

Sportska dvorana prostorne drvene krovne konstrukcije s radijalnim rešetkastim nosačima i stakleno aluminijskom fasadom

Indoor sport hall with spatial timber roof
structure with radial arrangement of truss
girders and with curtain wall façade

Josip Červar^{*}, Nebojša Buljan^{*}, Adriana Bjelanović⁺

^{}RI-ISA d.o.o. (Permasteelisa group)*

E-mail: j.cervar@permasteelisagroup.com; n.buljan@permasteelisagroup.com

⁺Građevinski fakultet Sveučilišta u Rijeci

E-mail: adriana.bjelanovic@gradri.hr

Sažetak. U radu je prikazan postupak projektiranja hale za dvoranske sportove okruglog tlocrta čije prostorno konstrukcijsko rješenje obuhvaća drvenu konstrukciju krova s radijalno raspoređenim rešetkastim glavnim nosačima oslonjenim na čelične stupove i konstrukciju stakleno aluminijske fasade. Projekt dvorane izrađen je u okviru diplomskog rada, a motiviran je izvedenom drvenom konstrukcijom “Viermarkthalle – Bündler Arena“ (o kojoj su samo osnovni podaci prezentirani u izdanju “Holzbau Atlas“) te mogućnostima za arhitektonske i konstrukcijske preinake. Predmeti promjena prvenstveno su rješenja potkonstrukcije (stupovi) i vanjske ovojnice dvorane, ali je kritički razmatran i glavni nosivi sustav krovne konstrukcije s radijalno posloženim rešetkastim nosačima s pojasnicama od lijepljenog lameliranog drva koji se po oplošju oslanjaju na stupove, a u središtu tlocrta na tlačno-vlačne prstene zrakasto povezane s posebno dizajniranim čeličnim elementom. Rezultat razmatranja glavnog nosivog sustava krova jest poboljšanje izvorne geometrije čelične dijagonalne ispune rešetki uvođenjem križnog sustava dijagonala kakav bi više odgovarao i izvedenoj konstrukciji. Okrugli tlocrt objekta i ravan krov, ali i promjene arhitektonskog rješenja u odnosu na izvorno izvedenu konstrukciju koje mijenjaju stupanj izloženosti potkonstrukcije opterećenju vjetrom, zahtijevali su vrlo pomnu provedbu analize djelovanja, snalaženje u normiranim pravilima danim za usporedive raspodjele djelovanja i oblike konstrukcija i nužnu prilagodbu pravila novom

projektom rješenju. Izrađeno projektno rješenje zasnovano je na analizama mehaničke otpornosti i stabilnosti glavne konstrukcije, potkonstrukcije (stupova) i stakleno aluminijske fasade (aluminijski profili, stakleni paneli, poligonalna greda za vezu s glavnom konstrukcijom krova) te razradama i proračunom svih priključaka. Rezultat provedenih analiza te iz njih izvedenih zaključaka i projektantskih odluka jest prostorno stabilan volumen zanimljive estetike i konstrukcijski opravdane kombinacije materijala i nosivih sustava.

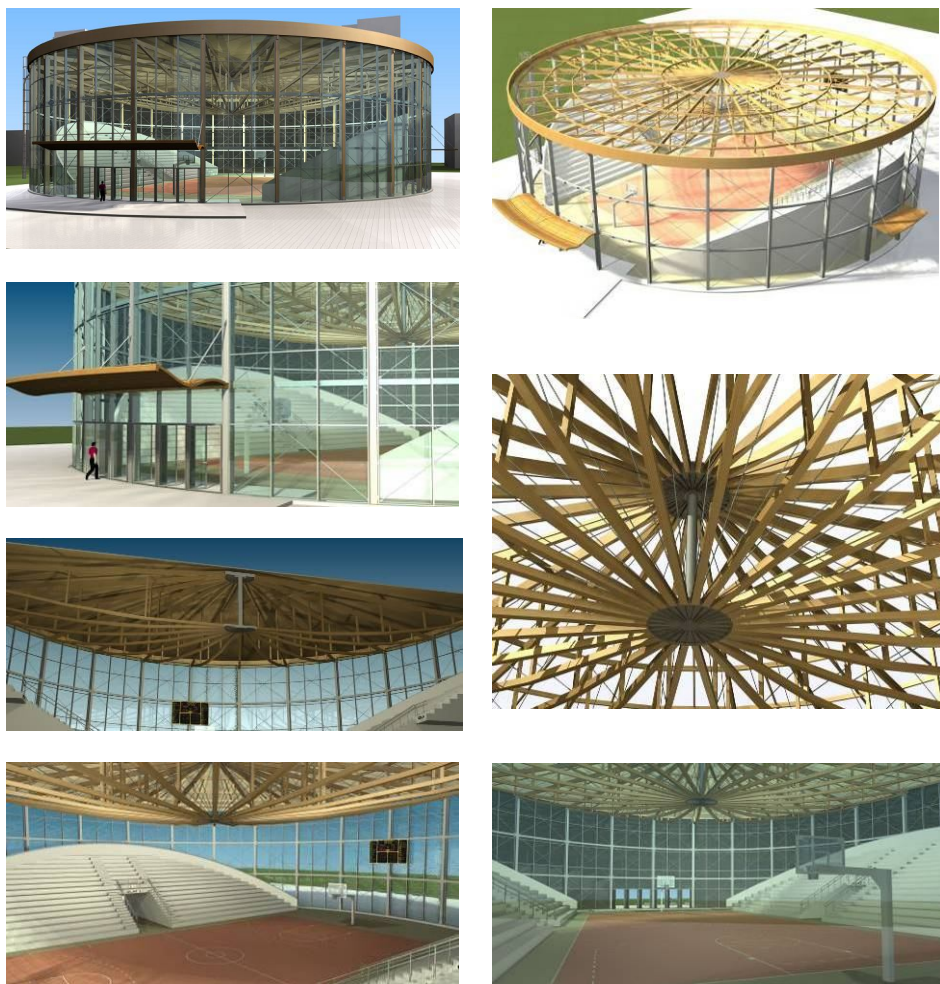
Ključne riječi: analiza mehaničke otpornosti i stabilnosti, analize modela konačnih elemenata, eurokodovi, materijali (aluminij, čelik, lijepljeno lamelirano drvo i staklo), prostorni nosivi sustavi i prostorna stabilnost, spojevi i priključci, stakleno aluminijske fasade

Abstract. This paper presents design process of indoor sport hall with circular layout which complete structural solution includes a spatial timber roof structure with radially arranged trusses supported by steel columns and curtain wall (glass-aluminium) façade. The sports hall project is a part of a master's thesis that was based on existing timber structure “Viermarkthalle – Bündler Arena“ (basic data presented in “Holzbau Atlas“) with possibilities of architectural and structural modifications of the original structure. Primarily, the subject of change is the solution of substructure (columns) and the outer envelope of the hall. The main roof structure has also been critically analyzed: radial truss elements with glulam chords supported by the column substructure on one end, connected in the middle of the hall with tension-compression rings with specially designed steel element. The result of the main bearing roof system review is the improvement of the original geometry of diagonal steel truss infill by introducing a more appropriate cross-diagonal system. Round shape of the building and its flat roof together with the other changes of the original architectural solution that caused different degree of exposure of substructure to wind load, required a very careful analysis of actions as well as managing in models of load distribution and rules given in standard with comparable ones that has been made for similar special shapes of buildings to define the rules applicable on new design solution. Final design is based on the analysis of mechanical resistance and stability of the main roof structure, substructure and the curtain wall façade (aluminium profiles, glass panels and polygonal beam as the joint to the main frame) together with the design of all joints. The result of the obtained analysis, which have led to certain conclusions and engineering decisions, is spatially stable volume with interesting aesthetic and justified structural combination of materials and load bearing systems.

Key words: analysis of mechanical resistance and stability, analysis of FE models, Eurocodes, materials (aluminium, steel, glulam timber and glass), spatial structural systems and spatial stability, connections and joints, curtain wall façades

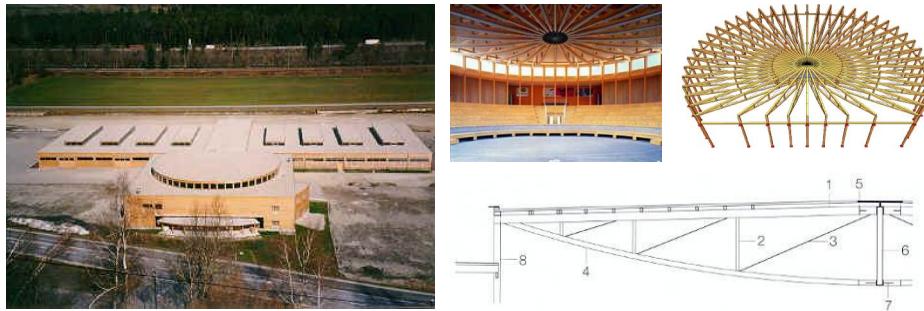
1 Uvod

Zadatak diplomskog rada [1] i sadržaj ovog članka koji se na njemu temelji potaknut je izazovima koje prostorne konstrukcije predstavljaju za projektante. Ovdje je to dodatno potencirano i time što je stakleno aluminijska fasada koja zamjenjuje zidne stijene objekta neizostavan dio odabranog projektnog rješenja konstrukcije hale za dvoranske sportove (slika 1). Radna su podloga bili tek osnovni podaci o geometriji konstrukcije "Viermarkthalle – Bündler Arena" [2] koja je u cijelosti izvedena od lameliranog drva (slika 2) u bitno drugačijem klimatskom okruženju i uvjetima izloženosti zidova vanjskim djelovanjima.



Slika 1: Vizualizacije konstrukcije hale za dvoranske sportove s radijalnim lameliranim rešetkastim gredama krova, čeličnim stupovima i stakleno-aluminijskom fasadom [1]

Rezultat težnje za izmjenom estetike objekta promjenom konstrukcije fasade i ispunjavanja zahtjeva mehaničke otpornosti, uporabljivosti i prostorne stabilnosti svih elemenata i dijelova konstrukcije jest volumen u kojem glavni nosivi sustav i stakleno aluminijska fasada zajedno čine cjelinu čije je projektno rješenje bitno različito od izvedene konstrukcije (slika 2).



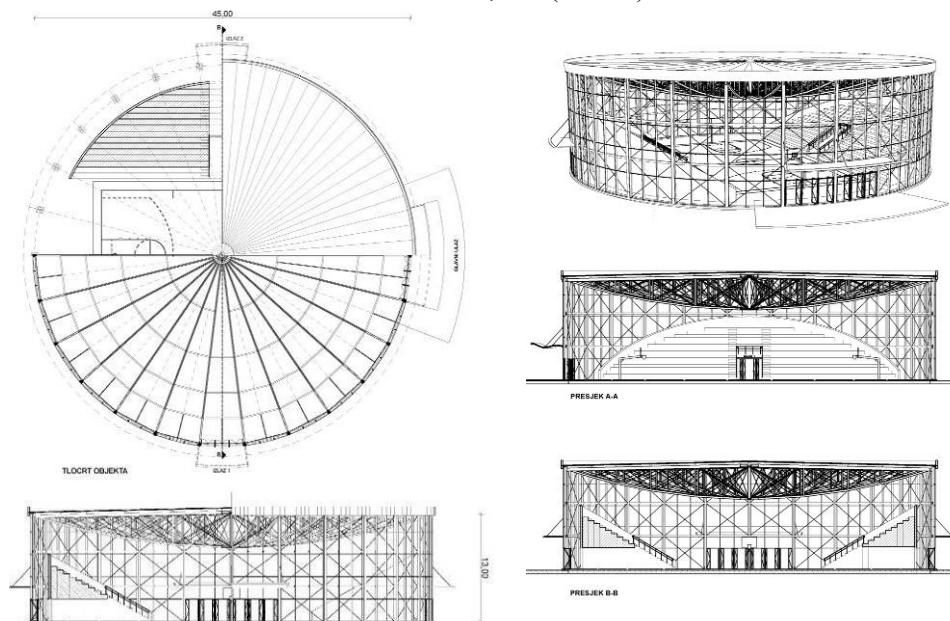
Slika 2: Bänder Arena – izvedena lamelirana konstrukcija [2] i radna podloga za razvoj novog arhitektonskog i konstrukcijskog rješenja [1]

Glavni je nosivi sustav vezni sustav sastavljen od prostorne prevladavajuće drvene krovne konstrukcije s radijalno posloženim rešetkastim gredama koje su po oplošju zglobovno oslonjene na čelične stupove, a u središtu tlocrta objekta preko tlačno – vlačnih prstena oslonjene na posebno dizajniran središnji čelični element (slika 1). Konstrukcija je stakleno aluminijske fasade tzv. ”stick” sustav od vertikalnih i horizontalnih aluminijskih profila s četverostrano [1] oslonjenim staklenim panelima. Zbog prostornog karaktera konstrukcije krova i pokrova od dvoslojnih križnih daščanih ploča iznad kojih je bakreni lim, nije bila potrebna dodatna stabilizacija glavnih rešetkastih greda, ali je opterećenje vjetrom na vertikalne stijene zahtijevalo stabilizaciju cijelog oplošja. Predmet proračuna bili su svi elementi glavne nosive konstrukcije i stakleno aluminijske fasade, svi njihovi priključci, kao i priključak konstrukcije fasade na glavnu nosivu konstrukciju. Potrebne analize provedene su u skladu s nadležnim europskim normama, a provjere otpornosti priključaka dodatno i na modelima konačnih elemenata (KE). Štapasta prostorna glavna konstrukcija modelirana je u Staad.pro računalnom programu, a proračun elemenata stakleno aluminijske fasade zasnovan je i na analizama modela KE u programu Strauss7. Iako bi to namjena dvorane i primijenjeni materijali zahtijevali, proračuni na djelovanje požara (izvanredna proračunska situacija) i potresa (potresna proračunska situacija) izuzeti su iz zadatka i inače opsežnog diplomskog rada [1] pa se tako ni ovaj rad time ne bavi. Razumljivo je da se ove dvije proračunske situacije ne bi smjele zanemariti u ”stvarnom“ projektu. Isto vrijedi i za razmatranje temperaturnih deformiranja čeličnih elemenata i dijelova konstrukcije.

2 Glavna nosiva konstrukcija

2.1 Osnovni tehnički podaci

Hala za dvoranske sportove nalazi se na zamišljenoj lokaciji u unutrašnjosti Istre, na visini od 200 m iznad mora. Krov dvorane je ravan, a tlocrt kružni, promjera $D = 45$ m. Pretpostavka je proračuna da zatvoreni objekt nije grijan što konstrukciju razvrstava u razred uporabe 2 u kojem sadržaj vlage drva ne prelazi 20%. Zrakasto raspoređenih 26 glavnih nosača krova su rešetkaste grede s pojasnicama od kombiniranog lijepljenog lameliranog drva I. razreda čvrstoće, BS 14k, vertikalama od cjelovitog drva prosječne nosivosti (S10) i dijagonalnom križnom ispunom od čelika kvalitete S 235. Očna visina rešetke mijenja se od nulte vrijednosti po oplošju, na mjestu oslanjanja na čelične stupove, do 3,97 m u središnjem dijelu tlocrta (slike 1 i 3). Očna duljina ravnog gornjeg pojasa rešetke iznosi 20,73 m, na jednom se kraju oslanja na čelične stupove čiji je raster 5,42 m, a na drugom kraju na zvjezdasti element od čelika kvalitete S 355, posebno dizajniran ne samo da zadovolji zahtjeve nosivosti već i da omogući laganu montažu glavnih nosača. Stupovi glavne konstrukcije su od čelika kvalitete S 355 i osne visine 13,0 m (slika 3).



Slika 3 : Tlocrt, presjeci i aksonometrijski prikaz glavne nosive konstrukcije [1]

Sekundarna konstrukcija je od lijepljenog lameliranog drva II. razreda čvrstoće (BS 11) i naliježe na gornju pojasnicu rešetkastih nosača. Duljine se mijenjaju (slika 3), od $L = 5,42$ m po obodu (poz 101) do $L = 1,61$ m (poz 105)

u središnjem dijelu tlocrta. Križno uslojene daščane ploče debljine 36 mm (2x18 mm) postavljene na sekundarnu konstrukciju ujedno su i ukruta krovne konstrukcije i podgled koji skriva izolaciju i pokrov od bakrenog lima.

2.2 Analiza djelovanja

Modeli djelovanja i karakteristične vrijednosti opterećenja snijegom i vjetrom usvojeni su prema nadležnim Eurokod normama EN 1991-1-3 [4] i EN 1991-1-4 [5] i pripadnim Nacionalnim dodacima, a proračunske kombinacije određene prema normi EN 1990 [3]. Karakteristično stalno opterećenje krovne konstrukcije u proračunu je usvojeno s $G_k = 0,40 \text{ kN/m}^2$ i uzima u obzir vlastite težine pokrova, izolacije, daščanih ploča, spojnog pribora i instalacija.

2.2.1 Promjenjivo opterećenje snijegom

Karakteristično je opterećenje snijegom na tlu za zamišljenu lokaciju u III. zoni snijega $s_k = 0,80 \text{ kN/m}^2$. Vrijednosti faktora izloženosti C_e i toplinskog faktora C_t usvojene su kao $C_e = 1,0$ i $C_t = 1,0$. Za model raspodjele opterećenja definiran u skladu s prednormom [4] i geometrijom ravnog krova faktori oblika su $\mu_1 = \mu_2 = 0,8$. Za proračun konstrukcije mjerodavno je simetrično opterećenje snijegom kratkog trajanja $s_{1,k} = s_1 = 0,64 \text{ kN/m}^2$ [1].

2.2.2 Promjenjivo opterećenje vjetrom

Referentna brzina vjetra $v_{ref} = 22,0 \text{ m/s}$ određena je poznatim izrazima [5] za zonu vjetra P3. Poredbeni pritisak vjetra $q_{ref} = 0,306 \text{ kN/m}^2$ [1] proračunat za osnovnu brzinu vjetra $v_{ref,0} = 22 \text{ m/s}$ i gustoću zraka $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$ [5]. Faktori izloženosti $c_e(z)$ za kategoriju terena III. i visinske kote vertikalnih stijena $z_{e,1} = 0 \text{ m}$ i $z_{e,2} = 13 \text{ m}$ su $c_{e(z1)} = 2,0$ i $c_{e(z2)} = 2,2$ [1]. Faktor vanjskog pritiska vjetra $C_{pe(z)}$ za zidove valjka određen je prema sljedećem izrazu [5]:

$$C_{pe(z)} = c_{p0} \cdot \psi_{\lambda\alpha} \quad (1)$$

gdje je c_{p0} faktor vanjskog pritiska za beskonačno vitki element (bez strujanja koje je slobodno na kraju), a $\psi_{\lambda\alpha}$ faktor učinka kraja tj. smanjenja za utjecaj vitkosti (slika 4). Značenje je novih oznaka na slici 4 sljedeće [5]: $C_{p0,min}$ je najmanji faktor vanjskog pritiska, a $C_{p0,h}$ faktor vanjskog pritiska za dio valjka u zavjetrini. Faktor vanjskog pritiska $C_{pe(z)}$ ovisi o Reynoldsovom broju [5] koji se određuje prema sljedećem izrazu (gdje je kinematska viskoznost zraka $\nu = 15 \times 10^{-6}$, promjerom valjka $b = 45 \text{ m}$, a srednja brzina vjetra $v_{m(z_e)}$):

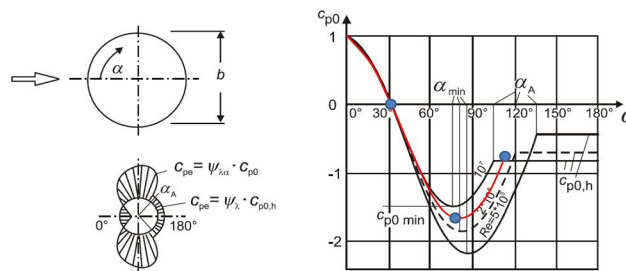
$$Re = b \cdot v_{m(z_e)} / \nu \quad (2)$$

Srednja brzina vjetra $v_{m(z_e)}$ ovisi o visini i određuje se sljedećim izrazom [5]:

$$w_m(z_e) = C_{r(z)} \cdot C_{z(z)} \cdot v_{ref} \quad (3)$$

Prema izrazu (3) proračunane vrijednosti $v_{m(z_e)}$ gdje su faktor orografije $C_{o(z)} = 1,0$, a faktori hrapavosti za visinske zone $z_{e,1} = 0$ i $z_{e,2} = 13$ m iznose $C_{r(z_{e,1}=0)} = 0,7$ i $C_{r(z_{e,2}=13)} = 0,81$ iznose $v_{m(z_e=0)} = 15,4$ m/s i $v_{m(z_e=13)} = 17,82$ m/s [1]. Vanjski pritisci vjetra w_e određeni su prema sljedećem izrazu [5] i ranije navedenim objašnjenjima simbola koje se u izrazu pojavljuju:

$$w_e = q_{ref} \cdot C_{e(z_e)} \cdot C_{pe} \quad (4)$$



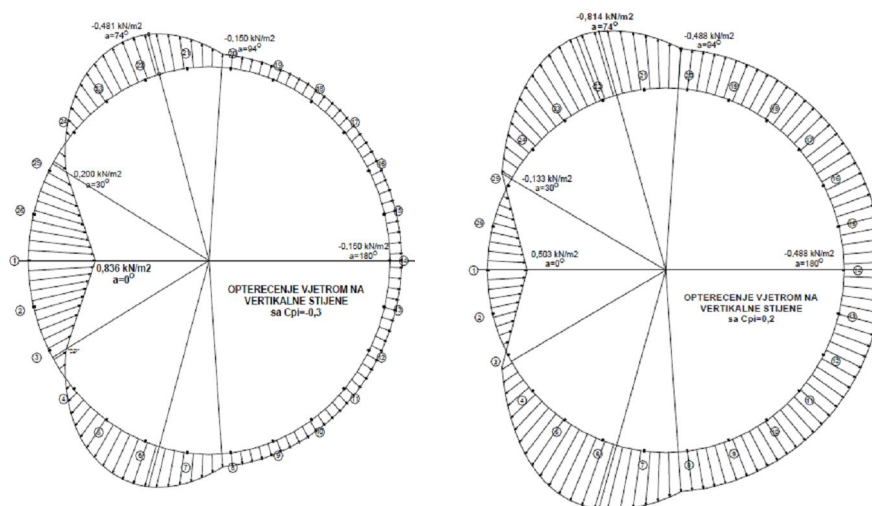
$$\psi_{\lambda\alpha} = \psi_{\lambda} + (1 - \psi_{\lambda}) \cdot \cos \left[\frac{\pi}{2} \cdot \left(\frac{\alpha - \alpha_{min}}{\alpha_A - \alpha_{min}} \right) \right] \quad \text{za } \alpha_{min} \leq \alpha \leq \alpha_A$$

Slika 4: Raspodjela vanjskog pritiska na valjak [5] za različite Reynoldsove brojeve i beskonačnu vitkost s: $\psi_{\lambda\alpha} = 1$ za $0^\circ \leq \alpha \leq \alpha_{min}$ i $\psi_{\lambda\alpha} = 0,6$ za $\alpha_A \leq \alpha \leq 180^\circ$ [1]

Položaji najmanjeg pritiska za visinske zone $z_{e,1}$ i $z_{e,2}$ (slika 4) su $\alpha_{min,1} = 73^\circ$ i $\alpha_{min,2} = 75^\circ$, a odgovarajući položaji odvajanja strujanja $\alpha_{A,1} = 97^\circ$ i $\alpha_{A,2} = 90^\circ$.

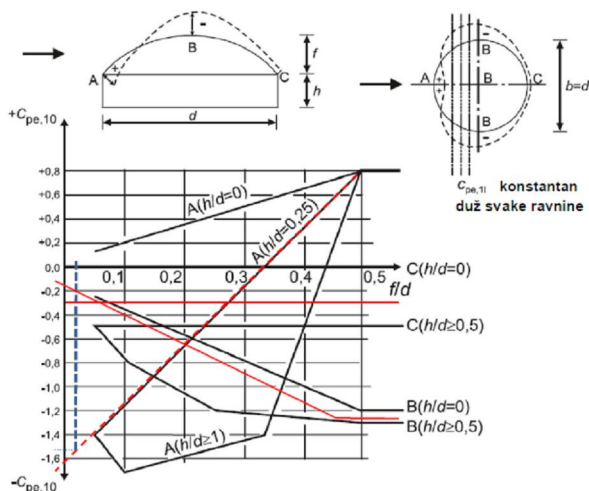
Tablica 1: Faktori vanjskog pritiska vjetra C_{pe} , vanjski pritisci vjetra w_e za zone z_{e1} i z_{e2} rezultantni pritisci vjetra w s faktorom unutrašnjeg pritiska vjetra C_{pi} [1]

$z_{e1} = 0$ m	$\alpha = 0^\circ$	$\alpha = 30^\circ$	$\alpha_{min} = 73^\circ$	$\alpha_A = 97^\circ$	$\alpha = 180^\circ$
C_{pe}	1,0	0	-1,15	-0,54	-0,54
w_e [kN/m ²]	0,606	0,0	-0,696	-0,327	-0,327
$z_{e2} = 13$ m	$\alpha = 0^\circ$	$\alpha = 30^\circ$	$\alpha_{min} = 75^\circ$	$\alpha_A = 90^\circ$	$\alpha = 180^\circ$
C_{pe}	1,0	0	-1,0	-0,57	-0,57
w_e [kN/m ²]	0,666	0,0	-0,666	-0,379	-0,379
Srednje vrijednosti vanjskog pritiska – jednolika raspodjela po visini [1]					
	$\alpha = 0^\circ$	$\alpha = 30^\circ$	$\alpha_{min} = 74^\circ$	$\alpha = 180^\circ$	
w_e [kN/m ²]	0,636	0,0	-0,681	-0,353	
Rezultantno opterećenje pritiscima vjetra izvana w_e i iznutra w_i s faktorom $C_{pi} = -0,3$					
$w = w_e - w_i$	0,836	0,200	-0,481	-0,150	
Rezultantno opterećenje pritiskom vjetra izvana w_e i iznutra w_i s faktorom $C_{pi} = 0,2$					
$w = w_e - w_i$	0,505	-0,133	-0,814	-0,488	



Slika 5: Rezultantni pritisak vjetra na zidove s $C_{pi} = -0,3$ (lijevo) i $C_{pi} = 0,2$ [1]

Na slici 5 prikazani su dijagrami rezultantnog pritiska vjetra na vertikalne stijene u skladu s Tablicom 1. Zone opterećenja vjetrom na ravni krov kružne građevine normom [5] nisu razrađene pa su aproksimirane modelom kružne kalote [1] s najmanjom visinom strelice (slike 6 i 7). Vrijednosti vanjskog i rezultantnog pritiska vjetra mjerodavnog za proračun navedene su u tablici 2, a na slikama 7 i 8 prikazane raspodjele opterećenja ravnog krova vjetrom.



Očitavanja:

Zona A: $C_{pe} = -1,5$

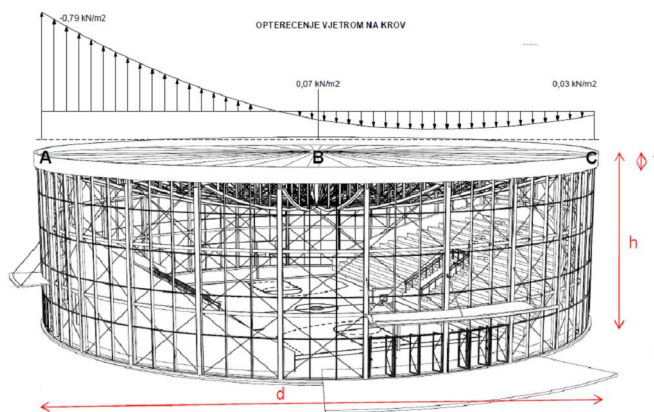
Zona B: $C_{pe} = -0,2$

Zona C: $C_{pe} = -0,25$

Slika 6: Opterećenje ravnog krova kružne građevine vjetrom [1] za strelicu krova $f = 0,7$ m, visinu i promjer građevine $h = 13$ m i $d = 45$ m i omjere $h/d = 0,28$ i $f/d = 0,02$

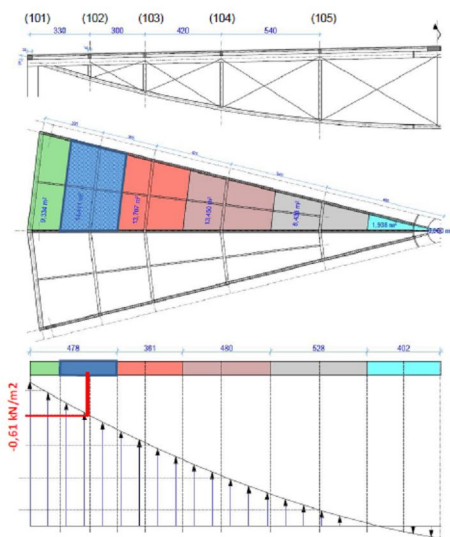
Tablica 2: Vanjski pritisci vjetra w_e za krov i rezultantno opterećenje krova vjetrom [1]

Zone	A	B	C
w_e [kN/m^2]	-0,999	-0,133	-0,166
Rezultantno opterećenje w pritiskom vjetra izvana, w_e i iznutra, w_i s $C_{pi} = -0,3$			
$w = w_e - w_i$	-0,79	0,07	0,03



Slika 7: Opterećenje krova vjetrom [1]

2.2.3 Raspodjela djelovanja snijega i vjetra na elemente krovne konstrukcije



Karakteristično opterećenje snijegom lameliranih podrožnica poz 101 – 105 (BS 11): $Q_{s,k} = 0,64 \text{ kN/m}^2$

Karakteristično opterećenje vjetrom podrožnica poz 101 – 105 duljine L i presjeka b/h na dijelu A – B:

poz 101 ($L = 5,42 \text{ m}$, $b/h = 20/20 \text{ cm}$):
 $Q_{w,k} = -0,74 \text{ kN/m}^2$

poz 102 ($L = 4,64 \text{ m}$, $b/h = 14/20 \text{ cm}$):
 $Q_{w,k} = -0,61 \text{ kN/m}^2$

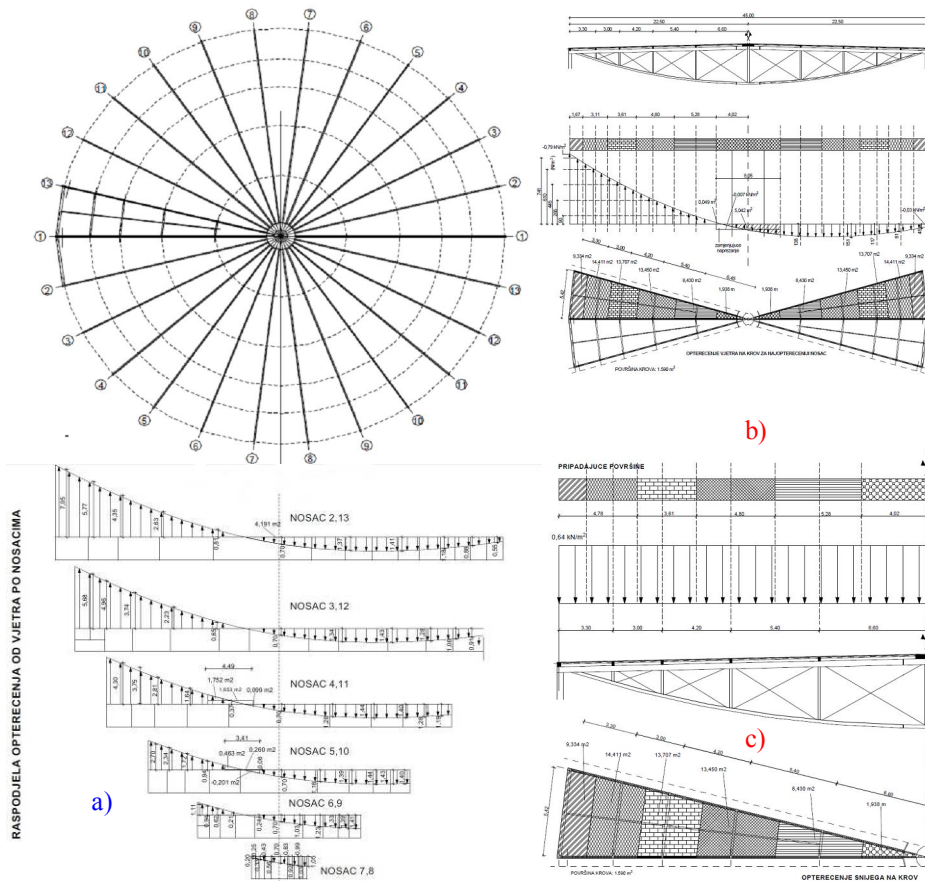
poz 103 ($L = 3,92 \text{ m}$, $b/h = 14/20 \text{ cm}$):
 $Q_{w,k} = -0,44 \text{ kN/m}^2$

poz 104 ($L = 2,91 \text{ m}$, $b/h = 14/20 \text{ cm}$):
 $Q_{w,k} = -0,26 \text{ kN/m}^2$

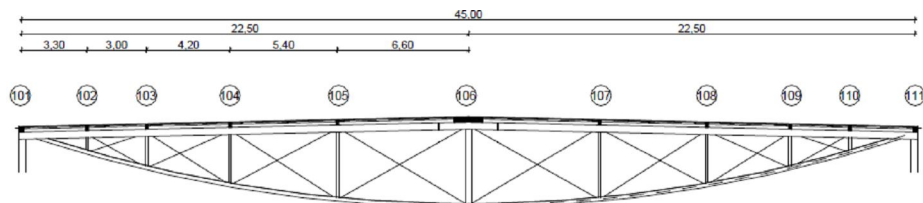
poz 105 ($L = 1,61 \text{ m}$, $b/h = 14/20 \text{ cm}$):
 $Q_{w,k} = -0,09 \text{ kN/m}^2$

Slika 8: Raspodjela opterećenja vjetrom na lamelirane podrožnice poz 101 – 105 [1]

Presjeci pojasnica svih 26 rešetkastih glavnih nosača su od kombiniranog lijepljenog lameliranog drva visoke nosivosti (BS 14k) su $b/h = 14/36$ cm (gornja) i $b/h = 14/20$ cm (donja). Vertikale su od cjelovitog drva prosječne nosivosti (S10) i presjeka $b/h = 14/14$ cm, a križne su dijagonale promjera $d = 30$ mm ($\varnothing 30$ mm), od čelika kvalitete S 355. Za potrebe analize prostornog štapnog modela konstrukcije (s elementima konstrukcije krova, stupovima i spregovima po oplošju, slike 1 i 2), opterećenje glavnih nosača krova jest niz koncentriranih sila u čvorovima (priklučci podrožnica) na gornji pojas rešetke i u središtu tlocrta (slika 10). Pritisci vjetra nemaju linearnu raspodjelu (slika 9) pa su iz dijagrama izrađenih za sve nosače i pripadne površine opterećenja (za podrožnice) proračunate koncentrirane sile koje su i opterećenja u čvorovima gornjih pojasnica (slika 10). Isto načelo opterećivanja koncentriranim silama primijenjeno je i za opterećenje snijegom i stalnim djelovanjem (slike 9 i 12).

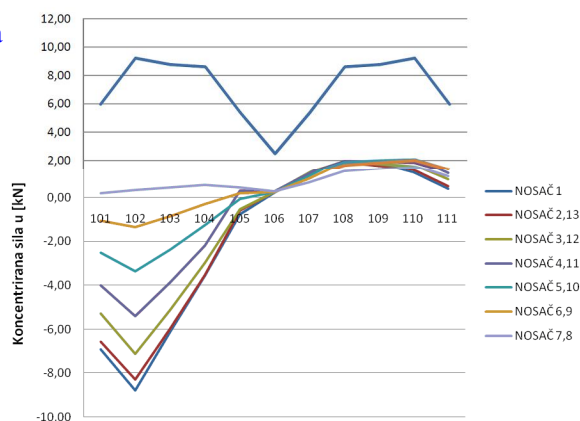


Slika 9: Raspodjela opterećenja vjetrom na glavne nosače u čvorovima 101 – 111 (a) i dijagrami raspodjele s pripadnim površinama za vjetar (b) i snijeg (c) [1]



Raspodjela sila po pozicijama

a)



Opterećenje snijegom

Opterećenje vjetrom

b)

POZICIJA	101	102	103	104	105	106	107	108	109	110	111
NOSAČ 1	-6,91	-8,79	-6,10	-3,56	-0,76	0,24	1,15	2,02	1,60	1,17	0,42
NOSAČ 2,13	-6,58	-8,30	-5,95	-3,52	-0,60	0,27	1,15	1,90	1,62	1,27	0,51
NOSAČ 3,12	-5,29	-7,13	-5,11	-3,00	-0,54	0,27	1,13	1,92	1,75	1,53	0,84
NOSAČ 4,11	-4,01	-5,40	-3,85	-2,21	0,30	0,27	1,08	1,94	1,91	1,84	1,11
NOSAČ 5,10	-2,52	-3,36	-2,36	-1,26	-0,05	0,27	0,99	1,86	1,97	2,05	1,31
NOSAČ 6,9	-1,04	-1,34	-0,85	-0,28	0,20	0,27	0,87	1,64	1,82	1,99	1,31
NOSAČ 7,8	0,19	0,35	0,44	0,58	0,46	0,27	0,69	1,22	1,34	1,48	0,98

c)

POZICIJA	101	102	103	104	105	106	107	108	109	110	111
POVRŠINA	9,33	14,41	13,71	13,45	8,43	3,88	8,43	13,45	13,71	14,41	9,33
NAPREZANJE	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64
SILA OD NAPR	5,97	9,22	8,77	8,61	5,40	2,48	5,40	8,61	8,77	9,22	5,97
SILA (NOSAČ)	5,97	9,22	8,77	8,61	5,40	2,48	5,40	8,61	8,77	9,22	5,97

Slika 10: Opterećenja snijegom i vjetrom (a) i pregled odgovarajućih vrijednosti koncentriranih sila (u kN) u čvorovima glavnih nosača od vjetrova (b) i snijega (c) [1]

2.3 Elementi i dijelovi glavnog nosivog sustava – drvene konstrukcije krova oslonjene na čelične stupove

2.3.1 Lamelirani sekundarni nosači krovne konstrukcije

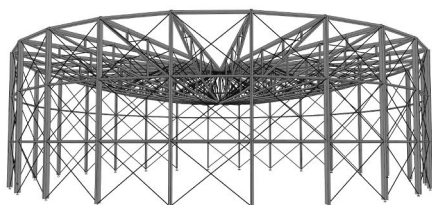
Za dimenzioniranje sekundarne konstrukcije mjerodavne su podrožnice poz 102. Najveći pritisak vjetrova na dijelu krova B – C (slika 7) ne prelazi 0,12

kN/m² (slika 9) što predstavlja oko 18% opterećenja snijegom te u stalnoj i prolaznoj proračunskoj kombinaciji s vjetrom kao pratećim i snijegom kao vodećim promjenjivim djelovanjem za oko 7% povećava ukupno proračunsko opterećenje. Provjere otpornosti na savijanje presjeka 14/20 cm lameliranih področnica pokazale su da on dostiže 78%, odnosno 85% proračunske čvrstoće na savijanje za proračunske kombinacije u kojima je zanemaren, odnosno uzet u obzir pritisak vjetra za poz 102 kao mjerodavnu za dimenzioniranje. Konačni progib $u_{net,fin} = 22,6$ mm za proračunsku kombinaciju s izuzetim pritiskom vjetra iznosi 98% preporučenog graničnog progiba poz 102, $L/200 = 23,2$ mm. Proračunani konačni progib ove pozicije za proračunsku kombinaciju s pritiskom vjetra kao pratećim promjenjivim djelovanjem, $u_{net,fin} = 22,9$ mm, također je u dopuštenim granicama. Početni kontra-progib poz 102 od vjetra na dijelu A – B (slika 7) iznosi $u_{2,inst} = 10,9$ mm $< L/300 = 15,4$ mm Presjek 14/20 cm zadovoljio je i provjere graničnih stanja kraćih področnica pozicija 103 – 105. Presjek rubnih (najduljih, ali i manje opterećenih) področnica [1] poz 101 povećan je s početnih 14/20 cm na 20/20 cm zbog izvedbe priključka glavnih nosača na potkonstrukciju i “zatvaranja” konstrukcije (slika 20).

2.3.2 Prostorni model glavne nosive konstrukcije

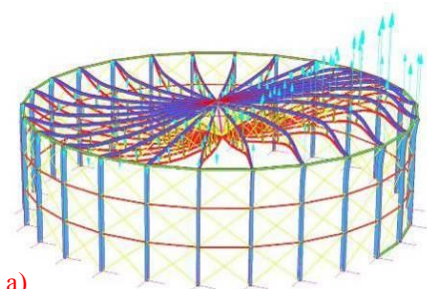
Unutrašnje sile u elementima konstrukcije rezultat su analize prostornog modela (slike 11 i 12) sa štapnim konačnim elementima (KE) u računalnom programu Staad.pro 2007. Model čine 314 čvorova i 879 KE. Gornje pojasnice rešetke i čelični stupovi modelirani su kao “beam” (gredni) KE s kontinuitetom u čvorovima (mjesto poluzglobnih priključaka drugih elemenata konstrukcije). Ovi KE mogu prihvatiti normalna naprezanja od savijanja i osnih sila te posmična naprezanja od poprečnih sila i torzije (naprezanja očekivana u konstrukcijskim elementima). Horizontalni elementi vertikalnih stijena (bočna ukrućenja stupova, donje pojasnice i vertikalne rešetke su “truss” (rešetkasti) KE koji prihvaćaju samo osne sile. Čelične dijagonale rešetki i spregova su modelirane kao “tension only” KE koji mogu preuzeti samo vlačne osne sile. Uz prikaz prostornog modela (slika 12) navedene su i proračunske kombinacije za proračun graničnog stanja nosivosti u skladu s [3] za ukupno pet (5) pojedinačnih djelovanja. Opterećenja su modelirana kao koncentrirane sile u čvorovima gornjeg pojasa rešetki. Rezultati statičke analize modela (proračunske unutrašnje sile) sadržaj su priloga diplomskog rada [1].

Na slici 13 pregledno su prikazane statičke sheme pozicija, elemenata i priključaka konstrukcije za koje su provedene potrebne provjere graničnih stanja a za priključke su izrađeni i izvedbeni nacrti [1].

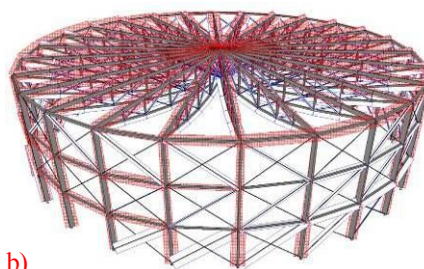


- Komb 1: 1,35(Stalno)+1,5(snijeg)
- Komb 2: 1,35(Stalno)+1,5(vjetro na krov+ vjetrom na fasadu, pritisak unutar)
- Komb 3: 1,35(Stalno)+1,5(vjetro na krov+ vjetrom na fasadu, usis unutar)
- Komb 4: 1,35(Stalno)+1,5(snijeg)+0,6*1,5(vjetro na krov+ vjetrom na fasadu, prit. unutar)
- Komb 5: 1,35(Stalno)+1,5(snijeg)+0,6*1,5(vjetro na krov+ vjetrom na fasadu, usis unutar)
- Komb 6: 1,35(Stalno)+1,5(vjetro na krov+ vjetrom na fas., prit. unutar)+0,7*1,5(snijeg)
- Komb 7: 1,35(Stalno)+1,5(vjetro na krov+ vjetrom na fas., usis unutar)+0,7*1,5(snijeg)

Slika 11: Prostorni proračunski model sa štapnim KE [1] i poprečnim presjecima za analize u programu *Staad.pro 2007* i proračunske kombinacije [1]

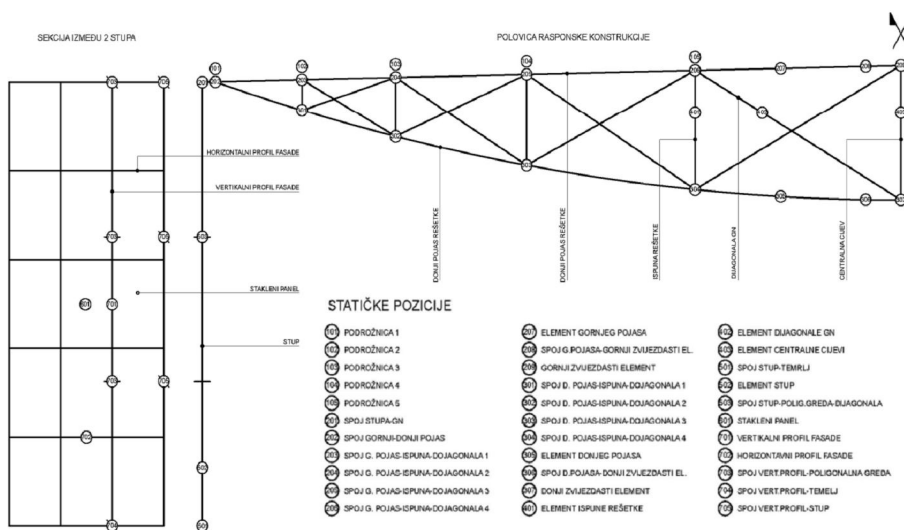


a)



b)

Slika 12: Statička analiza modela KE i opterećenja (a) i dijagrami osnih sila (b) [1]



Slika 13: Pregled statičkih pozicija [1]

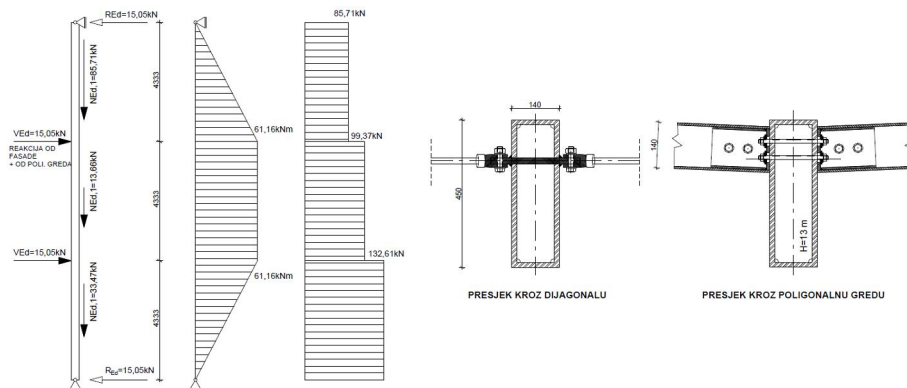
2.3.3 Glavni nosači krovne konstrukcije

Zbog prostornog nosivog koncepta konstrukcije, proračunske unutrašnje sile u elementima rešetkastih glavnih nosača razmjerno su niskih vrijednosti pa proračunskih naprezanja uglavnom ne prelaze niti 50% proračunske otpornosti:

presjek vlačnog donjeg pojasa rešetke napregnut osnom silom $F_{t,0,d} = 242,0$ kN dostiže samo 46% proračunske otpornosti, a presjek u čvoru gornjeg pojasa u provjeri otpornosti na kombinirano naprezanje osnim tlakom ($N_{c,0,d} = 203,2$ kN) i savijanjem ($M_{y,d} = 16,0$ kNm) dostiže tek 34% proračunske otpornosti. Zbog opterećenja rešetki u čvorovima i zanemariv doprinos vlastite težine savijanju, u poljima gornjeg pojasa prevladava naprezanje osnim tlakom s izvijanjem. Za najveći osni raspon polja, $L_0 = 5,4$ m (slika 10), vitkost na bočno izvijanje (za presjek širine $b = 14$ cm) za oko 10% prelazi preporučenu graničnu vitkost $\lambda_{z,max} = 120$, ali provjera stabilnosti na izvijanje [1] zadovoljava jer proračunska naprezanja dostižu 83% proračunske tlačne čvrstoće izvijanja. Za provjere posmične otpornosti presjek $b/h = 14/20$ cm ima 90%-tnu rezervu otpornosti. Tlačne vertikale od cjelovitog drva (razreda čvrstoće S10) presjeka 14/14 cm osno su napregnute silom $N_{c,0,d} = 35,6$ kN, zanemarivom za stabilnost tih elementa (mjerodavne su vertikale duljine 3,26 m) [1, 6]. Provjera otpornosti (aktivnih) vlačnih dijagonala $\varnothing 30$ mm pokazala je da proračunska sila $N_{E,d} = 32,25$ kN dostiže tek 12% granične vrijednosti [1,7].

2.3.4 Čelični stupovi konstrukcije zidova

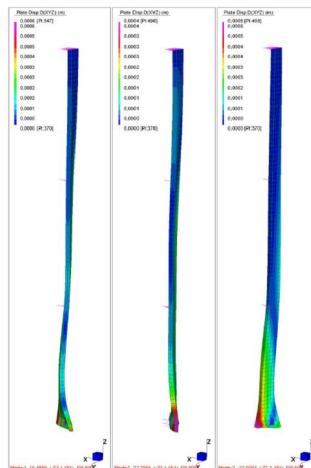
Čelični stupovi prihvaćaju vertikalno opterećenje krovišta, vertikalne komponente sila u dijagonalama spregova te horizontalna opterećenja koja se prenose preko papuče stakleno aluminijske fasade i horizontalne poligonalne grede, a bočna pridržanja su u trećinama visine (slike od 11 do 14).



Slika 14: Naprezanje stupova i priključci bočnih pridržanja i poligonalne grede [1]

Poprečni presjek stupa (slika 14, stijenke su debljine 15 mm) od čelika kvalitete S 355 je u razredu otpornosti 2, a otpornost na sve provedene provjere ne prelazi 25% proračunske otpornosti [1, 7]. Rešetka je zglobno oslonjena na gornji kraj stupa, opterećenje krova ravnomjerno se prenosi na kruti volumen, a zglobni je i donji oslonac stupa. Kako statička shema stupa ne bi izazvala

zabunu (slika 15), treba napomenuti da je ona pojednostavnjena i “izrezana” iz globalnog modela, a prikaz “kliznog” oslonca na gornjem kraju samo u funkciji naglašavanja prijenosa horizontalnih sila. Dodatno će to biti jasnije i iz daljnjeg teksta koji se bavi proračunom priključaka. Analiza stabilnosti na izvijanje stupa provedena je i u programu Strauss7 (slika 15), na modelu s pločastim KE [1]. Simulirana su bočna pridržanja u trećinama visine stupa čiji razmak odgovara visini stakla $H = 4333$ mm, koncentrirana u gornjoj polovici presjeka. Parametar vitkosti na bočno izvijanje je $\lambda_y = 133$. Stup je dimenzioniran u nedeformiranom obliku, a analiza izvijanja provedena na pojednostavnjenom modelu pri čemu nije uzet u obzir ekscentricitet zbog horizontalnog pomaka što bi svakako zahtijevalo dodatna razmatranja, izostavljena u diplomskom radu [1] na kojem se ovaj rad zasniva. Za tri su oblika izvijanja prikazana (s lijeva na desno) na slici 15 navedeni i odgovarajući faktori sigurnosti koji pokazuju koliko puta veće opterećenje element može prihvatiti. Vrijednost najmanjeg faktora sigurnosti za prvi oblik izvijanja (lijevo na slici 15) iznosi -19,6, dok za ostala dva u nizu vrijednosti iznose 22,4 i 22,0.

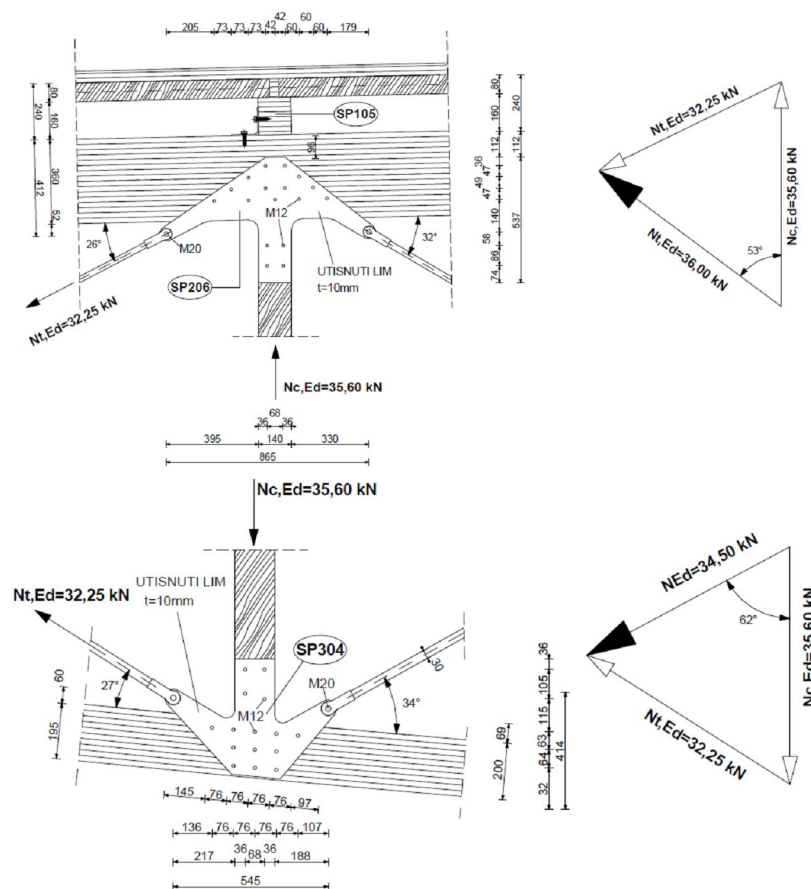


Slika 15: Pojednostavnjena analiza izvijanja čeličnog stupa u programu Strauss7 [1]

2.4 Karakteristični priključci elemenata glavne nosive konstrukcije

Tijekom izrade projekta, priključcima elemenata i dijelova ove prostorne konstrukcije posvećena je posebna pažnja jer se nastojalo pomiriti zahtjeve koji se postavljaju na njihovu mehaničku otpornost sa zahtjevima funkcionalnosti, lagane montaže i estetike. Detaljne procedure proračuna i proračunski modeli priključaka statičkih pozicija (slika 13) mogu se pronaći u diplomskom radu [1], a ovdje će se dati samo kratki pregled priključaka bitnih za razumijevanje nosivog koncepta i prijenosa sila, dopunjen nužnim objašnjenjima i prikazima.

Provjere otpornosti priljučaka provedene su u skladu s prednormom DIN ENV 1052 [6], za priključke drvenih elementa, te odgovarajućim dijelovima norme za projektiranje čeličnih konstrukcija [7, 8] za priključke čeličnih elemenata konstrukcije i za čelične dijelove priljučaka. Priključci štapova ispune rešetke na pojasnice projektirani su kao dvorezni vijčani spojevi s čeličnim limovima debljine $t = 10$ mm utorenim u drveni presjek. Zadovoljavaju vijci M12 (promjera 12 mm) klase 4.6 (slika 16).



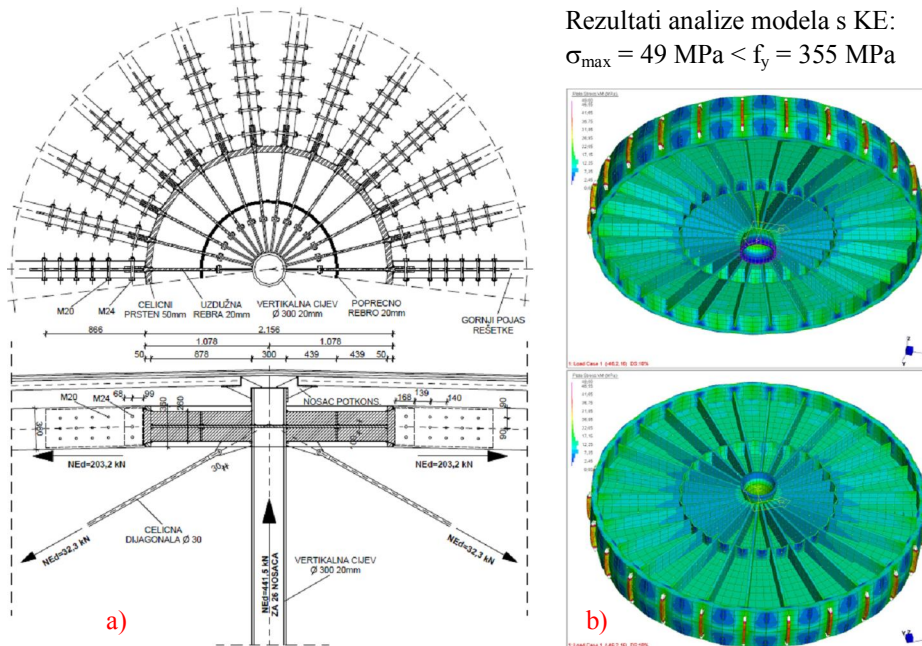
Slika 16: Presjeci kroz priključke dijagonala i vertikalne rešetke na pojasnice [1]

Štapovi ispuna napregnuti su samo osnim silama, a broj vijaka M12 ($n = 4$) za vezu utisnutog lima i drvenog presjeka ispune veći je od omjera proračunske sile u ispuni ($N_{c,Ed} = 35,6$ kN) i nosivosti vijka $\Sigma R_d = 16,7$ kN za kut $\alpha = 0^\circ$ sile prema vlaknima. Spajala su u vezi utisnutog lima i presjeka pojasnica dimenzionirana na rezultatnu proračunskih sila u štapovima ispune koji se

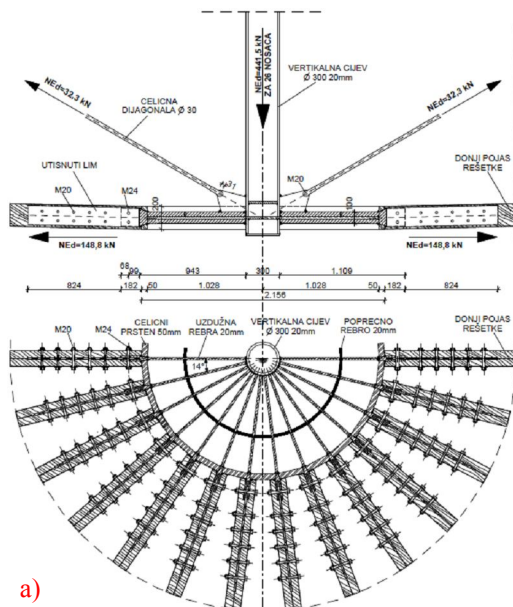
priključuju na pojas (vertikala i aktivna dijagonala). Vrijednosti i način prihvata proračunskih sila prikazani su uz rješenja priključaka (slike od 17 do 21), a detaljnija objašnjenja navedena u [1]. U proračunu nosivosti dvoreznih vijaka i određivanju razmaka (od ruba i kraja elementa te međusobno) uzet je u obzir učinak najnepovoljnijeg kuta sile koju prihvaćaju prema vlaknima: proračunska nosivost dvoreznih vijaka M12 za vezu utisnutog lima i pojasnica najmanja je moguća ($\Sigma R_d = 12,4 \text{ kN}$) za kut sile $\alpha = 90^\circ$ (slika 16). Veza dijagonala na čelični lim je standardan priključak s vilicama $2 \times 10 \text{ mm}$ i jednim dvoreznim vijkom promjera $d = 20 \text{ mm}$ (1M20). Priključci pojasnica ukupno 26 rešetki s osnim silama $N_{c,0,d} = 203,2 \text{ kN}$ (tlačni pojas) i $N_{t,0,d} = 224,4 \text{ kN}$ (vlačni donji pojas) na zrakasti element od čelika kvalitete S 355 su najsloženiji i najopterećeniji priključci konstrukcije (slike 17 i 18). Proračunska je nosivost jednog dvoreznog vijka M20 u vezi pojasnice i utisnutog čeličnog lima ($t = 10 \text{ mm}$) $\Sigma R_d = 34,9 \text{ kN}$ pa sile prihvaća 12M20 u gornjoj i 10M20 u donjoj pojasnici (slike 17 i 18). Na horizontalnu su čeličnu ploču (debljine $d = 20 \text{ mm}$) zrakastih elemenata odozgo i odozdo (slike 17.b) i 18.b) zavarena poprečna i uzdužna rebra visine 50 mm i debljine 20 mm , a na obrubni čelični prsten debljine 50 mm i visine 200 mm navarene vilice $2 \times 10 \text{ mm}$ visine 200 mm .

Rezultati analize modela s KE:

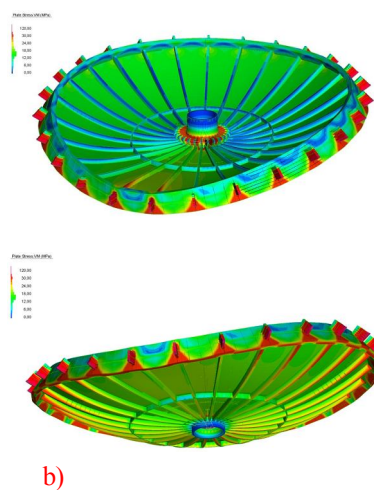
$$\sigma_{\max} = 49 \text{ MPa} < f_y = 355 \text{ MPa}$$



Slika 17: Priključak u ravni gornjeg pojasa na zrakasti čelični element (a) i (b) analiza modela s pločastim KE u programu Strauss7 [1]

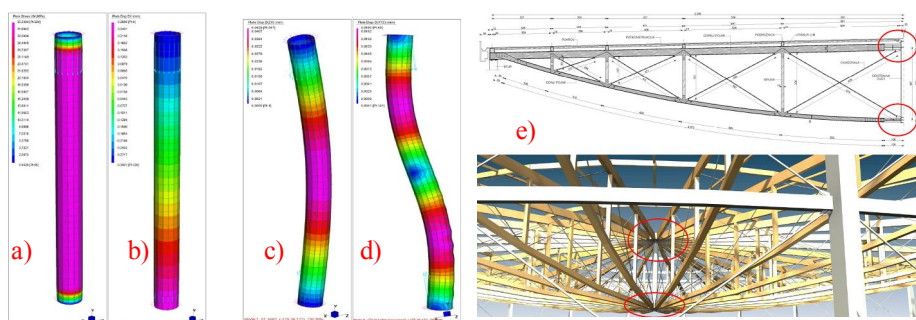


Rezultati analize modela s KE:
 $\sigma_{\max} = 120 \text{ MPa} < f_y = 355 \text{ MPa}$.



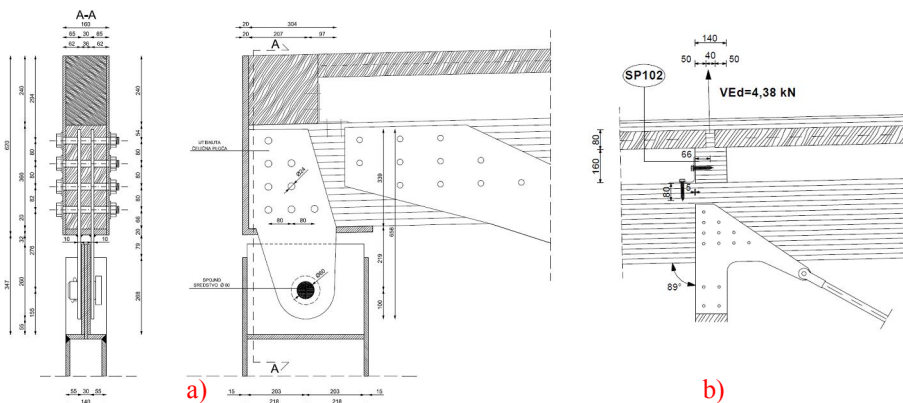
Slika 18: Priklučci u ravnini donjeg pojasa na zrakasti čelični element (a) i b) analiza modela s pločastim KE [1]

Spajala u vezi drvenog presjeka pojasnica, vilica i utisnutog čeličnog lima su vijci M24 (3M24 u gornjem i 2M24 u donjem pojasu) koji su na strani sigurnosti proračunani kao dvorezni (drvo je izuzeto), a proračunska je nosivost jednog $F_{bR,d} = 168,0 \text{ kN}$. Priklučak čelične dijagonale je uobičajen. Čelične zrakaste elemente povezuje središnja čelična cijev $\text{Ø}300/20 \text{ mm}$ (model KE analiziran je programu Strauss 7, slika 19). Vertikalni je pomak u središnjem priklučku (sredina raspona $L = 45 \text{ m}$) $u_v = 74,1 \text{ mm} < u_{v,\max} = L/300 = 150 \text{ mm}$.



Slika 19: Analiza modela KE središnje čelične cijevi za vezu zrakastih elemenata: a) napreznja, b) deformiranja, c) i d) izvijanje i (e) prikaz detalja u konstrukciji [1]

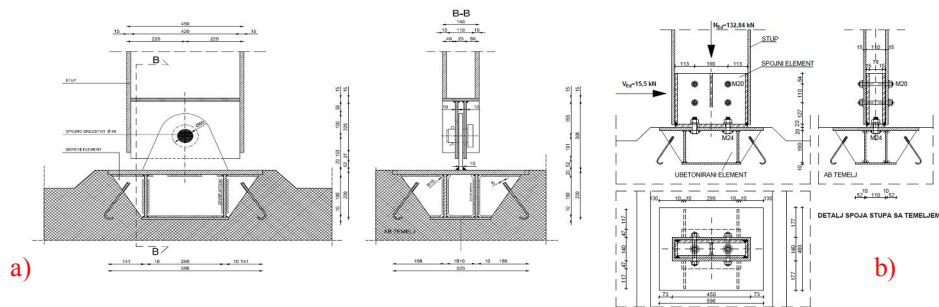
Kako su analizama modela KE proračunate vrijednosti naprezanja i deformiranja ($\sigma_{\max} = 33,34 \text{ MPa}$, $u_{\max} = 0,26 \text{ mm}$) znatno manje od graničnih, zanemarena je analiza učinaka temperature. Oblici izvijanja središnje cijevi prikazani su na slikama 19. c) i d), a najmanji je faktor izvijanja za prvi oblik i iznosi -51,36. Zglobni oslonac rešetke na čelični stup visine $H = 13 \text{ m}$ (oslanjanjem gornjeg pojasa) prikazan je na slici 20.a). Rješenje oslonca rešetke na stup mora moći osigurati ravnomjerni prijenos sila (vertikalna reakcija rešetke, $R_{v,d} = 85,17 \text{ kN}$ i horizontalna sila od opterećenja vjetrom na fasadu, $R_{v,h} = V_{E,d} = 15,05 \text{ kN}$), a kao što detalj zglobnog oslonca stupa mora omogućiti slobodnu rotaciju zbog pomaka vrha stupa i detalj oslonca rešetke mora osigurati slobodnu rotaciju od vertikalnog progiba rešetke uvećanu zbog horizontalnog pomaka vrha stupa. S pretpostavkom slobodnog oslanjanja rešetke na rasponu 45 m kut bi zaokreta iznosio oko $0,92^\circ$ (samo od vertikalnog progiba od $22,5 \text{ mm}$ zanemarujući i dodatni pomak vrha stupa). Tipsko se rješenje oslonca krovne rešetke s "boltzn" trnom $\varnothing 60 \text{ mm}$ (slika 20.a) može smatrati zadovoljavajućim sa stajališta prihvata rezultante sila i mogućnosti rotacije (od promjenjivih djelovanja i neposredno nakon montaže). Vlačni se pojas rešetke priključuje na gornji dvoreznim vijcima M20 (čeličnim lim debljine 10 mm utisnut je u drvo) za prihvat osne sile $N_{t,0,d} = 224,4 \text{ kN}$ [1]. Priključak sekundarnih nosača nalijeganjem na gornji pojas rešetke prikazan je na slici 20.b). Prihvat reakcija podrožnice od usisa vjetra riješen je vijcima za drvo promjera $\varnothing 10 \text{ mm}$ za vezu vertikalnog lima kutnika i podrožnice [1].



Slika 20: Priključci: a) rešetke na čelični stup i b) podrožnice na gornji pojas [1]

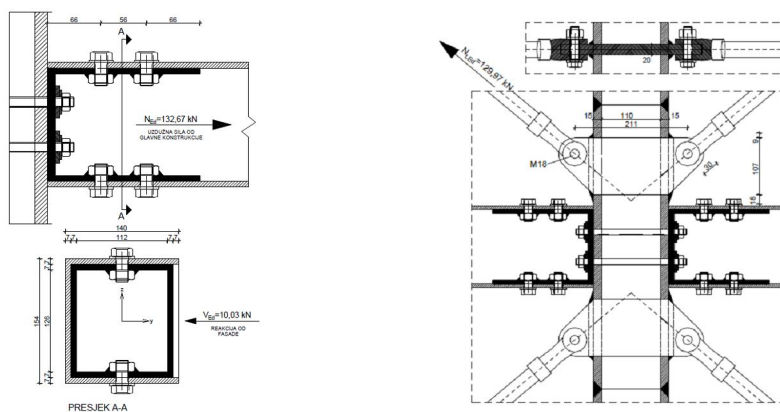
Varijante zglobnog priključka čeličnog stupa [1] na temelj (slika 21) prikazuju usvojeno (a) i razmatrano rješenje (b). Priključak treba prihvatiti reakcije (osna i poprečna sila u stupu su $N_{Ed} = 132,84 \text{ kN}$ i $V_{Ed} = 15,05 \text{ kN}$), ali i osigurati horizontalni pomak vrha stupa ($u_h = 18,7 \text{ mm} < u_{h,\max} = H/300 =$

43 mm) prema fiksnom temelju s izglednom rotacijom stupa i najvećim kutom zaokreta $\alpha_{\max} = 0,19^\circ$. Razmatrano je rješenje (slika 21.b) s podložnom pločom ($t = 20$ mm) i pločom spojnog elementa ($t = 15$ mm) od čelika kvalitete S 355 gdje vijci M24 za vezu ubetoniranog i spojnog elementa prihvaćaju poprečnu silu, a vijci M20 osnu. Osni razmak vijaka M20 od 190 mm i ovalne rupe za vijke omogućavaju pomak od 0,63 mm ($190 \text{ tg}\alpha = 0,63$ mm), ali su očite slabosti rješenja da izvedba spojnog elementa otežava rotaciju, razmaknuti vijci M24 ne mogu preuzeti momente od rotacije (bez vertikalnog otpuštanja), a ravna dodirna pločica (umjesto npr. blago zaobljene) tada ne omogućava centriranje sile. Zato je povoljnije usvojiti tipsko rješenje "boltzn" priključka (slika 21.a) s dvoreznim trnom $\varnothing 60$ mm koje je u stanju ne samo prihvatiti rezultantnu reakciju već i osigurati rotaciju potrebnu da bi se ostvario proračunani horizontalni pomak vrha stupa.



Slika 21: Zglobni oslonac čeličnog stupa na temelj: a) povoljno rješenje s klasičnim "boltzn" trnom $\varnothing 60$ mm i b) nepovoljno rješenje [1]

2.5 Prostorna stabilizacija glavne nosive konstrukcije

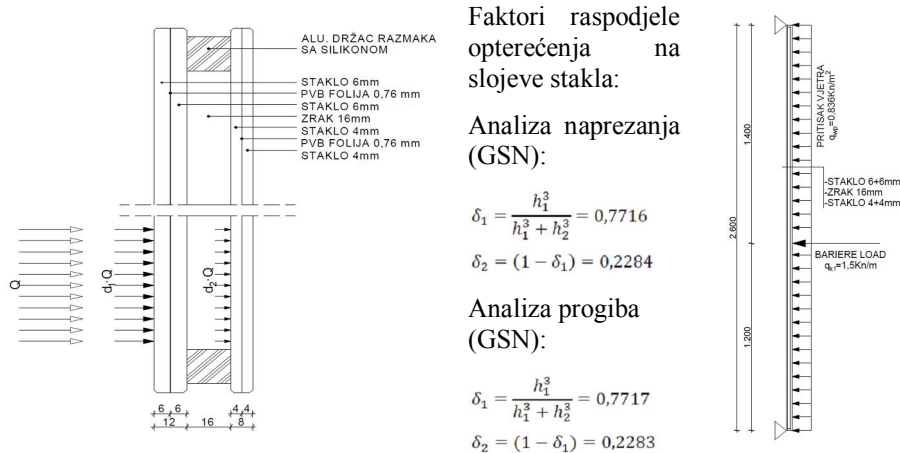


Slika 22: Priključak tlačne poligonalne grede i dijagonala sprega na čelični stup [1]

Čelični stupovi kao pojasnice, a čelične vlačne dijagonale i poligonalna tlačna grede kao ispuna, elementi su prostorne stabilizacije (spregova) [1] po oplošju vertikalnih stijena. U diplomskom radu detaljno su provedene provjere poprečnih presjeka štapova i provjere priključaka sprega prikazanih na slici 22.

3 Konstrukcija stakleno aluminijske fasade

Konstrukcija “stick” sustava fasade sastoji se od vertikalnih aluminijskih profila (oslonjeni na poligonalne grede), horizontalnih profila i četverostrano oslonjenog izolacijskog staklenog panela od dva sloja laminiranog stakla debljina 6 i 4 mm i zračnim međuslojem (16 mm), 6+6AN/16/4+4AN širine $a = 1,7$ m i visine $h = 2,6$ m [1]. Na slici 23 prikazana je statička shema stakla i karakteristična opterećenja od pritiska vjetra na fasadu (prema slici 5, $q_{w,p} = 0,836$ N/mm²) i uporabe određeno prema [9], $q_{k,1} = 1,5$ kN/m (linijsko opterećenje od pada ili naslanjanja ljudi na visini do 1,2 m od donjeg kraja). Proračunske debljine slojeva stakla ($t_1 = 12,76$ mm i $t_2 = 8,76$ mm) su $h_{ef,w} = 9,11$ mm u proračunu progiba i $h_{ef,\sigma} = 10,04$ mm u proračunu naprezanja [1, 9]. Izo-panel se ponaša kao homogeni element (hermetički zatvoren), a raspodjela opterećenja na slojeve stakla (faktori δ_1 i δ_2) proporcionalna je krutostima.



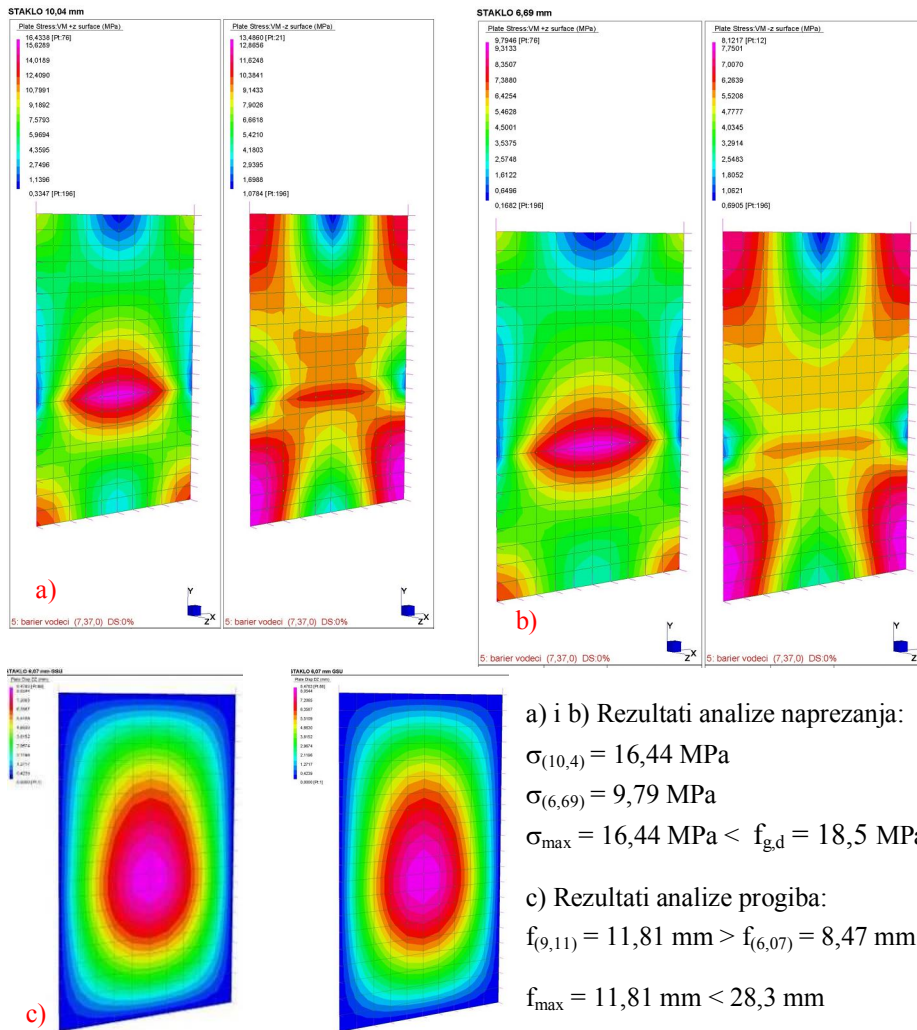
Slika 23: Statička shema panela i opterećenja stakla [1]

Naprezanja i progibi određeni su analizom modela (slika 24) s plošnim KE (u programu Strauss7) za odgovarajuće proračunske kombinacije, parcijalne faktore ($\gamma_{Q,GSN} = 1,1$ i $\gamma_{Q,GSU} = 0,9$) i kombinacijske [3] faktore (ψ) u analizi graničnih stanja (naprezanja, GSN i progiba, GSU): za GSN je mjerodavna kombinacija s pratećim vjetrom ($s \psi_{0,w} = 0,7$), a za GSU kombinacija $\psi_{1,k} \cdot q_{k,1} + \psi_{2,w} \cdot q_{w,p}$ s faktorima kombinacije $\psi_{1,k} = 0,7$ i $\psi_{2,w} = 0,2$ [1, 3].

Karakteristična je čvrstoća običnog stakla (AN) na savijanje $f_{g,k} = 45$ MPa, a proračunska je čvrstoća $f_{g,d} = 18,5$ MPa određena sljedećim izrazom:

$$f_{g,d} = k_{mod} \cdot k_{sp} \cdot f_{g,k} / \gamma_{mA} \quad (5)$$

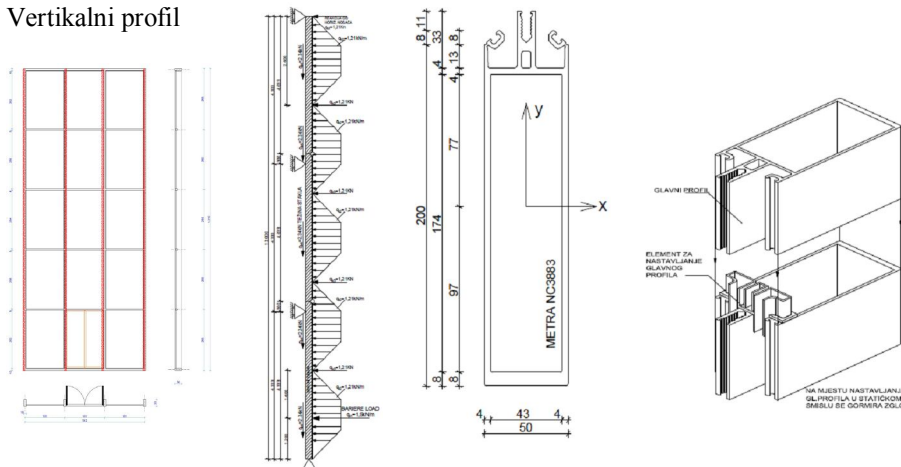
gdje je $k_{mod} = 0,74$ faktor izmjene za kratkotrajno opterećenje (vjetar), $k_{sp} = 1,0$ faktor površine stakla i $\gamma_{mA} = 1,8$ parcijalni faktor sigurnosti za staklo. Granični je progib stakla (za kraću stranicu) $a / 60 = 1700 / 60 = 28,3$ mm.



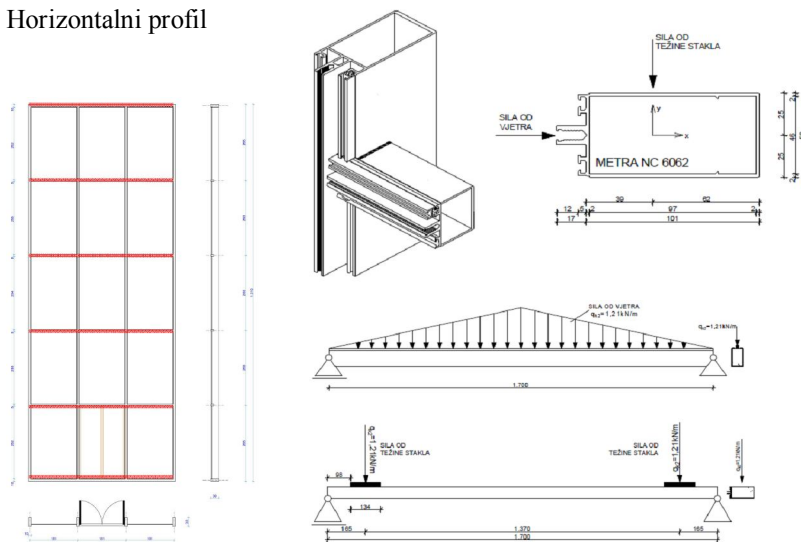
Slika 24: Model KE i analize naprezanja (a) i b) i c) progiba stakla [1]

Vertikalni i horizontalni aluminijski profili čije su proračunske sheme i presjeci prikazani na slici 25, su od kovane aluminijske legure EN-AW 6063 T6 [10]. Granica proporcionalnosti je $f_{0,2} = 160$ MPa, vlačna čvrstoća $f_u = 195$ MPa, a parcijalni faktori za materijal su $\gamma_{M1} = 1,1$ i $\gamma_{M2} = 1,25$ (za vlačno napregnute elemente).

Vertikalni profil



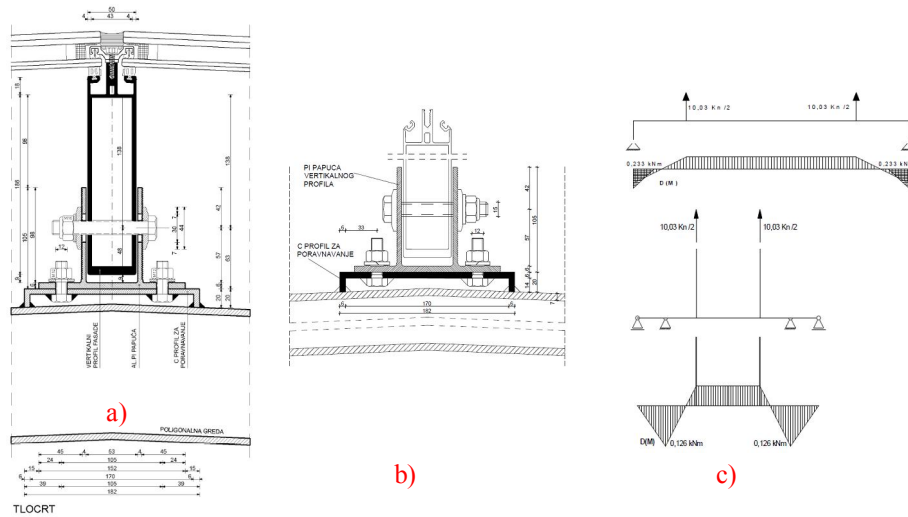
Horizontalni profil



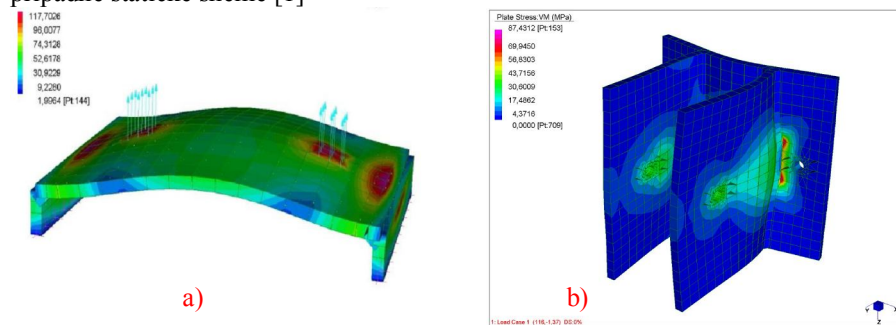
Slika 25: Proračunske sheme vertikalnog i horizontalnog aluminijskog profila [1]

Poprečni presjek vertikalnog profila razvrstan je razred otpornosti 2 [10]. Za dimenzioniranje je mjerodavna provedena provjera izvijanja (prema normi BS 8118) s parametrom vitkosti na bočno izvijanje $\lambda_y = 133 > 130$ i omjerom

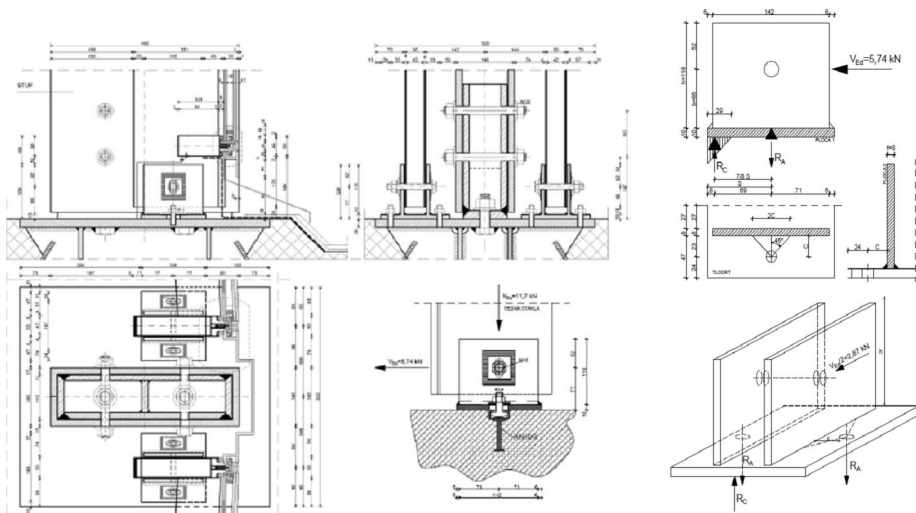
proračunskog momenta savijanja i otpornosti na izvijanje $M_{E,d} / M_{R,d} = 0,82$ [1]. Poprečni presjek horizontalnog profila koji prihvaća vlastitu težinu i težinu stakla savijanjem oko slabije osi $-x$, a opterećenje vjetrom savijanjem oko jače osi $-y$, razvrstan je u razred otpornosti 3 za savijanje oko obje osi. U provjeri otpornosti na koso savijanje, presjek dostiže 36% proračunske otpornosti [1]. U diplomskom radu provedene su detaljne provjere za oba karakteristična profila i za priključke vertikalnih profila na glavnu konstrukciju: na poligonalnu gredu (slike 26 i 27) i na podlogu (slika 28), te priključak na čelični stup (slika 29). Provjere su provedene u skladu s nadležnom normom [10] i upotpunjene analizama KE modela. Detaljnija su objašnjenja navedena u [1].



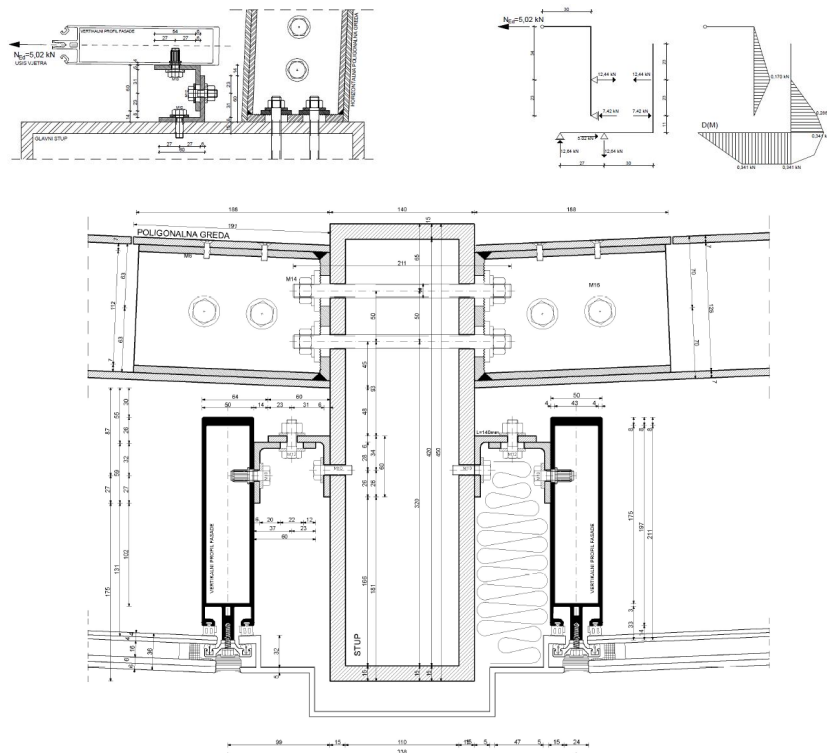
Slika 26: Priključak vertikalnog aluminijskog profila na poligonalnu gredu a); b) i c) pripadne statičke sheme [1]



Slika 27: Analiza naprezanja modela KE za C-profil od čelika kvalitete S 355 (a), $\sigma_{max} = 117,1 \text{ MPa} < f_y$ i b) PI-papuču, $\sigma_{max} = 87,43 \text{ MPa} < f_0 = 160 \text{ MPa}$ [1]



Slika 28: Priključak vertikalnog aluminijskog profila na podlogu [1]



Slika 29: Priključak vertikalnog aluminijskog profila na čelični stup [1]

Podloga za tzv. PI papuču vertikalnog aluminijskog profila poravnava se C-profilom, vijcima pričvršćenim za poligonalnu gredu (slike 26.b) i c).

4 Zaključak

Na početku rada predstavljeno je rješenje izvedene konstrukcije koja je bila podlogom za izradu diplomskog rada ("Bünder Arena"). U ovom smo tekstu željeli pokazati kako od naizgled manjih preinaka estetike izvorne konstrukcije nastaje potpuno novo arhitektonsko i konstrukcijsko rješenje. Predstavljanjem pojednostavnjenog postupka projektiranja u kojem su glavna konstrukcija i stakleno aluminijska ovojnica ravnopravni dijelovi cjelovitog prostornog rješenja nastojali smo naglasiti važnost razumijevanja međuovisnosti glavne nosive konstrukcije i njene ovojnice. Izbor konstrukcije prostornog koncepta koja pritom ima i poseban oblik, a svakako nije tipsko rješenje, shvatili smo i kao izazov u modeliranju, tumačenju rezultata i njihovoj primjeni pri proračunu elemenata, dijelova konstrukcije i svakako detalja koji su u svakoj štapastoj konstrukciji iznimno bitni i važni za njeno ponašanje.

Literatura

- [1] Červar Josip: Sportska dvorana s prostornom drvenom rešetkastom konstrukcijom krova i stakleno aluminijskom fasadom., *Diplomski rad*, Rijeka, 2010.
- [2] Herzog Thomas; Nattere Julius, Schweitzer Ronald; Volz Michael; Winter Wolfgang: *Holzbau Atlas*: Birkhäuser – verlag for Architectur, Basel, 2003, ISBN 3-7643-6984-1
- [3] EN 1990:2002. Basis of structural design, CEN Brussels, 2002
- [4] EN 1991-1-3:2003. Actions on structures - General actions - Part 1-3: Snow loads, CEN Brussels, 2003.
- [5] EN 1991-1-4:2005. Actions on structures - General actions - Part 1-4: Wind actions, CEN Brussels, 2005.
- [6] DIN ENV 1052:2000, Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken. Allgemeine Bemessungsregeln und Bemessungsregeln für den Hochbau, DIN Berlin 2004
- [7] EN 1993-1-1:2005. Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings, CEN Brussels, 2005.
- [8] EN 1993-1-8:2005. Design of steel structures – Part 1-8: Design of joints, CEN Brussels, 2005
- [9] prEN 13474-3:2008. Glass in building, CEN Brussels, 2008
- [10] EN 1999-1-1:2007. Design of aluminium structures – Part 1-1: General structural rules, CEN Brussels, 2007