

Proračun čelične konstrukcije prostorne rešetke iznad tribine nogometnog stadiona

Smlatić, Emina

Master's thesis / Diplomski rad

2022

Degree Grantor / Ustanova koja je dodijelila akademski / stručni stupanj: **University of Rijeka, Faculty of Civil Engineering / Sveučilište u Rijeci, Građevinski fakultet**

Permanent link / Trajna poveznica: <https://um.nsk.hr/um:nbn:hr:157:912280>

Rights / Prava: [In copyright](#) / [Zaštićeno autorskim pravom.](#)

Download date / Datum preuzimanja: **2025-04-03**



Repository / Repozitorij:

[Repository of the University of Rijeka, Faculty of Civil Engineering - FCERI Repository](#)



image not found or type unknown

**SVEUČILIŠTE U RIJECI
GRAĐEVINSKI FAKULTET**

Emina Smlatić

Proračun čelične konstrukcije prostorne rešetke iznad tribine nogometnog stadiona

Diplomski rad

Rijeka, 2022.

**SVEUČILIŠTE U RIJECI
GRAĐEVINSKI FAKULTET**

**Diplomski sveučilišni studij građevinarstva
Konstrukcije
Lagane konstrukcije**

**Emina Smlatić
JMBAG: 0114031034**

Proračun čelične konstrukcije prostorne rešetke iznad tribine nogometnog stadiona

Diplomski rad

Rijeka, rujan 2022.

IZJAVA

Završni/Diplomski rad izradio/izradila sam samostalno, u suradnji s mentorom/mentoricom i uz poštivanje pozitivnih građevinskih propisa i znanstvenih dostignuća iz područja građevinarstva. Građevinski fakultet u Rijeci je nositelj prava intelektualnog vlasništva u odnosu na ovaj rad.

Emina Smlatić

U Rijeci, 16. rujan 2022.

ZAHVALA

Zahvaljujem se svojoj mentorici, profesorici dr.sc. Paulini Krolo d.i.g. na prenesenom znanju i pomoći prilikom izrade diplomskog rada. Također se zahvaljujem tvrtki Palijan d.o.o. na ustupljenim podlogama za izradu ovog diplomskog rada.

Najveća zahvala ide mojoj porodici koja mi je omogućila ovo studiranje i bila najveća podrška svih ovih godina.

SAŽETAK

U ovom diplomskom radu napravljen je proračun prostorne rešetke čelične nadstrešnice koja natkriva tribine nogometnog stadiona Rujevica u Rijeci. Izrađen je model konstrukcije zadane prostorne rešetke u programima SketchUp i AutoCad, koji je nakon toga statički analiziran i dimenzioniran u programu Autodesk Robot Structural Analysis Professional. Provedena je analiza stalnih djelovanja, te promjenjivih djelovanja snijega i vjetra na osnovu kojih su dobivene proračunske kombinacije djelovanja za provjeru graničnog stanja nosivosti i graničnog stanja uporabljivosti. Nakon provedenih proračuna i nakon što su dimenzionirani svi elementi konstrukcije, također su dimenzionirani priključci u konstrukciji.

Ključne riječi: nadstrešnica, prostorna rešetka, čelična konstrukcija, proračun, granična stanja, dimenzioniranje konstrukcije, stadion.

ABSTRACT

In this master's thesis, the calculation of the space truss of the steel canopy covering the stands of the football stadium Rujevica in Rijeka was made. A model of the structure of the default space truss was created in the SketchUp and AutoCad programs, which was then statically analyzed and dimensioned in the Autodesk Robot Structural Analysis Professional program. An analysis of permanent effects and variable effects of snow and wind was carried out, based on which calculation combinations of effects were obtained for checking the limit state of load capacity and the limit state of serviceability. After the calculations have been carried out and after all the elements of the structure have been dimensioned, the connections in the structure are also dimensioned.

Keywords: canopy, member truss, steel structure, calculation, limit states, dimensioning of the structure, stadium .

Sadržaj

1.	UVOD	1
2.	TEHNIČKI OPIS	2
3.	PROGRAM KONTROLE I OSIGURANJA KVALITETE	3
3.1.	Opće odredbe	3
3.2.	Uvjeti za izradu čelične konstrukcije	3
4.	ANALIZA DJELOVANJA NA KONSTRUKCIJU	8
4.1.	Stalno djelovanje.....	8
4.2.	Djelovanje snijega	8
4.3.	Djelovanje vjetra	10
5.	KOMBINACIJE DJELOVANJA ZA GSN i GSU	22
5.1.	GSN – Granično stanje nosivosti.....	23
5.2.	GSU – Granično stanje uporabljivosti.....	24
6.	PRORAČUN KONSTRUKCIJE	25
6.1.	Prikaz djelovanja na konstrukciju.....	25
6.2.	Dimenzioniranje elemenata konstrukcije	27
6.3.	Dokaz graničnog stanja uporabljivosti	45
7.	DIMENZIONIRANJE SPOJEVA	46
7.1.	Priključak stupa na AB temelj	47
7.2.	Priključak stupa i gornjeg pojasa rešetke.....	49
7.3.	Priključak stupa i rešetke	51
8.	ZAKLJUČAK	53
9.	LITERATURA.....	54
	PRILOZI 55	

POPIS SLIKA

Slika 1. Zapadna tribina Stadiona Rujevica [2]	1
Slika 2. Karta snježnih područja RH [HRN EN-1991-1-3] [4].....	8
Slika 3. Karta osnovnih brzina vjetra za RH [HRN EN-1991-1-4][6].....	11
Slika 4. Vjetrovne zone za zidove pravokutne građevine [6]	14
Slika 5. Tok zraka preko krova nadstrešnice [6].....	15
Slika 6. Vjetrovne zone za ravni krov nadstrešnice – transversalni smjer vjetra	16
Slika 7. Tlocrtni prikaz vjetrovnih zona - transversalni smjer vjetra	16
Slika 8. Presjek A-A.....	18
Slika 9. Presjek B-B	18
Slika 10. Vjetrovne zone za ravni krov nadstrešnice.....	19
Slika 11. Tlocrtni prikaz vjetrovnih zona – longitudinalni smjer vjetra	19
Slika 12. Presjek A-A.....	21
Slika 13. Presjek B-B	21
Slika 14. Model konstrukcije u Autodesk Robot SAP programu	25
Slika 15. Djelovanje vlastite težine elemenata konstrukcije	26
Slika 16. Djelovanje stalnog opterećenja na konstrukciju (pokrov + instalacije).....	26
Slika 17. Djelovanje snijega na konstrukciju	26
Slika 18. Djelovanje vjetra u poprečnom smjeru na konstrukciju.....	27
Slika 19. Djelovanje vjetra u uzdužnom smjeru na konstrukciju	27
Slika 20: Maksimalna sila u gornjem pojasu rešetke	27
Slika 21. Poprečni presjek HEB 300	28
Slika 22. Maksimalna sila u donjem pojasu rešetke.....	29
Slika 23. Poprečni presjek HEM 300.....	29
Slika 24. Maksimalna sila ispune rešetke	32
Slika 25. Poprečni presjek TRON 139x6,3	32
Slika 26. Maksimalna sila u stupu	35
Slika 27. Poprečni presjek HEM 300	36
Slika 28. Maksimalna sila u elementu br. 465.....	39
Slika 29. Poprečni presjek TRON 219x4,5	39
Slika 30. Maksimalne sile u dijagonalnom nosaču	42
Slika 31. Poprečni presjek TRON 139x6,3	42
Slika 32. Položaj oslonaca na konstrukciji	46
Slika 33. Prikaz čvora 441	46
Slika 34. Pozicija najopterećenijeg čvora na spoju stupa na AB temelj	47
Slika 35. 3D model priključka stupa na AB temelj.....	47
Slika 36. Spoj stupa i gornjeg pojasa rešetke	49
Slika 37. 3D model priključka stupa i gornjeg pojasa rešetke	50
Slika 38. Spoj stupa i rešetke.....	51
Slika 39. 3D model priključka stupa i rešetke	52

POPIS TABLICA

Tablica 1. Opterećenje snijegom za snježna područja s pripadajućim nadmorskim visinama	9
Tablica 2. Kategorije terena i parametri terena [HRN EN-1991-1-4][6].....	12
Tablica 3. Vrijednost koeficijenta vanjskog tlaka za vertikalne zidove [HRN EN-1991-1-4][6]	14
Tablica 4. Koeficijenti vanjskog pritiska za ravni krov nadstrešnice [6]	15
Tablica 5. Maksimalni progib koji se javlja u rešetci	45

1. UVOD

Stadion Rujevica je stadion hrvatskog nogometnog kluba Rijeka. Stadion je zamišljen kao „privremeni dom“ kluba dok se ne rekonstruira i ne izgradi novi stadion na mjestu već postojećeg stadiona Kantrida. Plan je da nakon završetka radova na novom stadionu Kantrida, stadion Rujevica postane dio trening kampa kluba. Izgradnja je započela u rujnu 2014. godine, a službeno je otvoren u kolovozu 2015. godine. U tom periodu su izgrađeni: zapadna tribina, ujedno i glavna tribina, koja je potpuno pokrivena krovom i istočna tribina. S južne strane je bila jedna manja tribina s nekoliko redova i ostali tereni kompleksa s pogledom na more, dok se na sjevernoj strani nalazilo brdo. 2017. godine se pristupilo rekonstrukciji i dogradnji sjeverne tribine kako bi se povećao kapacitet stadiona. Nakon dogradnje kapacitet stadiona je 8279 mjesta. Projekt stadiona radio je riječki ured ZDL arhitekti, a za projekt konstrukcije je zadužena tvrtka Palijan d.o.o. [1]

U ovom diplomskom radu cilj je bio napraviti proračun čelične konstrukcije prostorne rešetke iznad tribine na stadionu na Rujevici. U pitanju je bio proračun zapadne, tj. glavne tribine, prikazana na Slici 1, koja je jedina natkrivena na stadionu. Ovu nadstrešnicu odlikuje njen način projektiranja i po tome je jako specifična. Nadstrešnica je prvo modelirana kao prostorna rešetka u računalnom programu SketchUp, a potom je statički analizirana i dimenzionirana u računalnom programu Autodesk Robot Structural Analysis Professional. Upotrijebljeni profili su zadovoljili granična stanja nosivosti i uporabivosti.



Slika 1. Zapadna tribina Stadiona Rujevica [2]

2. TEHNIČKI OPIS

Lokacija konstrukcije

Zadana prostorna rešetkasta konstrukcija se nalazi u Rijeci, točnije na Rujevici, a namijenjena je za izradu nadstrešnice tribine na stadionu. Konstrukcija se nalazi na nadmorskoj visini od 12 mnm, te se nalazi u I snježnoj zoni prema karti snježnih područja Republike Hrvatske i u II zoni područja vjetra.

Dimenzije konstrukcije

Tlocrtne dimenzije konstrukcije su 26,34 m x 126,6 m. Visina jednog glavnog nosača je 18,05 m. Gornji pojas krova je širi od donjeg pojasa i to s jedne strane za 2 x 3,10 m, a s druge strane za 2 x 2,30 m.

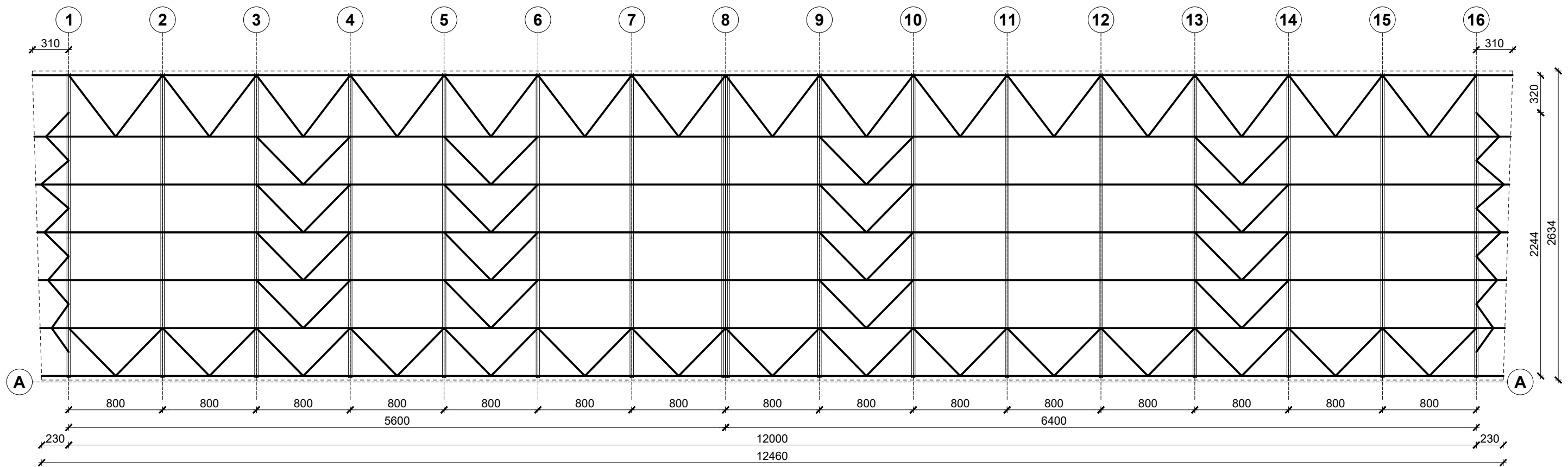
Nosiva konstrukcija

Nosivu konstrukciju krova nadstrešnice čini prostorna rešetka koja se sastoji od gornjeg i donjeg pojasa i od elemenata koji čine ispunu. Dimenzije gornjeg i donjeg pojasa se razlikuju po dimenzijama. Konstrukciju osim krova, čini još 16 glavnih nosača koji se nalaze na rasteru od po 8,0 m i oni cjelokupnu konstrukciju povezuju s tlom. Poprečni presjeci konstrukcije su definirani projektom konstrukcije te preuzeti su iz podloga koje je ustupila tvrtka Palijan d.o.o. Vrste poprečnih presjeka koje su korištene za izradu konstrukcije su: HEA 180, HEA 300, HEB 300, HEM 300, IPE 120, TCAR 120 x 5, TCAR 140 x 6,3, TCAR 150 x 8, TCAR 150 x 10, TCAR 180 x 8, TRON 114 x 5, TRON 139 x 6,3, TRON 219 x 4,5. Za izvedbu glavnih nosača i podrožnica korištena je kvaliteta čelika S355, a za gornji i donji pojas, te za ispunu je korištena je kvaliteta čelika S235.

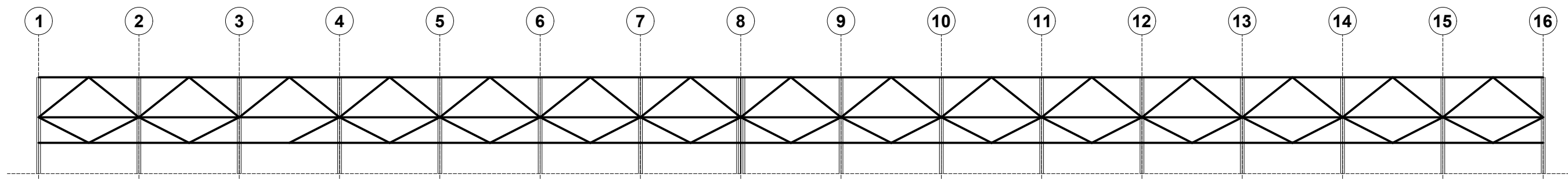
Pokrov konstrukcije

Za pokrov konstrukcije korištene su polikarbonatne Lexan ploče.

Tlocrt



Pogled A-A



G F GRADEVINSKI FAKULTET, SVEUČILIŠTE U RIJECI			
Diplomski rad PRORAČUN ČELIČNE KONSTRUKCIJE PROSTORNE REŠETKE IZNAD TRIBINE NOGOMETNOG STADIONA		Sadržaj nacрта DISPOZICIJA	
Student: Emina Smlatić		Kolegij: LAGANE KONSTRUKCIJE	
Mentor: dr. sc. Paulina Krolo	Datum: 14.09.2022.	Mjerilo: 1:10	List: 1

3. PROGRAM KONTROLE I OSIGURANJA KVALITETE

3.1. Opće odredbe

3.1.1. Odstupanje od projektne dokumentacije

Svi građevinski radovi koji se izvode moraju biti provedeni u skladu sa napravljenom projektnom dokumentacijom, važećim hrvatskim normama i pravilima struke. U slučaju da dođe do neizbježnih promjena ili odstupanja od projektne dokumentacije izvođač je dužan prije izvođenja radova obavijestiti nadzornog inženjera koji mu daje pismenu suglasnost za izvođenje, ali koji je prije toga dužan procijeniti je li potrebno pribavljati pismenu suglasnost od projektanta, tj. je li potrebno raditi nadopunu ili izmjenu projektne dokumentacije.

3.1.2. Kontrola materijala prije ugradnje

Svi materijali koji se upotrebljavaju za izvođenje radova, kao i oprema i strojevi moraju biti certificirani u skladu s važećim Zakonom o prostornom uređenju i gradnji, posebnim propisima ili ispravama proizvođača. Nakon istovara materijala na gradilište, nadzorni inženjer dužan je materijal pregledati i opisati njegovo stanje u građevinski dnevnik. Kontrola kvalitete materijala prije ugradnje vrši se pregledom navedenih proizvođačkih dokaza. Također je potrebno prekontrolirati materijale i vizualno, probnim opterećenjem i drugim metodama. Ukoliko materijal ne zadovoljava kriterije kvalitete predviđene prema projektu, te ukoliko nije u skladu sa odgovarajućim Hrvatskim normama, izvođač je dužan nabaviti drugi odgovarajući materijal na zahtjev građevinskog inženjera.

3.2. Uvjeti za izradu čelične konstrukcije

Izvođenje radova povjerava se izvođaču koji ima odgovarajuće iskustvo i reference u izvedbi sličnih konstrukcija. Također, dužnost investitora je da osigura stručni nadzor prilikom izvođenja radova. Projektnom dokumentacijom predviđena je vrsta i kvaliteta materijala od kojeg treba izraditi konstrukciju. Odstupanja u kvaliteti materijala može odobriti jedino projektant konstrukcije.

Prije početka radova izvođač mora nadzornom inženjeru predložiti sljedeću važeću dokumentaciju:

- uvjerenja o kvaliteti osnovnog i dodatnog materijala, sredstava za spajanje te sredstava za antikorozijsku zaštitu,
- uvjerenje o podobnosti pogona za izvođenje zavarivačkih radova,
- uvjerenje zavarivača koji će raditi na izradi konstrukcije za vrstu zavarivačkih radova koja će se primjenjivati, za traženu debljinu, materijal i položaj zavarivanja,
- specifikacija postupaka zavarivanja i odobrenje o primjeni postupaka zavarivanja,
- uvjerenje o ispravnosti strojeva za izvođenje zavarivačkih radova,
- plan izvođenja zavarivačkih radova,
- uvjerenje o podobnosti izvođača za izvođenje antikorozijske zaštite,
- ovlaštenje svih odgovornih osoba u sustavu interne kontrole izvođača,
- plan rada interne kontrole izvođača.

Navedena dokumentacija sastavni je dio dokumentacije za tehnički pregled. Pri montaži i izradi konstrukcije izvođač radova nužno mora voditi zakonom propisane građevinske dnevnikе koje mora pregledati i ovjeriti nadzorni inženjer. Ako se dogodi da materijal za izradu konstrukcije na gradilište dolazi tijekom izrade konstrukcije, tada je potrebno nadzornom tijelu predložiti odgovarajuća uvjerenja o kvaliteti.

3.2.1. Propisi

Propisi čine sastavni dio tehničke dokumentacije. Oni sadrže određene zahtjeve za montažu i izradu konstrukcijskih čeličnih elemenata te njihovo međusobno spajanje. Potrebno je pridržavati se svih normi i propisa navedenih u projektu te poštovati pravila kvalitetne i dobre izvedbe.

3.2.2. Opće napomene za izradu čelične konstrukcije u radionici

Jako je važno precizno odraditi postupak rezanja elemenata. Tijekom samog postupka rezanja elemenata postoji mogućnost pojave lokalnih zarezova, pogotovo kod vlačno napreznih čeličnih elemenata. Svakilokalni zarez treba sanirati tj. dovariti i izbrusiti. Svaki element konstrukcije treba biti izrađen u granicama dopuštenih odstupanja. U slučaju da dođe do premašivanja granične vrijednosti odstupanja, tada je potrebno zatražiti dopuštenje projektanta na izvedeno stanje.

Prilikom obavljanja zavarivačkih radova potrebno je osigurati konstantnu kontrolu prije, tijekom i nakon izvedenih radova. Važno je kvalitetno pripremiti površinu zavarivanju, tj. da bude bez masnoća ili drugih prljavština. Nakon izvedenih radova potrebno je obaviti dimenzionalnu i vizualnu kontrolu te kontrole koje su predviđene projektom. Pri samom izvođenju zavarivačkih radova potrebno je paziti da konstrukcija nakon hlađenja ne poprimi neželjeni deformirani oblik. Nije dopušteno zavarivanje na temperaturi nižoj od 0°.

3.2.3. Elementi konstrukcije

Elementi konstrukcije moraju biti izrađeni prema svim uputama, specifikacijama i crtežima koji su dani u ovom dijelu projekta.

3.2.4. Materijali za izradu konstrukcije

Materijali koji se koriste za izradu konstrukcijskih elemenata navedeni su u statičkom proračunu i na priloženim radioničkim nacrtima. Materijal koji se upotrebljava pri izradi konstrukcijskih elemenata mora sadržavati pripadajuće uvjerenje o kvaliteti, te se na osnovnom materijalu mora označiti broj šarže i lima sa uvjerenja. Kod elemenata koji su osjetljivi na umor materijala, prijenos osnovnih podataka vrši se bez utiskivanja oznaka.

3.2.5. Antikorozijska zaštita

Antikorozijska zaštita nanosi se prema zahtjevanim propisima koji su zadani u projektu. Posebnu pozornost se obraća na vlažnost zraka i temperaturu. Nakon što se nanese svaki sloj, potrebno je provjeriti prionjivost i debljinu nanesenih slojeva premaza.

3.2.6. Protupožarna zaštita

Protupožarna zaštita nanosi se isključivo prema zahtjevima projekta, propisima i uputama proizvođača. Posebnu pažnju treba obratiti na to da li je površina čista i suha. Nakon što se nanese svaki sloj, potrebno je provjeriti prionjivost i debljinu nanesenih slojeva premaza.

3.2.7. Prijem čeličnih konstrukcijskih elemenata

Prijem čeličnih konstrukcijskih elemenata obavlja se prema radioničkim nacrtima i specifikacijama u radionici prije isporuke na gradilište. Prilikom prijema radova potrebno je dostaviti na uvid sljedeću dokumentaciju:

- dnevnik izrade u radionici,
- dnevnik zavarivačkih radova u radionici,
- dnevnik nanošenja antikorozijske zaštite,
- dnevnik zavarivačkih radova u radionici,
- radioničke nacрте sa specifikacijama,
- izvješće interne kontrole o kvaliteti izvedbe radova,
- kompletnu dokumentaciju sa primopredaje konstrukcije u radionici,
- projekt montaže,
- radioničke nacрте sa specifikacijama,
- dnevnik izvođenja radova na montaži,
- dnevnik zavarivačkih radova na montaži,
- dnevnik izvođenja antikorozijske zaštite,
- dnevnik izvođenja protupožarne zaštite,
- izvješće interne kontrole o kvaliteti izvedenih radova,
- uvjerenja o kvaliteti dodatnog materijala, sredstava za spajanje te sredstava za antikorozijsku i protupožarnu zaštitu,
- uvjerenje o podobnosti izvođača za izvođenje radova na montaži,
- uvjerenje zavarivača koji će raditi na izradi i montaži konstrukcije za vrstu zavarivačkih radova koja će se primjenjivati, za traženu debljinu, materijal i položaj zavarivanja,

- specifikacija postupaka zavarivanja i odobrenje o primjeni postupaka zavarivanja,
- uvjerenja o ispravnosti strojeva za izvođenje zavarivačkih radova,
- plan izvođenja zavarivačkih radova,
- uvjerenje o podobnosti izvođača za izvođenje antikorozijske zaštite,
- uvjerenje o podobnosti izvođača za izvođenje protupožarne zaštite,
- ovlaštenja svih odgovornih osoba u sustavu interne kontrole izvođača,
- plan rada interne kontrole izvođača.

Opterećenje snijegom na površini krova određuje se sljedećim izrazom:

$$s = \mu_i * C_e * C_t * s_k$$

Gdje je:

s – djelovanje snijega na krovu,

μ_i – koeficijent oblika opterećenja snijegom,

C_e – koeficijent izloženosti,

C_t – toplinski koeficijent,

s_k – karakteristična vrijednost opterećenja snijegom na tlu.

Tablica 1. Opterećenje snijegom za snježna područja s pripadajućim nadmorskim visinama

[HRN EN-1991-1-3][4]

Nadmorska visina do [m]	1. područje – priobalje i otoci [kN/m ²]	2. područje – zalede Dalmacije, Primorja i Istre [kN/m ²]	3. područje – kontinentalna Hrvatska [kN/m ²]	4. područje – gorska Hrvatska [kN/m ²]
100	0,50	0,75	1,00	1,25
200	0,50	0,75	1,25	1,50
300	0,50	0,75	1,50	1,75
400	0,50	1,00	1,75	2,00
500	0,50	1,25	2,00	2,50
600	0,50	1,50	2,25	3,00
700	0,50	2,00	2,50	3,50
800	0,50	2,50	2,75	4,00
900	1,00	3,00	3,00	4,50
1 000	2,00	4,00	3,50	5,00
1 100	3,00	5,00	4,00	5,50
1 200	4,00	6,00	4,50	6,00
1 300	5,00	7,00		7,00
1 400	6,00	8,00		8,00
1 500		9,00		9,00
1 600		10,00		10,00
1 700		11,00		11,00
1 800		12,00		

Karakteristična vrijednost opterećenja snijegom na tlu za zadano područje prema Tablici 1 iznosi:

$$s_k = 0,50 \text{ kN/m}^2$$

Vrijednosti za koeficijent izloženosti i toplinski koeficijent se određene u nacionalnom dodatku i iznose:

$$C_e = 1,0$$

$$C_t = 1,0$$

Vrijednost koeficijenta oblika opterećenja snijegom (aproksimira se da je krov ravan) iznosi:

$$\mu_i = 0,8$$

Proračunska vrijednost opterećenja snijega po površini krova iznosi:

$$s = \mu_i * C_e * C_t * s_k = 0,8 * 1,0 * 1,0 * 0,5 = 0,4 \text{ kN/m}^2$$

4.3. Djelovanje vjetra

Djelovanje vjetra na konstrukciju određeno je sukladno normi HRN EN 1991-1-4:2012 [5] i nacionalnom dodatku HRN EN 1991-1-4:2012/NA:2012 [6].

Proračun osnovne brzine vjetra izvodi se prema sljedećem izrazu:

$$v_b = C_{dir} * C_{season} * v_{b,0}$$

Gdje je:

C_{dir} – faktor smjera djelovanja vjetra,

C_{season} – faktor godišnjeg doba pojave vjetra,

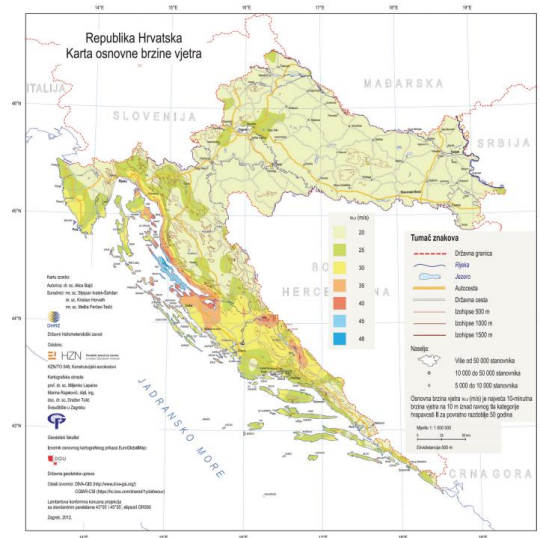
$v_{b,0}$ – temeljna vrijednost osnovne brzine vjetra.

Faktor smjera djelovanja vjetra i faktor godišnjeg doba pojave vjetra su određeni nacionalnim dodatkom i iznose:

$$C_{dir} = 1,0$$

$$C_{season} = 1,0$$

Temeljna vrijednost osnovne brzine vjetra ovisi o geografskom položaju objekta i njena vrijednost je također određena prema karti koja se nalazi u nacionalnom dodatku HRN EN 1991-1-4:2012/NA:2012 [6].



Slika 3. Karta osnovnih brzina vjetra za RH [HRN EN-1991-1-4][6]

Temeljna vrijednost osnovne brzine vjetra za lokaciju konstrukcije koja se nalazi u Rijeci, Primorsko – goranska županija (Slika 3) iznosi $v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$.

Osnovna brzina vjetra:

$$v_b = C_{dir} * C_{season} * v_{b,0} = 1,0 * 1,0 * 25,0 = 25 \text{ m/s}$$

Osnovni tlak vjetra:

$$q_b = 0,5 * \rho * v_b^2 = 0,5 * 1,25 * 25,0^2 = 390,63 \text{ N/m}^2 = 0,39 \text{ kN/m}^2$$

ρ – gustoća zraka ($1,25 \text{ kg/m}^3$)

Srednja brzina vjetra:

$$v_m(z) = C_r(z) * C_0(z) * v_b$$

$C_r(z)$ – koeficijent hrapavosti terena

$C_0(z)$ – koeficijent orografije ($C_0(z) = 1,0$)

Tablica 2. Kategorije terena i parametri terena [HRN EN-1991-1-4][6]

KATEGORIJA TERENA		z_0 (m)	z_{min} (m)
0	More ili priobalna područja izložena otvorenom moru	0,003	1
I	Jezeri ili ravna i horizontalno položena područja sa zanemarivom vegetacijom i bez prepreka	0,01	1
II	Područja s niskom vegetacijom, npr. travom, i izoliranim preprekama (drveće, zgrade) s razmakom najmanje 20 visina prepreka	0,05	2
III	Područja sa stalnim pokrovom od vegetacije ili zgrada ili područja s izoliranim preprekama s razmakom najviše 20 visina prepreka (npr. sela, predgrađa, stalna šuma)	0,3	5
IV	Područja s najmanje 15 % površine pokrivena zgradama čija prosječna visina premašuje 15 m	1,0	10

$$C_r(z) = k_r * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right); z_{min} < z < z_{max}$$

$$C_r(z) = C_r(z_{min}); z < z_{min}$$

gdje je :

z – visina konstrukcije ili konstrukcijskog elementa $z = 18,05 \text{ m}$

z_0 – visina za teren nulte kategorije prema Tablici 2 ($z_0 = 0,003 \text{ m}$)

z_{min} – najmanja visina prema Tablici 2

z_{max} – najveća visina

Za teren nulte kategorije vrijedi:

$$z_{min} = 1,0 \text{ m}$$

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

$$z_0 = 0,003 \text{ m}$$

Uvjet koji mora biti zadovoljen:

$$z_{min} < z < z_{max} \quad 1,0 < 18,05 < 200$$

Koeficijent terena k_r :

$$k_r = 0,19 * \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} = 0,19 * \left(\frac{0,003}{0,05}\right)^{0,07} = 0,156$$

Koeficijent hrapavosti terena:

$$C_r(z) = 0,156 * \ln\left(\frac{18,05}{0,003}\right) = 1,358$$

Srednja brzina vjetra na visini $z = 18,05$ m:

$$v_m(z) = C_r(z) * C_0(z) * v_b = 1,358 * 1,0 * 25,0 = 33,95 \text{ m/s}$$

Intenzitet turbulencije:

$$I_y(z) = \frac{k_i}{c_0(z) * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)}$$

$$I_y(z) = \frac{1,0}{1,0 * \ln\left(\frac{18,05}{0,003}\right)}$$

$$I_y(z) = 0,115$$

k_i – koeficijent turbulencije = 1,0

Vršni tlak vjetra $q_p(z)$ na visini z iznad terena:

$$q_p(z) = [1 + 7 * I_y(z)] * 0,5 * \rho * v_m^2(z)$$

$$q_p(z) = [1 + 7 * 0,115] * 0,5 * 1,25 * 33,95^2 * 10^{-3} = 1,30 \text{ kN/m}^2$$

Koeficijent izloženosti $C_e(z)$ na visini z iznad terena:

$$C_e(z) = q_p(z) / q_b = 1,30 / 0,39 = 3,33$$

Izraz koji se koristi za proračun opterećenja uslijed vanjskog djelovanja vjetra je:

$$w_e = q_p(z_e) * c_{pe}$$

$q_p(z_e)$ – vanjski pritisak vjetra,

z_e – referentna visina za vanjski tlak (visina konstrukcije = 18,05 m),

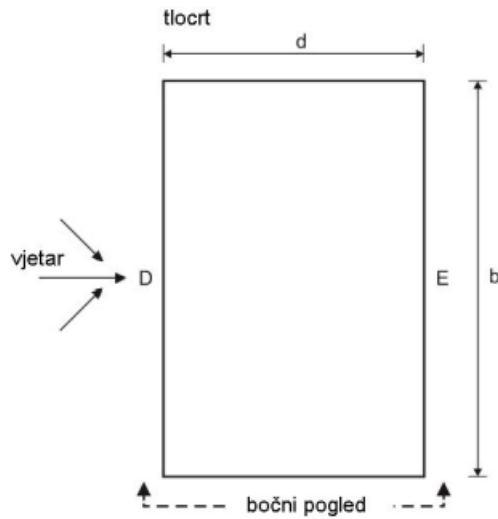
c_{pe} – koeficijent vanjskog pritiska.

Koeficijent vanjskog pritiska očitava se iz tablice za vertikalne zidove tlocrtno pravokutnog objekta iz Tablice 3.

Tablica 3. Vrijednost koeficijenta vanjskog tlaka za vertikalne zidove [HRN EN-1991-1-4][6]

Područje	A		B		C		D		E	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
≥ 5	-1,4	-1,7	-0,8	-1,1	-0,5	-0,7	+0,8	+1,0	-0,5	-0,7
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	-0,5

Međuvrijednosti se smiju linearno interpolirati.



Slika 4. Vjetrovne zone za zidove pravokutne građevine [6]

$$d = 26,34 \text{ m}$$

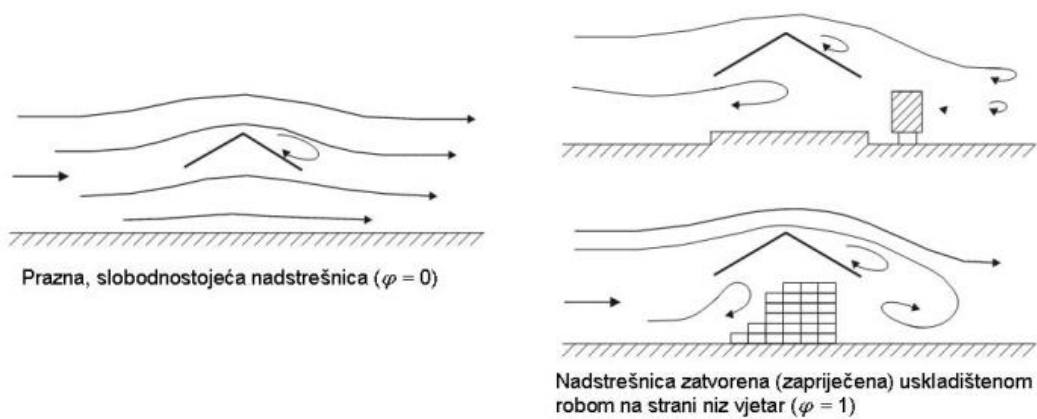
$$b = 126,6 \text{ m}$$

$$h = 18,05 \text{ m}$$

$$e = \min \left\{ \begin{array}{l} b = 126,6 \text{ m} \\ 2 * h = 2 * 18,05 \text{ m} = 36,1 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$h/d = 0,69$$

$$D = E = h * d = 475,44 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$



Slika 5. Tok zraka preko krova nadstrešnice [6]

Tablica 4. Koeficijenti vanjskog pritiska za ravni krov nadstrešnice [6]

			Koeficijenti neto tlaka $c_{p,net}$		
			tlocrt		
Nagib krova α	Zapriječenost φ	Koeficijenti sveukupne sile c_f	Područje A	Područje B	Područje C
0°	Najveća vrijednost, svi φ	+ 0,2	+ 0,5	+ 1,8	+ 1,1
	Najmanja vrijednost, $\varphi = 0$	- 0,5	- 0,6	- 1,3	- 1,4
	Najmanja vrijednost, $\varphi = 1$	- 1,3	- 1,5	- 1,8	- 2,2
5°	Najveća vrijednost, svi φ	+ 0,4	+ 0,8	+ 2,1	+ 1,3
	Najmanja vrijednost, $\varphi = 0$	- 0,7	- 1,1	- 1,7	- 1,8
	Najmanja vrijednost, $\varphi = 1$	- 1,4	- 1,6	- 2,2	- 2,5
10°	Najveća vrijednost, svi φ	+ 0,5	+ 1,2	+ 2,4	+ 1,6
	Najmanja vrijednost, $\varphi = 0$	- 0,9	- 1,5	- 2,0	- 2,1
	Najmanja vrijednost, $\varphi = 1$	- 1,4	$\boxed{AC} - 1,6 \boxed{AE}$	- 2,6	- 2,7
15°	Najveća vrijednost, svi φ	+ 0,7	+ 1,4	+ 2,7	+ 1,8
	Najmanja vrijednost, $\varphi = 0$	- 1,1	- 1,8	- 2,4	- 2,5
	Najmanja vrijednost, $\varphi = 1$	- 1,4	- 1,6	- 2,9	- 3,0
20°	Najveća vrijednost, svi φ	+ 0,8	+ 1,7	+ 2,9	+ 2,1
	Najmanja vrijednost, $\varphi = 0$	- 1,3	- 2,2	- 2,8	- 2,9
	Najmanja vrijednost, $\varphi = 1$	- 1,4	- 1,6	- 2,9	- 3,0
25°	Najveća vrijednost, svi φ	+ 1,0	+ 2,0	+ 3,1	+ 2,3
	Najmanja vrijednost, $\varphi = 0$	- 1,6	- 2,6	- 3,2	- 3,2
	Najmanja vrijednost, $\varphi = 1$	- 1,4	- 1,5	- 2,5	- 2,8
30°	Najveća vrijednost, svi φ	+ 1,2	+ 2,2	+ 3,2	+ 2,4
	Najmanja vrijednost, $\varphi = 0$	- 1,8	- 3,0	- 3,8	- 3,6
	Najmanja vrijednost, $\varphi = 1$	- 1,4	- 1,5	- 2,2	- 2,7

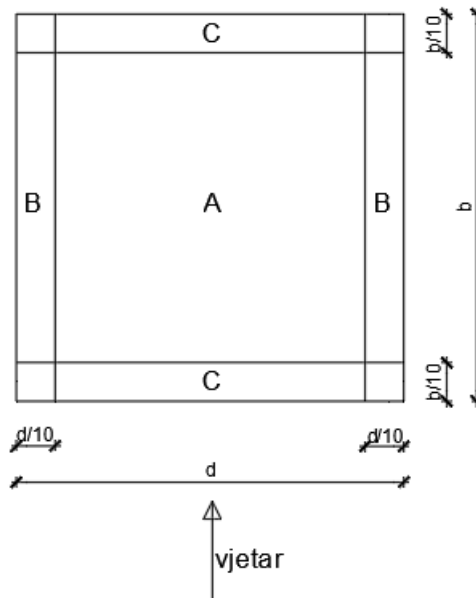
NAPOMENA: + vrijednosti označavaju neto djelovanje vjetra prema dolje
 - vrijednosti označavaju neto djelovanje vjetra prema gore

4.3.1. Transverzalni smjer vjetra

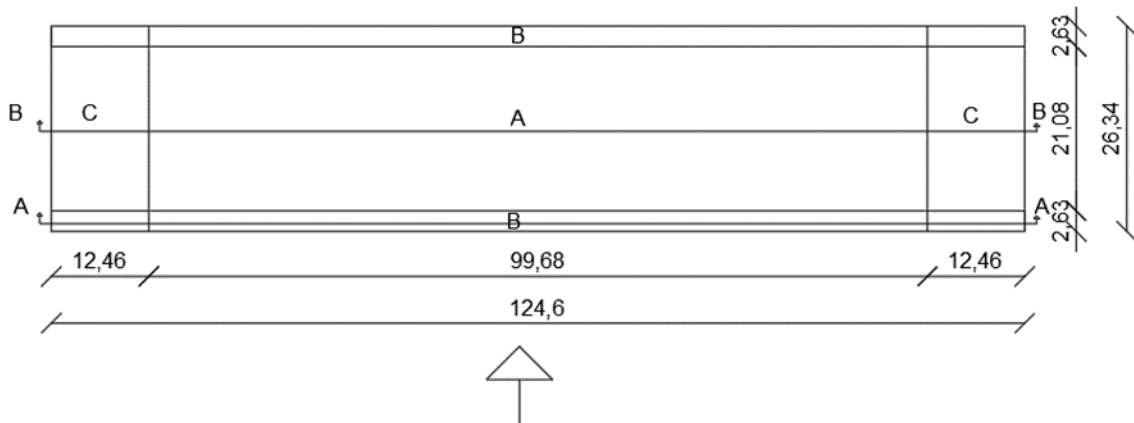
Vjetrovne zone nadstrešnice u slučaju kada vjetar puše u transverzalnom smjeru raspoređene su kao na Slici 6.

Nagib krova nadstrešnice $\alpha = 10^\circ$

$\varphi = 1$ (određuje se prema Slici 5)



Slika 6. Vjetrovne zone za ravni krov nadstrešnice – transverzalni smjer vjetra



Slika 7. Tlocrtni prikaz vjetrovni zona - transverzalni smjer vjetra

Koeficijent vanjskog pritiska za jednostrešni krov nagiba $\alpha = 10^\circ$, uzet je iz tablice 4, pri čemu su uzete vrijednosti za $\varphi = 1$.

Koeficijenti vanjskog pritiska za vertikalne plohe:

Zona D: $c_{pe,D} = +0,80$,

Zona E: $c_{pe,E} = -0,50$.

Koeficijenti vanjskog pritiska za jednostrešni krov:

Pritisak (prema dolje)

Usis (prema gore)

Zona A: $c_{pe,A,min} = -1,60$

Zona A: $c_{pe,A,max} = +1,20$

Zona B: $c_{pe,B,min} = -2,60$

Zona B: $c_{pe,B,max} = +2,40$

Zona C: $c_{pe,C,min} = -2,70$

Zona C: $c_{pe,C,max} = +1,60$

Proračun opterećenja uslijed djelovanja vjetra:

$$w = w_e - w_i$$

w_e – vanjsko djelovanje vjetra

w_i - unutarnje djelovanje vjetra (nema unutarnjeg djelovanja)

$$w = w_e = q_p(z_e) * c_{pe}$$

$$w_{A,min} = q_p(z_e) * c_{pe,A,min} = 1,30 * (-1,60) = -2,08 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{A,max} = q_p(z_e) * c_{pe,A,max} = 1,30 * (+1,20) = +1,56 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{B,min} = q_p(z_e) * c_{pe,B,min} = 1,30 * (-2,60) = -3,38 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{B,max} = q_p(z_e) * c_{pe,B,max} = 1,30 * (+2,40) = +3,12 \text{ kN/m}^2$$

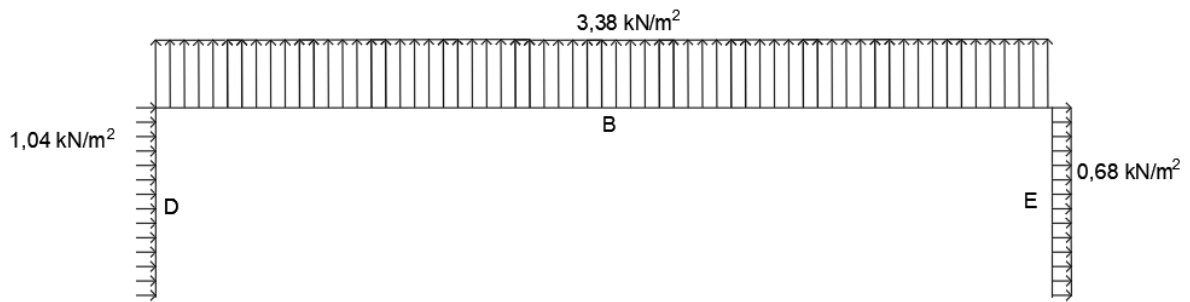
$$w_{C,min} = q_p(z_e) * c_{pe,C,min} = 1,30 * (-2,70) = -3,51 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{C,max} = q_p(z_e) * c_{pe,C,max} = 1,30 * (+1,60) = +2,08 \text{ kN/m}^2$$

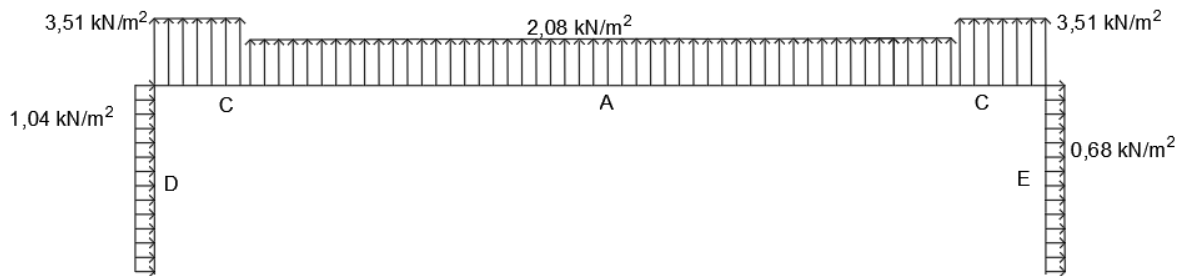
$$w_D = q_p(z_e) * c_{pe,D} = 1,30 * (+0,80) = +1,04 \text{ kN/m}^2$$

$$w_E = q_p(z_e) * c_{pe,E} = 1,30 * (-0,50) = -0,65 \text{ kN/m}^2$$

Presjeci sa Slike 7 s odgovarajućim vrijednostima opterećenja za transverzalni smjer vjetra su prikazani na Slikama 8 i 9.



Slika 8. Presjek A-A



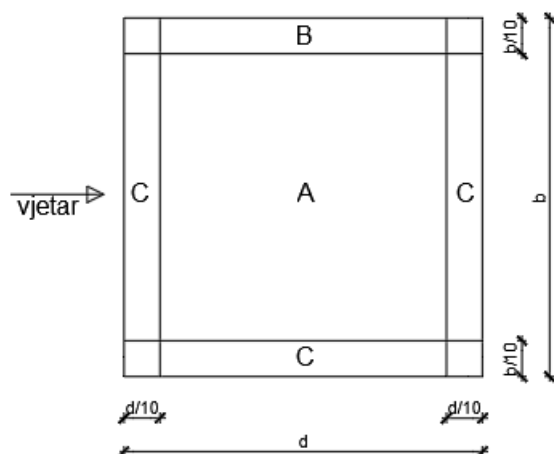
Slika 9. Presjek B-B

4.3.2. Longitudinalni smjer vjetra

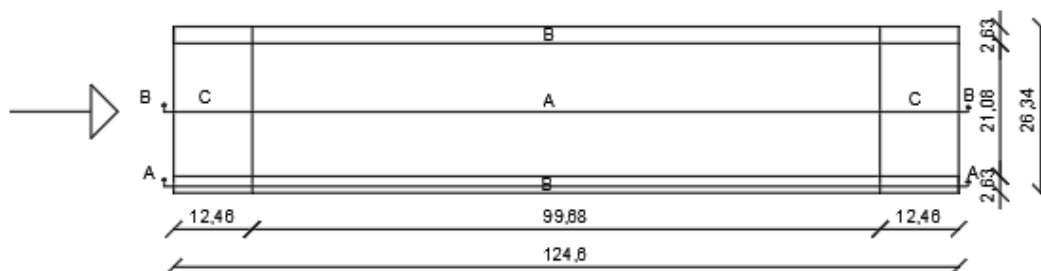
Vjetrovne zone nadstrešnice u slučaju kada vjetar puše u longitudinalnom smjeru raspoređene su kao na Slici 10.

Nagib krova nadstrešnice $\alpha = 10^\circ$

$\varphi = 0$



Slika 10. Vjetrovne zone za ravni krov nadstrešnice



Slika 11. Tlocrtni prikaz vjetrovnih zona – longitudinalni smjer vjetra

Koeficijent vanjskog pritiska za jednostrešni krov nagiba $\alpha = 10^\circ$, uzet je iz tablice 4, pri čemu su uzete vrijednosti za $\varphi = 0$.

Koeficijenti vanjskog pritiska za vertikalne plohe:

Zona D: $c_{pe,D} = + 0,80$,

Zona E: $c_{pe,E} = - 0,50$.

Koeficijenti vanjskog pritiska za jednostrešni krov:

Pritisak (prema dolje)

Usis (prema gore)

Zona A: $c_{pe,A,min} = -1,50$

Zona A: $c_{pe,A,max} = +1,20$

Zona B: $c_{pe,B,min} = -2,00$

Zona B: $c_{pe,B,max} = +2,40$

Zona C: $c_{pe,C,min} = -2,10$

Zona C: $c_{pe,C,max} = +1,60$

Proračun opterećenja uslijed djelovanja vjetra:

$$w = w_e - w_i$$

w_e – vanjsko djelovanje vjetra

w_i - unutarnje djelovanje vjetra (nema unutarnjeg djelovanja)

$$w = w_e = q_p(z_e) * c_{pe}$$

$$w_{A,min} = q_p(z_e) * c_{pe,A,min} = 1,30 * (-1,50) = -1,95 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{A,max} = q_p(z_e) * c_{pe,A,max} = 1,30 * (+1,20) = +1,56 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{B,min} = q_p(z_e) * c_{pe,B,min} = 1,30 * (-2,00) = -2,60 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{B,max} = q_p(z_e) * c_{pe,B,max} = 1,30 * (+2,40) = +3,12 \text{ kN/m}^2$$

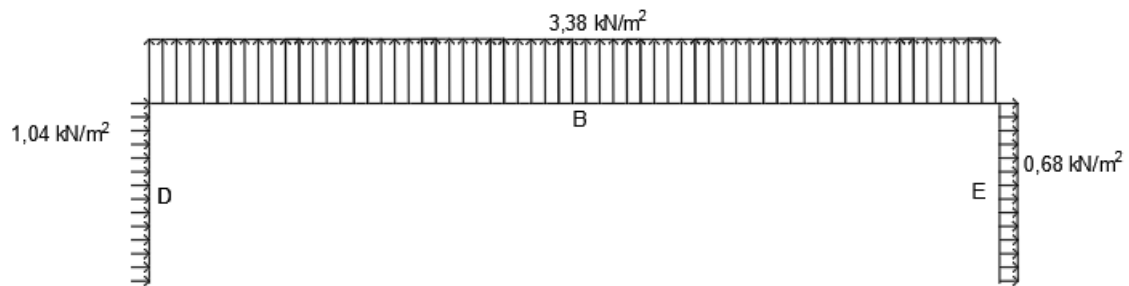
$$w_{C,min} = q_p(z_e) * c_{pe,C,min} = 1,30 * (-2,10) = -2,73 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{C,max} = q_p(z_e) * c_{pe,C,max} = 1,30 * (+1,60) = +2,08 \text{ kN/m}^2$$

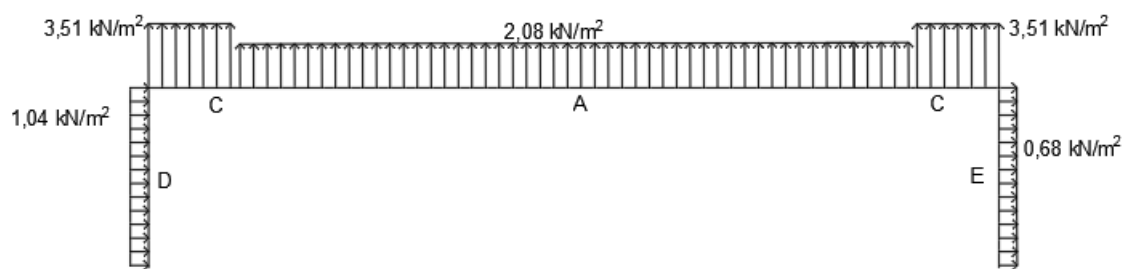
$$w_D = q_p(z_e) * c_{pe,D} = 1,30 * (+0,80) = +1,04 \text{ kN/m}^2$$

$$w_E = q_p(z_e) * c_{pe,E} = 1,30 * (-0,50) = -0,65 \text{ kN/m}^2$$

Presjeci sa Slike 11 s odgovarajućim vrijednostima opterećenja za longitudinalni smjer vjetra su prikazani na Slikama 12 i 13.



Slika 12. Presjek A-A



Slika 13. Presjek B-B

5. KOMBINACIJE DJELOVANJA ZA GSN I GSU

Djelovanja na konstrukciju su:

g_k – karakteristično stalno kontinuirano djelovanje od vlastite težine pokrova

$$g_k = 0,57 \text{ kN/m}^2$$

s_k – karakteristično promjenjivo djelovanje od snijega

$$s_k = 0,40 \text{ kN/m}^2$$

Za proračun potrebno je dobiti proračunske vrijednosti djelovanja, a one se dobiju tako što već dobivene karakteristične vrijednosti djelovanja pomnože s odgovarajućim parcijalnim koeficijentom, koji ovisi o promjenjivosti djelovanja.

Parcijalni koeficijenti za nepovoljan učinak djelovanja:

γ_G – parcijalni koeficijent sigurnosti za stalno djelovanje $\gamma_G = 1,35$

γ_Q – parcijalni koeficijent sigurnosti za promjenjivo djelovanje $\gamma_Q = 1,50$

U slučaju kada snijeg i vjetar djeluju u isto vrijeme, ono opterećenje koje je manje dominantno je potrebno pomnožiti sa faktorom kombinacije ψ_0 , na taj način se umanjuje vrijednost opterećenja tog djelovanja na konstrukciju.

Faktor kombinacije ima slijedeće vrijednosti za snijeg i vjetar:

ψ_0 (snijeg) = 0,5,

ψ_0 (vjetar) = 0,6.

5.1. GSN – Granično stanje nosivosti

Osnovna proračunska situacija za granično stanje nosivosti (normalni uvjeti korištenja u projektiranom životnom vijeku konstrukcije):

$$q_{Ed} = \gamma_G * g_k + \gamma_P * p_k + \gamma_{Q,1} * q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} * \psi_{0,i} * q_{k,i}$$

gdje je:

γ_G – parcijalni koeficijent sigurnosti za stalno djelovanje,

g_k – karakteristična vrijednost stalnog djelovanja,

γ_P – parcijalni koeficijent sigurnosti za prednapinjanje,

p_k – karakteristična vrijednost prednapinjanja,

$\gamma_{Q,1}$ – parcijalni koeficijent sigurnosti za glavno promjenjivo djelovanje,

$q_{k,1}$ – karakteristična vrijednost sile glavnog promjenjivog djelovanja,

$\gamma_{Q,i}$ – parcijalni koeficijent sigurnosti za ostala promjenjiva djelovanja,

$q_{k,i}$ – karakteristična vrijednost sile za ostala promjenjiva djelovanja,

$\psi_{0,i}$ – faktor kombinacije.

5.1.1. Kombinacije djelovanja za GSN

1. stalno + snijeg

$$q_{Ed} = \gamma_G * g_k + \gamma_Q * s_k$$

2. stalno + vjetar (odižući)

$$q_{Ed} = \gamma_G * g_k + \gamma_Q * w_k$$

3. stalno + snijeg + vjetar (odižući)

$$q_{Ed} = (\gamma_G * g_k + \gamma_Q * s_k) * \cos 10^\circ + \gamma_Q * \psi_0 * w_k$$

4. stalno + vjetar (odižući) + snijeg

$$q_{Ed} = \gamma_G * g_k * \cos 10^\circ + \gamma_Q * w_k + \gamma_Q * \psi_0 * s_k * \cos 10^\circ$$

5.2. GSU – Granično stanje uporabljivosti

Osnovna proračunska situacija za granično stanje uporabljivosti (nepovratna granična stanja):

$$q_{Ed} = g_k + p_k + q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} * q_{k,i}$$

Kada se određuje mjerodavna kombinacija za granično stanje uporabljivosti, parcijalni koeficijenti sigurnosti za stalno djelovanje γ_G i za promjenjivo djelovanje γ_Q iznose 1,0.

5.2.1. Kombinacije djelovanja za GSU

1. stalno + snijeg

$$q_{Ed} = \gamma_G * g_k + \gamma_Q * s_k$$

1. stalno + vjetar (odižući)

$$q_{Ed} = \gamma_G * g_k + \gamma_Q * w_k$$

2. stalno + snijeg + vjetar (odižući)

$$q_{Ed} = (\gamma_G * g_k + \gamma_Q * s_k) * \cos 10^\circ + \gamma_Q * \psi_0 * w_k$$

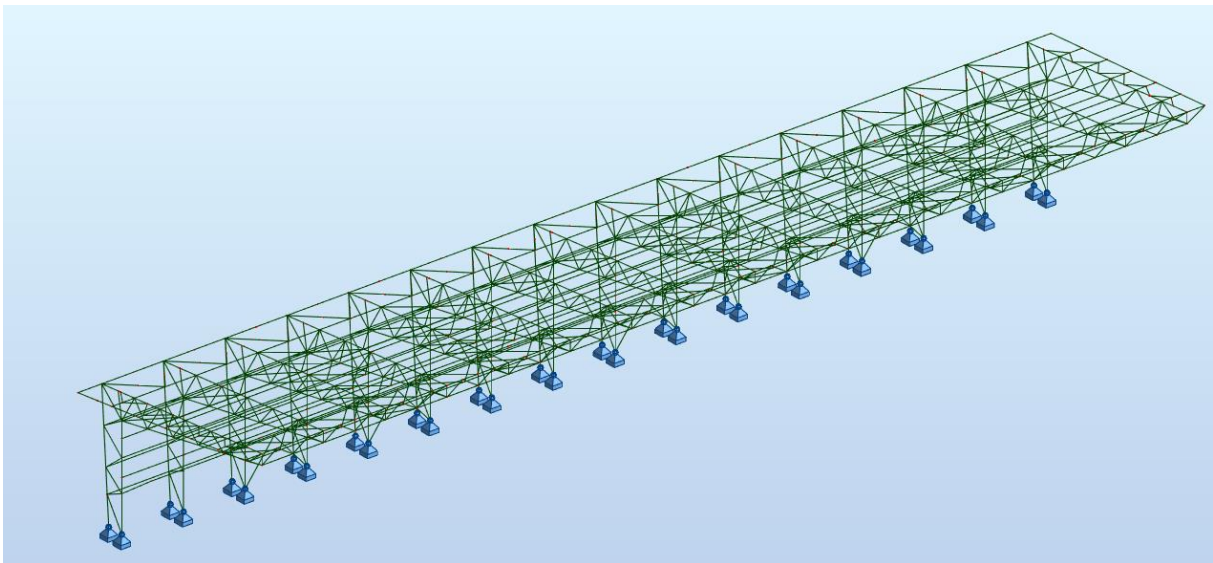
3. stalno + vjetar (odižući) + snijeg

$$q_{Ed} = \gamma_G * g_k * \cos 10^\circ + \gamma_Q * w_k + \gamma_Q * \psi_0 * s_k * \cos 10^\circ$$

6. PRORAČUN KONSTRUKCIJE

Za modeliranje čelične konstrukcije u SketchUp-u korišteni su postojeći nacrti konstrukcije. Zatim je model prilagođen u AutoCad-u kako bi se mogao importirati u Autodesk Robot Structural Analysis Professional-u gdje je proveden statički proračun konstrukcije, nakon čega je provedeno dimenzioniranje elemenata konstrukcije.

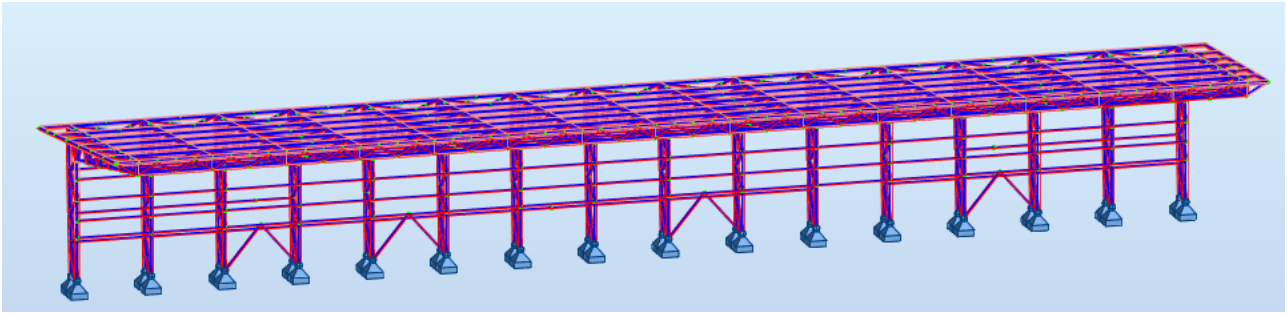
Zadana konstrukcija je prostorna rešetka i zbog toga je cijela modelirana u SketchUp programu.



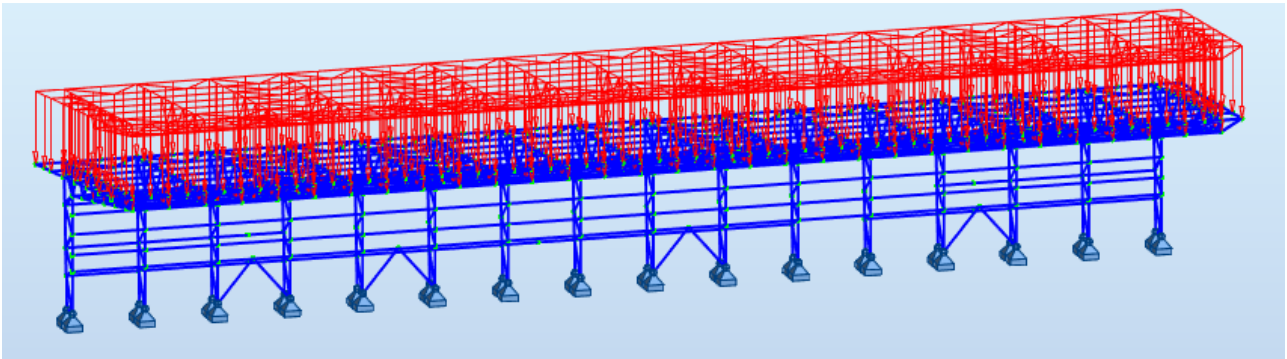
Slika 14. Model konstrukcije u Autodesk Robot SAP programu

6.1. Prikaz djelovanja na konstrukciju

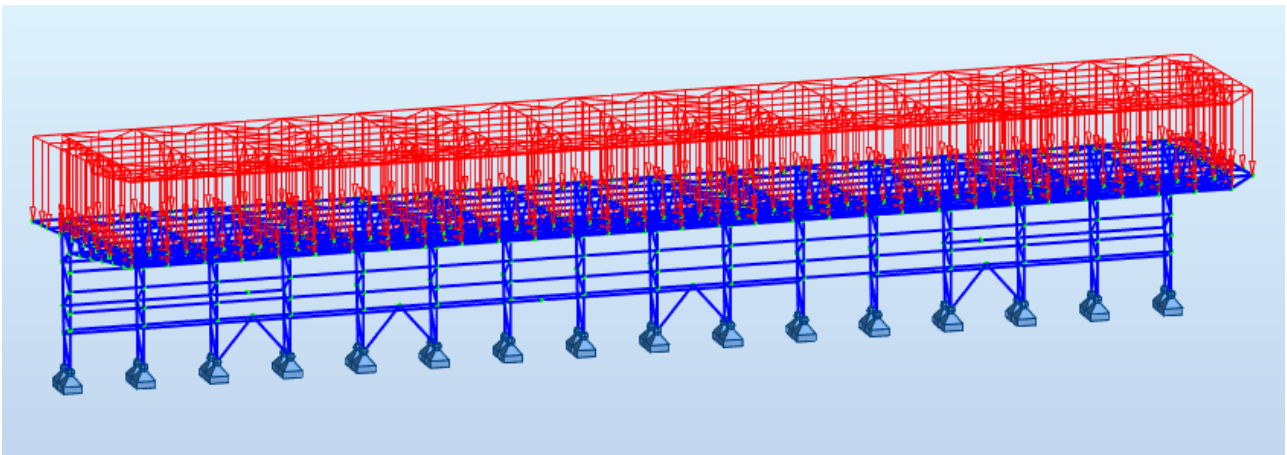
U nastavku su prikazana različita djelovanja na elemente konstrukcije. Na konstrukciju su postavljena opterećenja koja djeluju na konstrukciju i koja su potrebna kako bi se proveo statički proračun. Djelovanja koja djeluju na konstrukciju su: vlastita težina konstrukcije (Slika 16), stalno opterećenje (pokrov + instalacije), snijeg i vjetar.



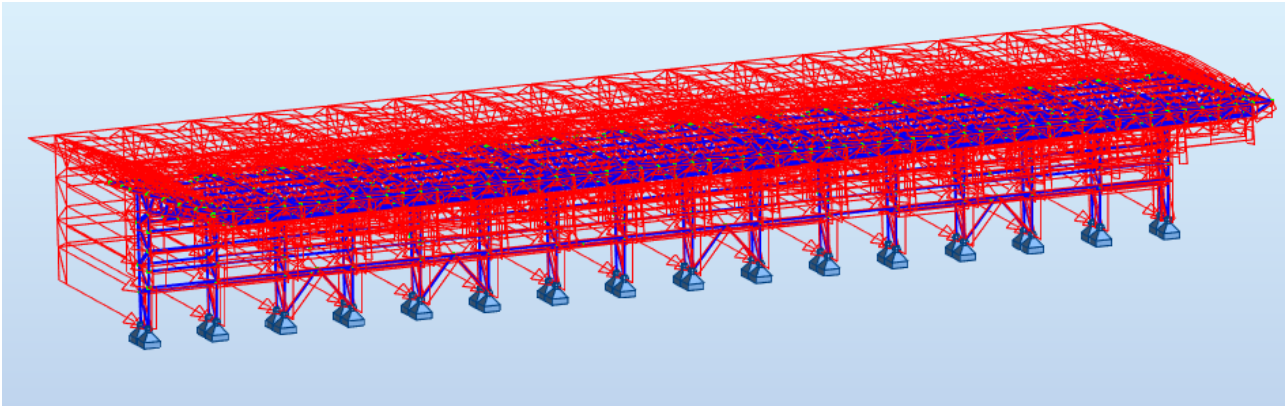
Slika 15. Djelovanje vlastite težine elemenata konstrukcije



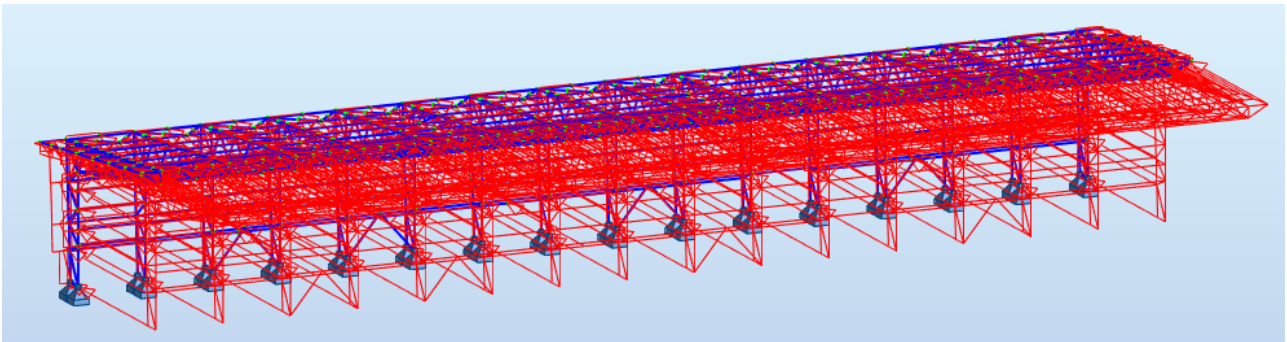
Slika 16. Djelovanje stalnog opterećenja na konstrukciju (pokrov + instalacije)



Slika 17. Djelovanje snijega na konstrukciju



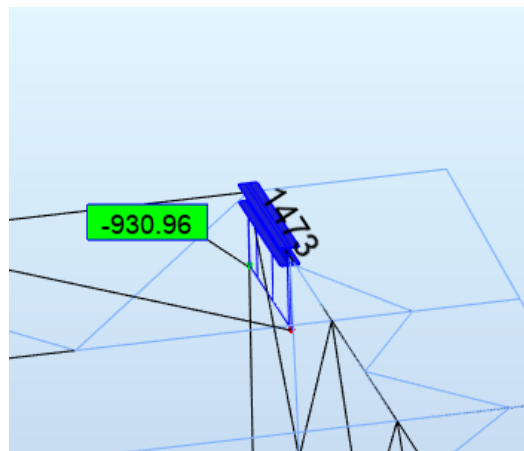
Slika 18. Djelovanje vjetra u poprečnom smjeru na konstrukciju



Slika 19. Djelovanje vjetra u uzdužnom smjeru na konstrukciju

6.2. Dimenzioniranje elemenata konstrukcije

6.2.1. Gornji pojas rešetke

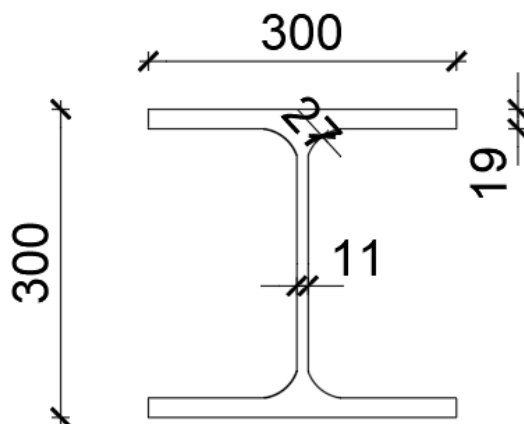


Slika 20: Maksimalna sila u gornjem pojasu rešetke

U slučaju kad se provodi proračun otpornosti elementa na vlak ne provodi se klasifikacija elementa (zbog provođenja vlačnog testa).

Provjera proračuna provedena u programu Robot Structural Analysis. Ispis iz programa se nalazi u priložima.

Poprečni presjek – **HEB 300**



Slika 21. Poprečni presjek HEB 300

PROVJERA OTPORNOSTI POPREČNOG PRESJEKA

Element br. 1473 - mjerodavna kombinacija 4

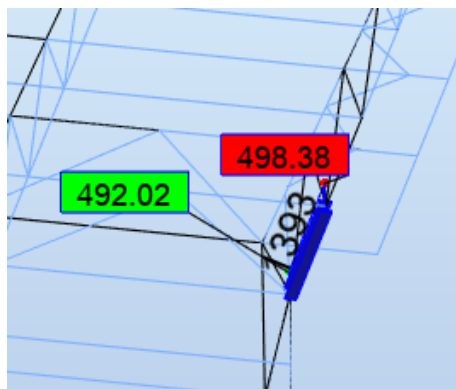
Otpornost poprečnog presjeka na uzdužnu silu

Proračunska vlačna sila	$N_{Ed} = 930,96 \text{ kN}$
Proračunska površina poprečnog presjeka	$A = 14910,00 \text{ mm}^2$
Parcijalni koeficijent sigurnosti	$\gamma_{MO} = 1,00$

Proračun otpornosti poprečnog presjeka $N_{t,Rd} = (A * f_y) / \gamma_{MO} = 5293,05 \text{ kN}$

Uvjet nosivosti: $N_{Ed} / N_{t,Rd} \leq 1$ 0,18 < 1 ZADOVOLJAVA!

6.2.2. Donji pojas rešetke



Slika 22. Maksimalna sila u donjem pojasu rešetke

Određivanje klase poprečnog presjeka

MATERIJAL I DIMENZIJE POPREČNOG PRESJEKA

Čelik S355

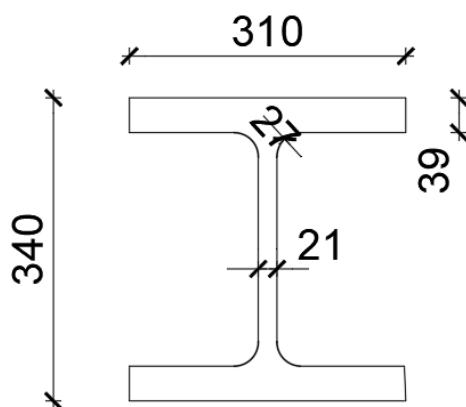
Granica popuštanja čelika – $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$

Modul elastičnosti čelika – $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Poissonov koeficijent – $\nu = 0,3$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,81$$

Poprečni presjek – **HEM 300**



Slika 23. Poprečni presjek HEM 300

Visina	h =	340 mm
Širina	b =	310 mm
Debljina hrpta	t _f =	39 mm
Debljina pojasnice	t _w =	21 mm
Radijus	r =	27 mm
Površina poprečnog presjeka	A =	30310 mm ²
Elastični moment otpora	W _y =	3482000 mm ³
Plastični moment otpora	W _{pl.y} =	4078000 mm ³
Moment tromosti	I _y =	592000000 mm ⁴
Masa poprečnog presjeka	G =	238 kg/m
Torzijska konstanta	I _t =	14080000 mm ⁴

KLASIFIKACIJA POPREČNOG PRESJEKA

UVJET ZA KLASU 1:

HRBAT

$$\frac{c}{t} \leq 33\varepsilon$$

$$\frac{c}{t} = \frac{d}{t_w} = \frac{h - 2t_f - 2r}{t_w} = \frac{340 - 2 * 39 - 2 * 27}{21} = 9,90$$

$$c/t = 9,90$$

$$33 * \varepsilon = 26,73$$

Uvjet: $\frac{c}{t} \leq 33$ ZADOVOLJAVA!

Hrbat klase 1.

POJASNICE

$$\frac{c}{t} \leq 9\varepsilon$$

$$\frac{c}{t} = \frac{c}{t_f} = \frac{\frac{b}{2} - \frac{t_w}{2} - r}{t_f} = \frac{\frac{310}{2} - \frac{21}{2} - 27}{39} = 3,01$$

$$c/t = 3,01$$

$$9 * \varepsilon = 7,29$$

Uvjet: $\frac{c}{t} \leq 9\varepsilon$ ZADOVOLJAVA!

Pojasnice klase 1.

PROVJERA OTPORNOSTI POPREČNOG PRESJEKA

Element br. 1393 - mjerodavna kombinacija 4

Otpornost poprečnog presjeka na uzdužnu silu

Proračunska tlačna sila	$N_{c,Ed} = 498,38 \text{ kN}$
Proračunska površina poprečnog presjeka	$A = 30308,00 \text{ mm}^2$
Parcijalni koeficijent sigurnosti	$\gamma_{MO} = 1,00$

Proračun otpornosti poprečnog presjeka $N_{C,Rd} = (A * f_y) / \gamma_{MO} = 10759,34 \text{ kN}$

Uvjet nosivosti: $N_{c,Ed} / N_{c,Rd} \leq 1$ 0,01 < 1 ZADOVOLJAVA!

PROVJERA OTPORNOSTI ELEMENTA

Element br. 859 - mjerodavna kombinacija 4

Otpornost elementa na izvijanje

Proračunska tlačna sila izvijanja	$N_{c,Ed} = 498,38 \text{ kN}$
Modul elastičnosti čelika	$E = 210000 \text{ N/mm}^2$
Moment tromosti presjeka	$I = 592000000 \text{ mm}^4$
Duljina elementa	$L = 4,14 \text{ m}$
Kritična duljina izvijanja	$L_{cr} = 4,14 \text{ m}$

Kritična sila izvijanja

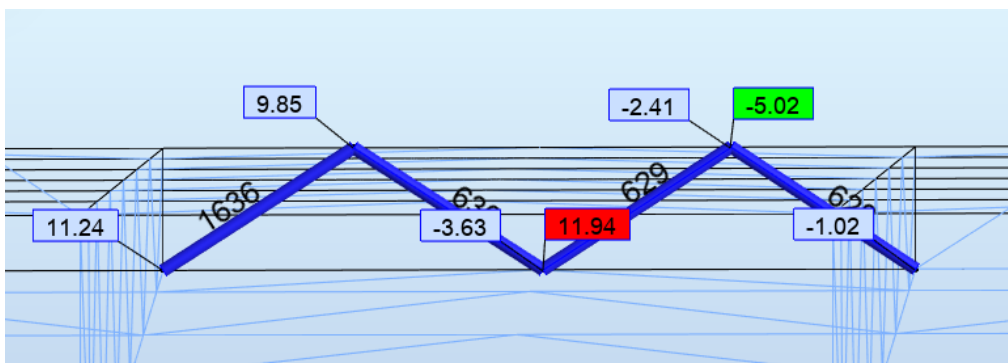
$$N_{CR} = \frac{\pi^2 * E * I}{L_{cr}^2} = 71587,97 \text{ kN}$$

Svedena vitkost

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_{CR}}} = 0,39 \text{ - zdepast element (nema problema s pojavom izvijanja elementa)}$$

Provjere za momente savijanja nisu provedene jer su vrijednosti dovoljno male u odnosu na tlačno opterećenje čija je vrijednost značajno veća u odnosu na momente savijanja koji se javljaju. Momenti se u rešetki pojavljuju zbog velike težine elemenata koji čine rešetku. Provjera proračuna provedena u programu Robot Structural Analysis, ispis programa se nalazi u prilogu.

6.2.3. Ispuna rešetke



Slika 24. Maksimalna sila ispune rešetke

Određivanje klase poprečnog presjeka

MATERIJAL I DIMENZIJE POPREČNOG PRESJEKA

Čelik S235

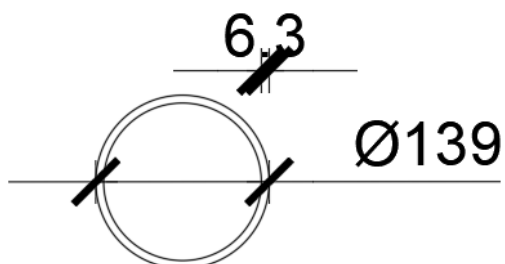
Granica popuštanja čelika – $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$

Modul elastičnosti čelika – $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Poissonov koeficijent – $\nu = 0,3$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1,00$$

Poprečni presjek – **TRON 139 x 6,3**



Slika 25. Poprečni presjek TRON 139x6,3

Promjer cijevi	d=	139 mm
Debljina	t _w =	6,3 mm
Površina poprečnog presjeka	A =	2640 mm ²
Elastični moment otpora	W =	84300 mm ³
Plastični moment otpora	W _{pl} =	112000 mm ³
Moment tromosti	I =	5890000 mm ⁴
Masa poprečnog presjeka	G =	20,7 kg/m
Torzijska konstanta	I _t =	11770000 mm ⁴

KLASIFIKACIJA POPREČNOG PRESJEKA

UVJET ZA KLASU 1:

$$\frac{d}{t} \leq 50\epsilon^2$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{139}{6,3} = 22,06$$

$$\begin{aligned} d/t &= 22,06 \\ 50*\epsilon^2 &= 50 \end{aligned}$$

Uvjet: $\frac{d}{t} \leq 50$ ZADOVOLJAVA!

PROVJERA OTPORNOSTI POPREČNOG PRESJEKA

Element br. 630 - mjerodavna kombinacija 4

Otpornost poprečnog presjeka na uzdužnu silu

Proračunska tlačna sila	N _{c,Ed} = 11,94 kN
Proračunska površina poprečnog presjeka	A = 2640,00 mm ²
Parcijalni koeficijent sigurnosti	γ _{MO} = 1,00

Proračun otpornosti poprečnog presjeka $N_{C,Rd} = (A * f_y) / \gamma_{MO} = 620,40 \text{ kN}$

Uvjet nosivosti: N_{c,Ed} / N_{c,Rd} ≤ 1 0,02 < 1 ZADOVOLJAVA!

PROVJERA OTPORNOSTI ELEMENTA

Element br. 630 - mjerodavna kombinacija 4

Otpornost elementa na izvijanje

Proračunska tlačna sila izvijanja	$N_{c,Ed} = 11,94 \text{ kN}$
Modul elastičnosti čelika	$E = 210000 \text{ N/mm}^2$
Moment tromosti presjeka	$I = 5890000 \text{ mm}^4$
Duljina elementa	$L = 2,40 \text{ m}$
Kritična duljina izvijanja	$L_{cr} = 2,40 \text{ m}$

Kritična sila izvijanja

$$N_{CR} = \frac{\pi^2 * E * I}{L_{cr}^2} = 2119,39 \text{ kN}$$

Svedena vitkost

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_{CR}}} = 0,54 > 0,40 \text{ - problem sa izvijanjem elementa}$$

Faktor redukcije

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0,91$$

Faktor izvijanja

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,68$$

Faktor imperfekcije $\alpha = 0,21$
Parcijalni koeficijent sigurnosti $\gamma_{M1} = 1,00$

Proračunska otpornost na izvijanje

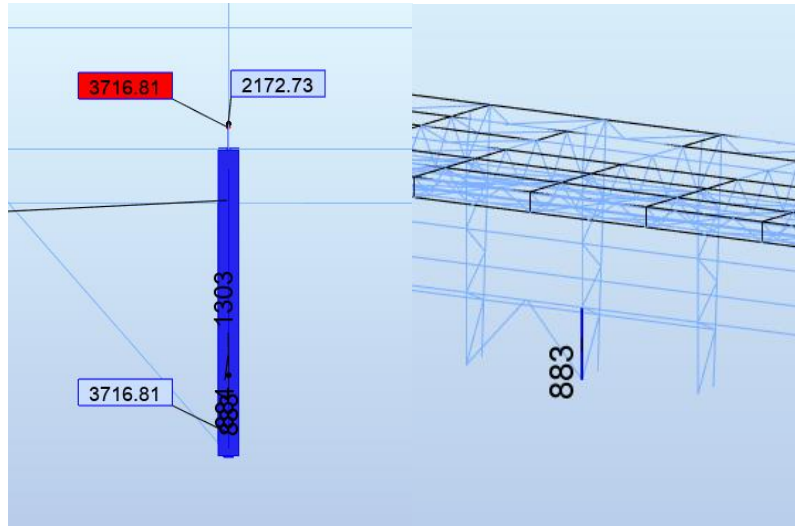
$$N_{b,Rd} = \chi * \frac{A * f_y}{\gamma_{M1}} = 564,56 \text{ kN}$$

Uvjet nosivosti: $N_{Ed} / N_{b,Rd} \leq 1$

0,02 < 1 ZADOVOLJAVA!

Vitkost elementa veća od granične vrijednosti, provedenom provjerom dokazano da presjek ipak zadovoljava. Provjera proračuna provedena u programu Robot Structural Analysis, ispis programa se nalazi u prilogu.

6.2.4. Stup



Slika 26. Maksimalna sila u stupu

Određivanje klase poprečnog presjeka

MATERIJAL I DIMENZIJE POPREČNOG PRESJEKA

Čelik S355

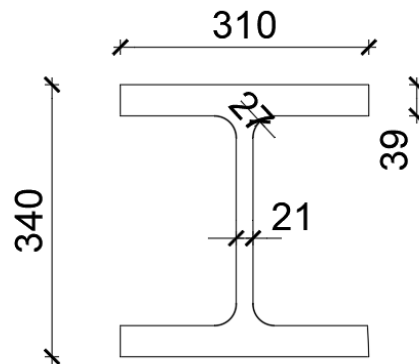
Granica popuštanja čelika – $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$

Modul elastičnosti čelika – $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Poissonov koeficijent – $\nu = 0,3$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,81$$

Poprečni presjek – **HEM 300**



Slika 27. Poprečni presjek HEM 300

Visina	h =	340 mm
Širina	b =	310 mm
Debljina hrpta	t _f =	39 mm
Debljina pojasnice	t _w =	21 mm
Radijus	r =	27 mm
Površina poprečnog presjeka	A =	30308 mm ²
Elastični moment otpora	W _y =	3482000 mm ³
Plastični moment otpora	W _{pl.y} =	4078000 mm ³
Moment tromosti	I _y =	592010000 mm ⁴
Masa poprečnog presjeka	G =	238 kg/m
Torzijska konstanta	I _t =	14080000 mm ⁴

KLASIFIKACIJA POPREČNOG PRESJEKA

UVJET ZA KLASU 1 (tlak):

HRBAT $c/t \leq 33\varepsilon$

$$\frac{c}{t} = \frac{d}{t_w} = \frac{h - 2t_f - 2r}{t_w} = \frac{340 - 2 * 39 - 2 * 27}{21} = 9,90$$

$$c/t = 9,90$$

$$33 * \varepsilon = 26,7$$

Uvjet: $c/t \leq 33 \varepsilon$ ZADOVOLJAVA!

Hrbat klase 1.

POJASNICE

$$c/t \leq 9\varepsilon$$

$$\frac{c}{t} = \frac{c}{t_f} = \frac{\frac{b}{2} - \frac{t_w}{2} - r}{t_f} = \frac{\frac{310}{2} - \frac{21}{2} - 27}{39} = 3,01$$

$$c/t = 3,01$$

$$9*\varepsilon = 7,29$$

Uvjet: $c/t \leq 9 \varepsilon$ ZADOVOLJAVA!

Pojasnice klase 1.

PROVJERA OTPORNOSTI POPREČNOG PRESJEKA

Element br. 883 - mjerodavna kombinacija 4

Otpornost poprečnog presjeka na uzdužnu silu

Proračunska tlačna sila	$N_{c,Ed} = 3716,81 \text{ kN}$
Proračunska površina poprečnog presjeka	$A = 30308,00 \text{ mm}^2$
Parcijalni koeficijent sigurnosti	$\gamma_{MO} = 1,00$

Proračun otpornosti poprečnog presjeka $N_{c,Rd} = (A * f_y) / \gamma_{MO} = 10759,34 \text{ kN}$

Uvjet nosivosti: $N_{c,Ed} / N_{c,Rd} \leq 1$ $0,35 < 1$ ZADOVOLJAVA!

PROVJERA OTPORNOSTI ELEMENTA

Element br. 883 - mjerodavna kombinacija 4

Otpornost elementa na izvijanje

Proračunska tlačna sila izvijanja	$N_{c,Ed} = 3716,81 \text{ kN}$
Modul elastičnosti čelika	$E = 210000 \text{ N/mm}^2$
Moment tromosti presjeka	$I = 592010000 \text{ mm}^4$
Duljina elementa	$L = 4,60 \text{ m}$
Kritična duljina izvijanja	$L_{cr} = 4,60 \text{ m}$

Kritična sila izvijanja

$$N_{CR} = \frac{\pi^2 * E * I}{L_{cr}^2} = 57987,24 \text{ kN}$$

Svedena vitkost

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_{CR}}} = 0,43 > 0,4 \text{ - problem sa izvijanjem elementa}$$

Faktor redukcije

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0,94$$

Faktor izvijanja

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,62$$

Faktor imperfekcije $\alpha = 0,21$
Parcijalni koeficijent sigurnosti $\gamma_{M1} = 1,00$

Proračunska otpornost na izvijanje

$$N_{b,Rd} = \chi * \frac{A * f_y}{\gamma_{M1}} = 10113,78 \text{ kN}$$

Uvjet nosivosti: $N_{Ed} / N_{b,Rd} \leq 1$

0,37 < 1 ZADOVOLJAVA!

PROVJERA OTPORNOSTI POPREČNOG PRESJEKA

Element br. 883 - mjerodavna kombinacija 4

Otpornost presjeka na savijanje

Proračunski moment savijanja $M_{y,Ed} = 15,78 \text{ kN}$
Plastični moment otpora poprečnog presjeka $W_{pl,y} = 4078000 \text{ mm}^3$
Parcijalni koeficijent sigurnosti $\gamma_{MO} = 1,00$

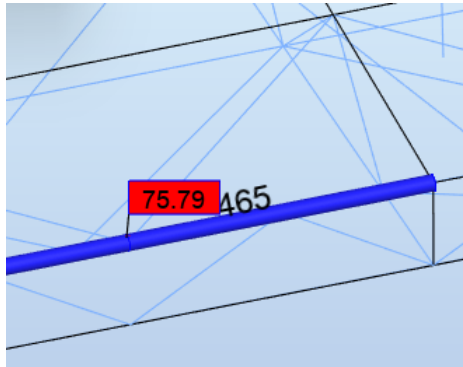
Proračun otpornosti poprečnog presjeka $M_{y,Rd} = (W_{pl,y} * f_y) / \gamma_{MO} = 1447690 \text{ kN}$

Uvjet nosivosti: $M_{Ed} / M_{Rd} \leq 1$

0,01 < 1 ZADOVOLJAVA!

Vitkost elementa veća od granične vrijednosti, provedenom provjerom dokazano da presjek ipak zadovoljava. Provjera proračuna provedena u programu Robot Structural Analysis, ispis programa se nalazi u prilogu.

6.2.5. Element broj 465



Slika 28. Maksimalna sila u elementu br. 465

Određivanje klase poprečnog presjeka

MATERIJAL I DIMENZIJE POPREČNOG PRESJEKA

Čelik S235

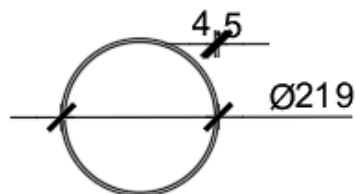
Granica popuštanja čelika – $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$

Modul elastičnosti čelika – $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Poissonov koeficijent – $\nu = 0,3$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1,0$$

Poprečni presjek – **TRON 219 x 4,5**



Slika 29. Poprečni presjek TRON 219x4,5

Promjer cijevi	d=	219 mm
Debljina	t _w =	4,5 mm
Površina poprečnog presjeka	A =	3030 mm ²
Elastični moment otpora	W =	159000 mm ³
Plastični moment otpora	W _{pl} =	207000 mm ³
Moment tromosti	I =	34940000 mm ⁴
Masa poprečnog presjeka	G =	23,8 kg/m
Torzijska konstanta	I _t =	38560000 mm ⁴

KLASIFIKACIJA POPREČNOG PRESJEKA

UVJET ZA KLASU 1:

$$\frac{d}{t} \leq 50\varepsilon^2$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{219}{4,5} = 48,67$$

$$d/t = 48,67$$

$$50 * \varepsilon^2 = 50$$

Uvjet: $\frac{d}{t} \leq 50$ ZADOVOLJAVA!

PROVJERA OTPORNOSTI POPREČNOG PRESJEKA

Element br. 465 - mjerodavna kombinacija 4

Otpornost poprečnog presjeka na uzdužnu silu

Proračunska tlačna sila	N _{c,Ed} = 75,79 kN
Proračunska površina poprečnog presjeka	A = 3030,00 mm ²
Parcijalni koeficijent sigurnosti	γ _{MO} = 1,00

Proračun otpornosti poprečnog presjeka $N_{C,Rd} = (A * f_y) / \gamma_{MO} = 712,05 \text{ kN}$

Uvjet nosivosti: N_{c,Ed} / N_{c,Rd} ≤ 1

0,11 < 1 ZADOVOLJAVA!

PROVJERA OTPORNOSTI ELEMENTA

Element br. 465 - mjerodavna kombinacija 4

Otpornost elementa na izvijanje

Proračunska tlačna sila izvijanja	$N_{c,Ed} = 75,79 \text{ kN}$
Modul elastičnosti čelika	$E = 210000 \text{ N/mm}^2$
Moment tromosti presjeka	$I = 34940000 \text{ mm}^4$
Duljina elementa	$L = 8,00 \text{ m}$
Kritična duljina izvijanja	$L_{cr} = 8,00 \text{ m}$

Kritična sila izvijanja

$$N_{CR} = \frac{\pi^2 * E * I}{L_{cr}^2} = 1131,52 \text{ kN}$$

Svedena vitkost

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_{CR}}} = 0,80 > 0,40 \text{ - problem sa izvijanjem elementa}$$

Faktor redukcije

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0,80$$

Faktor izvijanja

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,88$$

Faktor imperfekcije	$\alpha = 0,21$
Parcijalni koeficijent sigurnosti	$\gamma_{M1} = 1,00$

Proračunska otpornost na izvijanje

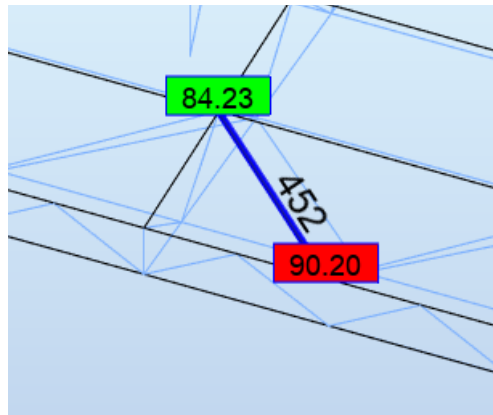
$$N_{b,Rd} = \chi * \frac{A * f_y}{\gamma_{M1}} = 569,64 \text{ kN}$$

Uvjet nosivosti: $N_{Ed} / N_{b,Rd} \leq 1$

0,13 < 1 ZADOVOLJAVA!

Vitkost elementa veća od granične vrijednosti, provedenom provjerom dokazano da presjek ipak zadovoljava. Provjera proračuna provedena u programu Robot Structural Analysis, ispis programa se nalazi u prilogu.

6.2.6. Dijagonalni nosači



Slika 30. Maksimalne sile u dijagonalnom nosaču

Određivanje klase poprečnog presjeka

MATERIJAL I DIMENZIJI

E POPREČNOG PRESJEKA

Čelik S235

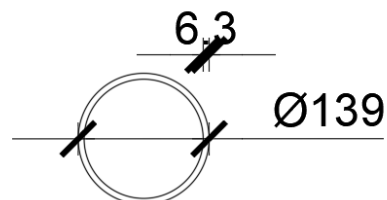
Granica popuštanja čelika – $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$

Modul elastičnosti čelika – $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Poissonov koeficijent – $\nu = 0,3$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1,00$$

Poprečni presjek – **TRON 139 x 6,3**



Slika 31. Poprečni presjek TRON 139x6,3

Promjer cijevi	d=	139 mm
Debljina	t _w =	6,3 mm
Površina poprečnog presjeka	A =	2640 mm ²
Elastični moment otpora	W =	84300 mm ³
Plastični moment otpora	W _{pl} =	112000 mm ³
Moment tromosti	I =	5890000 mm ⁴
Masa poprečnog presjeka	G =	20,7 kg/m
Torzijska konstanta	I _t =	11770000 mm ⁴

KLASIFIKACIJA POPREČNOG PRESJEKA

UVJET ZA KLASU 1:

$$\frac{d}{t} \leq 50\varepsilon^2$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{139}{6,3} = 22,06$$

$$d/t = 22,06$$

$$50 * \varepsilon^2 = 50$$

Uvjet: $\frac{d}{t} \leq 50$ ZADOVOLJAVA!

PROVJERA OTPORNOSTI POPREČNOG PRESJEKA

Element br. 452 - mjerodavna kombinacija 4

Otpornost poprečnog presjeka na uzdužnu silu

Proračunska tlačna sila	N _{c,Ed} = 84,23 kN
Proračunska površina poprečnog presjeka	A = 2640,00 mm ²
Parcijalni koeficijent sigurnosti	γ _{MO} = 1,00

Proračun otpornosti poprečnog presjeka $N_{C,Rd} = (A * f_y) / \gamma_{MO} = 620,40 \text{ kN}$

Uvjet nosivosti: N_{c,Ed} / N_{c,Rd} ≤ 1 0,14 < 1 ZADOVOLJAVA!

PROVJERA OTPORNOSTI ELEMENTA

Element br. 452 - mjerodavna kombinacija 4

Otpornost elementa na izvijanje

Proračunska tlačna sila izvijanja	$N_{c,Ed} = 84,23 \text{ kN}$
Modul elastičnosti čelika	$E = 210000 \text{ N/mm}^2$
Moment tromosti presjeka	$I = 5890000 \text{ mm}^4$
Duljina elementa	$L = 5,73 \text{ m}$
Kritična duljina izvijanja	$L_{cr} = 5,73 \text{ m}$

Kritična sila izvijanja

$$N_{CR} = \frac{\pi^2 * E * I}{L_{cr}^2} = 371,81 \text{ kN}$$

Svedena vitkost

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_{CR}}} = 1,29 > 0,40 \text{ - problem sa izvijanjem elementa}$$

Faktor redukcije

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0,47$$

Faktor izvijanja

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 1,45$$

Faktor imperfekcije $\alpha = 0,21$
Parcijalni koeficijent sigurnosti $\gamma_{M1} = 1,00$

Proračunska otpornost na izvijanje

$$N_{b,Rd} = \chi * \frac{A * f_y}{\gamma_{M1}} = 291,59 \text{ kN}$$

Uvjet nosivosti: $N_{Ed} / N_{b,Rd} \leq 1$

$0,29 < 1$ ZADOVOLJAVA!

Vitkost elementa veća od granične vrijednosti, provedenom provjerom dokazano da presjek ipak zadovoljava. Provjera proračuna provedena u programu Robot Structural Analysis, ispis programa se nalazi u prilogu.

6.3. Dokaz graničnog stanja uporabljivosti

Progibi koji se javljaju posebno po elementima konstrukcije su vrlo mali i javljaju se zbog vlastite težine elemenata koji utječu na progib konstrukcije.

Tablica 5. Maksimalni progib koji se javlja u rešetci

	UX (mm)	UY (mm)	UZ (mm)
MAX	0	16	2
Member	130	79	820
Case	6 (C)	24 (C)	24 (C)
MIN	-0	-16	-13
Member	130	79	79
Case	24 (C)	6 (C)	5 (C)

Najveći progib u elementu br. 79

Raspon $L = 4,34 \text{ m}$

Progib rešetke $u_y = 16 \text{ mm}$

Granični konačni pomak rešetke $L/250$ $u_{fin,max} = 17,36 \text{ mm}$

Provjera pomaka rešetke $0,92 < 1,0$ ZADOVOLJAVA!

Progib cjelokupne konstrukcije

Raspon $L = 126,6 \text{ m}$

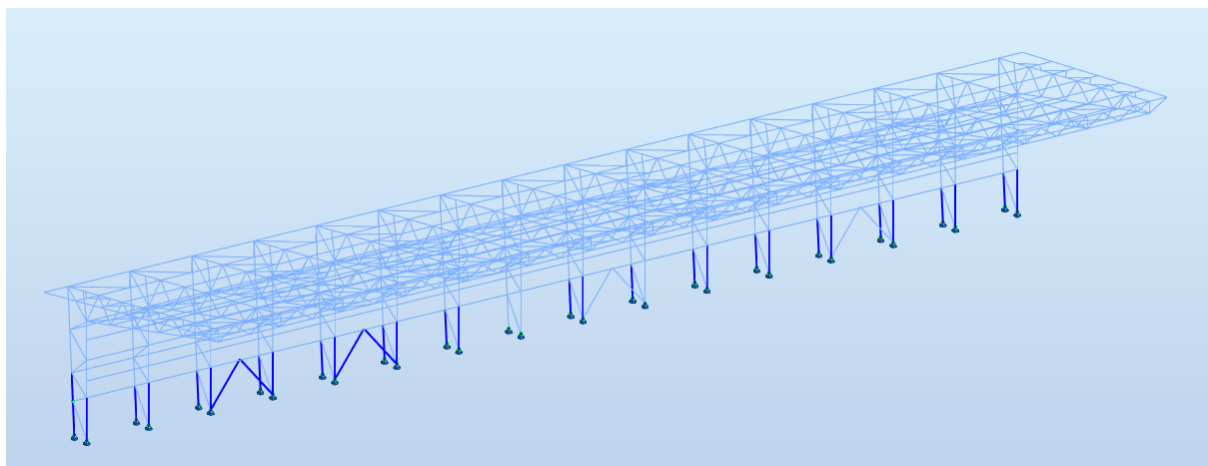
Progib rešetke $u_z = 86 \text{ mm}$

Granični konačni pomak rešetke $L/250$ $u_{fin,max} = 506,4 \text{ mm}$

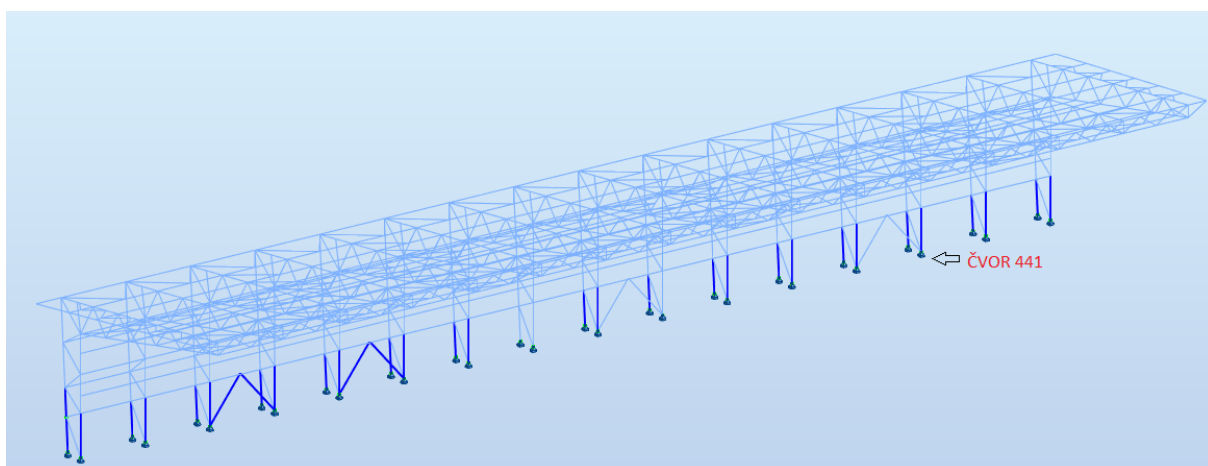
Provjera pomaka rešetke $0,17 < 1,0$ ZADOVOLJAVA!

7. DIMENZIONIRANJE SPOJEVA

Nakon provedenog proračuna i dimenzioniranja elemenata, provedeno je dimenzioniranje spojeva konstrukcije. Na Slici 32 prikazan je položaj oslonaca u konstrukciji.

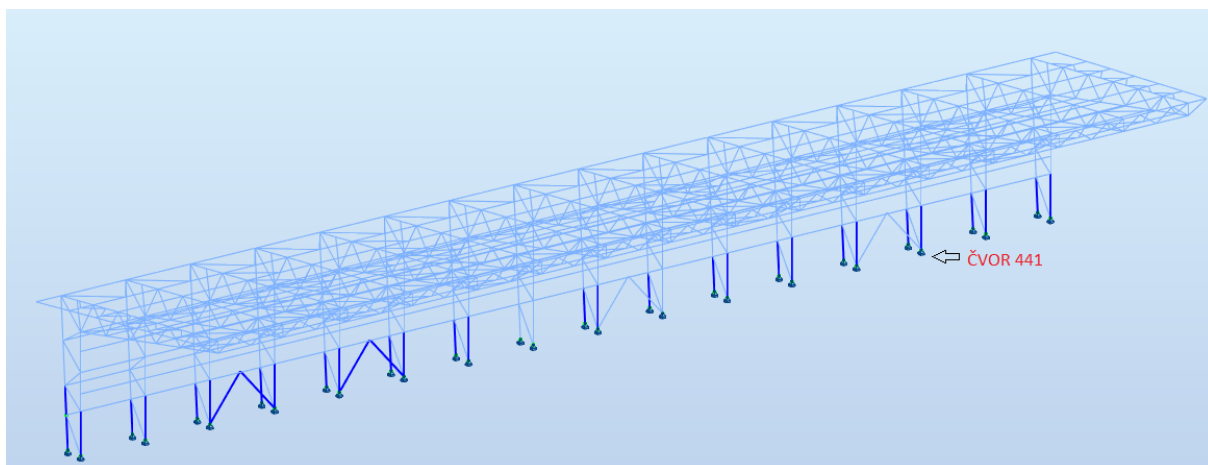


Slika 32. Položaj oslonaca na konstrukciji

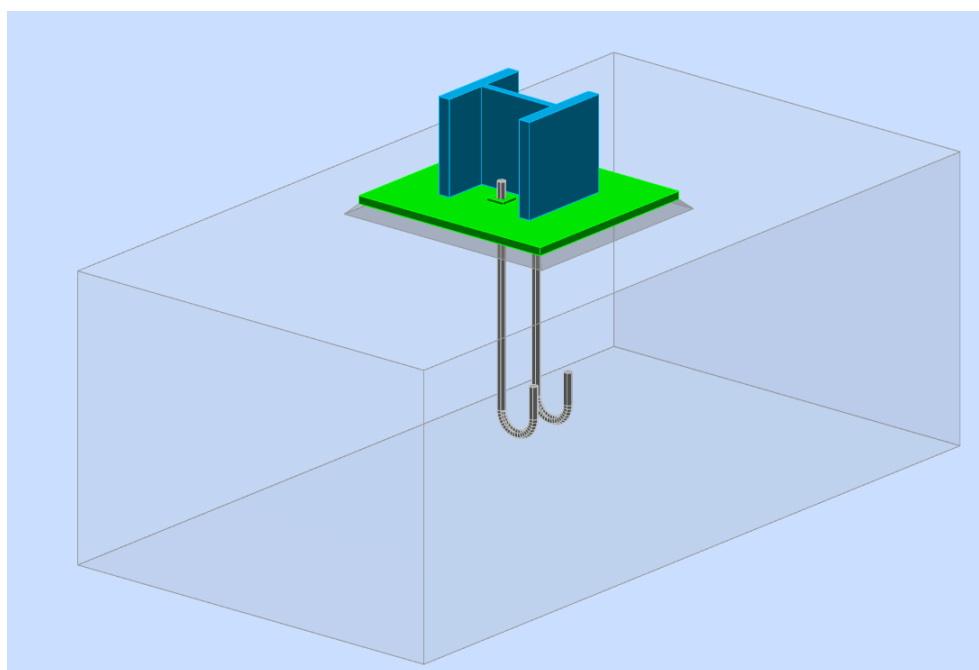


Slika 33. Prikaz čvora 441

7.1. Priključak stupa na AB temelj



Slika 34. Pozicija najopterećenijeg čvora na spoju stupa na AB temelj



Slika 35. 3D model priključka stupa na AB temelj

Otpornost vijaka na vlak

Provjera otpornosti sidrenih vijaka - M27, k.v. 8.8.

Čvor 441 - mjerodavna kombinacija 4

Promjer vijka	d =	27,00 mm
Promjer rupe	d ₀ =	30,00 mm
Karakteristična vlačna čvrstoća vijaka (k.v. 8.8.)	f _{ub} =	800,00 N/mm ²
Vlačna čvrstoća čelika (S355)	f _u =	510,00 N/mm ²
Djelovanje na vijak - proračunaska vlačna sila	F _{t,Ed} =	138,26 kN
Koeficijent (za vijke bez upuštene glave)	k ₂ =	0,90
Neto površina pop. presjeka vijka	A _s =	459,00 mm ²
Koeficijent sigurnosti za vijke	γ _{M2} =	1,25

Otpornost jednog vijaka na vlak $F_{t,Rd} = \frac{k_2 * f_{ub} * A_s}{\gamma_{M2}} = 264,38 \text{ kN}$

Provjera otpornosti grupe vijaka na vlak $F_{t,Ed} / F_{t,Rd} = 0,26 \leq 1$

ZADOVOLJAVA!

Provjera otpornosti zavora a = 7 mm S355

Čvor 441 - mjerodavna kombinacija 4

Djelovanje na zavar - rezultanta reakcija $F_{w,Ed} = \sqrt{\left(\frac{V_z}{2}\right)^2 + N^2} = 138,28 \text{ kN}$

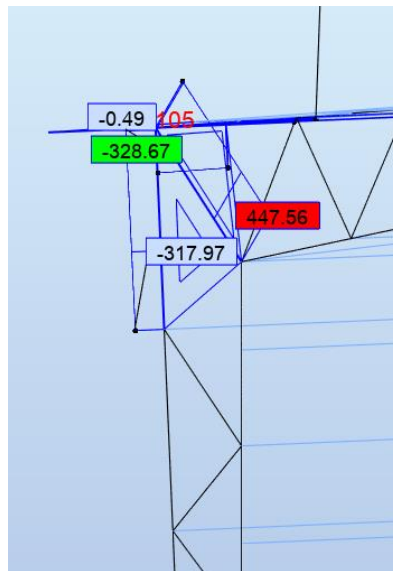
Djelovanje na zavar - rezultanta reakcija	F _{w,Ed} =	138,28 kN
Debljina vara	α =	7,00 mm
Ukupna duljina vara	ΣL =	545 mm
Čvrstoća zavora (jednaka osnovnom materijalu S355)	f _u =	510,00 mm ²
Korelacijski faktor za S355	β _w =	0,90 N/mm ²
Koeficijent sigurnosti za zavar	γ _{M2} =	1,25

$$\text{Proračunska otpornost zavara } F_{w,Rd} = \frac{\left(\frac{f_u}{\sqrt{3}}\right) * \alpha * \Sigma L}{\gamma_{M2} * \beta_w} = 998,51 \text{ kN}$$

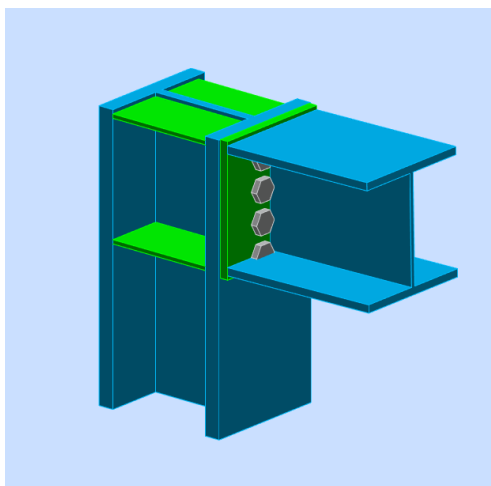
Provjera otpornosti presjeka na posmik $F_{w,Ed}/F_{w,Rd}$ 0,14 ≤ 1
ZADOVOLJAVA!

Tlačna sila je dominantno opterećenje u priključku, pa su za spoj sasvim dovoljna dva vijka. Zbog težine konstrukcije koju vijci drže za podlogu nije moguće da dođe do problema u priključku. Provjera proračuna provedena u programu Robot Structural Analysis, ispis programa se nalazi u prilogu.

7.2. Priključak stupa i gornjeg pojasa rešetke



Slika 36. Spoj stupa i gornjeg pojasa rešetke



Slika 37. 3D model priključka stupa i gornjeg pojasa rešetke

Otpornost vijaka na vlak

Provjera otpornosti sidrenih vijaka – M30, k.v. 10.9.

Čvor 105 - mjerodavna kombinacija 4

Promjer vijka	$d =$	30,00 mm
Promjer rupe	$d_0 =$	33,00 mm
Karakteristična vlačna čvrstoća vijaka (k.v. 8.8.)	$f_{ub} =$	1000,00 N/mm ²
Vlačna čvrstoća čelika (S355)	$f_u =$	510,00 N/mm ³
Djelovanje na vijak - proračunaska vlačna sila	$F_{t,Ed} =$	447,56 kN
Koeficijent (za vijke bez upuštene glave)	$k_2 =$	0,90
Neto površina pop. presjeka vijka	$A_s =$	561,00 mm ²
Koeficijent sigurnosti za vijke	$\gamma_{M2} =$	1,25

Otpornost jednog vijka na vlak $F_{t,Rd} = \frac{k_2 * f_{ub} * A_s}{\gamma_{M2}} = 403,92 \text{ kN}$

Provjera otpornosti grupe vijaka na vlak $F_{t,Ed} / F_{t,Rd} \quad 0,14 \leq 1$

ZADOVOLJAVA!

Provjera otpornosti zavora $a = 7 \text{ mm}$ S355

Čvor 105 - mjerodavna kombinacija 4

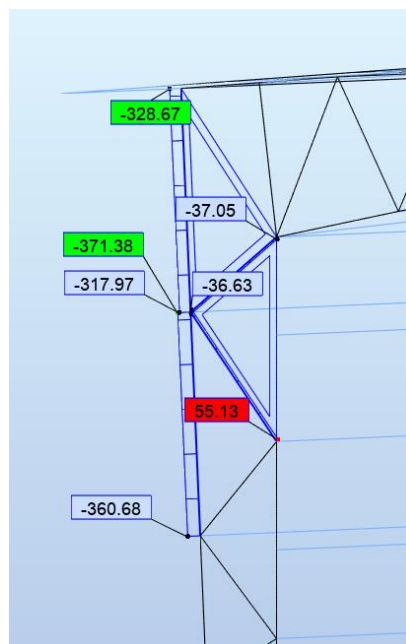
Djelovanje na zavar	$F_{w,Ed} =$	447,56 kN
Debljina vara	$\alpha =$	7,00 mm
Ukupna duljina vara	$\Sigma L =$	535 mm
Čvrstoća zavora (jednaka osnovnom materijalu S355)	$f_u =$	510,00 mm ²
Korelacijski faktor za S355	$\beta_w =$	0,90 N/mm ²
Koeficijent sigurnosti za zavar	$\gamma_{M2} =$	1,25

$$\text{Proračunska otpornost zavora } F_{w,Rd} = \frac{\left(\frac{f_u}{\sqrt{3}}\right) * \alpha * \Sigma L}{\gamma_{M2} * \beta_w} = 980,19 \text{ kN}$$

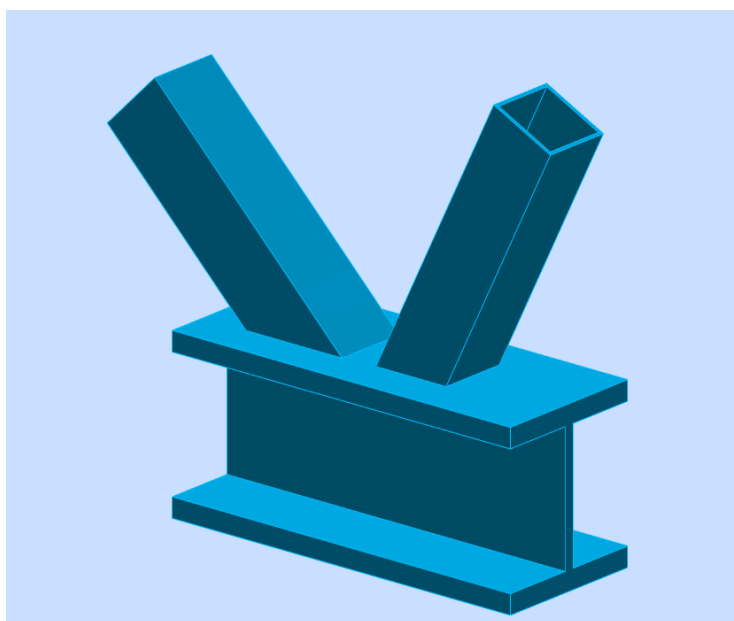
Provjera otpornosti presjeka na posmik $F_{w,Ed}/F_{w,Rd}$ 0,46 ≤ 1

ZADOVOLJAVA!

7.3. Priključak stupa i rešetke



Slika 38. Spoj stupa i rešetke



Slika 39. 3D model priključka stupa i rešetle

Priključak se izvodi zavarivanjem.

Sile koje se javljaju u dijagonalama:

Dijagonala $N_1 = -813,47 \text{ kN}$

Dijagonala $N_2 = 593,59 \text{ kN}$

Računska otpornost zavara

$$\gamma_{M5} = 1,00$$

$$\beta = (b_1 + b_2 + h_1 + h_2)/4 * b_0 = 0,47$$

$$A_v = A_0 + (2 - \alpha) * b_f + t_f + (t_w + 2 * r) * t_f = 14266 \text{ mm}^2$$

$$N_{1,Rd} = f_{y0} * \frac{A_v}{\sqrt{3}} * \frac{\sin \theta_1}{\gamma_{M5}} = 4161,62 \text{ kN}$$

Provjera otpornosti zavara

$$N_1 \leq N_{1,Rd}$$

$$0,20 \leq 1$$

ZADOVOLJAVA!

8. ZAKLJUČAK

Konstrukcija je dimenzionirana prema europskim normama i u skladu s odgovarajućim nacionalnim dodacima. Postupak dimenzioniranja konstrukcije proveden je u Robot Structural Analysis Professional. Odabrani profili su zadovoljili sve provedene provjere, tj. provjere graničnog stanja nosivosti i graničnog stanja uporabivosti koje su napravljene prilikom postupka dimenzioniranja konstrukcije. Same iskoristivosti presjeka nisu pretjerano velike, stoga postoji prostor za optimizaciju profila kako bi se dobila veća iskoristivost presjeka i kako bi konstrukcija bila još optimalnija što se tiče iskoristivosti, a samim tim bi ona bila i još ekonomičnija.

9. LITERATURA

- [1] Wikipedia „Stadion Rujevica“, <https://www.zdl.studio/hr/projekti/stadion-rujevica>, lipanj 2022.
- [2] ZDL Studio, <https://www.zdl.studio/hr/projekti/stadion-rujevica>, lipanj 2022.
- [3] HRN EN 1991-1-3:2012 – Eurokod 1: Djelovanja na konstrukciju – Dio 1-3 Opća djelovanja – Opterećenje snijegom
- [4] HRN EN 1991-1-3:2012/NA:2012 – Eurokod 1: Djelovanja na konstrukciju – Dio 1-3 Opća djelovanja – Opterećenje snijegom – Nacionalni dodatak
- [5] HRN EN 1991-1-4:2012 – Eurokod 1: Djelovanja na konstrukciju – Dio 1-4 Opća djelovanja – Djelovanja vjetra
- [6] HRN EN 1991-1-4:2012/NA:2012 - Eurokod 1: Djelovanja na konstrukciju – Dio 1-4 Opća djelovanja – Djelovanja vjetra – Nacionalni dodatak
- [7] Krolo, P., Nastavni materijali iz kolegija Osnove čeličnih konstrukcija, skripta, Građevinski fakultet Sveučilišta u Rijeci, Rijeka, 2019.
- [8] Bulić, M., Nastavni materijali iz kolegija Čelične konstrukcije, skripta, Građevinski fakultet Sveučilišta u Rijeci, Rijeka, 2020.
- [9] HRN EN 1990:2011 – Eurokod: Osnove projektiranja konstrukcija
- [10] HRN EN 1990:2011/NA:2014 – Eurokod: Osnove projektiranja konstrukcija – Nacionalni dodatak

PRILOZI

PROVJERE PROVEDENE U PROGRAMU ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS

DIMENZIONIRANJE ELEMENATA

1. Gornji pojas rešetke

STEEL DESIGN

CODE: *BS-EN 1993-1:2005/NA:2008/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

ANALYSIS TYPE: *Member Verification*

CODE GROUP:

MEMBER: 1473
2.63 m

POINT: 3

COORDINATE: $x = 1.00 L =$

LOADS:

Governing Load Case: 8 COMB4 2*1.35+3*0.75+(17+4)*1.50

MATERIAL:

S 355 (S 355) $f_y = 345.00$ MPa



SECTION PARAMETERS: **HEB 300**

$h=300$ mm

$gM0=1.00$

$gM1=1.10$

$b=300$ mm

$A_y=12620$ mm²

$A_z=4743$ mm²

$A_x=14908$ mm²

$tw=11$ mm

$I_y=251657000$ mm⁴

$I_z=85628300$ mm⁴

$I_x=1860000$ mm⁴

$tf=19$ mm

$W_{ply}=1868800$ mm³

$W_{plz}=870157$ mm³

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

$N_{,Ed} = -930.96$ kN

$M_{y,Ed} = 3.09$ kN*m

$M_{z,Ed} = 2.88$ kN*m

$V_{y,Ed} = -19.59$ kN

$N_{t,Rd} = 5143.19$ kN

$M_{y,pl,Rd} = 644.74$ kN*m

$M_{z,pl,Rd} = 300.20$ kN*m

$V_{y,T,Rd} = 2506.13$ kN

$M_{y,c,Rd} = 644.74$ kN*m

$M_{z,c,Rd} = 300.20$ kN*m

$V_{z,Ed} = 26.03$ kN

$M_{N,y,Rd} = 598.44$ kN*m

$M_{N,z,Rd} = 300.20$ kN*m

$V_{z,T,Rd} = 943.06$ kN

$T_{t,Ed} = 0.15$ kN*m

Class of section = 1



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:



About y axis:



About z axis:

BUCKLING PARAMETERS:

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$N_{,Ed}/N_{t,Rd} = 0.18 < 1.00$ (6.2.3.(1))

$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.06 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))

$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.08 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))

$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.08 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))

$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.6-7)

$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.03 < 1.00$ (6.2.6-7)

$\tau_{y,Ed}/(\tau_{y,Rd}/\sqrt{3}) = 0.01 < 1.00$ (6.2.6)

$\tau_{z,Ed}/(\tau_{z,Rd}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Section OK !!!

2. Donji pojas rešetke

STEEL DESIGN

CODE: BS-EN 1993-1:2005/NA:2008/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:

MEMBER: 1393
0.00 m

POINT: 1

COORDINATE: x = 0.00 L =

LOADS:

Governing Load Case: 8 COMB4 2*1.35+3*0.75+(17+4)*1.50

MATERIAL:

S 355 (S 355) fy = 345.00 MPa



SECTION PARAMETERS: HEM 300

h=340 mm	gM0=1.00	gM1=1.10	
b=310 mm	Ay=25940 mm ²	Az=9053 mm ²	Ax=30308 mm ²
tw=21 mm	Iy=592010000 mm ⁴	Iz=194031000 mm ⁴	Ix=16340000 mm ⁴
tf=39 mm	Wply=4077800 mm ³	Wplz=1913200 mm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N,Ed = 498.38 kN	My,Ed = -7.13 kN*m	Mz,Ed = -15.13 kN*m	Vy,Ed = -5.42 kN
Nc,Rd = 10456.19 kN	My,Ed,max = -25.05 kN*m		Mz,Ed,max = -15.13 kN*m
	Vy,T,Rd = 5158.58 kN		
Nb,Rd = 9505.63 kN	My,c,Rd = 1406.84 kN*m	Mz,c,Rd = 660.05 kN*m	Vz,Ed = -3.94 kN
	MN,y,Rd = 1406.84 kN*m	MN,z,Rd = 660.05 kN*m	Vz,T,Rd = 1801.64 kN
	Mb,Rd = 1258.67 kN*m		Tt,Ed = -0.33 kN*m
			Class of section = 1



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

z = 1.00	Mcr = 5660.24 kN*m	Curve,LT - b	XLT = 0.96
Lcr,low=4.14 m	Lam_LT = 0.50	fi,LT = 0.61	XLT,mod = 0.98

BUCKLING PARAMETERS:



About y axis:

$$k_{yy} = 1.00$$



About z axis:

$$k_{zz} = 1.00$$

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(\tau_{xy,Rd}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(\tau_{xz,Rd}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Global stability check of member:

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.10 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.10 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Section OK !!!

3. Ispuna rešetke

STEEL DESIGN

CODE: BS-EN 1993-1:2005/NA:2008/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:

MEMBER: 630
0.00 m

POINT: 1

COORDINATE: x = 0.00 L =

LOADS:

Governing Load Case: 8 COMB4 2*1.35+3*0.75+(17+4)*1.50

MATERIAL:

S 235 (S 235) $f_y = 235.00$ MPa



SECTION PARAMETERS: TRON 139x6.3

h=140 mm

gM0=1.00

gM1=1.10

tw=6 mm

Ay=1681 mm²

Az=1681 mm²

Ax=2640 mm²

Iy=5886200 mm⁴

Iz=5886200 mm⁴

Ix=11772400 mm⁴

Wply=112195 mm³

Wplz=112195 mm³

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N_{Ed} = 11.94 kN

M_{y,Ed} = 7.57 kN*m

M_{z,Ed} = -1.83 kN*m

V_{y,Ed} = -4.81 kN

N_{c,Rd} = 620.46 kN

M_{y,pl,Rd} = 26.37 kN*m

M_{z,pl,Rd} = 26.37 kN*m

V_{y,T,Rd} = 198.06 kN

N_{b,Rd} = 564.06 kN

M_{y,c,Rd} = 26.37 kN*m

M_{z,c,Rd} = 26.37 kN*m

V_{z,Ed} = -4.26 kN

MN_{y,Rd} = 26.33 kN*m

MN_{z,Rd} = 26.33 kN*m

V_{z,T,Rd} = 198.06 kN

T_{t,Ed} = 3.01 kN*m

Class of section = 1



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:



About y axis:



About z axis:

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.29 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.07 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{2.00} = 0.09 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.02 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.13 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.13 < 1.00$ (6.2.6)

Section OK !!!

4. Stup

STEEL DESIGN

CODE: BS-EN 1993-1:2005/NA:2008/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.
ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:

MEMBER: 883
0.00 m

POINT: 1

COORDINATE: x = 0.00 L =

LOADS:

Governing Load Case: 8 COMB4 2*1.35+3*0.75+(17+4)*1.50

MATERIAL:

S 355 (S 355) $f_y = 345.00$ MPa



SECTION PARAMETERS: HEM 300

h=340 mm	$g_{M0}=1.00$	$g_{M1}=1.10$	
b=310 mm	$A_y=25940$ mm ²	$A_z=9053$ mm ²	$A_x=30308$ mm ²
tw=21 mm	$I_y=592010000$ mm ⁴	$I_z=194031000$ mm ⁴	$I_x=16340000$ mm ⁴
tf=39 mm	$W_{ply}=4077800$ mm ³	$W_{plz}=1913200$ mm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

$N_{,Ed} = 3716.81$ kN	$M_{y,Ed} = 15.78$ kN*m	$M_{z,Ed} = 7.65$ kN*m	$V_{y,Ed} = 2.01$ kN
$N_{c,Rd} = 10456.19$ kN	$M_{y,Ed,max} = 17.76$ kN*m	$M_{z,Ed,max} = 7.65$ kN*m	$V_{y,T,Rd} = 5123.17$ kN
$N_{b,Rd} = 9505.63$ kN	$M_{y,c,Rd} = 1406.84$ kN*m	$M_{z,c,Rd} = 660.05$ kN*m	$V_{z,Ed} = 2.37$ kN
	$MN_{,y,Rd} = 1008.73$ kN*m	$MN_{,z,Rd} = 635.69$ kN*m	$V_{z,T,Rd} = 1795.00$ kN
	$M_{b,Rd} = 1244.04$ kN*m		$T_{t,Ed} = 1.76$ kN*m
			Class of section = 1



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

z = 1.00	$M_{cr} = 5053.76$ kN*m	Curve,LT - b	XLT = 0.95
$L_{cr,upp} = 4.60$ m	$\lambda_{m_LT} = 0.53$	$f_{i,LT} = 0.63$	XLT,mod = 0.97

BUCKLING PARAMETERS:



About y axis:

$k_{yy} = 1.00$



About z axis:

$k_{zz} = 1.00$

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.36 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $M_{y,Ed}/MN_{,y,Rd} = 0.02 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $M_{z,Ed}/MN_{,z,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $(M_{y,Ed}/MN_{,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/MN_{,z,Rd})^{1.78} = 0.00 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.02 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.01 < 1.00$ (6.2.6)

Global stability check of member:

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.42 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.42 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Section OK !!!

5. Element broj 465

STEEL DESIGN

CODE: BS-EN 1993-1:2005/NA:2008/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:

MEMBER: 465
0.00 m

POINT: 1

COORDINATE: x = 0.00 L =

LOADS:

Governing Load Case: 8 COMB4 2*1.35+3*0.75+(17+4)*1.50

MATERIAL:

S 235 (S 235) fy = 235.00 MPa



SECTION PARAMETERS: TRON 219x4.5

h=219 mm	gM0=1.00	gM1=1.10	
	Ay=1931 mm ²	Az=1931 mm ²	Ax=3034 mm ²
tw=5 mm	Iy=17472400 mm ⁴	Iz=17472400 mm ⁴	Ix=34944800 mm ⁴
	Wply=207270 mm ³	Wplz=207270 mm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N _{Ed} = 75.79 kN	M _{y,Ed} = -4.72 kN*m	M _{z,Ed} = 1.75 kN*m	V _{y,Ed} = 2.62 kN
N _{c,Rd} = 712.95 kN	M _{y,pl,Rd} = 48.71 kN*m	M _{z,pl,Rd} = 48.71 kN*m	V _{y,T,Rd} = 249.69 kN
N _{b,Rd} = 648.14 kN	M _{y,c,Rd} = 48.71 kN*m	M _{z,c,Rd} = 48.71 kN*m	V _{z,Ed} = 1.29 kN
	MN _{y,Rd} = 47.63 kN*m	MN _{z,Rd} = 47.63 kN*m	V _{z,T,Rd} = 249.69 kN
			T _{t,Ed} = 2.04 kN*m
			Class of section = 1



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:



About y axis:



About z axis:

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.11 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.10 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{2.00} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\cdot gM_0) = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\cdot gM_0) = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Section OK !!!

6. Dijagonalni nosači

STEEL DESIGN

CODE: BS-EN 1993-1:2005/NA:2008/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:

MEMBER: 452
5.73 m

POINT: 3

COORDINATE: x = 1.00 L =

LOADS:

Governing Load Case: 8 COMB4 2*1.35+3*0.75+(17+4)*1.50

MATERIAL:

S 235 (S 235) $f_y = 235.00$ MPa



SECTION PARAMETERS: TRON 139x6.3

h=140 mm	$gM_0=1.00$	$gM_1=1.10$	
	$A_y=1681$ mm ²	$A_z=1681$ mm ²	$A_x=2640$ mm ²
tw=6 mm	$I_y=5886200$ mm ⁴	$I_z=5886200$ mm ⁴	$I_x=11772400$ mm ⁴
	$W_{ply}=112195$ mm ³	$W_{plz}=112195$ mm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

$N_{,Ed} = 84.23$ kN	$M_{y,Ed} = 6.36$ kN*m	$M_{z,Ed} = -2.09$ kN*m	$V_{y,Ed} = 2.59$ kN
$N_{c,Rd} = 620.46$ kN	$M_{y,pl,Rd} = 26.37$ kN*m	$M_{z,pl,Rd} = 26.37$ kN*m	$V_{y,T,Rd} = 223.97$ kN
$N_{b,Rd} = 564.06$ kN	$M_{y,c,Rd} = 26.37$ kN*m	$M_{z,c,Rd} = 26.37$ kN*m	$V_{z,Ed} = 3.79$ kN
	$MN_{,y,Rd} = 25.48$ kN*m	$MN_{,z,Rd} = 25.48$ kN*m	$V_{z,T,Rd} = 223.97$ kN
			$T_{t,Ed} = -0.41$ kN*m
			Class of section = 1



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:



About y axis:



About z axis:

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.14 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/MN_{,y,Rd} = 0.25 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$M_{z,Ed}/MN_{,z,Rd} = 0.08 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(M_{y,Ed}/MN_{,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/MN_{,z,Rd})^{2.00} = 0.07 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\cdot gM_0) = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\cdot gM_0) = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Column

Section: HEM 300

Member no.: 979

$L_c = 4,60$ [m] Column length
 $\alpha = 90,0$ [Deg] Inclination angle
 $h_c = 340$ [mm] Height of column section
 $b_{fc} = 310$ [mm] Width of column section
 $t_{wc} = 21$ [mm] Thickness of the web of column section
 $t_{fc} = 39$ [mm] Thickness of the flange of column section
 $r_c = 27$ [mm] Radius of column section fillet
 $A_c = 30308$ [mm²] Cross-sectional area of a column
 $I_{yc} = 592010000$ [mm⁴] Moment of inertia of the column section

Material: S 355

$f_{yc} = 355,00$ [MPa] Resistance
 $f_{uc} = 470,00$ [MPa] Yield strength of a material

Column base

$l_{pd} = 680$ [mm] Length
 $b_{pd} = 620$ [mm] Width
 $t_{pd} = 25$ [mm] Thickness
Material: S 355
 $f_{ypd} = 355,00$ [MPa] Resistance
 $f_{upd} = 510,00$ [MPa] Yield strength of a material

Anchorage

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt.

Class = 8.8 Anchor class
 $f_{yb} = 640,00$ [MPa] Yield strength of the anchor material
 $f_{ub} = 800,00$ [MPa] Tensile strength of the anchor material
 $d = 27$ [mm] Bolt diameter
 $A_s = 459$ [mm²] Effective section area of a bolt
 $A_v = 573$ [mm²] Area of bolt section
 $n = 2$ Number of bolt rows
 $e_v = 155$ [mm] Vertical spacing

Anchor dimensions

$L_1 = 60$ [mm]

$L_2 = 640$ [mm]

$L_3 = 120$ [mm]

$L_4 = 100$ [mm]

Washer

$l_{wd} = 60$ [mm] Length

$b_{wd} = 60$ [mm] Width

$t_{wd} = 10$ [mm] Thickness

Wedge

Section: IPE 100

$l_w = 100$ [mm] Length

Material: S 355

$f_{yw} = 355,00$ [MPa] Resistance

Material factors

$\gamma_{M0} = 1,00$ Partial safety factor

$\gamma_{M2} = 1,25$ Partial safety factor

$\gamma_C = 1,50$ Partial safety factor

Spread footing

$L = 1300$ [mm] Spread footing length

$B = 2400$ [mm] Spread footing width

$H = 900$ [mm] Spread footing height

Concrete

Class C30/37

$f_{ck} = 30,00$ [MPa] Characteristic resistance for compression

Grout layer

$t_g = 30$ [mm] Thickness of leveling layer (grout)

$f_{ck,g} = 12,00$ [MPa] Characteristic resistance for compression

$C_{f,d} = 0,30$ Coeff. of friction between the base plate and concrete

Welds

$a_p = 20$ [mm] Footing plate of the column base

$a_w = 7$ [mm] Wedge

Loads

Case: 8: COMB4 2*1.35+3*0.75+(17+4)*1.50

$N_{j,Ed} = -144,43$ [kN] Axial force

$V_{j,Ed,y} = 2,01$ [kN] Shear force

$V_{j,Ed,z} = -4,82$ [kN] Shear force

Results

Compression zone

COMPRESSION OF CONCRETE

$f_{cd} = 20,00$ [MPa] Design compressive resistance EN 1992-1:[3.1.6.(1)]

$f_j = 28,87$ [MPa] Design bearing resistance under the base plate [6.2.5.(7)]

$$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$$

$c = 51$ [mm] Additional width of the bearing pressure zone [6.2.5.(4)]

$b_{eff} = 140$ [mm] Effective width of the bearing pressure zone under the flange [6.2.5.(3)]

$l_{eff} = 411$ [mm] Effective length of the bearing pressure zone under the flange [6.2.5.(3)]

$A_{c0} = 57670$ [mm²] Area of the joint between the base plate and the foundation EN 1992-1:[6.7.(3)]

$A_{c1} = 519028$ [mm²] Maximum design area of load distribution EN 1992-1:[6.7.(3)]

$$F_{rd,u} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$$

$F_{rd,u} = 3460,19$ [kN] Bearing resistance of concrete EN 1992-1:[6.7.(3)]

$\beta_j = 0,67$ Reduction factor for compression [6.2.5.(7)]

$$f_{jd} = \beta_j*F_{rd,u}/(b_{eff}*l_{eff})$$

$f_{jd} = 40,00$ [MPa] Design bearing resistance [6.2.5.(7)]

$A_{c,n} = 134991$ [mm²] Bearing area for compression [6.2.8.2.(1)]

$$F_{c,Rd,i} = A_{c,i}*f_{jd}$$

$F_{c,Rd,n} = 5399,63$ [kN] Bearing resistance of concrete for compression [6.2.8.2.(1)]

RESISTANCES OF SPREAD FOOTING IN THE COMPRESSION ZONE

$$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$$

$N_{j,Rd} = 5399,63$ [kN] Resistance of a spread footing for axial compression [6.2.8.2.(1)]

Connection capacity check

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24) $0,03 < 1,00$ **verified** (0,03)

Shear

BEARING PRESSURE OF AN ANCHOR BOLT ONTO THE BASE PLATE

Shear force $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} = 2,67$ Coeff. taking account of the bolt position - in the direction of shear [Table 3.4]

$\alpha_{b,y} = 1,00$ Coeff. for resistance calculation $F_{1,vb,Rd}$ [Table 3.4]

$k_{1,y} = 2,50$ Coeff. taking account of the bolt position - perpendicularly to the direction of shear [Table 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \cdot \alpha_{b,y} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,y} = 688,50$ [kN] Resistance of an anchor bolt for bearing pressure onto the base plate [6.2.2.(7)]

Shear force $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 0,90$ Coeff. taking account of the bolt position - in the direction of shear [Table 3.4]

$\alpha_{b,z} = 0,90$ Coeff. for resistance calculation $F_{1,vb,Rd}$ [Table 3.4]

$k_{1,z} = 2,50$ Coeff. taking account of the bolt position - perpendicularly to the direction of shear [Table 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,z} = 619,25$ [kN] Resistance of an anchor bolt for bearing pressure onto the base plate [6.2.2.(7)]

SHEAR OF AN ANCHOR BOLT

$\alpha_b = 0,25$ Coeff. for resistance calculation $F_{2,vb,Rd}$ [6.2.2.(7)]

$A_{vb} = 573$ [mm²] Area of bolt section [6.2.2.(7)]

$f_{ub} = 800,00$ [MPa] Tensile strength of the anchor material [6.2.2.(7)]

$\gamma_{M2} = 1,25$ Partial safety factor [6.2.2.(7)]

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$$

$F_{2,vb,Rd} = 90,88$ [kN] Shear resistance of a bolt - without lever arm [6.2.2.(7)]

$\alpha_M = 2,00$ Factor related to the fastening of an anchor in the foundation CEB [9.3.2.2]

$M_{Rk,s} = 1,86$ [kN*m] Characteristic bending resistance of an anchor CEB [9.3.2.2]

$l_{sm} = 56$ [mm] Lever arm length CEB [9.3.2.2]

$\gamma_{Ms} = 1,20$ Partial safety factor CEB [3.2.3.2]

$$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M \cdot M_{Rk,s} / (l_{sm} \cdot \gamma_{Ms})$$

$F_{v,Rd,sm} = 55,21$ [kN] Shear resistance of a bolt - with lever arm CEB [9.3.1]

CONCRETE PRY-OUT FAILURE

$N_{Rk,c} = 401,45$ [kN] Design uplift capacity CEB [9.2.4]

$k_3 = 2,00$ Factor related to the anchor length CEB [9.3.3]

$\gamma_{Mc} = 2,16$ Partial safety factor CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,cp} = k_3 \cdot N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,cp} = 371,72$ [kN] Concrete resistance for pry-out failure CEB [9.3.1]

CONCRETE EDGE FAILURE**Shear force $V_{j,Ed,y}$**

$V_{Rk,c,y}^0 =$	1273,33	[kN]	Characteristic resistance of an anchor	CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,y} =$	0,18		Factor related to anchor spacing and edge distance	CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,y} =$	1,23		Factor related to the foundation thickness	CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,y} =$	0,80		Factor related to the influence of edges parallel to the shear load direction	CEB [9.3.4.(d)]
$\psi_{ec,V,y} =$	1,00		Factor taking account a group effect when different shear loads are acting on the individual anchors in a group	CEB [9.3.4.(e)]
$\psi_{\alpha,V,y} =$	1,00		Factor related to the angle at which the shear load is applied	CEB [9.3.4.(f)]
$\psi_{ucr,V,y} =$	1,00		Factor related to the type of edge reinforcement used	CEB [9.3.4.(g)]
$\gamma_{Mc} =$	2,16		Partial safety factor	CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,c,y} = \frac{V_{Rk,c,y}^0 \cdot \psi_{A,V,y} \cdot \psi_{h,V,y} \cdot \psi_{s,V,y} \cdot \psi_{ec,V,y} \cdot \psi_{\alpha,V,y} \cdot \psi_{ucr,V,y}}{\gamma_{Mc}}$$

$$F_{v,Rd,c,y} = 104,32 \text{ [kN]} \quad \text{Concrete resistance for edge failure} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

Shear force $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z}^0 =$	454,71	[kN]	Characteristic resistance of an anchor	CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,z} =$	1,00		Factor related to anchor spacing and edge distance	CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,z} =$	1,00		Factor related to the foundation thickness	CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,z} =$	1,00		Factor related to the influence of edges parallel to the shear load direction	CEB [9.3.4.(d)]
$\psi_{ec,V,z} =$	1,00		Factor taking account a group effect when different shear loads are acting on the individual anchors in a group	CEB [9.3.4.(e)]
$\psi_{\alpha,V,z} =$	1,00		Factor related to the angle at which the shear load is applied	CEB [9.3.4.(f)]
$\psi_{ucr,V,z} =$	1,00		Factor related to the type of edge reinforcement used	CEB [9.3.4.(g)]
$\gamma_{Mc} =$	2,16		Partial safety factor	CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,c,z} = \frac{V_{Rk,c,z}^0 \cdot \psi_{A,V,z} \cdot \psi_{h,V,z} \cdot \psi_{s,V,z} \cdot \psi_{ec,V,z} \cdot \psi_{\alpha,V,z} \cdot \psi_{ucr,V,z}}{\gamma_{Mc}}$$

$$F_{v,Rd,c,z} = 210,51 \text{ [kN]} \quad \text{Concrete resistance for edge failure} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

SPLITTING RESISTANCE

$C_{f,d} = 0,30$ Coeff. of friction between the base plate and concrete [6.2.2.(6)]

$N_{c,Ed} = 144,43$ [kN] Compressive force [6.2.2.(6)]

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed}$$

$F_{f,Rd} = 43,33$ [kN] Slip resistance [6.2.2.(6)]

BEARING PRESSURE OF THE WEDGE ONTO CONCRETE

$$F_{v,Rd,wg,y} = 1.4 \cdot l_w \cdot b_{wy} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

$F_{v,Rd,wg,y} = 280,00$ [kN] Resistance for bearing pressure of the wedge onto concrete

$$F_{v,Rd,wg,z} = 1.4 \cdot l_w \cdot b_{wz} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

$F_{v,Rd,wg,z} = 154,00$ [kN] Resistance for bearing pressure of the wedge onto concrete

SHEAR CHECK

$$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$$

$V_{j,Rd,y} = 433,75$ [kN] Connection resistance for shear CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$ $0,00 < 1,00$ **verified** (0,00)

$$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$$

$V_{j,Rd,z} = 307,75$ [kN] Connection resistance for shear CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$ $0,02 < 1,00$ **verified** (0,02)

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$ $0,02 < 1,00$ **verified** (0,02)

Welds between the column and the base plate

$\sigma_{\perp} = 2,22$ [MPa] Normal stress in a weld [4.5.3.(7)]

$\tau_{\perp} = 2,22$ [MPa] Perpendicular tangent stress [4.5.3.(7)]

$\tau_{yII} = 0,08$ [MPa] Tangent stress parallel to $V_{j,Ed,y}$ [4.5.3.(7)]

$\tau_{zII} = -0,46$ [MPa] Tangent stress parallel to $V_{j,Ed,z}$ [4.5.3.(7)]

$\beta_W = 0,90$ Resistance-dependent coefficient [4.5.3.(7)]

$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1) $0,01 < 1,00$ **verified** (0,01)

$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2)) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1.0$ (4.1) $0,01 < 1,00$ **verified** (0,01)

$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2)) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1.0$ (4.1) $0,01 < 1,00$ **verified** (0,01)

Weakest component:

FOUNDATION - BEARING PRESSURE ONTO CONCRETE

Remarks

Anchor curvature radius is too small. 60 [mm] < 81 [mm]



Segment L4 of the hook anchor is too short. 100 [mm] < 135 [mm]

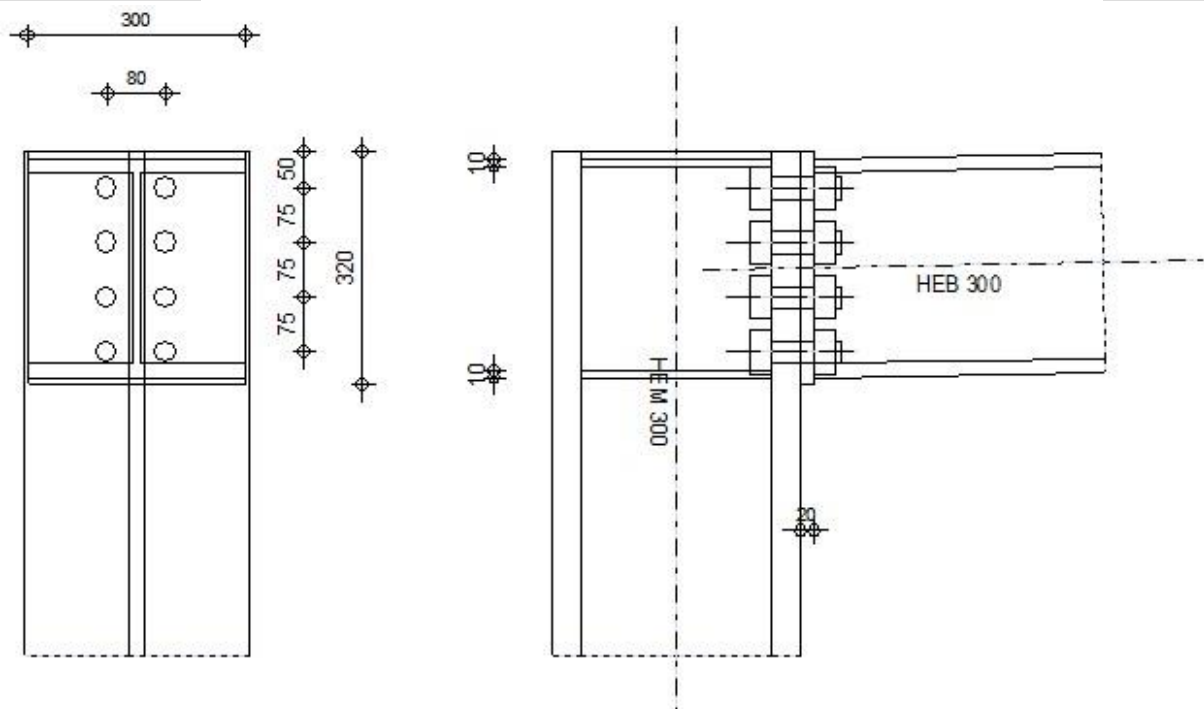
Anchor curvature radius is too small.

60 [mm] < 81 [mm]

Connection conforms to the code	Ratio 0,03
----------------------------------------	-------------------

2. Priključak stupa i gornjeg pojasa rešetke

	Robot Structural Analysis Professional 2023 Design of fixed beam-to-column connection EN 1993-1-8:2005/AC:2009	 Ratio 0,96
-----------------------------------------------------------------------------------	-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-------------------------------------------------------------------------------------------------------------



General

Connection no.: 2

Connection name: Priključak stupa i gornjeg pojasa rešetke

Structure node: 103

Structure members: 1026, 1473

Geometry

Column

Section: HEM 300
Member no.: 1026
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Inclination angle
 $h_c = 340$ [mm] Height of column section
 $b_{fc} = 310$ [mm] Width of column section
 $t_{wc} = 21$ [mm] Thickness of the web of column section
 $t_{fc} = 39$ [mm] Thickness of the flange of column section
 $r_c = 27$ [mm] Radius of column section fillet
 $A_c = 30308$ [mm²] Cross-sectional area of a column
 $I_{xc} = 592010000$ [mm⁴] Moment of inertia of the column section
Material: S 355
 $f_{yc} = 355,00$ [MPa] Resistance

Beam

Section: HEB 300
Member no.: 1473
 $\alpha = 1,1$ [Deg] Inclination angle
 $h_b = 300$ [mm] Height of beam section
 $b_f = 300$ [mm] Width of beam section
 $t_{wb} = 11$ [mm] Thickness of the web of beam section
 $t_{fb} = 19$ [mm] Thickness of the flange of beam section
 $r_b = 27$ [mm] Radius of beam section fillet
 $r_b = 27$ [mm] Radius of beam section fillet
 $A_b = 14908$ [mm²] Cross-sectional area of a beam
 $I_{xb} = 251657000$ [mm⁴] Moment of inertia of the beam section
Material: S 355
 $f_{yb} = 355,00$ [MPa] Resistance

Bolts

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt.

$d = 30$ [mm] Bolt diameter
Class = 10.9 Bolt class
 $F_{tRd} = 403,92$ [kN] Tensile resistance of a bolt
 $n_h = 2$ Number of bolt columns
 $n_v = 4$ Number of bolt rows

$d = 30$ [mm] Bolt diameter
 $h_1 = 50$ [mm] Distance between first bolt and upper edge of front plate
 Horizontal spacing $e_i = 80$ [mm]
 Vertical spacing $p_i = 75; 75; 75$ [mm]

Plate

$h_p = 320$ [mm] Plate height
 $b_p = 300$ [mm] Plate width
 $t_p = 20$ [mm] Plate thickness
 Material: S 355 W
 $f_{yp} = 355,00$ [MPa] Resistance

Column stiffener

Upper

$h_{su} = 262$ [mm] Stiffener height
 $b_{su} = 144$ [mm] Stiffener width
 $t_{hu} = 10$ [mm] Stiffener thickness
 Material: S 355 W
 $f_{ysu} = 355,00$ [MPa] Resistance

Lower

$h_{sd} = 262$ [mm] Stiffener height
 $b_{sd} = 144$ [mm] Stiffener width
 $t_{hd} = 10$ [mm] Stiffener thickness
 Material: S 355 W
 $f_{ysu} = 355,00$ [MPa] Resistance

Fillet welds

$a_w = 8$ [mm] Web weld
 $a_f = 14$ [mm] Flange weld
 $a_s = 8$ [mm] Stiffener weld

Material factors

$\gamma_{M0} = 1,00$ Partial safety factor [2.2]
 $\gamma_{M1} = 1,00$ Partial safety factor [2.2]
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Partial safety factor [2.2]
 $\gamma_{M3} = 1,25$ Partial safety factor [2.2]

Loads

Ultimate limit state

Case: 8: COMB4 $2 \cdot 1.35 + 3 \cdot 0.75 + (17+4) \cdot 1.50$

$M_{b1,Ed} = -33,09$ [kN*m] Bending moment in the right beam

$V_{b1,Ed} = -43,48$ [kN] Shear force in the right beam

$N_{b1,Ed} = 930,31$ [kN] Axial force in the right beam

$M_{c1,Ed} = -27,42$ [kN*m] Bending moment in the lower column

$V_{c1,Ed} = -1031,78$ [kN] Shear force in the lower column

$N_{c1,Ed} = 31,58$ [kN] Axial force in the lower column

Results

Beam resistances

TENSION

$A_b = 14908$ [mm²] Area EN1993-1-1:[6.2.3]

$$N_{tb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$N_{tb,Rd} = 5292,27$ [kN] Design tensile resistance of the section EN1993-1-1:[6.2.3]

SHEAR

$A_{vb} = 4743$ [mm²] Shear area EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

$V_{cb,Rd} = 972,08$ [kN] Design sectional resistance for shear EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0,04 < 1,00$ **verified** (0,04)

BENDING - PLASTIC MOMENT (WITHOUT BRACKETS)

$W_{plb} = 1868800$ [mm³] Plastic section modulus EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{b,pl,Rd} = 663,42$ [kN*m] Plastic resistance of the section for bending (without stiffeners) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

BENDING ON THE CONTACT SURFACE WITH PLATE OR CONNECTED ELEMENT

$W_{pl} = 1791101$ [mm³] Plastic section modulus EN1993-1-1:[6.2.5]

$$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{cb,Rd} = 635,84$ [kN*m] Design resistance of the section for bending EN1993-1-1:[6.2.5]

FLANGE AND WEB - COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 635,84$ [kN*m] Design resistance of the section for bending EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 281$ [mm] Distance between the centroids of flanges [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$$F_{c,fb,Rd} = 2262,38 \text{ [kN]} \quad \text{Resistance of the compressed flange and web} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

Column resistances

WEB PANEL - SHEAR

$$M_{b1,Ed} = -33,09 \text{ [kN*m]} \quad \text{Bending moment (right beam)} \quad [5.3.(3)]$$

$$M_{b2,Ed} = 0,00 \text{ [kN*m]} \quad \text{Bending moment (left beam)} \quad [5.3.(3)]$$

$$V_{c1,Ed} = -1031,78 \text{ [kN]} \quad \text{Shear force (lower column)} \quad [5.3.(3)]$$

$$V_{c2,Ed} = 0,00 \text{ [kN]} \quad \text{Shear force (upper column)} \quad [5.3.(3)]$$

$$z = 218 \text{ [mm]} \quad \text{Lever arm} \quad [6.2.5]$$

$$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$$

$$V_{wp,Ed} = 364,08 \text{ [kN]} \quad \text{Shear force acting on the web panel} \quad [5.3.(3)]$$

$$A_{vs} = \frac{905}{3} \text{ [mm}^2\text{]} \quad \text{Shear area of the column web} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$A_{vc} = \frac{905}{3} \text{ [mm}^2\text{]} \quad \text{Shear area} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$d_s = 290 \text{ [mm]} \quad \text{Distance between the centroids of stiffeners} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,fc,Rd} = \frac{41,85}{85} \text{ [kN*m]} \quad \text{Plastic resistance of the column flange for bending} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,stu,Rd} = \frac{2,7}{5} \text{ [kN*m]} \quad \text{Plastic resistance of the upper transverse stiffener for bending} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,sti,Rd} = \frac{2,7}{5} \text{ [kN*m]} \quad \text{Plastic resistance of the lower transverse stiffener for bending} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} * f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$$

$$V_{wp,Rd} = 1977,43 \text{ [kN]} \quad \text{Resistance of the column web panel for shear} \quad [6.2.6.1]$$

$$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0 \quad 0,18 < 1,00 \quad \text{verified} \quad (0,18)$$

WEB - TRANSVERSE COMPRESSION - LEVEL OF THE BEAM TOP FLANGE

Bearing:

$$t_{wc} = 21 \text{ [mm]} \quad \text{Effective thickness of the column web} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$b_{eff,c,wc} = 399 \text{ [mm]} \quad \text{Effective width of the web for compression} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$A_{vc} = 9053 \text{ [mm}^2\text{]} \quad \text{Shear area} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 0,69 \quad \text{Reduction factor for interaction with shear} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\sigma_{com,Ed} = 3,77 \text{ [MPa]} \quad \text{Maximum compressive stress in web} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$k_{wc} = 1,00 \quad \text{Reduction factor conditioned by compressive stresses} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$A_s = 2890 \text{ [mm}^2\text{]} \quad \text{Area of the web stiffener} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 3071,45 \quad [\text{kN}] \quad \text{Column web resistance} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Buckling:

$$d_{wc} = 208 \quad [\text{mm}] \quad \text{Height of compressed web} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 0,53 \quad \text{Plate slenderness of an element} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 1,00 \quad \text{Reduction factor for element buckling} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_s = 2,24 \quad \text{Stiffener slenderness} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$\chi_s = 1,00 \quad \text{Buckling coefficient of the stiffener} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 3071,45 \quad [\text{kN}] \quad \text{Column web resistance} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Final resistance:

$$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd,upp} = 3071,45 \quad [\text{kN}] \quad \text{Column web resistance} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Geometrical parameters of a connection

EFFECTIVE LENGTHS AND PARAMETERS - COLUMN FLANGE

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	8	-	115	-	75	50	63	50	63	100	13	13	13
2	8	-	115	-	75	50	175	50	175	150	75	75	75
3	8	-	115	-	75	50	175	50	175	150	75	75	75
4	8	-	115	-	75	50	63	50	63	100	13	13	13

EFFECTIVE LENGTHS AND PARAMETERS - FRONT PLATE

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	25	-	110	-	75	160	204	160	204	155	121	121	121
2	25	-	110	-	75	160	239	160	239	150	75	75	75
3	25	-	110	-	75	160	239	160	239	150	75	75	75
4	25	-	110	-	75	160	204	160	204	155	121	121	121

m – Bolt distance from the web

m_x – Bolt distance from the beam flange

e – Bolt distance from the outer edge

e_x – Bolt distance from the horizontal outer edge

p – Distance between bolts

l_{eff,cp} – Effective length for a single bolt row in the circular failure mode

- m – Bolt distance from the web
- $l_{eff,nc}$ – Effective length for a single bolt row in the non-circular failure mode
- $l_{eff,1}$ – Effective length for a single bolt row for mode 1
- $l_{eff,2}$ – Effective length for a single bolt row for mode 2
- $l_{eff,cp,g}$ – Effective length for a group of bolts in the circular failure mode
- $l_{eff,nc,g}$ – Effective length for a group of bolts in the non-circular failure mode
- $l_{eff,1,g}$ – Effective length for a group of bolts for mode 1
- $l_{eff,2,g}$ – Effective length for a group of bolts for mode 2

Connection resistance for tension

$F_{t,Rd} = 403,92$ [kN] Bolt resistance for tension [Table 3.4]

$B_{p,Rd} = 692,16$ [kN] Punching shear resistance of a bolt [Table 3.4]

$F_{t,fc,Rd}$ – column flange resistance due to bending

$F_{t,wc,Rd}$ – column web resistance due to tension

$F_{t,ep,Rd}$ – resistance of the front plate due to bending

$F_{t,wb,Rd}$ – resistance of the web in tension

$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd})$ [6.2.6.4] , [Tab.6.2]

$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.3.(1)]

$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd})$ [6.2.6.5] , [Tab.6.2]

$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.8.(1)]

RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 1

F_{t1,Rd,comp} - Formula	F_{t1,Rd,comp}	Component
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	366,90	Bolt row resistance
$F_{t,fc,Rd(1)} = 807,84$	807,84	Column flange - tension
$F_{t,wc,Rd(1)} = 366,90$	366,90	Column web - tension
$F_{t,ep,Rd(1)} = 701,24$	701,24	Front plate - tension
$F_{t,wb,Rd(1)} = 624,41$	624,41	Beam web - tension
$B_{p,Rd} = 1384,31$	1384,31	Bolts due to shear punching

RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 2

F_{t2,Rd,comp} - Formula	F_{t2,Rd,comp}	Component
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	272,24	Bolt row resistance
$F_{t,fc,Rd(2)} = 807,84$	807,84	Column flange - tension
$F_{t,wc,Rd(2)} = 366,90$	366,90	Column web - tension

F_{t2,Rd,comp} - Formula	F_{t2,Rd,comp}	Component
$F_{t,ep,Rd(2)} = 745,52$	745,52	Front plate - tension
$F_{t,wb,Rd(2)} = 624,41$	624,41	Beam web - tension
$B_{p,Rd} = 1384,31$	1384,31	Bolts due to shear punching
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1615,68 - 366,90$	1248,78	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 639,13 - 366,90$	272,24	Column web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1096,12 - 366,90$	729,22	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 767,11 - 366,90$	400,22	Beam web - tension - group

RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 3

F_{t3,Rd,comp} - Formula	F_{t3,Rd,comp}	Component
$F_{t3,Rd} = \text{Min}(F_{t3,Rd,comp})$	313,51	Bolt row resistance
$F_{t,fc,Rd(3)} = 807,84$	807,84	Column flange - tension
$F_{t,wc,Rd(3)} = 366,90$	366,90	Column web - tension
$F_{t,ep,Rd(3)} = 745,52$	745,52	Front plate - tension
$F_{t,wb,Rd(3)} = 624,41$	624,41	Beam web - tension
$B_{p,Rd} = 1384,31$	1384,31	Bolts due to shear punching
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 1615,68 - 272,24$	1343,44	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 1039,44 - 272,24$	767,20	Column web - tension - group
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 2423,52 - 639,13$	1784,39	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 1116,03 - 639,13$	476,89	Column web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 836,97 - 272,24$	564,73	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 585,75 - 272,24$	313,51	Beam web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 1514,60 - 639,13$	875,47	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 1059,99 - 639,13$	420,86	Beam web - tension - group

RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 4

F_{t4,Rd,comp} - Formula	F_{t4,Rd,comp}	Component
$F_{t4,Rd} = \text{Min}(F_{t4,Rd,comp})$	237,15	Bolt row resistance
$F_{t,fc,Rd(4)} = 807,84$	807,84	Column flange - tension
$F_{t,wc,Rd(4)} = 366,90$	366,90	Column web - tension
$F_{t,ep,Rd(4)} = 701,24$	701,24	Front plate - tension
$F_{t,wb,Rd(4)} = 624,41$	624,41	Beam web - tension
$B_{p,Rd} = 1384,31$	1384,31	Bolts due to shear punching

F_{t4,Rd,comp} - Formula	F_{t4,Rd,comp}	Component
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 1615,68 - 313,51$	1302,17	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 639,13 - 313,51$	325,62	Column web - tension - group
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 2423,52 - 585,75$	1837,77	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 1116,03 - 585,75$	530,28	Column web - tension - group
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 3231,36 - 952,65$	2278,71	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 1189,79 - 952,65$	237,15	Column web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 1096,12 - 313,51$	782,60	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 767,11 - 313,51$	453,60	Beam web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 1514,60 - 585,75$	928,85	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 1059,99 - 585,75$	474,24	Beam web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 2192,23 - 952,65$	1239,58	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 1534,23 - 952,65$	581,58	Beam web - tension - group

SUMMARY TABLE OF FORCES

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	255	366,90	807,84	366,90	701,24	624,41	807,84	1384,31
2	180	272,24	807,84	366,90	745,52	624,41	807,84	1384,31
3	105	313,51	807,84	366,90	745,52	624,41	807,84	1384,31
4	30	237,15	807,84	366,90	701,24	624,41	807,84	1384,31

CONNECTION RESISTANCE FOR TENSION N_{j,Rd}

$$N_{j,Rd} = \sum F_{tj,Rd}$$

$$N_{j,Rd} = 1189,79 \quad [\text{kN}] \quad \text{Connection resistance for tension} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,78 < 1,00 \quad \text{verified} \quad (0,78)$$

Connection resistance for bending

RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 1

F_{t1,Rd,comp} - Formula	F_{t1,Rd,comp}	Component
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	366,90	Bolt row resistance
$F_{t,fc,Rd(1)} = 807,84$	807,84	Column flange - tension
$F_{t,wc,Rd(1)} = 366,90$	366,90	Column web - tension
$F_{t,ep,Rd(1)} = 701,24$	701,24	Front plate - tension
$F_{t,wb,Rd(1)} = 624,41$	624,41	Beam web - tension
$B_{p,Rd} = 1384,31$	1384,31	Bolts due to shear punching

F_{t1,Rd,comp} - Formula	F_{t1,Rd,comp}	Component
$V_{wp,Rd}/\beta = 1977,43$	1977,43	Web panel - shear
$F_{c,wc,Rd} = 3071,45$	3071,45	Column web - compression
$F_{c,fb,Rd} = 2262,38$	2262,38	Beam flange - compression

RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 2

F_{t2,Rd,comp} - Formula	F_{t2,Rd,comp}	Component
$F_{t2,Rd} = \text{Min}(F_{t2,Rd,comp})$	272,24	Bolt row resistance
$F_{t,fc,Rd(2)} = 807,84$	807,84	Column flange - tension
$F_{t,wc,Rd(2)} = 366,90$	366,90	Column web - tension
$F_{t,ep,Rd(2)} = 745,52$	745,52	Front plate - tension
$F_{t,wb,Rd(2)} = 624,41$	624,41	Beam web - tension
$B_{p,Rd} = 1384,31$	1384,31	Bolts due to shear punching
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ti,Rd} = 1977,43 - 366,90$	1610,53	Web panel - shear
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 3071,45 - 366,90$	2704,55	Column web - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 2262,38 - 366,90$	1895,48	Beam flange - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1615,68 - 366,90$	1248,78	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 639,13 - 366,90$	272,24	Column web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1096,12 - 366,90$	729,22	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 767,11 - 366,90$	400,22	Beam web - tension - group

RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 3

F_{t3,Rd,comp} - Formula	F_{t3,Rd,comp}	Component
$F_{t3,Rd} = \text{Min}(F_{t3,Rd,comp})$	313,51	Bolt row resistance
$F_{t,fc,Rd(3)} = 807,84$	807,84	Column flange - tension
$F_{t,wc,Rd(3)} = 366,90$	366,90	Column web - tension
$F_{t,ep,Rd(3)} = 745,52$	745,52	Front plate - tension
$F_{t,wb,Rd(3)} = 624,41$	624,41	Beam web - tension
$B_{p,Rd} = 1384,31$	1384,31	Bolts due to shear punching
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ti,Rd} = 1977,43 - 639,13$	1338,29	Web panel - shear
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 3071,45 - 639,13$	2432,31	Column web - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 2262,38 - 639,13$	1623,25	Beam flange - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 1615,68 - 272,24$	1343,44	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 1039,44 - 272,24$	767,20	Column web - tension - group

F_{t3,Rd,comp} - Formula	F_{t3,Rd,comp}	Component
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 2423,52 - 639,13$	1784,39	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 1116,03 - 639,13$	476,89	Column web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 836,97 - 272,24$	564,73	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 585,75 - 272,24$	313,51	Beam web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 1514,60 - 639,13$	875,47	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 1059,99 - 639,13$	420,86	Beam web - tension - group

RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 4

F_{t4,Rd,comp} - Formula	F_{t4,Rd,comp}	Component
$F_{t4,Rd} = \text{Min}(F_{t4,Rd,comp})$	237,15	Bolt row resistance
$F_{t,fc,Rd(4)} = 807,84$	807,84	Column flange - tension
$F_{t,wc,Rd(4)} = 366,90$	366,90	Column web - tension
$F_{t,ep,Rd(4)} = 701,24$	701,24	Front plate - tension
$F_{t,wb,Rd(4)} = 624,41$	624,41	Beam web - tension
$B_{p,Rd} = 1384,31$	1384,31	Bolts due to shear punching
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{ti,Rd} = 1977,43 - 952,65$	1024,78	Web panel - shear
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 3071,45 - 952,65$	2118,80	Column web - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 2262,38 - 952,65$	1309,73	Beam flange - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 1615,68 - 313,51$	1302,17	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 639,13 - 313,51$	325,62	Column web - tension - group
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 2423,52 - 585,75$	1837,77	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 1116,03 - 585,75$	530,28	Column web - tension - group
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 3231,36 - 952,65$	2278,71	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 1189,79 - 952,65$	237,15	Column web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 1096,12 - 313,51$	782,60	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 767,11 - 313,51$	453,60	Beam web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 1514,60 - 585,75$	928,85	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 1059,99 - 585,75$	474,24	Beam web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 2192,23 - 952,65$	1239,58	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 1534,23 - 952,65$	581,58	Beam web - tension - group

SUMMARY TABLE OF FORCES

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	255	366,90	807,84	366,90	701,24	624,41	807,84	1384,31
2	180	272,24	807,84	366,90	745,52	624,41	807,84	1384,31
3	105	313,51	807,84	366,90	745,52	624,41	807,84	1384,31
4	30	237,15	807,84	366,90	701,24	624,41	807,84	1384,31

CONNECTION RESISTANCE FOR BENDING M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 183,19 \text{ [kN*m]} \quad \text{Connection resistance for bending} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,18 < 1,00 \quad \text{verified} \quad (0,18)$$

Verification of M+N interaction

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1 \quad [6.2.5.1.(3)]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \quad 0,96 < 1,00 \quad \text{verified} \quad (0,96)$$

Connection resistance for shear

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{v,Rd} \quad [Table 3.4]$$

$$F_{v,Rd} = 339,29 \text{ [kN]} \quad \text{Shear resistance of a single bolt} \quad [Table 3.4]$$

$$F_{t,Rd,max} = 403,92 \text{ [kN]} \quad \text{Tensile resistance of a single bolt} \quad [Table 3.4]$$

$$F_{b,Rd,int} = 210,48 \text{ [kN]} \quad \text{Bearing resistance of an intermediate bolt} \quad [Table 3.4]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 209,43 \text{ [kN]} \quad \text{Bearing resistance of an outermost bolt} \quad [Table 3.4]$$

Nr	F _{tj,Rd,N}	F _{tj,Ed,N}	F _{tj,Rd,M}	F _{tj,Ed,M}	F _{tj,Ed}	F _{vj,Rd}
1	366,90	286,88	366,90	66,28	353,16	420,96
2	272,24	212,86	272,24	49,18	262,05	420,96
3	313,51	245,14	313,51	56,64	301,78	420,96
4	237,15	185,43	237,15	42,84	228,27	420,96

F_{tj,Rd,N} – Bolt row resistance for simple tension

F_{tj,Ed,N} – Force due to axial force in a bolt row

F_{tj,Rd,M} – Bolt row resistance for simple bending

F_{tj,Ed,M} – Force due to moment in a bolt row

F_{tj,Ed} – Maximum tensile force in a bolt row

F_{vj,Rd} – Reduced bolt row resistance

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{ij,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{ij,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} / (1 - F_{ij,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd} \quad \text{[Table 3.4]}$$

$$V_{j,Rd} = 1683,84 \quad \text{[kN]} \quad \text{Connection resistance for shear} \quad \text{[Table 3.4]}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,03 < 1,00 \quad \text{verified} \quad (0,03)$$

Weld resistance

$$A_w = 9909 \text{ [mm}^2\text{]} \quad \text{Area of all welds} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$A_{wy} = 6580 \text{ [mm}^2\text{]} \quad \text{Area of horizontal welds} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$A_{wz} = 3329 \text{ [mm}^2\text{]} \quad \text{Area of vertical welds} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$I_{wy} = 11332406_3 \text{ [mm}^4\text{]} \quad \text{Moment of inertia of the weld arrangement with respect to the hor. axis} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\sigma_{\perp max} = \tau_{\perp max} = 92,00 \text{ [MPa]} \quad \text{Normal stress in a weld} \quad \text{[4.5.3.2(6)]}$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 87,87 \text{ [MPa]} \quad \text{Stress in a vertical weld} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\tau_{\parallel} = -13,06 \text{ [MPa]} \quad \text{Tangent stress} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\beta_w = 0,90 \quad \text{Correlation coefficient} \quad \text{[4.5.3.2(7)]}$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 184,00 < 417,78 \quad \text{verified} \quad (0,44)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 177,19 < 417,78 \quad \text{verified} \quad (0,42)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 92,00 < 338,40 \quad \text{verified} \quad (0,27)$$

Connection stiffness

Axial force in the beam exceeds 5% of the $N_{pl,Rd}$ strength. According to point 6.3.1.(4), connection stiffness cannot be calculated.

Weakest component:

COLUMN WEB - TENSION

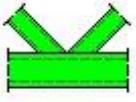
Remarks

Distance of bolts from the beam web is too small.

$$34 \text{ [mm]} < 40 \text{ [mm]}$$

Connection conforms to the code Ratio 0,96


3. Priključak stupa i rešetke



Robot Structural Analysis Professional 2023

Design of truss node connection

EN 1993-1-8:2005/AC:2009

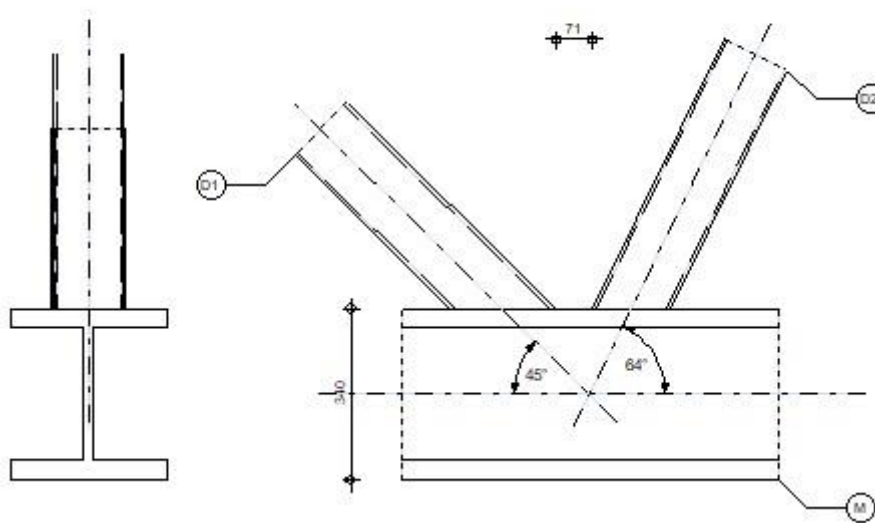


Ratio
0,59

D1 - TCAR 150x10

D2 - TCAR 140x6.3

M - HEM 300



General

Connection no.: 3

Connection name: Priključak stupa i rešetke

Structure node: 45

Structure members: 657, 663, 664

Geometry

Members

		Chord	Diagonal 1	Diagonal 2	Post	
Member no.:		657	664	663		
Section:		HEM 300	TCAR 150x10	TCAR 140x6.3		
	h	340	150	140		mm
	b _f	310	150	140		mm
	t _w	21	10	6		mm

		Chord	Diagonal 1	Diagonal 2	Post	
	t_f	39	10	6		mm
	r	27	23	14		mm
Material :		S 355	S 355	S 355		
	f_y	355,00	355,00	355,00		MPa
	f_u	470,00	470,00	470,00		MPa
Angle	θ	0,0	44,6	63,9		Deg
Length	l	4594	3834	3326		mm

Offset

$e_0 = 0$ [mm] Offset

Spacings

$g_2 = 71$ [mm] Spacing of 2nd diagonal

Welds

$a_d = 10$ [mm] Thickness of welds of diagonals and posts

Loads

Case: 8 : COMB4 $2*1.35+3*0.75+(17+4)*1.50$

Chord

$N_{01,Ed} = 1819,58$ [kN] Axial force

$M_{01,Ed} = -29,17$ [kN*m] Bending moment

$N_{02,Ed} = 976,76$ [kN] Axial force

$M_{02,Ed} = -36,45$ [kN*m] Bending moment

Diagonal 1

$N_1 = -813,47$ [kN] Axial force

$M_1 = -5,59$ [kN*m] Bending moment

Diagonal 2

$N_2 = 593,59$ [kN] Axial force

$M_2 = -1,95$ [kN*m] Bending moment

Results

Capacity verification Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005

$\gamma_{M5} = 1,00$ Partial safety factor

[Table 2.1]

FAILURE MODES FOR JOINTS (I OR H SECTION CHORD MEMBERS)

[Table 7.21] for $N_{i,Rd}$ and [Table 7.22] for $M_{i,Rd}$

GEOMETRICAL PARAMETERS

$\beta = 0,47$ Coefficient taking account of geometry of connection members $\beta = (b_2 + h_2 + b_1 + h_1) / (4 * b_0)$ [1.5 (6)]

$\gamma = 3,97$ Coefficient taking account of geometry of the chord $\gamma = b_0 / 2 * t_{f0}$

Tube brace failure

DIAGONAL 2

$p_{eff} = 267$ [mm] Effective width in the connection of the diagonal to the chord $p_{eff} = b_2 + h_2 - 2 * t_2$

$M_{2,Rd} = 83,73$ [kN*m] Bending resistance $M_{2,Rd} = [f_{y2} * t_2 * p_{eff} * h_2] / \gamma_{M5}$

$|M_2| \leq M_{2,Rd}$ $|-1,95| < 83,73$ **verified** (0,02)

DIAGONAL 1

$p_{eff} = 280$ [mm] Effective width in the connection of the diagonal to the chord $p_{eff} = b_1 + h_1 - 2 * t_1$

$M_{1,Rd} = 149,10$ [kN*m] Bending resistance $M_{1,Rd} = [f_{y1} * t_1 * p_{eff} * h_1] / \gamma_{M5}$

$|M_1| \leq M_{1,Rd}$ $|-5,59| < 149,10$ **verified** (0,04)

Chord shear

DIAGONAL 2

$A_v = 14266$ [mm²] Shear area of the chord $A_v = A_0 - (2 - \alpha) * b_r * t_r + (t_w + 2 * r) * t_r$

$N_{2,Rd} = 3255,24$ [kN] Tension capacity $N_{2,Rd} = f_{y0} * A_v / \sqrt{3} * \sin(\theta_2) / \gamma_{M5}$

$|N_2| \leq N_{2,Rd}$ $|593,59| < 3255,24$ **verified** (0,18)

DIAGONAL 1

$A_v = 14266$ [mm²] Shear area of the chord $A_v = A_0 - (2 - \alpha) * b_r * t_r + (t_w + 2 * r) * t_r$

$N_{1,Rd} = 4161,62$ [kN] Compression capacity $N_{1,Rd} = f_{y0} * A_v / \sqrt{3} * \sin(\theta_1) / \gamma_{M5}$

$|N_1| \leq N_{1,Rd}$ $|-813,47| < 4161,62$ **verified** (0,20)

CHORD RESISTANCE

$V_{pl,Rd} = 2924,04$ [kN] Plastic resistance for shear $V_{pl,Rd} = (A_v * f_{y0}) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$

$|V_{Ed}| \leq V_{pl,Rd}$ $|571,56| < 2924,04$ **verified** (0,20)

$N_{0,Rd} = 10661,57$ [kN] Tension capacity $N_{0,Rd} = [(A_0 - A_v) * f_{y0} + A_v * f_{y0} * \sqrt{1 - (V_{Ed} / V_{pl,Rd})^2}] / \gamma_{M5}$

$|N_{01}| \leq N_{0,Rd}$ $|1819,58| < 10661,57$ **verified** (0,17)

Chord web yielding

DIAGONAL 2

$b_w = 486$ [mm] Effective width for the chord web $b_w = h_2/\sin(\theta_2) + 5*(t+r)$

$M_{2,Rd} = 242,14$ [kN*m] Bending resistance $M_{2,Rd} = 0.5*f_{y0}*t_w*b_w*(h_2-t_2)/\gamma_{M5}$

$|M_2| \leq M_{2,Rd}$ $|-1,95| < 242,14$ **verified** (0,01)

DIAGONAL 1

$b_w = 543$ [mm] Effective width for the chord web $b_w = h_1/\sin(\theta_1) + 5*(t+r)$

$M_{1,Rd} = 283,62$ [kN*m] Bending resistance $M_{1,Rd} = 0.5*f_{y0}*t_w*b_w*(h_1-t_1)/\gamma_{M5}$

$|M_1| \leq M_{1,Rd}$ $|-5,59| < 283,62$ **verified** (0,02)

Chord web instability

DIAGONAL 2

$N_{2,Rd} = 4032,33$ [kN] Tension capacity $N_{2,Rd} = (f_{y0}*t_w*b_w/\sin(\theta_2))/\gamma_{M5}$

$|N_2| \leq N_{2,Rd}$ $|593,59| < 4032,33$ **verified** (0,15)

DIAGONAL 1

$N_{1,Rd} = 5766,54$ [kN] Compression capacity $N_{1,Rd} = (f_{y0}*t_w*b_w/\sin(\theta_1))/\gamma_{M5}$

$|N_1| \leq N_{1,Rd}$ $|-813,47| < 5766,54$ **verified** (0,14)

Verification of welds

DIAGONAL 2

$\beta_w = 0,88$ Correlation coefficient [Table 4.1]

$\gamma_{M2} = 1,25$ Partial safety factor [Table 2.1]

Longitudinal weld

$\sigma_{\perp} = 81,06$ [MPa] Normal stress in a weld

$\tau_{\perp} = 81,06$ [MPa] Perpendicular tangent stress

$\tau_{\parallel} = 57,75$ [MPa] Tangent stress

$|\sigma_{\perp}| \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$ $|81,06| < 338,40$ **verified** (0,24)

$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$ $190,49 < 429,71$ **verified** (0,44)

Transverse inner weld

$\sigma_{\perp} = 142,96$ [MPa] Normal stress in a weld

$\tau_{\perp} = 120,00$ [MPa] Perpendicular tangent stress

$\tau_{\parallel} = 0,00$ [MPa] Tangent stress

$ \sigma_{\perp} \leq 0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$	$ 142,96 < 338,40$	verified	(0,42)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$	$252,27 < 429,71$	verified	(0,59)

DIAGONAL 1

$\beta_w = 0,88$ Correlation coefficient [Table 4.1]

$\gamma_{M2} = 1,25$ Partial safety factor [Table 2.1]

Longitudinal weld

$\sigma_{\perp} = -55,59$ [MPa] Normal stress in a weld

$\tau_{\perp} = -55,59$ [MPa] Perpendicular tangent stress

$\tau_{\parallel} = -79,62$ [MPa] Tangent stress

$ \sigma_{\perp} \leq 0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$	$ -55,59 < 338,40$	verified	(0,16)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$	$177,15 < 429,71$	verified	(0,41)

Transverse inner weld

$\sigma_{\perp} = -107,94$ [MPa] Normal stress in a weld

$\tau_{\perp} = -53,26$ [MPa] Perpendicular tangent stress

$\tau_{\parallel} = 0,00$ [MPa] Tangent stress

$ \sigma_{\perp} \leq 0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$	$ -107,94 < 338,40$	verified	(0,32)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$	$141,99 < 429,71$	verified	(0,33)

Transverse outer weld

$\sigma_{\perp} = -31,73$ [MPa] Normal stress in a weld

$\tau_{\perp} = -99,10$ [MPa] Perpendicular tangent stress

$\tau_{\parallel} = 0,00$ [MPa] Tangent stress

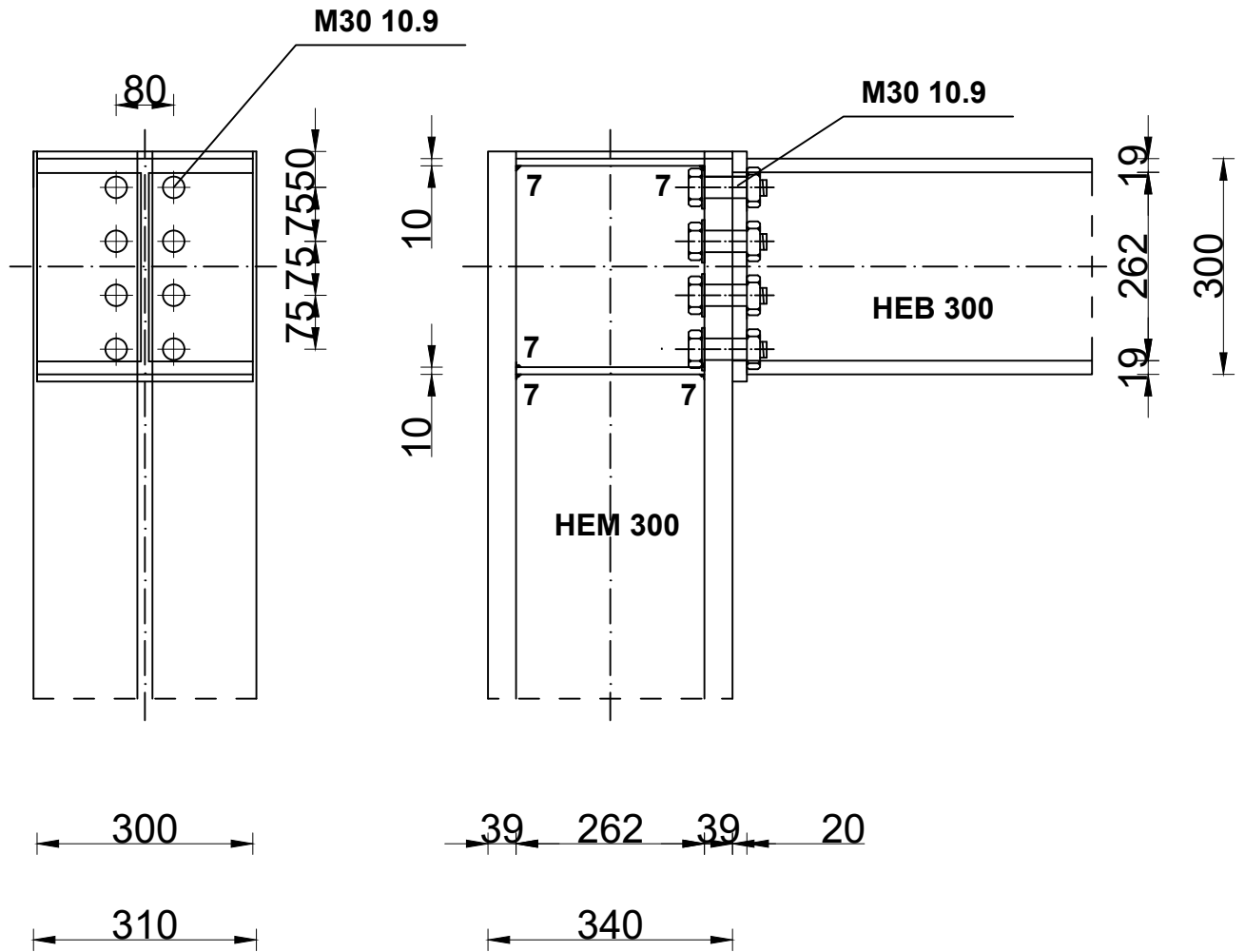
$ \sigma_{\perp} \leq 0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$	$ -31,73 < 338,40$	verified	(0,09)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$	$174,55 < 429,71$	verified	(0,41)

Connection conforms to the code

Ratio 0,59

PRIKLJUČAK STUPA I GORNJEG POJASA REŠETKE

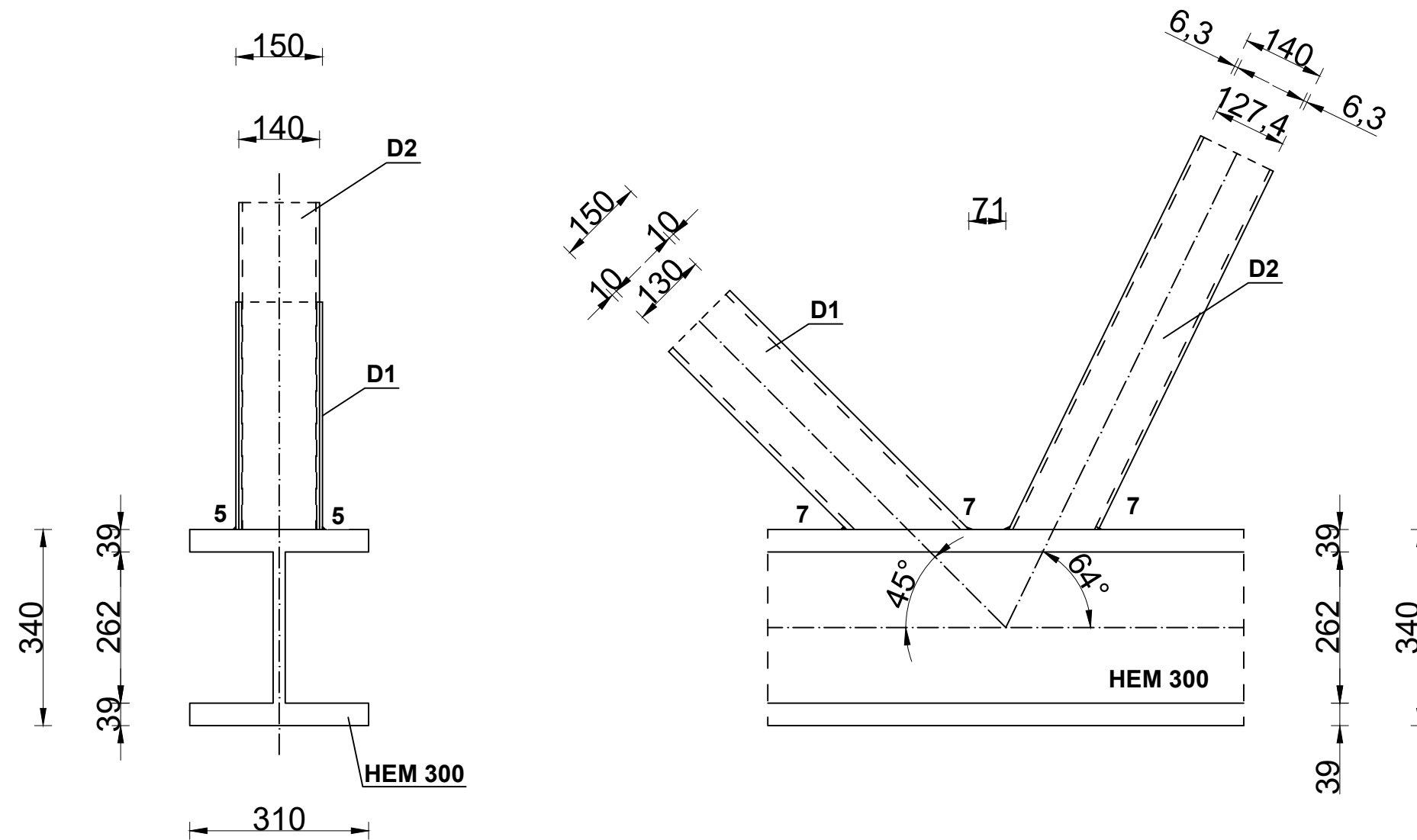
M 1:10



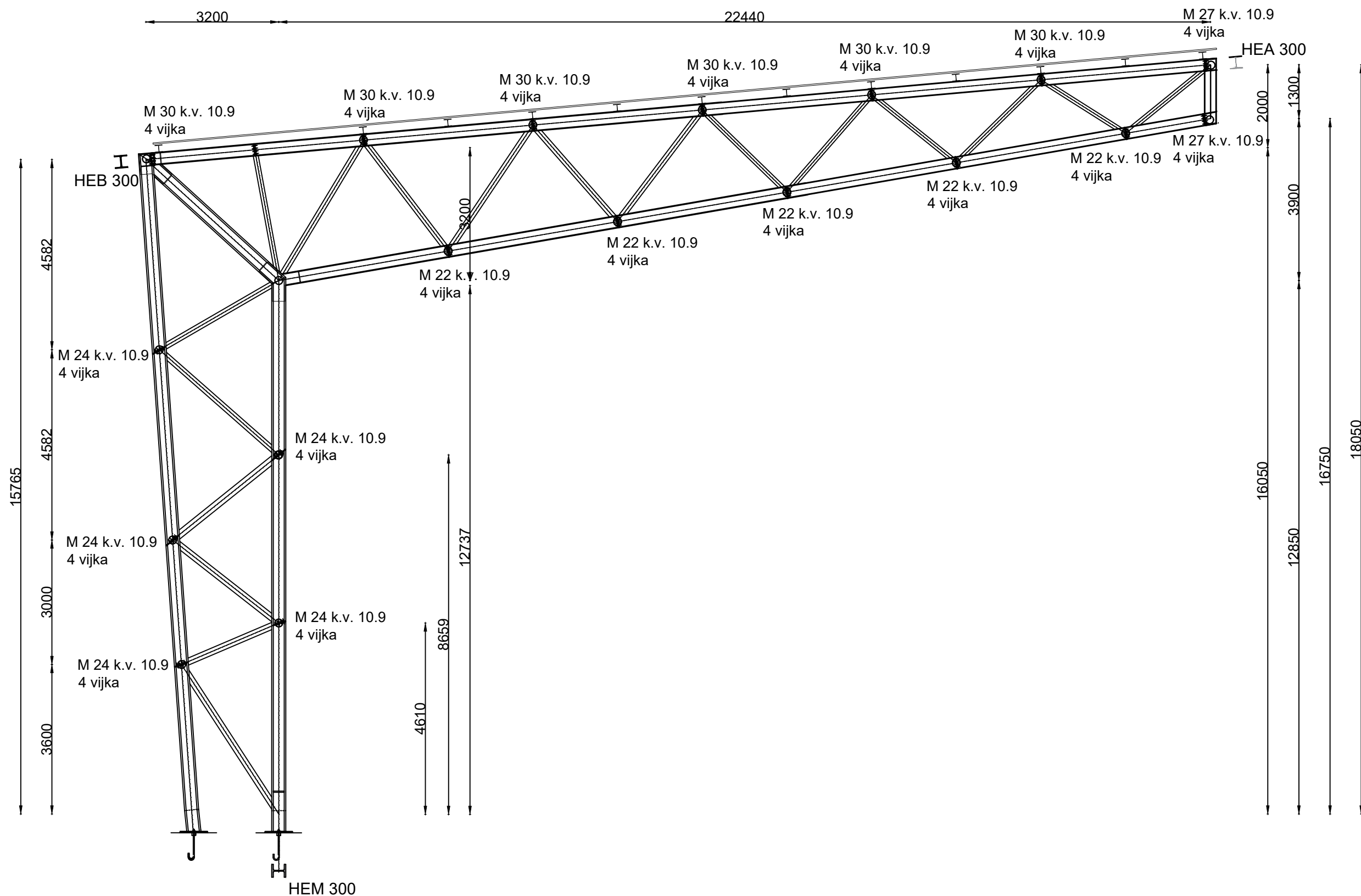
<small>G</small> <small>F</small>				GRAĐEVINSKI FAKULTET, SVEUČILIŠTE U RIJECI			
Diplomski rad PRORAČUN ČELIČNE KONSTRUKCIJE PROSTORNE REŠETKE IZNAD TRIBINE NOGOMETNOG STADIONA				Sadržaj nacrt PRIKLJUČAK STUPA I GORNJEG POJASA REŠETKE			
Student: Emina Smlatić				Kolegij: LAGANE KONSTRUKCIJE			
Mentor: dr. sc. Paulina Krolo		Datum: 14.09.2022.		Mjerilo: 1:10		List: 3	


PRIKLJUČAK STUPA I REŠETKE
M 1:10

D1 - TCAR 150x10
D2 - TCAR 140x6,3
HEM 300



G F GRAĐEVINSKI FAKULTET, SVEUČILIŠTE U RIJECI			
Diplomski rad PRORAČUN ČELIČNE KONSTRUKCIJE PROSTORNE REŠETKE IZNAD TRIBINE NOGOMETNOG STADIONA		Sadržaj nacrt PRIKLJUČAK STUPA I ISPUNE REŠETKE	
Student: Emina Smlatić		Kolegij: LAGANE KONSTRUKCIJE	
Mentor: dr. sc. Paulina Krolo	Datum: 14.09.2022.	Mjerilo: 1:10	List: 4



 GRAĐEVINSKI FAKULTET, SVEUČILIŠTE U RIJECI			
Diplomski rad PRORAČUN ČELIČNE KONSTRUKCIJE PROSTORNE REŠETKE IZNAD TRIBINE NOGOMETNOG STADIONA		Sadržaj nacrt RADIONIČKI NACRT	
Student: Emina Smlatić		Kolegij: LAGANE KONSTRUKCIJE	
Mentor: dr. sc. Paulina Krolo		Datum: 14.09.2022.	Mjerilo: 1:10
		List: 5	