$ , ki veljajo za 1. in 2. razred uporabe

Razred trajanja obtežbe	Primer obtežbe	$k_{mod}$ (masiven les, lepljen lameliran les)
Stalna	Lastna teža	0,6
Srednjetrajna	Koristna obtežba, sneg	0,8
Kratkotrajna	Sneg, veter	0,9
Trenutna	Veter, nezgodna obtežba	1,1

Preglednica 13: Varnostni faktorji za material

Material	Varnostni faktor $\gamma_M$
Masiven les	1,3
(Križno) Lepljen lameliran les	1,25
Beton	1,5
Jeklo	1,15
$\gamma_M = 1,0$ za potresno obtežbo	

## 6.1 MSN – mejno stanje nosilnosti

### 6.1.1 Kombinacije vplivov

Mejno stanje nosilnost v tem primeru preverimo pri kombinaciji vplivov, ki je z enačbo (3.23).

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

Priporočene vrednosti za  $\gamma_G$  so:  $\gamma_{G,\text{sup}} = 1,35$  in  $\gamma_{G,\text{inf}} = 1,00$ .

Priporočene vrednosti za  $\gamma_{Q,1}$  so:  $\gamma_{Q,1} = 1,5$ , če je neugodno, sicer  $\gamma_{Q,1} = 0,0$ .

Priporočene vrednosti za  $\gamma_{Q,i}$  so:  $\gamma_{Q,i} = 1,5$ , če je neugodno, sicer  $\gamma_{Q,i} = 0,0$ .

Preglednica 14: Vrednosti faktorjev  $\psi_2$ ,  $\psi_1$  in  $\psi_0$

Spremenljiva obtežba	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\psi_2$
Kategorija B	0,7	0,5	0,3
Kategorija H	0,0	0,0	0,0
Sneg	0,5	0,2	0,0
Veter	0,6	0,2	0,0

Preglednica 15: Primeri obtežnih kombinacij za MSN (skupni faktorji za vplive)

	K1	K2	K3	K5	K6	K7
Lastna in stalna obtežba	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
Koristna obtežba	1,5			1,5	1,05	1,05
Obtežba snega		1,5		0,75	1,5	0,75
Vplivi vetra			1,5	0,9	0,9	1,5

Kombinacije vplivov za potresna projektna stanja določimo skladno z enačbo (6.1).

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6.1)$$

Izračun je bil narejen za najbolj obremenjene elemente.

### 6.1.2 Dimenzioniranje primarnih nosilcev

Obremenitev najbolj obremenjenega nosilca:

$$M_{y,d} = 276,6 \text{ kNm}$$

$$V_d = 133,8 \text{ kN}$$

$$N_d = -23,6 \text{ kN (tlak)}$$

$$N_d = 53,2 \text{ kN (nateg)}$$

$$M_{t,d} = 14,7 \text{ kNm}$$

Pri dimenzioniranju smo upoštevali naslednje karakteristike prereza:

$$b/h = 20/90 \text{ cm}$$

$$A = 1800 \text{ cm}^2$$

$$W_y = 27000 \text{ cm}^3$$

Izbrana kvaliteta lesa je GL32h (pogl. 3.2, str. 25). Merodajna je srednjetrojna obtežba ( $k_{mod} = 0,8$ ).

#### 1. Upogib

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1,0 \quad (6.2)$$

$$\frac{M_{y,d}}{W_y \cdot f_{m,y,d}} = \frac{276,6 \cdot 100}{27000 \cdot 0,8 \cdot \frac{3,2}{1,25}} = 0,500 \leq 1,0$$

#### 2. Kombinacija upogiba in natega

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1,0 \quad (6.3)$$



$$\frac{N_d}{A \cdot f_{t,0,d}} + \frac{M_{y,d}}{W_y \cdot f_{m,y,d}} = \frac{53,2}{1800 \cdot 0,8 \cdot \frac{2,25}{1,25}} + \frac{276,6 \cdot 100}{27000 \cdot 0,8 \cdot \frac{3,2}{1,25}} = 0,528 \leq 1,0$$

### 3. Kombinacija upogiba in tlaka

$$\left( \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_c \cdot f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1,0 \quad (6.4)$$

$$\left( \frac{N_d}{A \cdot f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{M_{y,d}}{W_y \cdot f_{m,y,d}} = \left( \frac{23,6}{1800 \cdot 0,8 \cdot \frac{2,9}{1,25}} \right)^2 + \frac{276,6 \cdot 100}{27000 \cdot 0,8 \cdot \frac{3,2}{1,25}} = 0,500 \leq 1,0$$

### 4. Strig

$$\frac{V_{Ed}}{A^*} = \frac{133,8}{\frac{2}{3} \cdot 1800} = 0,112 \text{ kN/cm}^2 \leq f_{v,d} = 0,8 \cdot \frac{0,38}{1,25} = 0,243 \text{ kN/cm}^2$$

### 5. Torzija

$$\tau_{tor,d} = \frac{M_t}{W_t} \leq k_{shape} \cdot f_{v,d} \quad (6.5)$$

$$W_t = \frac{\pi \cdot h \cdot b^2}{16}; \quad k_{shape} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1 + 0,15 \frac{h}{b} \\ 2,0 \end{array} \right. \quad (6.6)$$

$$\frac{M_t}{W_t} = \frac{14,7 \cdot 100}{\frac{\pi \cdot 90 \cdot 20^2}{16}} = 0,208 \text{ kN/cm}^2 \leq k_{shape} \cdot f_{v,d} = 1,33 \cdot 0,8 \cdot \frac{0,38}{1,25} = 0,323 \text{ kN/cm}^2$$

### 6. Kontrola strižnih napetosti – prečna sila in torzija

$$\frac{\tau_{tor,d}}{k_{shape} \cdot f_{v,d}} + \frac{\tau_d}{f_{v,d}} \leq 1 \quad (6.7)$$

$$\frac{M_t}{W_t \cdot k_{shape} \cdot f_{v,d}} + \frac{V_{Ed}}{A^* \cdot f_{v,d}} = \frac{14,7 \cdot 100}{\frac{\pi \cdot 90 \cdot 20^2}{16} \cdot 1,33 \cdot 0,8 \cdot \frac{0,38}{1,25}} + \frac{133,8}{\frac{2}{3} \cdot 1800 \cdot 0,8 \cdot \frac{0,38}{1,25}} = 0,968 \leq 1,0$$

Iz rezultatov je razvidno, da so osne sile (natezne in tlačne) dovolj majhne, da jih v izračunu lahko zanemarimo.

Kontrolam je zadoščeno.

### 6.1.3 Dimenzioniranje sekundarnih nosilcev

Obremenitev najbolj obremenjenega nosilca:

$$M_{y,d} = 68,3 \text{ kNm}$$

$$V_d = 56,9 \text{ kN}$$

$$M_{t,d} = 3,2 \text{ kNm}$$

Pri dimenzioniranju smo upoštevali naslednje karakteristike prereza:

$$b/h = 20/45 \text{ cm}$$

$$A = 900 \text{ cm}^2$$

$$W_y = 6750 \text{ cm}^3$$

Izbrana kvaliteta lesa je GL32h (pogl. 3.2, str. 25). Merodajna je srednjetrojna obtežba ( $k_{mod} = 0,8$ ).

Vpliv osnih sil smo pri dimenzioniranju zanemarili (glej pogl. 6.1.2).

#### 1. Upogib

$$\frac{M_{y,d}}{W_y \cdot f_{m,y,d}} = \frac{68,3 \cdot 100}{6750 \cdot 0,8 \cdot \frac{3,2}{1,25}} = 0,494 \leq 1,0$$

#### 2. Strig

$$\frac{V_{Ed}}{A^*} = \frac{56,9}{\frac{2}{3} \cdot 900} = 0,095 \text{ kN/cm}^2 \leq f_{v,d} = 0,8 \cdot \frac{0,38}{1,25} = 0,243 \text{ kN/cm}^2$$

### 3. Torzija

$$\frac{M_t}{W_t} = \frac{3,2 \cdot 100}{\frac{\pi \cdot 45 \cdot 20^2}{16}} = 0,090 \text{ kN/cm}^2 \leq k_{shape} \cdot f_{v,d} = 1,67 \cdot 0,8 \cdot \frac{0,38}{1,25} = 0,406 \text{ kN/cm}^2$$

### 4. Kontrola strižnih napetosti – prečna sila in torzija

$$\frac{M_t}{W_t \cdot k_{shape} \cdot f_{v,d}} + \frac{V_{Ed}}{A^* \cdot f_{v,d}} = \frac{3,2 \cdot 100}{\frac{\pi \cdot 45 \cdot 20^2}{16} \cdot 1,67 \cdot 0,8 \cdot \frac{0,38}{1,25}} + \frac{133,8}{\frac{2}{3} \cdot 900 \cdot 0,8 \cdot \frac{0,38}{1,25}} = 0,611 \leq 1,0$$

Kontrolam je zadoščeno.

## 6.1.4 Dimenzioniranje stebrov

Obremenitev najbolj obremenjenega stebra:

$$N_d = 1185,0 \text{ kN}$$

Strižne sile in upogibni momenti so zanemarljivo majhni.

Pri dimenzioniranju smo upoštevali naslednje karakteristike prereza:

$$b/h = 30/40 \text{ cm}$$

$$A = 1200 \text{ cm}^2$$

$$W_y = 8000 \text{ cm}^3$$

$$I_y = 1600000 \text{ cm}^4$$

Izbrana kvaliteta lesa je GL32h (pogl. 3.2, str. 25). Merodajna je kratkotrajna obtežba ( $k_{mod}=0,9$ ).

Torzijski momenti so zanemarljivo majhni.

### 1. Tlak

$$\frac{N_d}{b \cdot h} = \frac{1185}{30 \cdot 40} = 0,988 \text{ kN/cm}^2 \leq k_c \cdot f_{c,0,d} = 0,549 \cdot 0,9 \cdot \frac{2,9}{1,25} = 1,146 \text{ kN/cm}^2$$

Kontrolam je zadoščeno.

### 6.1.5 Dimenzioniranje diagonal

Obremenitev najbolj obremenjene diagonale:

$$N_d = -37,0 \text{ kN (tlak)}$$

$$N_d = 254,1 \text{ kN (nateg)}$$

Pri dimenzioniranju smo upoštevali naslednje karakteristike prereza:

$$b/h = 14/20 \text{ cm}$$

$$A = 280 \text{ cm}^2$$

$$W_y = 933 \text{ cm}^3$$

$$I_y = 933333 \text{ cm}^4$$

Izbrana kvaliteta lesa je GL24h (pogl. 3.2, str. 26). Merodajna obtežba za tlačno obremenitev diagonale je kratkotrajna obtežba ( $k_{mod}=0,9$ ). Merodajna vrednost za natezno obremenitev diagonale je vrednost zaradi potresne sile ( $k_{mod}=1,1, \gamma=1,0$ ).

#### 1. Tlak

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{b \cdot h} = \frac{37}{14 \cdot 20} = 0,132 \text{ kN/cm}^2 \leq k_c \cdot f_{c,0,d} = 0,121 \cdot 0,9 \cdot \frac{2,4}{1,25} = 0,209 \text{ kN/cm}^2$$

Kontrola se izzide za diagonalo dimenzij  $b/h=14/20$ cm.

#### 2. Nateg

$$\sigma_{t,0,d} \leq f_{t,0,d} \tag{6.8}$$

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{N_d}{A} = \frac{254,1}{280} = 0,908 \text{ kN/cm}^2 \leq f_{t,0,d} = 1,0 \cdot \frac{1,65}{1,0} = 1,650 \text{ kN/cm}^2$$

Kontrolam je zadoščeno.

### 6.1.6 Dimenzioniranje stropnih in strešnih plošč

Efektivne vrednosti karakteristik prerezov strešne in stropne plošče smo izračunali v skladu s kompozitno teorijo (Blass, 2004). Določili smo jih z množenjem karakteristik prerezov z ustreznim sestavnim koeficientom, ki je odvisen od smeri delovanja in prenašanja obremenitve plošče. Enako velja za trdnostne karakteristike. Odpornost plošč je bila glede na dano obremenitev in dimenzije plošč presežena, zato smo debelino plošč ustrezno povečali.

#### a. Streha

Obremenitev plošče strehe ( $h = 226$  mm):

$$m_{xx} = 21,2 \text{ kNm/m}$$

$$m_{yy} = 8,1 \text{ kNm/m}$$

$$q_{xz} = 39,3 \text{ kNm}$$

$$q_{yz} = 21,6 \text{ kNm}$$

Pri dimenzioniranju smo upoštevali naslednje karakteristike prereza:

$$b/h = 100/22,6 \text{ cm}$$

$$A = 2260 \text{ cm}^2$$

$$W_{y,0,eff} = 6350 \text{ cm}^3$$

$$W_{y,90,eff} = 2443 \text{ cm}^3$$

Izbrana kvaliteta lesa je GL28h (pogl. 3.2, str. 25 in 26). Merodajna je srednjetrajna obtežba ( $k_{mod}=0,8$ ).

#### 1. Upogib

$$\sigma_{m,0,d} = \frac{m_{xx} \cdot 1\text{m}}{W_{y,0,eff}} \leq f_{m,eff,0,d} ; \quad (6.9)$$

$$\sigma_{m,90,d} = \frac{m_{yy} \cdot 1\text{m}}{W_{y,90,eff}} \leq f_{m,eff,90,d} ; \quad (6.10)$$

$$\sigma_{m,90,d} = \frac{m_{yy} \cdot 1\text{m}}{W_{y,90,eff}} = \frac{8,1 \cdot 100}{2443} = 0,331 \text{ kN/cm}^2 \leq f_{m,90,eff,d} = 0,8 \cdot \frac{1,150}{1,25} = 0,736 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{m,0,d} = \frac{m_{xx} \cdot 1\text{m}}{W_{y,0,eff}} = \frac{21,2 \cdot 100}{6350} = 0,334\text{kN/cm}^2 \leq f_{m,0,eff,d} = 0,8 \cdot \frac{2,089}{1,25} = 1,337\text{kN/cm}^2$$

## 2. Strižne napetosti

$$\tau_d = \frac{q_{xz} \cdot 1\text{m}}{A^*} \leq f_{v,d}; \quad (6.11)$$

$$\tau_d = \frac{q_{xz} \cdot 1\text{m}}{A^*} = \frac{39,3}{\frac{2}{3} \cdot 2260} = 0,026\text{kN/cm}^2 \leq f_{v,d} = 0,8 \cdot \frac{0,32}{1,25} = 0,205\text{kN/cm}^2$$

### b. Stropne konstrukcije

Obremenitev stropne plošče ( $h = 200$  mm):

$$m_{xx} = 25,4 \text{ kNm/m}$$

$$m_{yy} = 10,2 \text{ kNm/m}$$

$$q_{xz} = 35,7 \text{ kNm}$$

$$q_{yz} = 13,0 \text{ kNm}$$

Pri dimenzioniranju smo upoštevali naslednje karakteristike prereza:

$$b/h = 100/20 \text{ cm}$$

$$A = 2000 \text{ cm}^2$$

$$A^* = 200 \text{ cm}^2$$

$$W_{y,0,eff} = 5327 \text{ cm}^3$$

$$I_{y,0,eff} = 53267 \text{ cm}^4$$

$$W_{y,90,eff} = 1563 \text{ cm}^3$$

$$I_{y,90,eff} = 15627 \text{ cm}^4$$

Izbrana kvaliteta lesa je GL28h (pogl. 3.2, str. 25 in 26). Merodajna je srednjetrjna obtežba ( $k_{mod}=0,8$ ).

## 1. Upogib

$$\sigma_{m,90,d} = \frac{m_{yy} \cdot 1m}{W_{y,90,eff}} = \frac{10,2 \cdot 100}{15627} = 0,653 \text{ kN/cm}^2 \leq f_{m,90,eff,d} = 0,8 \cdot \frac{1,094}{1,25} = 0,700 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{m,0,d} = \frac{m_{xx} \cdot 1m}{W_{y,0,eff}} = \frac{21,2 \cdot 100}{6350} = 0,334 \text{ kN/cm}^2 \leq f_{m,0,eff,d} = 0,8 \cdot \frac{2,237}{1,25} = 1,337 \text{ kN/cm}^2$$

## 2. Strižne napetosti

$$\tau_d = \frac{q_{xz} \cdot 1m}{A^*} = \frac{35,7}{\frac{2}{3} \cdot 2000} = 0,027 \text{ kN/cm}^2 \leq f_{v,d} = 0,8 \cdot \frac{0,32}{1,25} = 0,205 \text{ kN/cm}^2$$

Debelino plošč smo morali ustrezno povečati. Kontrole se izzidejo za strešno ploščo debeline 22,6 cm in stropno ploščo debeline 20,0 cm.

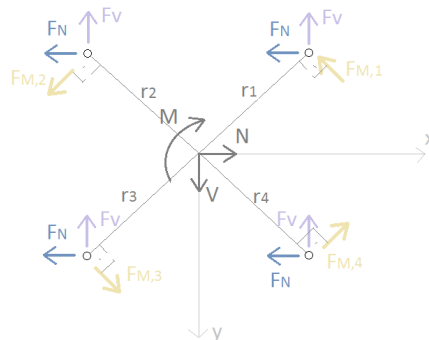
### 6.1.7 Dimenzioniranje spojev

Predpostavka:

$$\delta_i = \frac{u_i}{e_i} = \delta = const \quad (6.12)$$

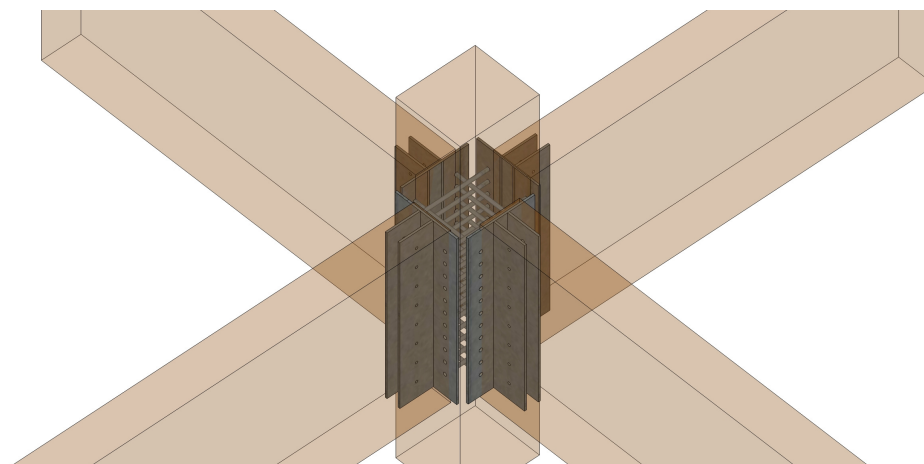
$u_i$  pomik  $i$ -te točke prereza zaradi vpliva obtežbe

$e_i$  oddaljenost  $i$ -tega veznega sredstva od centra rotacije priključka



Slika 49: Simboličen prikaz razporeditve veznih sredstev

### 6.1.7.1 Spoj steber – primarni nosilec



Slika 50: Spoj stebra in primarnega nosilca

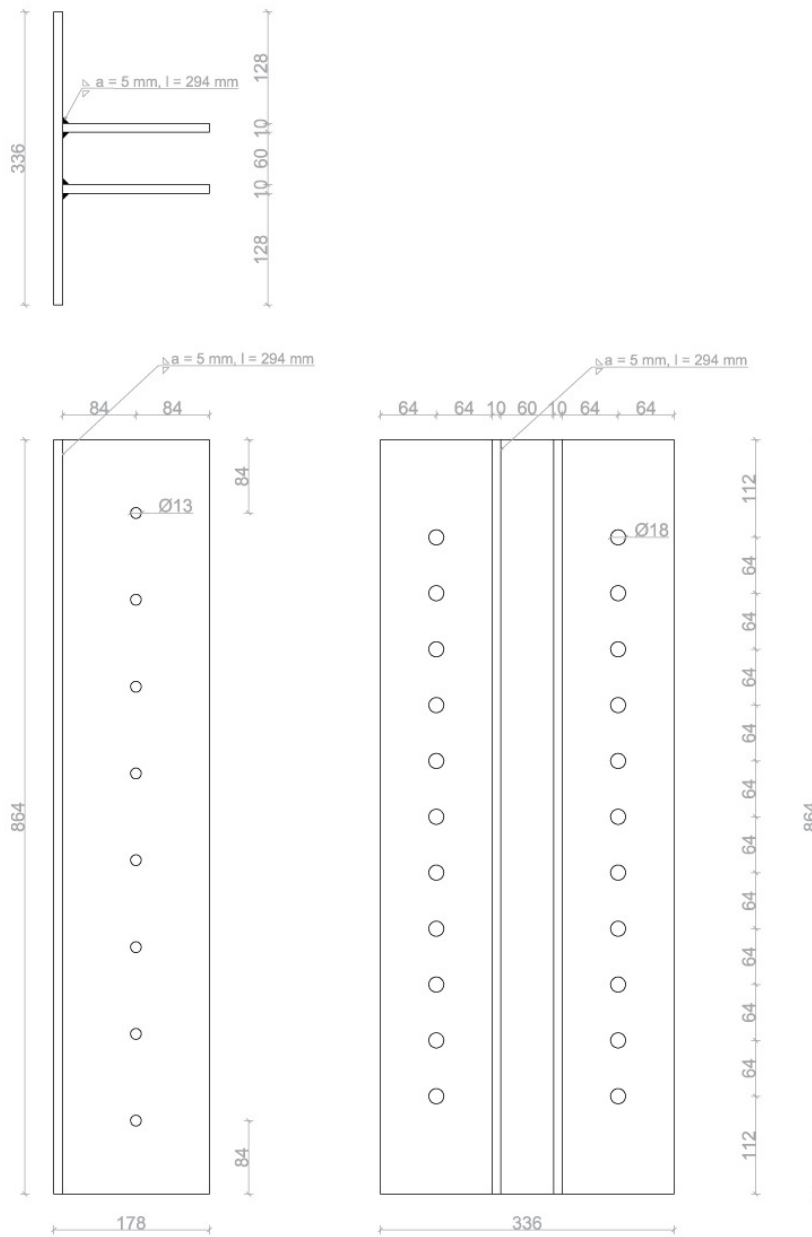
Obremenitev najbolj obremenjenega spoja:

$$V_d = 133,8 \text{ kN}$$

Torzijski momenti, upogibni momenti okoli lokalne osi  $z$  in osne sile v nosilcih so dovolj majhni, da jih spoji lahko prevzamejo brez posebnih dokazov.

Proizvajalec kovinskih veznih sredstev za lesne zveze Simpson Strong-Tie ne podaja tipskih spojev za tako veliko obremenitev, zato smo dimenzije spoja določili računsko. Na sliki 51 je prikazan računsko določen pomožni jekleni element spoja primarnega nosilca s stebrom.

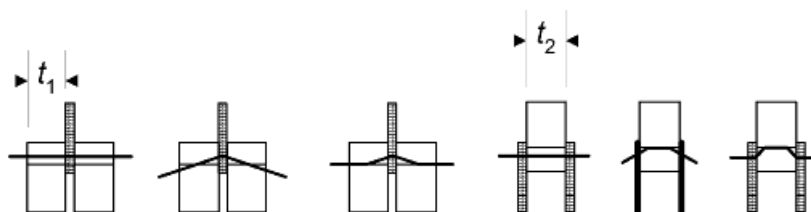




Slika 51: Dimenzije pomožnega jeklenega elementa spoja stebra in primarnega nosilca

V priključni ravnini se pojavijo strižne sile  $F_v$ , ki jih prevzamemo z njihovimi veznimi sredstvi in bočnimi nosilnostmi. V skladu s standardom SIST EN 1995-1-1:2005 smo določili največjo bočno nosilnost, ki jo lahko prevzame vezno sredstvo v eni strižni ravnini v zvezi z dvema priključnima ravninama (dvostrizna zveza). Glede na lego pločevine ločimo dvostrizno zvezo s pločevino v sredini zveze in dvostrizno zvezo s pločevino na zunanjih straneh lesenega dela (glej sliko 52). Izbrano zvezo med elementoma obravnavamo kot obe obliki dvostrizne zveze, ki delujeta sočasno. Za vezno

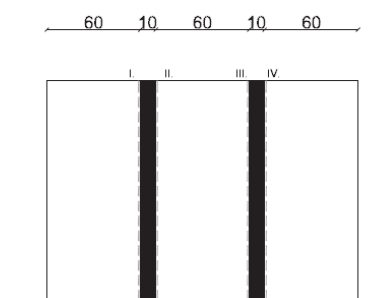
sredstvo smo izbrali vijake M12 kvalitete 5.6 in pločevino debeline 1,0 cm, ki je iz jekla kvalitete S235. Prispevek osne izvlečne odpornosti smo pri določitvi strižne odpornosti vijaka zanemarili.



Slika 52: Shematski prikaz porušitvenih primerov za dvostrizno zvezo les-jeklo

(vir: SIST EN 1995-1-1:2005)

V tem primeru gre za štiristrizno zvezo les – jeklo, kjer sta prisotni dve vmesni pločevini (slika 53). Nosilnost določimo kot seštevek nosilnosti strižnih ravnin v spoju.



Slika 53: Štiristrizna zveza (primarni nosilec/steber)

Podatki:

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

$$\rho_k = 430 \text{ kg/m}^3$$

$$f_{u,k} = 500 \text{ N/mm}^2$$

$$t_1 = t_2 = 60 \text{ mm}$$

Bočno trdnost lesa v primeru spajanja z vijaki določimo v skladu z enačbo (6.13).

$$f_{h,0,k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot \rho_k \tag{6.13}$$

$$f_{h,0,k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot \rho_k = 31 \text{ N/mm}^2$$

Karakteristično bočno trdnost lesa v primeru delovanja sile pod kotom  $\alpha$ , določimo kot navaja enačba (6.14):

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad (6.14)$$

$$\alpha = 90^\circ \rightarrow k_{90} = 1,35 + 0,015 \cdot 12 = 1,58$$

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} = 19,6 \text{ N/mm}^2$$

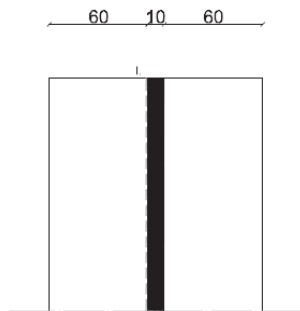
Upogibni moment pri polni plastifikaciji veznega sredstva določimo v skladu z enačbo (6.15):

$$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2,6} \quad (6.15)$$

$f_{u,k}$  karakteristična natezna trdnost jekla, iz katerega je izdelan vijak

$$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2,6} = 95931 \text{ Nmm}$$

a. Ravnina I (dvostržna zveza s pločevino v sredini zveze (glej sliko 54))



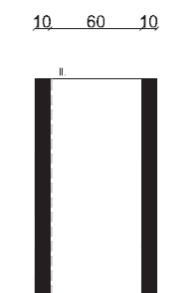
Slika 54: Dvostržna zveza – ravnina I (primarni nosilec/steber)

V tem primeru debelina pločevine ni pomembna.

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,\alpha,k} \cdot t_1 \cdot d \\ 2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,\alpha,k} \cdot d} \end{array} \cdot \left[ \sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,\alpha,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right] \right. \quad (6.16)$$

$$F_{v,Rk,I} = \min \begin{cases} 14112\text{N} \\ 7991\text{N} = 7,991\text{kN} \\ 10925\text{N} \end{cases}$$

b. Ravnina II (dvostržna zveza s pločevino na zunanjih straneh lesenega dela (glej sliko 55))



Slika 55: Dvostržna zveza – ravnina II (primarni nosilec/steber)

i. Strižni spoj v ravnini II obravnavamo kot v primeru a

$$F_{v,Rk,II} \leq F_{v,Rk,I} \quad (6.17)$$

$$F_{v,Rk,II,i} \leq F_{v,Rk,I} = 7,991\text{kN}$$

ii. Tanka pločevina

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} 0,5 \cdot f_{h,\alpha,k} \cdot t_2 \cdot d \\ 1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,\alpha,k} \cdot d} \end{cases} \quad (6.18)$$

$$F_{v,Rk,II,ii} = \min \begin{cases} 7,06\text{kN} \\ 7,72\text{kN} \end{cases} = 7,06\text{kN}$$

iii. Debela pločevina

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} 0,5 \cdot f_{h,\alpha,k} \cdot t_2 \cdot d \\ 2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,\alpha,k} \cdot d} \end{cases} \quad (6.19)$$

$$F_{v,Rk,II,iii} = \min \begin{cases} 7,06\text{kN} \\ 10,93\text{kN} \end{cases} = 7,06\text{kN}$$

$0,5 \cdot d = 6\text{mm} \leq t = 10\text{mm} \leq d = 12\text{mm} \quad \rightarrow \quad$  potrebna je linearna interpolacija

Vrednosti za tanko in debelo pločevino sta enaki, zato linearna interpolacija ni potrebna:

$$F_{v,Rk,II,ii} = F_{v,Rk,II,iii} \leq F_{v,Rk,II,i} = 7,99\text{kN}$$

Nosilnost strižne ravnine II smo določili kot minimalno vrednost od izračunanih:

$$F_{v,Rk,II} = \min \begin{cases} F_{v,Rk,II,i} \\ F_{v,Rk,II,ii} = 7,06\text{kN} \\ F_{v,Rk,II,iii} \end{cases} \quad (6.20)$$

Skupna odpornost enega vijaka v vseh strižnih ravninah:

$$F_{v,Rk} = 2 \cdot F_{v,Rk,I} + 2 \cdot F_{v,Rk,II} \quad (6.21)$$

$$F_{v,Rk} = 2 \cdot F_{v,Rk,I} + 2 \cdot F_{v,Rk,II} = 30,1\text{kN}$$

Potrebno število veznih sredstev določimo z naslednjimi izrazi:

$$n_{potr} = \frac{V_d}{F_{v,Rd}} \quad (6.22)$$

$$F_{v,Rd} = k_{\text{mod}} \cdot \frac{F_{v,Rk}}{\gamma_m} = 0,8 \cdot \frac{30,1}{1,25} = 19,3\text{kN}$$

$$n_{potr} = 6,9 \quad \rightarrow \quad n = 8$$

Izbrali smo 8 vijakov za zvezo jeklenega elementa in primarnega nosilca. Razmake med vijaki smo določili v skladu s SIST EN 1995-1-1:2005 (pregl. 8.4).

Za pritrjevanje veznega sredstva na stebre smo izbrali vijake M16 kvalitete 5.6. Vezna pločevina je debeline 1,0 cm. V izračunu nismo upoštevali bočne podajnosti lesa v stebru, ker ni merodajna.

V tem primeru gre za enostrižno zvezo les – jeklo, kjer sta prisotni dve krajni pločevini (slika 56).



Slika 56: Enostrižna zveza – ravnina I (primarni nosilec/steber)

Podatki:

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

$$\rho_k = 430 \text{ kg/m}^3$$

$$f_{u,k} = 500 \text{ N/mm}^2$$

$$t_1 = 300 \text{ mm}$$

$$a_1 = 4 \cdot d = 64 \text{ mm}$$

$$f_{h,0,k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot \rho_k = 29,6 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2,6} = 202676 \text{ Nmm}$$

a. Tanka pločevina

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,4 \cdot f_{h,\alpha,k} \cdot t_1 \cdot d \\ 1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,\alpha,k} \cdot d} \end{array} \right. \quad (6.23)$$

$$F_{v,Rk,a} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,4 \cdot f_{h,\alpha,k} \cdot t_1 \cdot d = 56,8 \text{ kN} \\ 1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,\alpha,k} \cdot d} = 15,9 \text{ kN} \end{array} \right. = 15,9 \text{ kN}$$

b. *Debela pločevina*

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,\alpha,k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left[ \sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,\alpha,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right] \\ 2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,\alpha,k} \cdot d} \\ f_{h,\alpha,k} \cdot t_1 \cdot d \end{array} \right. \quad (6.24)$$

$$F_{v,Rk,b} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,\alpha,k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left[ \sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,\alpha,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right] = 59,8\text{kN} \\ 2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,\alpha,k} \cdot d} = 22,5\text{kN} \\ f_{h,\alpha,k} \cdot t_1 \cdot d = 142,1\text{kN} \end{array} \right. = 22,5\text{kN}$$

$0,5 \cdot d = 8\text{mm} \leq t = 10\text{mm} \leq d = 16\text{mm} \quad \rightarrow \quad$  potrebna je linearna interpolacija

Skupna odpornost enega vijaka v strižni ravnini I (enačba (6.25)):

$$F_{v,Rk,I} = (F_{v,Rk,b} - F_{v,Rk,a}) \cdot \frac{2}{8} + F_{v,Rk,a} \quad (6.25)$$

$$F_{v,Rk,I} = (22,5 - 15,9) \cdot \frac{2}{8} + 15,9 = 17,6\text{kN}$$

Skupna odpornost enega vijaka v vseh strižnih ravninah:

$$F_{v,Rk} = F_{v,Rk,I} = 17,6\text{kN} \quad (6.26)$$

Potrebno število veznih sredstev določimo z izrazi (enačba (6.27)):

$$n_{ef,potr} = \frac{V_d}{F_{v,Rd}}; \quad n_{ef} = \min \left\{ \begin{array}{l} n \\ n^{0,9} \cdot \sqrt[4]{\frac{a_1}{13 \cdot d}} \end{array} \right. \quad (6.27)$$

$$F_{v,Rd} = k_{mod} \cdot \frac{F_{v,Rk}}{\gamma_m} = 0,8 \cdot \frac{17,6}{1,25} = 11,3\text{kN}$$

$$n_{ef,potr} = \frac{V_d}{F_{v,Rd}} = 11,8 \rightarrow n = 22$$

Izbrali smo 22 vijakov za pritrjevanje veznega sredstva na stebre. Razmake med vijaki smo določili v skladu s SIST EN 1995-1-1:2005 (pregl. 8.4).

V spoju smo preverili še tlačno nosilnost stebrov pravokotno na vlakna. V izračunu smo upoštevali višino in širino veznega sredstva  $h_{v.s.}/b_{v.s.} = 864/336$  mm, ekscentričnost delovanja prečne sile  $e = 84$

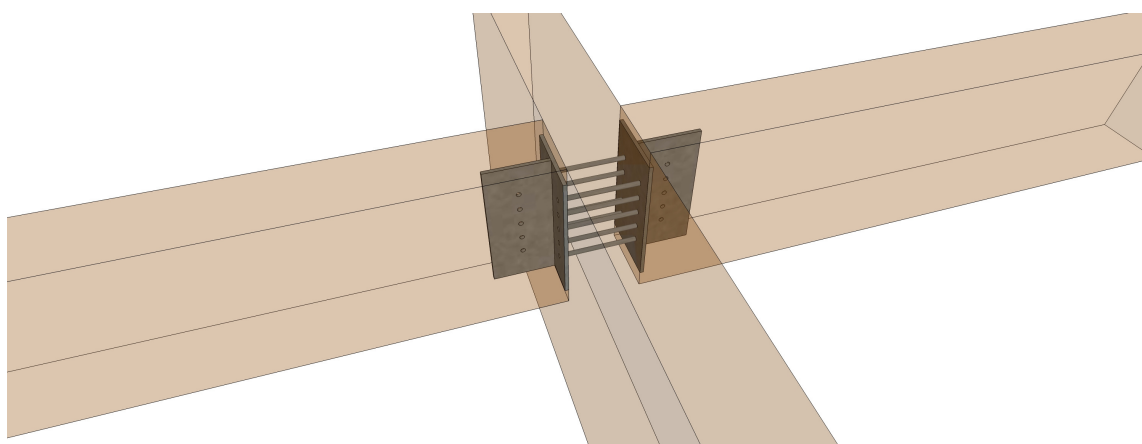
mm in ročico  $z = 608$  mm ( $z = \left(\frac{2}{3} \cdot \frac{h_{v.s.}}{2}\right) + \left(\frac{h_{v.s.}}{2} - 112\text{mm}\right)$ ).

$$\frac{M_d}{z \cdot A^*} \leq f_{c,90,d} \quad (6.28)$$

$$\frac{V_d \cdot e}{z \cdot \frac{h_{v.s.} \cdot b_{v.s.}}{4}} = \frac{133,8 \cdot 8,4}{60,8 \cdot \frac{86,4 \cdot 33,6}{4}} = 0,026\text{kN} \leq f_{c,90,d} = 0,8 \cdot \frac{0,33}{1,25} = 0,211\text{kN}$$

Bočno podajnost stebrov je zanemarljivo majhna, zato smo jo v nadaljnjih izračunih zanemarili.

#### 6.1.7.2 Spoj primarni nosilec – sekundarni nosilec



Slika 57: Spoj primarnega in sekundarnega nosilca

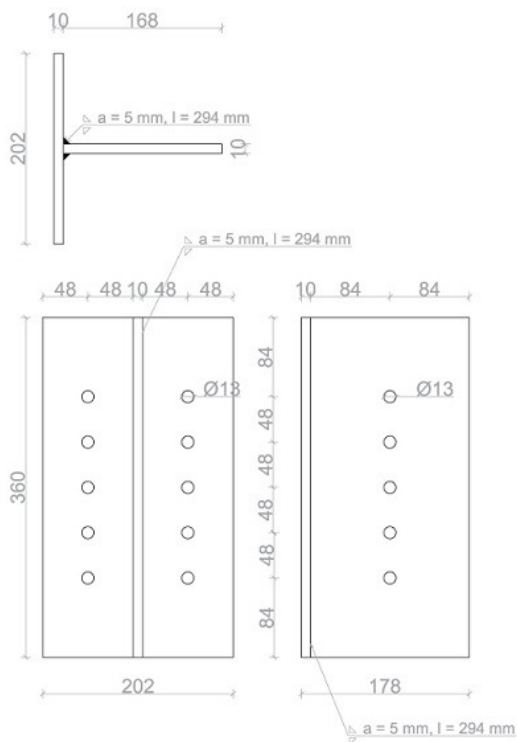
Obremenitev najbolj obremenjenega spoja:



$$V_d = 56,9 \text{ kN}$$

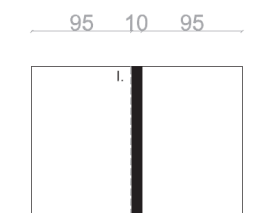
Torzijski momenti, upogibni momenti okoli lokalne osi z in osne sile v nosilcu so dovolj majhni, da jih spoj lahko prevzame.

Dimenzije veznega sredstva sekundarnih in primarnih nosilcev smo določili podobno kot v primeru dimenzioniranja spoja primarnega nosilca, le da imamo sedaj le eno pločevino v sredini zveze. Pomožni jekleni element spoja med nosilcema je prikazan na sliki 58. Za vezno sredstvo smo izbrali vijake M12 kvalitete 5.6 in pločevino debeline 1,0 cm, ki je iz jekla kvalitete S235. Prispevek osne izvlečne odpornosti smo pri določitvi strižne odpornosti vijaka zanemarili.



Slika 58: Dimenzije pomožnega jeklenega elementa spoja primarnega in sekundarnega nosilca

Merodajno vrednost smo določili v skladu z enačbami od (6.18) do (6.21) za dvostržno zvezo s pločevino med lesenima deloma (glej sliko 59).



Slika 59: Dvostržna zveza – ravnina I (primarni nosilec/sekundarni nosilec)

Podatki:

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

$$\rho_k = 430 \text{ kg/m}^3$$

$$f_{u,k} = 500 \text{ N/mm}^2$$

$$t_1 \cong (20 - 1) / 2 = 9,5 \text{ cm}$$

$$f_{h,0,k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot \rho_k = 31 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} = 19,6 \text{ N/mm}^2$$

$$\alpha = 90^\circ \rightarrow k_{90} = 1,35 + 0,015 \cdot 12 = 1,58$$

$$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2,6} = 95931 \text{ Nmm}$$

$$F_{v,Rk,I} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,\alpha,k} \cdot t_1 \cdot d = 22,3 \text{ kN} \\ f_{h,\alpha,k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left[ \sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,\alpha,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right] = 10,65 \text{ kN} = 10,65 \text{ kN} \\ 2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,\alpha,k} \cdot d} = 10,93 \text{ kN} \end{array} \right.$$

Skupna odpornost enega vijaka v vseh strižnih ravninah :

$$F_{v,Rk} = 2 \cdot F_{v,Rk,I} \tag{6.29}$$

$$F_{v,Rk} = 2 \cdot F_{v,Rk,I} = 21,3 \text{ kN}$$

Potrebno število veznih sredstev določimo z izrazi (enačba (6.22)):

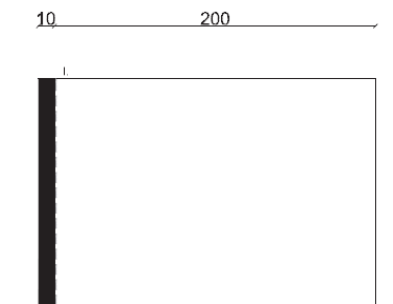
$$n_{potr} = \frac{V_d}{F_{v,Rd}} = 4,1 \rightarrow n = 5$$

$$F_{v,Rd} = k_{\text{mod}} \cdot \frac{F_{v,Rk}}{\gamma_m} = 0,8 \cdot \frac{21,3}{1,25} = 13,6 \text{ kN}$$

Izbrali smo 5 vijakov za zvezo jeklenega elementa in sekundarnega nosilca. Razmake med vijaki smo določili v skladu s SIST EN 1995-1-1:2005 (pregl. 8.4).

Za pritrjevanje veznega sredstva na primarne nosilce smo izbrali vijake M12 kvalitete 5.6. Vezna pločevina je debeline 1,0 cm. V izračunu nismo upoštevali bočne podajnosti lesa v sekundarnem nosilcu, ker ni merodajna.

Merodajno vrednost smo določili v skladu z enačbama (6.23) in (6.26) za enostrižno zvezo (glej sliko 60).



Slika 60: Enostrižna zveza – ravnina I (primarni nosilec/sekundarni nosilec)

Podatki:

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

$$\rho_k = 430 \text{ kg/m}^3$$

$$f_{u,k} = 500 \text{ N/mm}^2$$

$$t_1 = 20 \text{ cm}$$

$$f_{h,0,k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot \rho_k = 31 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} = 19,6 \text{ N/mm}^2$$

$$\alpha = 90^\circ \rightarrow k_{90} = 1,35 + 0,015 \cdot 12 = 1,58$$

$$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2,6} = 95931 \text{ Nmm}$$

1. Tanka pločevina

$$F_{v,Rk,a} = \min \begin{cases} 0,4 \cdot f_{h,\alpha,k} \cdot t_1 \cdot d = 18,81\text{kN} \\ 1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,\alpha,k} \cdot d} = 7,72\text{kN} \end{cases} = 7,72\text{kN}$$

## 2. Debela pločevina

$$F_{v,Rk,b} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,\alpha,k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left[ \sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,\alpha,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right] = 20,16 \text{ kN} \\ 2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,\alpha,k} \cdot d} = 10,93 \text{ kN} \\ f_{h,\alpha,k} \cdot t_1 \cdot d = 47,04 \text{ kN} \end{array} \right. = 10,93 \text{ kN}$$

$0,5 \cdot d = 6 \text{ mm} \leq t = 10 \text{ mm} \leq d = 12 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad$  potrebna je linearna interpolacija

Skupna odpornost enega vijaka v strižni ravnini I (enačba (6.30)):

$$F_{v,Rk,I} = (F_{v,Rk,b} - F_{v,Rk,a}) \cdot \frac{4}{6} + F_{v,Rk,a} \quad (6.30)$$

$$F_{v,Rk,I} = (10,93 - 7,72) \cdot \frac{4}{6} + 7,72 = 9,86 \text{ kN}$$

Skupna odpornost enega vijaka v vseh strižnih ravninah (enačba (6.29)):

$$F_{v,Rk} = F_{v,Rk,I} = 9,86 \text{ kN}$$

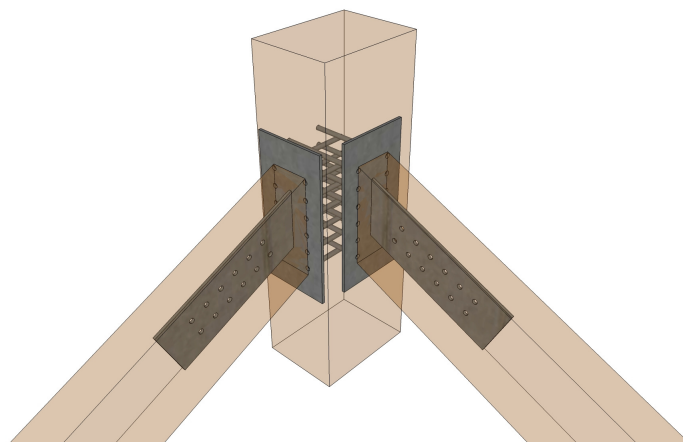
Potrebno število veznih sredstev določimo z izrazi (enačba (6.22)):

$$n_{potr} = \frac{V_d}{F_{v,Rd}} = 9,1 \quad \rightarrow \quad n = 10$$

$$F_{v,Rd} = k_{mod} \cdot \frac{F_{v,Rk}}{\gamma_m} = 0,8 \cdot \frac{9,86}{1,25} = 6,31 \text{ kN}$$

Izbrali smo 10 vijakov za pritrjevanje veznega sredstva na stebre. Razmake med vijaki smo določili v skladu s SIST EN 1995-1-1:2005 (pregl. 8.4).

### 6.1.7.3 Spoj steber diagonala

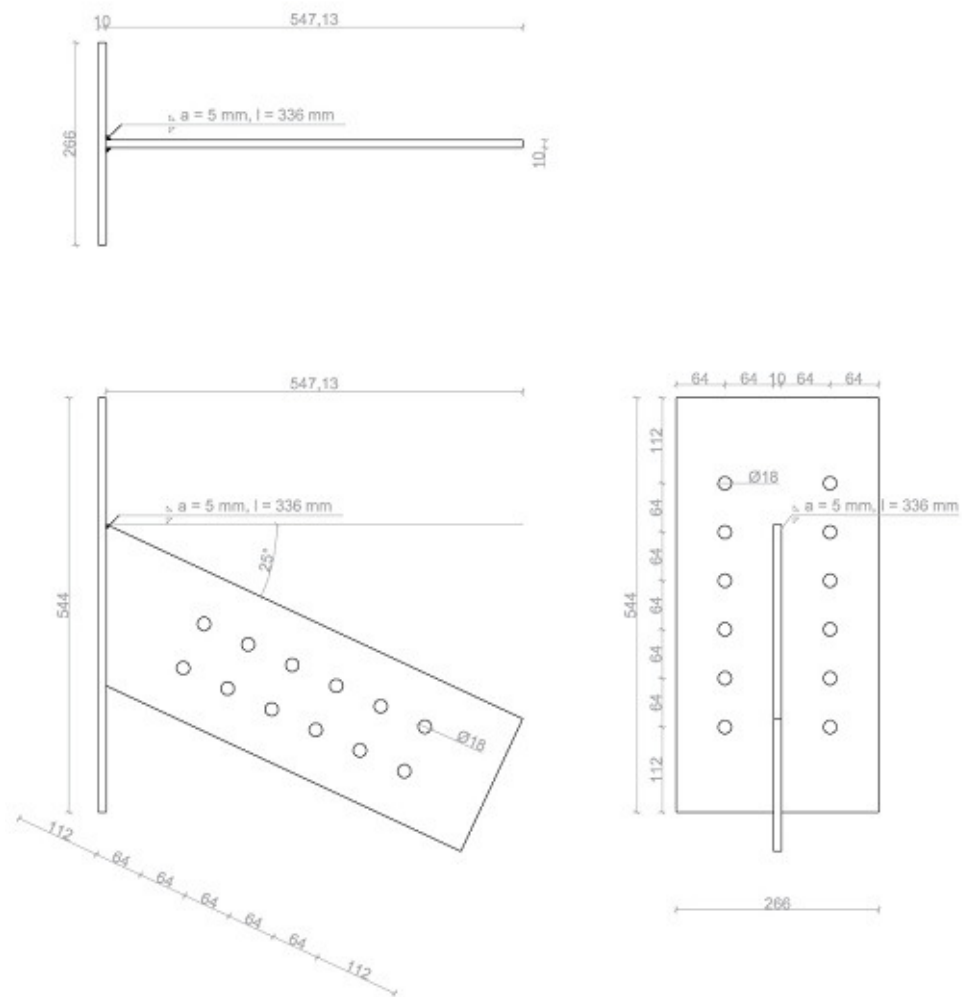


Slika 61: Spoj stebra in diagonale

Obremenitev najbolj obremenjenega spoja:

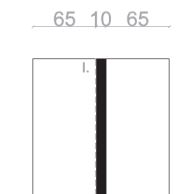
$$F = 254,1 \text{ kN}$$

Dimenzije veznega sredstva spoja diagonale s stebrom smo določili podobno kot v primeru dimenzioniranja spoja sekundarnega in primarnega nosilca. Pomožni jekleni element spoja diagonale s stebrom je prikazan na sliki 62. Za vezno sredstvo smo izbrali vijake M16 kvalitete 5.6 in pločevino debeline 1,0 cm, ki je iz jekla kvalitete S235. Prispevek osne izvlečne odpornosti smo pri določitvi strižne odpornosti vijaka zanemarili.



Slika 62: Dimenzije pomožnega jeklenega elementa spoja stebra in diagonale

Merodajno vrednost smo določili v skladu z enačbami od (6.18) do (6.21) za dvostržno zvezo s pločevino med lesenima deloma (glej sliko 63).



Slika 63: Dvostržna zveza – ravnina I (diagonala/steber)

Podatki:

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

$$\rho_{k,D} = 380 \text{ kg/m}^3$$

$$f_{u,k} = 500 \text{ N/mm}^2$$

$$t_1 \cong (140 - 1) / 2 = 65 \text{ mm}$$

$$a_1 = 4 \cdot d = 64 \text{ mm}$$

$$f_{h,0,k,D} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot \rho_k = 26 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2,6} = 202676 \text{ Nmm}$$

$$F_{v,Rk,I} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,\alpha,k} \cdot t_1 \cdot d = 27,04 \text{ kN} \\ f_{h,\alpha,k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left[ \sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,\alpha,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right] = 15,38 \text{ kN} = 15,38 \text{ kN} \\ 2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,\alpha,k} \cdot d} = 21,12 \text{ kN} \end{array} \right.$$

Skupna odpornost enega vijaka v vseh strižnih ravninah (enačba (6.29)):

$$F_{v,Rk} = 2 \cdot F_{v,Rk,I} = 30,76 \text{ kN}$$

Potrebno število veznih sredstev smo določili skladno z enačbo (6.27):

$$n_{ef,potr} = \frac{V_d}{F_{v,Rd}} = 7,5 \rightarrow n = 12$$

$$F_{v,Rd} = k_{mod} \cdot \frac{F_{v,Rk}}{\gamma_m} = 1,1 \cdot \frac{30,76}{1,0} = 33,84 \text{ kN}$$

Izbrali smo 12 vijakov za celotno zvezo. Razmake med vijaki smo določili v skladu s SIST EN 1995-1-1:2005 (pregl. 8.4).

Za pritrjevanje veznega sredstva na stebre smo izbrali vijake M16 kvalitete 5.6. Vezna pločevina je debeline 1,0 cm. V izračunu nismo upoštevali bočne podajnosti lesa v stebru, ker ni merodajna.

Merodajno vrednost smo določili v skladu z enačbama (6.23) in (6.26) za enostrižno zvezo (glej sliko 64).





Slika 64: Enostržna zveza – ravnina I (diagonala/steber)

Podatki:

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

$$\rho_k = 430 \text{ kg/m}^3$$

$$f_{u,k} = 500 \text{ N/mm}^2$$

$$t_1 = 300 \text{ mm}$$

$$a_1 = 4 \cdot d = 64 \text{ mm}$$

$$\beta = 31^\circ$$

$$f_{h,0,k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot \rho_k = 29,6 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2,6} = 202676 \text{ Nmm}$$

a. Tanka pločevina

$$F_{v,Rk,a} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,4 \cdot f_{h,\alpha,k} \cdot t_1 \cdot d = 56,8 \text{ kN} \\ 1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,\alpha,k} \cdot d} = 15,9 \text{ kN} \end{array} \right. = 15,9 \text{ kN}$$

b. Debela pločevina

$$F_{v,Rk,b} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,\alpha,k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left[ \sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,\alpha,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right] = 59,8 \text{ kN} \\ 2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,\alpha,k} \cdot d} = 22,5 \text{ kN} \\ f_{h,\alpha,k} \cdot t_1 \cdot d = 142,1 \text{ kN} \end{array} \right. = 22,5 \text{ kN}$$

$$0,5 \cdot d = 8 \text{ mm} \leq t = 10 \text{ mm} \leq d = 16 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad \text{potrebna je linearna interpolacija}$$

Skupna odpornost enega vijaka v vseh strižnih ravninah (enačba (6.25)):

$$F_{v,Rk,I} = (22,5 - 15,9) \cdot \frac{2}{8} + 15,9 = 17,6 \text{ kN}$$

Potrebno število veznih sredstev določimo z naslednjimi izrazi (enačba (6.27) in (6.31)):

$$n_{ef,potr} = \frac{V_d \cdot \sin \beta}{F_{v,Rd}} = 6,8 \quad \rightarrow \quad n = 12 \quad (6.31)$$

$$F_{v,Rd} = k_{mod} \cdot \frac{F_{v,Rk}}{\gamma_m} = 1,1 \cdot \frac{17,6}{1,0} = 19,3 \text{ kN}$$

Natezna obremenitev vijakov ni merodajna.

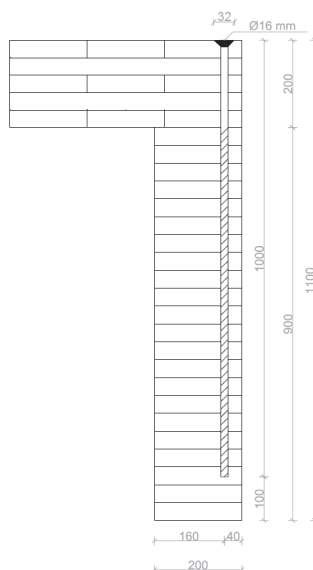
Izbrali smo 12 vijakov za pritrjevanje veznega sredstva na stebre. Razmake med vijaki smo določili v skladu s SIST EN 1995-1-1:2005 (pregl. 8.4).

#### 6.1.7.4 Spoj stropna plošča / nosilec

Po obodu konstrukcije smo predvideli, da je plošča polno vpeta v primarne nosilce. Dimenzije spoja so prikazane na sliki 65. Največja obremenitev takega spoja je:

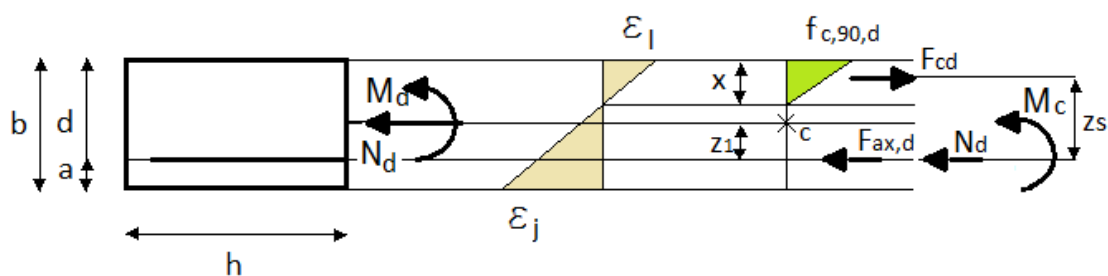
$$m_{xx} = - 14,8 \text{ kNm/m}$$

$$q_{xz} = - 27,2 \text{ kN/m}$$



Slika 65: Dimenzije spoja plošče in nosilca

Bočna obremenitev lesnih vijakov je zanemarljivo majhna, zato je v izračunu nismo upoštevali. V skladu z določili SIST EN 1995-1-1:2005 smo preverili izvlečno odpornost. Predpostavili smo linearen potek napetosti po prerezu (glej sliko 66). Iz ravnotežnega pogoja (enačba (6.31)) smo izračunali linijsko natezno obremenitev linije vijakov  $F_{ax,d}$ . Na sliki 65 so prikazane sile v prerezu. Upoštevali smo mejno deformacijo jekla  $\varepsilon_j = 10‰$  in mejno deformacijo lesa  $\varepsilon_{l,mejni} = 0,2‰$  (tlak pravokotno na vlakna). Oddaljenost vijaka od roba nosilca je  $a = 4,0$  cm.



Slika 66: Mejne deformacije prereza in sile v prerezu

Ravnotežni enačbi

$$F_{cd} - F_{ax,d} - N_d = 0 \quad (6.32)$$

$$F_{cd} = \frac{f_{c,90,d} \cdot x \cdot 1\text{m}}{2}$$

$$\frac{x}{3} = b - a - z_s$$

$$M_d + N_d \cdot z_1 = F_{cd} \cdot z_s \quad (6.33)$$

$$z_1 = \frac{b}{2} - a = 6\text{cm}$$

Rešitev enačb (6.32) in (6.33) je v takem primeru enaka:

$$z_s = 11,5\text{cm} \quad \rightarrow \quad F_{cd} = 143,1 \text{ kN/m} \quad \rightarrow \quad F_{ax,d} = 116,0 \text{ kN/m}$$

Podatki:

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

$$d_h = 32 \text{ mm}$$

$$\rho_{k,KLH} = 410 \text{ kg/m}^3$$

$$\rho_{k,p.n.} = 410 \text{ kg/m}^3$$

$$t_1 = 20 \text{ cm}$$

$$t_2 = 90 \text{ cm}$$

$$\alpha = 90^\circ$$

Izvlačno odpornost enega vijaka smo določili z izrazi:

$$F_{ax,\alpha,Rk} = \frac{f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef} \cdot k_d}{1,2 \cdot \cos \alpha^2 + \sin \alpha^2} \quad (6.34)$$

$$f_{ax,k} = 0,52 \cdot d^{-0,5} \cdot l_{ef}^{-0,1} \cdot \rho_k^{0,8} \quad (6.35)$$

$$l_{ef} = t_2 - d \geq 6 \cdot d \quad (6.36)$$

$$k_d = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{8} \\ 1 \end{array} \right. \quad (6.37)$$

$l_{ef}$             efektivna penetracijska dolžina

$\alpha$               smer delovanja obtežbe glede na potek vlaken lesa

$$F_{ax,\alpha,Rk} = \frac{8,52 \cdot 16 \cdot 800 \cdot 1}{0 + 1} = 109,1 \text{ kN}$$

$$f_{ax,k} = 0,52 \cdot 16^{-0,5} \cdot 800^{-0,1} \cdot 430^{0,8} = 8,52 \text{ N/mm}^2$$

$$l_{ef} = t_2 - d = 800 \text{ mm} \geq 6 \cdot d = 96 \text{ mm}$$

$$k_d = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{16}{8} \\ 1 \end{array} \right. = 1$$

Izvlačno nosilnost glav vijakov smo določili v skladu z enačbami za izvlačno nosilnost glav žebeljev. v Sicer je v skladu s SIST EN 1995-1-1 potrebno izvlačno nosilnost glav vijakov določiti s poskusi po EN 1383.

Karakteristično vrednost za izvlečno trdnost glave smo določili z naslednjim izrazom:

$$F_{ax,head,Rk} = f_{ax,k} \cdot d \cdot t_1 + f_{head,k} \cdot d_h^2 \quad (6.38)$$

$$f_{head,k} = 70 \cdot 10^{-6} \cdot \rho_k^2 \quad (6.39)$$

$$F_{ax,head,Rk} = f_{ax,k} \cdot d \cdot t_1 + f_{head,k} \cdot d_h^2 = 8,52 \cdot 16 \cdot 200 + 11,77 \cdot 32^2 = 39,32 \text{ kN}$$

$$f_{head,k} = 70 \cdot 10^{-6} \cdot 430^2 = 11,77 \text{ N/mm}^2$$

Oso nosilnost vijakov smo določili kot minimalno vrednost od izračunanih:

$$F_{ax,Rk} = \min \begin{cases} F_{ax,\alpha,Rk} \\ F_{ax,head,Rk} \end{cases} = 39,32 \text{ kN}$$

Potrebno število veznih sredstev smo določili z enačbo z enačbo (6.40):

$$n_{ef,potr} = \frac{F_{ax,d}}{F_{ax,k,Rd}} \quad (6.40)$$

$$F_{ax,k,Rd} = k_{mod} \cdot \frac{F_{ax,k,Rk}}{\gamma_m} = 0,8 \cdot \frac{39,32}{1,25} = 25,16 \text{ kN}$$

$$n_{ef,potr} = 4,6 / m \quad \rightarrow \quad n = 5 / m \quad (a_l = 20 \text{ cm})$$

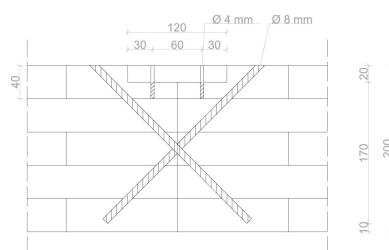
V skladu z določili standarda, vijaki ne smejo biti na medsebojni oddaljenosti manjši od 4,8 cm. V skladu z določili proizvajalca križno lepljenih lesenih panelov pa ne smejo biti na medsebojni oddaljenosti večji od 10-15 cm.

Na podlagi izračunov in določil smo izbrali lesne vijake Paneltwistec s pogreznjeno glavo proizvajalca Eurotec nestandardnih dimenzij  $\Phi 16 \text{ mm} / 1000 \text{ mm}$  (Statični priročnik za vezna sredstva – vijaki, 2011), na medsebojni oddaljenosti 15 cm.

### 6.1.7.5 (Členkasti) spoj stropna plošča – stropna plošča

Plošče so vzdolž njihove krajše stranice med seboj členkasto povezane. Dimenzije spoja so prikazane na sliki 67. Obremenitev najbolj obremenjenega spoja:

$$q_{xz} = - 35,7 \text{ kN/m}$$



Slika 67: Dimenzije spoja plošč vzdolž krajše stranice

a. Konstrukcijski spoj vezane plošče in plošč

Izbrali smo debelino vezane plošče  $h = 2,0$  cm in njeno širino  $b = 12,0$  cm. Za vezno sredstvo vezane plošče s križno lepljeno leseno ploščo smo izbrali vijake Paneltwistec AG s pogreznjeno glavo vijaka proizvajalca Eurotec dimenzij  $\Phi 4\text{mm}/40\text{mm}$  (Statični priročnik za vezna sredstva – vijaki, 2011), na medsebojni oddaljenosti 15 cm.

b. Spoj plošč

Osne sile so na mestu spoja zanemarljivo majhne, zato bočna obremenitev vijakov ni merodajna. Z ozirom na tabelarične vrednosti natezne nosilnosti vijakov, ki jih podaja proizvajalec lesnih vijakov Eurotec in efektivne penetracijske dolžine, ki smo jo določili z upoštevanjem enačbe (6.35), smo izbrali vijake KonstruX, dimenzij  $\Phi 8\text{mm}/195\text{mm}$  (Statični priročnik za vezna sredstva – vijaki, 2011). Kot med vijaki in površino plošče je  $\beta = 45^\circ$ .

Podatki:

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

$$\rho_k = 410 \text{ kg/m}^3$$

$$l_{eff} = 195\text{mm}/2 \cong 97\text{mm}$$

Karakteristična izvlečna odpornost izbranega vijaka:

$$F_{ax,k,Rk} = 4,2\text{kN}$$

Potrebno število veznih sredstev smo določili z enačbo (6.41).

$$n_{potr} = \frac{q_z}{F_{ax,k,Rd}}; \quad (6.41)$$

$$F_{ax,k,Rd} = k_{\text{mod}} \cdot \frac{F_{ax,k,Rk}}{\gamma_m} = 0,8 \cdot \frac{4,2}{1,25} = 2,7 \text{ kN}$$

$$n_{\text{potr}} = 13,2 / \text{m} \quad \rightarrow \quad n = 14 / \text{m} \quad (a_1 = 7 \text{ cm})$$

V skladu z določili standarda, vijaki ne smejo biti na medsebojni oddaljenosti manjši od 4,8 cm. V skladu z določili proizvajalca križno lepljenih lesenih panelov pa ne smejo biti na medsebojni oddaljenosti večji od 10-15 cm.

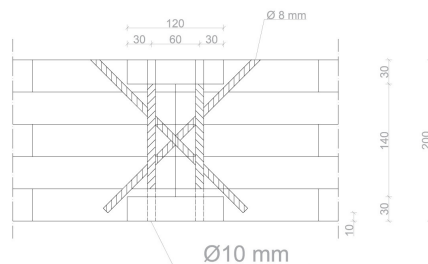
Na podlagi obremenitve smo izbrali vijake KonstruX proizvajalca Eurotec dimenzij  $\Phi$  8mm/195mm (Statični priročnik za vezna sredstva – vijaki, 2011), na medsebojni oddaljenosti 7 cm.

#### 6.1.7.6 (Momentni) spoj stropna plošča – stropna plošča

Plošče so vzdolž njihove daljše stranice med seboj členkasto povezane. Dimenzije spoja so prikazane na sliki 68. Obremenitev najbolj obremenjenega spoja:

$$m_{yy} = - 10,2 \text{ kNm/m}$$

$$q_{yz} = - 13,0 \text{ kN/m}$$



Slika 68: Dimenzije spoja plošč vzdolž daljše stranice

Osne sile so na mestu spoja zanemarljivo majhne, zato jih v izračunu bočne nosilnosti vijakov nismo upoštevali.

- a. Določitev dimenzij vezane plošče

Debelino vezane plošče (trdnostni razred F7) smo določili glede na njeno natezno nosilnost (Trdnostne karakteristike lesne plošče, 2011).

Podatki:

$$h^* = 160 \text{ mm}$$

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

$$b_v = 1000 \text{ mm}$$

$$f_{t,k} = 3,0 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{F_{t,d}}{A_v} = \frac{m_{yy} \cdot 1\text{m}}{h^* \cdot h_v \cdot b_v} = 0,2 \text{ kN/cm}^2 \leq f_{t,d} = 0,8 \cdot \frac{1,2}{1,25} = 0,68 \text{ kN/cm}^2$$

Izbrali smo vezano ploščo debeline  $h = 3,0 \text{ cm}$  in njeno širino  $b = 12,0 \text{ cm}$ .

b. Odpornost vijačene zveze na prečne sile

Prečne sile smo prevzeli na enak način kot v primeru členkastega spoja med ploščami. Z ozirom na tabelarične vrednosti natezne nosilnosti vijakov, ki jih podaja proizvajalec lesnih vijakov Eurotec in efektivne penetracijske dolžine, ki smo jo določili z upoštevanjem enačbe (6.35), smo izbrali vijake KonstruX, dimenzij  $\Phi 8\text{mm}/220\text{mm}$  (Statični priročnik za vezna sredstva – vijaki, 2011). Kot med vijaki in površino plošče je  $\beta = 45^\circ$ .

Podatki:

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

$$\rho_k = 410 \text{ kg/m}^3$$

$$l_{eff} = 220\text{mm}/2 \cong 110\text{mm}$$

Karakteristična izvlečna odpornost izbranega vijaka:

$$F_{ax,k,Rk} = 5,65\text{kN}$$

Potrebno število veznih sredstev smo določili z enačbo (6.42).

$$n_{potr} = \frac{q_z}{F_{ax,k,Rd}}; \tag{6.42}$$

$$F_{ax,k,Rd} = k_{mod} \cdot \frac{F_{ax,k,Rk}}{\gamma_m} = 0,8 \cdot \frac{5,65}{1,25} = 3,61\text{kN}$$



$$n_{potr} = 3,6 / m \rightarrow n = 4/m (a_l = 25 \text{ cm})$$

V skladu z določili standarda, vijaki ne smejo biti na medsebojni oddaljenosti manjši od 4,8 cm. V skladu z določili proizvajalca križno lepljenih lesenih panelov pa ne smejo biti na medsebojni oddaljenosti večji od 10-15 cm.

Na podlagi obremenitve smo izbrali vijake KonstruX proizvajalca Eurotec dimenzij  $\Phi$  8mm/220mm (Statični priročnik za vezna sredstva – vijaki, 2011), na medsebojni oddaljenosti 15 cm.

c. Bočna odpornost vijačene zveze

Podatki:

$$d = 10 \text{ mm}$$

$$\rho_{k,2} = 410 \text{ kg/m}^3$$

$$\rho_{k,1} = 500 \text{ kg/m}^3$$

$$l_{eff} = 130 \text{ mm}$$

$$f_{u,k} = 500 \text{ N/mm}^2$$

$$t_2 = 140 \text{ mm}$$

$$t_1 = 30 \text{ mm}$$

Bočno nosilnost v zvezi les-lesna plošča smo določili v skladu z enačbo (6.43):

$$f_{h,2,k} = 0,11 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot \rho_{k,2} \quad (6.43)$$

$$f_{h,2,k} = 0,11 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot \rho_{k,2} = 40,59 \text{ N/mm}^2$$

Karakteristično bočno trdnost lesa v primeru delovanja sile pod kotom  $\alpha$ , smo določili v skladu z enačbo (6.14) na str. 70:

$$f_{h,\alpha,2,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} = 27,06 \text{ N/mm}^2$$

$$\alpha = 90^\circ \rightarrow k_{90} = 1,35 + 0,015 \cdot 10 = 1,5$$

Upogibni moment pri polni plastifikaciji veznega sredstva smo določili v skladu z enačbo (6.15) na str. 70.

$$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2,6} = 59716 \text{Nmm}$$

Merodajno vrednost smo določili v skladu z enačbami od (6.18) do (6.21) na str. 71 in 72, vendar z vrednostjo karakteristične bočne trdnosti za enostrižno zvezo les-les.

- i. Bočna porušitev lesa okoli veznega sredstva v prvem sestavnem elementu

$$F_{v,Rk,i} = f_{h,\alpha,1,k} \cdot t_1 \cdot d = 9,9 \text{kN} \quad (6.44)$$

$$f_{h,1,k} = 0,11 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot \rho_{k,1} = 49,5 \quad (6.45)$$

$$f_{h,\alpha,1,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} = 33,0 \text{N/mm}^2 \quad (6.46)$$

$$\alpha = 90^\circ \rightarrow k_{90} = 1,35 + 0,015 \cdot 10 = 1,5$$

- ii. Bočna porušitev lesa okoli veznega sredstva v drugem sestavnem elementu

$$F_{v,Rk,ii} = f_{h,\alpha,2,k} \cdot t_2 \cdot d = 37,9 \text{kN} \quad (6.47)$$

- iii. Zasuk veznega sredstva

$$F_{v,Rk,iii} = \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{1 + \beta} \cdot \left[ \sqrt{\beta + 2 \cdot \beta^2 \cdot \left[ 1 + \frac{t_2}{t_1} + \left( \frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right] + \beta^3 \cdot \left( \frac{t_2}{t_1} \right)^2} - \beta \cdot \left( 1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] \quad (6.48)$$

$$\beta = \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}} = 0,82 \quad (6.49)$$

$$F_{v,Rk,iii} = 8,0 \text{kN}$$

- iv. Upogib veznega sredstva zaradi kontaktnih napetosti v drugem elementu

$$F_{v,Rk,iv} = 1,05 \cdot \frac{f_{h,2,k} \cdot t_2 \cdot d}{2 + \beta} \cdot \left[ \sqrt{2 \cdot \beta \cdot (1 + \beta) + \frac{4 \cdot \beta \cdot (2 + \beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,2,k} \cdot d \cdot t_2^2}} - \beta \right] = 13,2 \text{kN} \quad (6.50)$$

v. Upogib veznega sredstva zaradi kontaktnih napetosti v prvem elementu

$$F_{v,Rk,v} = 1,05 \cdot \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{1 + 2 \cdot \beta} \cdot \left[ \sqrt{2 \cdot \beta^2 \cdot (1 + \beta) + \frac{4 \cdot \beta \cdot (1 + 2 \cdot \beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,\alpha,1,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - \beta \right] = 4,8 \text{ kN} \quad (6.51)$$

vi. Upogib veznega sredstva zaradi kontaktnih napetosti v obeh sestavnih elementih

$$F_{v,Rk,vi} = 1,15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,\alpha,2,k} \cdot d} = 6,2 \text{ kN} \quad (6.52)$$

Merodajna je najmanjša vrednost:

$$F_{v,Rk} = \min \{ F_{v,Rk,i}; F_{v,Rk,ii}; F_{v,Rk,iii}; F_{v,Rk,iv}; F_{v,Rk,v}; F_{v,Rk,vi} \} = 4,8 \text{ kN}$$

Nosilnost veznega sredstva:

$$F_{v,Rk} = F_{v,Rk,\min} = 4,8 \text{ kN}$$

Potrebno število veznih sredstev smo določili z enačbo (6.37).

$$n_{ef,potr} = \frac{S_d}{F_{v,Rd}} = 19,3 / \text{m} \quad \rightarrow \quad n = 20 / \text{m} \quad (a_l = 5 \text{ cm})$$

$$a_1 = 4 \cdot d$$

$$F_{v,Rd} = k_{\text{mod}} \cdot \frac{F_{v,Rk}}{\gamma_m} = 0,8 \cdot \frac{4,8}{1,25} = 3,1 \text{ kN}$$

$$S_d = \frac{m_{yy}}{h} = \frac{10,2 \cdot 100}{17} = 60,0 \text{ kN/m}$$

V skladu z določili standarda, vijaki ne smejo biti na medsebojni oddaljenosti manjši od 4,8 cm. V skladu z določili proizvajalca križno lepljenih lesenih panelov pa ne smejo biti na medsebojni oddaljenosti večji od 10-15 cm.

Na podlagi izračunov in določil smo izbrali 2x10 lesnih vijakov Paneltwistec proizvajalca Eurotec  $\Phi$  8mm/130 mm (Statični priročnik za vezna sredstva – vijaki, 2011), na medsebojni oddaljenosti 5 cm.

## 6.2 MSU

### 6.2.1 Kombinacije vplivov

Mejna stanja uporabnosti v splošnem preverimo pri karakterističnih, pogostih in navidezno stalni kombinaciji vplivov, ki jih določimo v skladu z enačbami (3.24), (3.25) in (3.26) na str. 36 in 37.

Preglednica 16: Primeri obtežnih kombinacij za MSU (skupni faktorji za vplive)

	K1	K2	K3	P1	P2	P3	NS1
Lastna in stalna obtežba	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Koristna obtežba	1,00	0,70	0,70	1,00	0,50	0,50	0,30
Obtežba snega	0,50	1,00	0,50	0,20	1,00	0,20	0,00
Vplivi vetra	0,60	0,60	1,00	0,20	0,20	1,00	0,00

Koeficient lezenja za trajno obtežbo, ki velja za 2. razred uporabe, je  $k_{def} = 0,8$ .

### 6.2.2 Velikost povesa nosilca in plošče

Poleg pomikov, ki jih povzroča elastično deformiranje konstrukcije, je potrebno upoštevati še specifične lastnosti lesa:

- podajnost veznih sredstev oz. priključkov,
- reologijo (delovanje lesa in lezenje lesa).

Celoten pomik izračunamo z naslednjim izrazom:

$$w = w_{el,ll} + w_v + w_r \quad (6.53)$$

$w_{el,ll}$  pomik zaradi normalnih napetosti v smeri vlaken

$w_v$  pomik zaradi podajnosti veznih sredstev in priključkov

$w_r$  pomik zaradi reoloških pojavov

- a) Pomik zaradi normalnih napetosti v smeri vlaken smo razbrali iz rezultatov pomikov za karakteristično kombinacijo vplivov, ki so bili izračunani s programskim orodjem Sofistik.

b) Pomik zaradi podajnosti veznih sredstev določimo z izrazom:

$$w_v = w_{v,p} + w_{v,z} + w_{v,el,\perp} \quad (6.54)$$

$w_{v,p}$  pomik zaradi podajnosti veznega sredstva

$w_{v,z}$  pomik zaradi nepopolnosti izdelave

$w_{v,el,\perp}$  stisljivost pravokotno na vlakna v neposrednih kontaktnih priključkih

Na podlagi testiranja smo ugotovili, da je razlika v povasih plošč in nosilcev v primeru modeliranja konstrukcije z upoštevanjem podajnosti veznih sredstev zanemarljivo majhna (4%) glede na modeliranje konstrukcije s členkastimi spoji. Povezave med elementi smo zato v modelu definirali kot členkaste.

c) Pomik zaradi reologije določimo z enačbo (6.55):

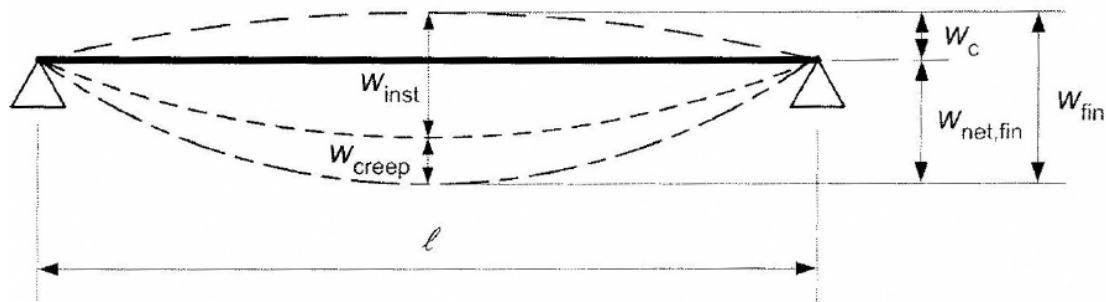
$$w_r = w_{r,kr} + w_{r,\varphi} \quad (6.55)$$

$w_{r,kr}$  pomik zaradi krčenja in nabrekanja (delovanja)

$w_{r,\varphi}$  pomik zaradi lezenja

Predpostavili smo, da je pomik zaradi delovanja lesa zanemarljivo majhen, zato ga v izračunu pomikov nismo upoštevali.

Pomike v splošnem določimo kot je navedeno v nadaljevanju. Slika 69 prikazuje komponente upogibka, ki jih ustrezno upoštevamo pri določevanju začetnega in končnega pomika konstrukcije.



Slika 69: Komponente upogibka (Vir: SIST EN 1995-1-1:2005)

$$w_{net,fin} = w_{inst} + w_{creep} - w_c = w_{fin} - w_c \quad (6.56)$$

$w_{net,fin}$	končni neto upogibek
$w_{inst}$	trenutni upogibek
$w_{fin}$	končni upogibek
$w_{creep}$	upogibek zaradi lezenja
$w_c$	nadvišanje

Povese v začetnem času smo določili za karakteristično kombinacijo vplivov, skladno z enačbo (3.30) na strani 41. Izračunali smo jih s pomočjo programskega orodja Sofistik.

Povese v končnem času smo določili za navidezno stalno kombinacijo vplivov, skladno z enačbo (3.31) na strani 40. Izračunali smo jih s pomočjo programskega orodja Sofistik.

Za preverjanje mejnega stanja uporabnosti moramo preveriti absolutne povese primarnih in sekundarnih nosilcev. Ker smo morali vrednosti razbrati za karakteristični in rezidualni del posebej in jih nato sešteti, obstaja večja možnost napak.

Kontrola relativnih povesov primarnih nosilcev:

$$w_{inst} = 1,23\text{cm} \leq w_{inst,lim} = 2,83\text{cm}$$
$$w_{inst,lim} = \frac{l}{300} = 2,83\text{cm}; \quad l = 850 \text{ cm}$$

$$w_{fin} = 1,9\text{cm} \leq w_{fin,lim} = 3,4\text{cm}$$
$$w_{fin,lim} = \frac{l}{250} = 3,4\text{cm}; \quad l = 850 \text{ cm}$$

Kontrola relativnih povesov sekundarnih nosilcev:

$$w_{inst} = 0,39\text{cm} \leq w_{inst,lim} = 1,83\text{cm}$$
$$w_{inst,lim} = \frac{l}{300} = 1,83\text{cm}; \quad l = 550 \text{ cm}$$

$$w_{fin} = 0,86\text{cm} \leq w_{fin,lim} = 2,2\text{cm}$$

$$w_{fin,lim} = \frac{l}{250} = 2,2\text{cm}; \quad l = 550\text{ cm}$$

Omejitve povosov na predelih stikovanja s predelnimi stenami sovpadajo z omejitvami za končni pomik.

Kontrola za omejitvev pomikov plošč sovpada s kontrolo za nosilce.

### 6.2.3 Etažni pomiki konstrukcije

V skladu s SIST EN 1998-1:2005 mejnemu stanju uporabnosti zadostimo, če so etažni pomiki manjši od dovoljenih. Etažne pomike zaradi potresnega vpliva določimo kot sledi:

$$d_r = q_d \cdot d_{re} \tag{6.57}$$

$q_d$  faktor obnašanja za pomike  
 $d_{re}$  etažni pomik pri potresni kombinaciji

Potrebno je preveriti x in y komponenti za vse etaže. Etažne pomike zaradi potresnega vpliva je potrebno zmanjšati za faktor  $v$  ( $v = 0,5$ ), saj je za mejno stanje uporabnosti predviden potres s krajšo povratno dobo (95 let) kot za mejno stanje nosilnosti (475 let). Kontrolo etažnih pomikov izvedemo kot navaja enačba (6.58).

$$v \cdot d_r \leq \alpha \cdot h \tag{6.58}$$

$h$  višina etaže  
 $\alpha$  faktor, odvisen od vrste in načina vradnje nekonstrukcijskih elementov

V našem primeru smo izbrali najstrožji kriterij  $\alpha = 0,005$ , ki je predviden za stavbe, ki imajo na konstrukcijo pritrjene nekonstrukcijske elemente iz krhkih materialov.

Preglednica 17: Etažni pomiki in omejitev etažnih pomikov

	$d_{rx}$ [mm]	$d_{ry}$ [mm]	$vd_{rx}$ [mm]	$vd_{ry}$ [mm]	$\alpha h$ [mm]
1.etaža	15,6	15,6	7,8	7,8	22,5
2.etaža	10,6	11,8	5,3	5,9	17,5
3.etaža	23,0	24,8	11,5	12,4	17,5

Zahtevam za omejitev pomikov je zadoščeno.

## 6.3 KONTROLA STABILNOSTI

### 6.3.1 Bočna zvrnitev

Bočna zvrnitev glavnih nosilcev je preprečena s stabilizacijo s sekundarnimi nosilci in s križno lepljenimi lesenimi ploščami.



## 7 ZAŠČITA LESENIH KONSTRUKCIJ

Lesene konstrukcije ščitimo proti:

- požaru,
- vlagi in UV žarkom,
- zunanjim vplivom,
- različnim boleznim (fungicidna zaščita),
- insektom.

### 7.1 Zagotavljanje požarne varnosti

Požarno odpornost konstrukcij določamo eksperimentalno v požarnih laboratorijih ali pa določimo trenutek nestabilnosti konstrukcije, ki je izpostavljena pogojem požarne obremenitve s pomočjo nelinearne analize časovnega odziva konstrukcije.

Požarno varnost zagotavljamo z izbiro vsaj minimalnih dimenzij prečnih prerezov, s povečanjem dimenzij prečnih prerezov zaradi požarne varnosti, s protipožarnimi oblogami ali pa s protipožarnimi premazi in impregnacijami.

Metoda reduciranega prereza temelji na izračunu velikosti učinkovitega prereza.

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 \cdot d_0 \quad (7.1)$$

$$d_0 = 7mm$$

$$d_{char,n} = \beta_n \cdot t \quad (7.2)$$

$d_{ef}$	debelina nenosilnega sloja
$k_0$	faktor, ki je odvisen od časa izpostavljenosti ognju in izpostavljenosti/neizpostavljenosti površine ognju
$d_{char,n}$	nazivna projektna globina zогlenitve
$\beta_n$	nazivna hitrost gorjenja (vrednost je odvisna od vrste in gostote lesa)
$t$	čas izpostavljenosti požaru

Kontrola napetosti se izvede z novimi karakteristikami prereza, pri čemer se spremenijo tudi togostne lastnosti lesa.

Osnovni dokazi

$$E_{d,fi} \leq R_{d,t,fi} \quad (7.3)$$

$$E_{d,fi} = \eta_{fi} \cdot E_d \quad (7.4)$$

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} \cdot Q_{k,1}}{\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}} \quad (7.5)$$

$$R_{d,t,fi} = R_{d,t,fi}(f_{d,fi}) \quad (7.6)$$

$$f_{d,fi} = k_{mod,fi} \frac{f_{20}}{\gamma_{M,fi}}; \quad f_{20} = k_{fi} f_k \quad (7.7)$$

$$S_{d,fi} = k_{mod,fi} \frac{S_{20}}{\gamma_{M,fi}}; \quad S_{20} = k_{fi} S_{05} \quad (7.8)$$

$\eta_{fi}$	konverzijski faktor (redukcija zaradi požara) obremenitve
$E_d$	projektni učinek za osnovne obtežne kombinacije pri običajni temperaturi
$E_{d,fi}$	projektni učinek v primeru požara
$R_{d,t,fi}$	projektna odpornost v primeru požara
$\psi_{fi}$	vrednosti so navedene v SIST EN 1991-1-2:2002
$k_{mod,fi}$	modifikacijski faktor v primeru požara; priporočena vrednost je 1,0
$f_{d,fi}$	projektna trdnost v primeru požara
$f_{20}$	karakteristična trdnost, z upoštevanjem 20% fraktilne
$\gamma_{M,fi}$	priporočena vrednost je 1,0
$S_{d,fi}$	projektne togostne lastnosti
$k_{fi}$	koeficient, odvisen od vrste lesa (masiven les, lepljen lameliran les,...)

V primeru, da se nove dimenzije izkažejo za nezadostne, jih je potrebno povečati.

Preverili smo ustreznost dimenzij primarnega nosilca in stropne plošče v primeru požarne obtežbe. Privzeli smo čas izpostavljenosti požaru  $t = 60$  min.

### 7.1.1 Primarni nosilec

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 \cdot d_0 = 21,5 + 1,0 \cdot 7 = 28,5mm$$

$$d_0 = 7mm$$

$$d_{char,n} = \beta_n \cdot t = 0,716 \cdot 30 = 21,5mm$$

Nove karakteristike prereza:

$$b_{ef}/h_{ef} = 14,3/87,1 \text{ cm}$$

$$A_{fi} = 1245,5 \text{ cm}^2$$

$$W_{y,fi} = 18081 \text{ cm}^3$$

Podatki:

$$M_{y,d} = 276,6 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 133,8 \text{ kN}$$

$$M_{t,d} = 14,7 \text{ kNm}$$

$$f_{m,y,k} = 3,2 \text{ kN/cm}^2$$

$$\eta_{fi} = 0,6$$

1. Upogib

$$\frac{\sigma_{m,y,d,fi}}{f_{m,y,d,fi}} = \frac{M_{y,d} \cdot \eta_{fi}}{W_{y,fi} \cdot k_{mod,fi} \cdot \frac{k_{fi} \cdot f_{m,y,k}}{\gamma_{M,fi}}} = \frac{276,6 \cdot 100 \cdot 0,6}{18081 \cdot 1,0 \cdot \frac{1,15 \cdot 3,2}{1,0}} = 0,250 \leq 1,0$$

2. Strig

$$\tau_{d,fi} = \frac{V_{Ed} \cdot \eta_{fi}}{A_{fi}^*} = \frac{133,8 \cdot 0,6}{\frac{2}{3} \cdot 1245,5} = 0,097 \text{ kN/cm}^2 \leq f_{v,d} = 0,437 \text{ kN/cm}^2$$

3. Torzija

$$\tau_{tor,d,fi} = \frac{M_{t,fi}}{W_{t,fi}} \leq k_{shape} \cdot f_{v,d} \cdot k_{fi}$$

$$\frac{M_t \cdot \eta_{fi}}{\pi \cdot h_{ef} \cdot b_{ef}^2} = \frac{14,7 \cdot 100 \cdot 0,6}{\pi \cdot 87,1 \cdot 14,3^2} = 0,252 \text{ kN/cm}^2 \leq 0,581 \text{ kN/cm}^2$$

#### 4. Kontrola strižnih napetosti – prečna sila in torzija

$$\frac{\tau_{tor,d,fi}}{k_{shape} \cdot f_{v,d,fi}} + \frac{\tau_{d,fi}}{f_{v,d,fi}} = \frac{0,252}{0,581} + \frac{0,097}{0,437} = 0,656 \leq 1,0$$

Primarni nosilci vzdržijo obtežbo požara 60 min.

### 7.1.2 Stropna plošča

$$d_{ef} = d_{char,0} + k_0 \cdot d_0 = 28,3 + 1,0 \cdot 7 = 35,3 \text{ mm}$$

$$d_0 = 7 \text{ mm}$$

$$d_{char,0} = \beta_0 \cdot t = 0,943 \cdot 30 = 28,3 \text{ mm}$$

Nove karakteristike prereza:

$$b_{ef}/h_{ef} = 100/16,5 \text{ cm}$$

$$A_{fi} = 1650 \text{ cm}^2$$

$$W_{y,90,efi} = 1062 \text{ cm}^3$$

Podatki:

$$m_{yy} = 10,2 \text{ kNm/m}$$

$$q_{yz} = 39,3 \text{ kN/m}$$

$$f_{m,y,90,eff,k} = 1,094 \text{ kN/cm}^2$$

$$\eta_{fi} = 0,6$$

#### 1. Upogib

$$\sigma_{m,d,fi} = \frac{m_{yy,fi} \cdot 1\text{m}}{W_{y,90,ef,fi}} \leq f_{m,90,eff,d} = k_{mod,fi} \cdot \frac{k_{fi} \cdot f_{90,eff,k}}{\gamma_{M,fi}}$$

$$\frac{m_{yy} \cdot 1\text{m} \cdot \eta_{fi}}{W_{y,90,ef,fi}} = \frac{10,2 \cdot 100 \cdot 0,6}{\frac{100 \cdot 16,5^2}{6} \cdot 0,234} = 0,576 \text{ kN/cm}^2 \leq 1,0 \cdot \frac{1,15 \cdot 1,094}{1,0} = 1,258 \text{ kN/cm}^2$$

## 2. Strižne napetosti

$$\tau_d = \frac{q_{yz} \cdot 1m}{A_{fi}^*} = \frac{39,3 \cdot 0,6}{\frac{2}{3} \cdot 1650} = 0,143 \text{ kN/cm}^2 \leq f_{v,d,fi} = 0,368 \text{ kN/cm}^2$$

Stropna plošča vzdrži obtežbo požara 30 min.

## 7.2 Zaščita lesa pred vlago in UV žarki

Konstrukcijo je potrebno dobro pokriti, les primerno impregnirati, lakirati ali barvno premazati z lakom.

## 7.3 Zaščita lesa proti zunanjim vplivom

Lesene elemente je potrebno dobro pokriti in zaščititi pred sončnimi žarki in preprečiti vsrkavanje vlage iz vlažnih podkonstrukcij.

## 7.4 Zaščita lesa proti boleznim

Leseno konstrukcijo zračimo, potrebno jo je razkužiti in impregnirati. Les ne sme biti v temi in v prisotnosti visoke vlage.

## 7.5 Zaščita lesa proti insektom

Les zaščitimo pred insekti s primernimi premazi in impregnacijami.

## 8 ZAKLJUČEK

V okviru diplomske naloge smo izbrali nosilno konstrukcijo poslovne lesene stavbe na potresnem območju in preverili ustreznost oblike nosilne konstrukcije in dimenzij nosilnih elementov na potresnem območju. Projektiranje gradbenih konstrukcij je značilno iterativne narave. Dimenzije nosilnih elementov je potrebno glede na razpone med njimi sprva oceniti, nato preveriti in na koncu po potrebi ustrezno popraviti. Spreminjamo lahko tudi obliko nosilne konstrukcije, vendar so take spremembe nezaželjene, saj posegajo v končni izgled konstrukcije.

Lesen del nosilne konstrukcije sestavljajo leseni lepljeni lamelirani nosilci, stebri in diagonale, ki so v horizontalni ravnini povezani z križno lepljenimi lesenimi ploščami. Ti se pripenjajo na dve betonski jedri, ki poleg diagonal, dajeta horizontalno odpornost konstrukciji. Diagonale prevzemajo tako tlačno kot natezno obremenitev. V dejanski konstrukciji bi bilo zaradi potresne obtežbe potrebno tvoriti križne diagonale. Nosilne elemente smo med seboj povezali z jeklenimi veznimi sredstvi (pločevine in vijaki). Stebri so sidrani v betonske stene na način, da jim je preprečeno tudi torzijsko sukanje okoli njihove osi.

Križno lepljene lesene plošče so sestavljeni elementi in imajo različne lastnosti v različnih smereh, ki pa so odvisne tudi od strižne deformacije. Za določevanje odpornosti in togosti prereza elementa so bile razvite različne teorije v odvisnosti od razmerja med razponom in višino plošče. V našem primeru je razmerje med razponom in višino plošče veliko, zato smo strižno deformiranje plošče lahko zanemarili (kompozitna teorija). Čeprav proizvajalci križno lepljenih lesenih panelov priporočajo preklopni vijačeni spoj (členkasti spoj) med ploščami, smo se ob skrbnem premisleku odločili, da na nekaterih mestih vseeno uporabimo momentni spoj. Predvideli smo ga na mestih, kjer nismo pričakovali velike momentne obremenitve. Izračunane vrednosti odpornosti in togosti plošč smo podali v programu Sofistik.

Pri modeliranju konstrukcije s pomočjo programskega orodja Sofistik smo naredili nekaj predpostavk. Vse nosilne elemente smo modelirali kot centrično postavljene, čeprav v resnici to niso. Predvidevali smo, da bo osna obremenitev v nosilcih dovolj majhna, da ne bo znatno vplivala na obremenitev spojnih sredstev. Na podlagi rezultatov lahko vidimo, da je bila predpostavka pravilna.

V skladu s standardom je potrebno pri analizi konstrukcije upoštevati tudi podajnost veznih sredstev. Načeloma so spoji členkasti, delno togi ali togi. Predpostavka o togih spojih (momentni spoj) bi bila v primeru lesenih konstrukcij napačna, saj so vsa vezna sredstva deloma podajna. Dejanski spoji so

delno togi in jih v programu modeliramo kot členkaste z vmesnimi vzmetmi. Togost vzmeti določimo računsko glede na izbrana vezna sredstva. Vpliv podajnosti stika primarnega in sekundarnega nosilca smo preverili na primeru, kjer smo ugotovili, da se vertikalni pomiki v primerjavi modeliranja s členkastimi spoji razlikujejo za največ 4%. Na podlagi te ugotovitve smo se odločili o členkastem modeliranju spojev. Četudi rezultate vertikalnih povosov konstrukcije povečamo za 4%, so še vedno manjši od dovoljenih, sama omejitev pa tudi ni tako strogo začrtana.

V potresni analizi smo izključili možna lokalna nihanja, pri katerih se aktivira majhna količina mase. Končni prispevek k celotni potresni sili pa je zato majhen. Z zagotovitvijo, da smo upoštevali 90% mase v eni in drugi smeri, dobimo ustrezno obremenitev nosilnih elementov konstrukcije zaradi potresne sile.

Vsako programsko orodje ima svoje zahteve glede podajanja vhodnih podatkov in v tem ni Sofistik nič drugačen od drugih. Ima pa eno veliko pomanjkljivost v primeru projektiranja lesenih konstrukcij, saj ne ponuja možnosti podajanja obtežnih kombinacij za mejno stanje uporabnosti, ki se v večini primerov projektiranja lesenih konstrukcij izkaže za merodajnega. Manjkajočo obtežno kombinacijo smo razbili na dve kombinaciji, ki smo ju lahko s programom zapisali, in nato rezultate povosov ustrezno med seboj sešteli.

Izvedli smo globalno analizo konstrukcije, pri čemer smo upoštevali potresne sile za srednjo stopnjo duktilnosti (DCM). Preverili smo mejno stanje nosilnosti, mejno stanje uporabnosti, stabilnost konstrukcije in opisali ustrezno zaščito lesenih konstrukcij.

Na podlagi rezultatov lahko trdimo, da smo izbrali ustrezen nosilni sistem lesene konstrukcije, vendar se moramo zavedati, da v diplomski nalogi računsko nismo dokazali nosilnosti in uporabnosti betonskega dela. Namreč betonski jedri zaradi velike togosti napram lesenemu delu konstrukcije prevzame večji del horizontalne obremenitve, ki lahko preseže njegovo odpornost. Preveriti bi morali tudi spoje lesenega in betonskega dela konstrukcije, ki so ravno tako lahko problematični. Obremenitve lesenih nosilnih elementov konstrukcije so kljub temu velike, zato so dimenzije le teh kot tudi spojev velike. Na trgu obstaja več različnih spojnih sredstev med lesenimi elementi, vendar pri tako velikih obremenitvah nismo našli ustreznega. Dimenzije smo določili na podlagi analize napetostnega stanja v priključnih elementih in veznih sredstvih, pri obliki pa smo izhajali iz že obstoječih spojnih sredstev, ki jih najdemo pri različnih proizvajalcih. Problem, ki lahko nastane pri takih spojih je, da so bolj togi, kot smo predvideli, česar nismo preverili. Zaradi večje togosti spojev pride do drugačnega napetostnega stanja v konstrukciji. Postopek konstruiranja in dimenzioniranja bi v takem primeru morali ponoviti.

Na podlagi rezultatov etažnih pomikov lahko rečemo, da križem lepljene lesene plošče zagotavljajo togost konstrukciji v ravnini le teh, saj se horizontalni pomiki točk v posamezni etaži zanemarljivo malo razlikujejo med seboj.

Nosilne elemente in spoje bi lahko razbremenili z uporabo strižnih sten ali jeklenih spojev. Dobili bi sicer manjše dimenzije nosilnih elementov konstrukcije, ni pa rečeno, da bi bila ta odločitev boljša.

Ob pregledovanju rezultatov se moramo zavedati vseh odločitev in predpostavk, za katere smo se odločili v času snovanja in modeliranja konstrukcije, saj bomo le tako uspeli pravilno interpretirati rezultate. Z izkušnjami lažje najdemo ravnotežje med modeliranjem konstrukcije in interpretacijo rezultatov, čeprav samo modeliranje vedno predstavlja izziv. V sodobnem času je glavna naloga projektanta ravno ta, da z inženirskim premislekom naredi ustrezní model konstrukcije, ki da rezultate, ki ustrezajo dejanskemu obnašanju elementa.



## VIRI

Arkar, C. 2009. Gradbena fizika. Gradivo za vaje. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za strojništvo.

Beg, D., Pogačnik, A. 2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po evrokod standardih. Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije.

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

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, Lahti, Finland; pp: 543-548.

Fajfar, P. 2007. Projektiranje potresno odpornih konstrukcij: Evrokod 8 – Splošno in analiza. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo.

Fajfar, P. 1984. Dinamika gradbenih konstrukcij. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za arhitekturo, gradbeništvo in geodezijo.

Herzog, T., Natterer, J., Schweitzer, R., Volz, M., Winter, W. 2004. Timber construction manual. Berlin, Nemčija, Birkhauser – Publishers for Architecture.

Kitek Kuzman, M., Hrovatin, J., Kušar, J. 2006. Leseni lepljeni lamelirani konstrukcijski elementi. Les: revija o lesu in pohištvu. Letn. 58, št. 4 (4. apr. 2006), str. 106-114.

Kitek Kuzman, M., Dujič, B. 2011. Les – iz preteklosti za prihodnost: strokovni posvet, Cankarjev dom, 13.5.2011. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Biotehniška fakulteta.

Kolb, J. 2008. Systems in timber Engineering: loadbearing structures and component layers. Basel, Švica, Springer.

Leban, I. 2004. Les – zgradba in lastnosti. Ljubljana, Lesarska založba.

Lopatič, J. 2008. Lesene konstrukcije. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo.

Mesarič, B., Nežič, D. Zelene strehe. Seminarska naloga. Maribor, Univerza v Mariboru, Fakulteta za gradbeništvo.

Mohammad, M. 2011. Connections in CLT Assemblies, Cross Laminated Timber Symposium, Vancouver.

Moody, R. C., Hernandez, R. 1997. Glued – Laminated Timber, Smulski, Stephen, ed., Engineered wood products-A guide for specifiers, designers and users. Madison, WI: PFS Research Foundation: pp. 1-1–1-39.

Pearson, D. 2011. London 1000 Years: Treasures from the Collections of the City of London. London, Velika Britanija, Scala Publishers Ltd

Standardi:

SIST EN 1990: 2004 - Evrokod 0 - Osnove projektiranja konstrukcij

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

SIST EN 1991-1-3: Evrokod 1 - Vplivi na konstrukcije – 1-3. del: Splošni vplivi - Obtežba snega

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

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

SIST EN 1995-1-2: Evrokod 5 - Projektiranje lesenih konstrukcij – 1-2. del: Splošna pravila – Projektiranje požarnovarnih konstrukcij

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

Elektronski viri:

BS Holz. 2011.

[http://www.glued-laminated-timber.com/publish/59fce3ca\\_20ed\\_76a6\\_2c90c81a82bd9477.cfm?m\\_id=43528](http://www.glued-laminated-timber.com/publish/59fce3ca_20ed_76a6_2c90c81a82bd9477.cfm?m_id=43528)

(Pridobljeno 28. 11. 2011.)

BSP Holz. 2011.

[http://www.en.brettsper Holz.org/publish/93fe159a\\_e081\\_515d\\_74caaa65790478df.cfm?m\\_id=8](http://www.en.brettsper Holz.org/publish/93fe159a_e081_515d_74caaa65790478df.cfm?m_id=8)

(Pridobljeno 28. 11. 2011.)

Earthquake-Proof Wood House Survives 7.5 Magnitude Quake. 2009.

<http://inhabitat.com/wooden-house-can-withstand-severe-earthquakes/> (Pridobljeno 23. 10. 2011.)

Detajli stikovanja konstrukcijskih sklopov lesenih konstrukcij. 2011.

<http://www.detail.de/> (Pridobljeno 12. 2. 2011.)

Dujič., B. 2009. Konstrukcije iz križno lepljenih lesenih panelov – Nova pot sodobnega gradbeništva.

<http://lesena-gradnja.si/cms/website.php?id=/si-clanki-konstrukcije-krizno-lepljen-les.htm&sid=8jc1o9ofh075b0ud9uormi33m2> (Pridobljeno 15. 7. 2011.)

Fizikalne lastnosti gume kot talne obloge. 2011.

<http://www.efcom.si/> (Pridobljeno 24. 4. 2011.)

Gradnja z lesom. 2011.

<http://www.bauenmitholz.de/> (Pridobljeno 23. 2. 2011.)

Grobovšek., B. 2006. Uporaba stekla v gradbeništvu.

<http://gcs.gi-zrmk.si/Svetovanje/Clanki/Grobovsek/PT155.htm> (Pridobljeno 24. 4. 2011.)

Kovačič, B., 2007. Osnove lesarstva: Gozd, rast dreves, zgradba lesa.

[http://www.cpi.si/files/cpi/userfiles/Lesarstvo\\_tapetnistvo/gozd\\_rastdreves\\_zgradba\\_lesa.pdf](http://www.cpi.si/files/cpi/userfiles/Lesarstvo_tapetnistvo/gozd_rastdreves_zgradba_lesa.pdf)  
(Pridobljeno 24. 6. 2011.)

KLH Massivholz GmbH. Construction suggestions. 2007.

<http://www.klh.at> (Pridobljeno 12. 2. 2011.)

KLH Massivholz GmbH. Technical data. 2011.

<http://www.klh.at> (Pridobljeno 12. 2. 2011.)

KLH Massivholz GmbH. Statics. 2008.

<http://www.klh.at> (Pridobljeno 12. 2. 2011.)

Leonardo da Vinci Pilot Project. 2008. »Educational Materials for Designing and Testing of Timber Structures«, Handbook 1 - Timber structures. Leonardo da Vinci Pilot Project.

[fast10.vsb.cz/temtis/documents/handbook1\\_final.pdf](http://fast10.vsb.cz/temtis/documents/handbook1_final.pdf) (Pridobljeno 22. 4. 2011)

Lepljeni lamelirani leseni nosilci in stebri, 2011.

<http://www.woodsolutions.com.au/Applications-Products/Poles-beams> (Pridobljeno 4. 4. 2011.)

Lastnosti lesenih konstrukcij. 2011.

[http://www.cbd.si/index.php?option=com\\_content&view=article&id=85:lesene-konstrukcije-so-smiselne-tudi-za-veje-javne-objekte&catid=41:rad&Itemid=98](http://www.cbd.si/index.php?option=com_content&view=article&id=85:lesene-konstrukcije-so-smiselne-tudi-za-veje-javne-objekte&catid=41:rad&Itemid=98) (Pridobljeno 15. 7. 2011.)

Navodila za uporabo programskega orodja Sofistik. 2011.

<http://www.sofistik.com> (Pridobljeno 3. 4. 2011.)

Bruckermann, O. Seismic analysis with Sofistik. 2008.

<http://www.scribd.com/doc/51082240/Seismic-analysis-with-SOFiSTiK> (Pridobljeno 3. 4. 2011.)

Norik zelene strehe. 2011.

<http://www.norik.si> (Pridobljeno 27. 2. 2011.)

Sidranje.2011.

<http://www.woodsolutions.com.au/Applications-Products/Poles-Beams> (Pridobljeno 4. 1. 2012)

Statični priročnik za jeklene elemente spoja. 2011.

<http://www.strongtie.de/Profikatalog-20112012-download.937.aspx> (Pridobljeno 11. 11. 2011.)

Statični priročnik za vezna sredstva – vijaki. 2011.

<http://www.e-u-r-o-tec.de/produkte.html> (Pridobljeno 23. 12. 2011.)

Trdnostne karakteristike lesne plošče. 2011.

<http://www.woodsolutions.com.au/Wood-Product-Categories/Plywood> (Pridobljeno 23. 12. 2011.)

Wood-framed schools. 2011.

[http://www.gostructural.com/print-magazinearticle-wood\\_framed\\_schools-8481.html](http://www.gostructural.com/print-magazinearticle-wood_framed_schools-8481.html)

(Pridobljeno 2. 12. 2011.)

Zhang, X., Su, X., Huang, Z. Comparison of LCA on steel – and concrete – construction office buildings: Case study.

[http://www.inive.org/members\\_area/medias/pdf/Inive/IAQVEC2007/Zhang\\_4.pdf](http://www.inive.org/members_area/medias/pdf/Inive/IAQVEC2007/Zhang_4.pdf)

(Pridobljeno 1. 5. 2011.)