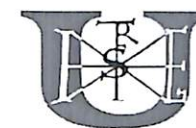


SZENT ISTVÁN EGYETEM
YBL MIKLÓS ÉPÍTÉSTUDOMÁNYI KAR

SZAKDOLGOZAT

Palásti Roland

2015. JÚNIUS



SZENT ISTVÁN
EGYETEM

Dr.Dombay Gábor PhD.
intézetigazgató, főiskolai tanár



YBL MIKLÓS ÉPÍTÉSTUDOMÁNYI KAR, BUDAPEST

Építőmérnöki Intézet

Cím: 1146 Budapest, Thököly út 74.

Tel.: +36-1-252-1270

e-mail: epitomernoki.intezet@ybl.szie.hu

SZAKDOLGOZAT KIÍRÁS
2015

Palásti Roland

Nappali Építőmérnök szakos
hallgató részére

A feladat címe: Egyhajós acélszerkezetű csarnok és kiszolgáló csarnokrész
tervezése

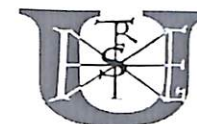
Belső konzulens: Horváth Katalin mérnöktanár

Külső konzulens: -

A szakdolgozat beadási határideje: 2015. június 05., péntek 12⁰⁰

Budapest, 2015. május 28.

Dr. Dombay Gábor
intézetigazgató



SZENT ISTVÁN
EGYETEM

Dr. Dombay Gábor PhD.
intézetigazgató, főiskolai tanár



YBL MIKLÓS ÉPÍTÉSTUDOMÁNYI KAR, BUDAPEST

Építőmérnöki Intézet

Cím: 1146 Budapest, Thököly út 74.

Tel.: +36-1-252-1270

e-mail: epitomernoki.intezet@ybl.szie.hu

Részletes feladatkiírás

Palásti Roland

Nappali Építőmérnök
hallgató részére

Egyhajós acélszerkezetű csarnok és kiszolgáló csarnokrész tervezése

című szakdolgozatához

Feladat leírása

Megtervezendő egyhajós csarnokrészből és hozzá kapcsolódó félnyeregteretű kiszolgáló csarnokrészből álló, acélszerkezetű, hőszigetelt ipari csarnok.

Geometriai kialakítás, terhek

Az egyhajós *gyártó csarnokrész* nyolc keretállásból áll, a keretállások távolsága 5,60 m (1 – 8 tengelyek).

A csarnokrész oszlopok tengelytávolsága ~13,00 m (I és II tengelyek), a gerincmagasság ~9,50 m, a váll tengely magassága ~8,50 m, a tető lejtése ~8%.

A *kiszolgáló csarnokrész* öt keretállásból áll, a keretállások távolsága 5,00 m (A – E tengelyek).

A csarnokrész oszlopok tengelytávolsága ~11,00 m (8 és 9 tengelyek), a gerincmagasság ~7,00 m, a váll tengely magassága ~5,60 m, a félnyeregteretű lejtése ~7°.

A kiszolgáló csarnokrészben az emeletre történő feljutást lépcső biztosítja.

A csarnok hőszigetelt.

A terheket a vonatkozó szabványok, előírások és irányelvek alapján kell felvenni.

Budapest, 2015. május 28.

Horváth Katalin
Horváth Katalin
belső konzulens

Szent István Egyetem Ybl Miklós Építéstudományi Kar

Mechanika és Tartószerkezetek szakcsoport

Egyhajós, acélszerkezetű csarnok és kiszolgáló csarnokrész

Szakdolgozat

Készítette: Palásti Roland

Neptun kód: 

Konzulens: Horváth Katalin

Dátum: 2015. június 1.

Tartalomjegyzék

Műszaki leírás.....	1.
1.Főépület statikai számítás.....	4.
1.1.Geometria, helyszín adatok.....	4.
1.2. Alkalmazott anyagminőségek.....	4.
1.3. Felhasznált szabványok.....	4.
1.4. Terhek meghatározása.....	4.
1.4.1. Állandó terhek.....	4.
1.4.2. Állandó jellegű hasznos teher (gépészet)	5.
1.4.3. Esetleges terhek.....	5.
1.4.3.1. Hasznos teher.....	5.
1.4.3.2. Hóteher.....	5.
1.4.3.3. Szélteher.....	5.
1.5. Trapézlemez méretezése külső LTP 45/0,7.....	6.
1.5.1. Statikai váz.....	6.
1.5.2. Terhek meghatározása.....	6.
1.5.2.1. Állandó terhek(külső trapézlemez önsúlya)	6.
1.5.2.2. Hóteher.....	6.
1.5.2.3. Szélteher.....	6.
1.5.3. Teherkombinációk.....	7.
1.6.Trapézlemez méretezése DimRoof-al.....	8.
1.7. Z szelemen méretezése.....	10.
1.7.1. Statikai váz.....	10.
1.7.2. Terhek meghatározása.....	10.
1.7.2.1. Állandó teher.....	10.
1.7.2.2. Esetleges terhek.....	10.
1.7.2.2.1. Hóteher.....	10.
1.7.2.2.2. Szélteher.....	10.
1.7.3. Teherkombinációk.....	11.
1.8.Z szelemen méretezése DimRoof-al.....	12.
1.9. Főtartó keret méretezése.....	14.
1.9.1. Statikai váz(tartószerkezeti modell).....	14.
1.9.2.Anyagminőség.....	14.
1.9.3.Keresztmetszet.....	15.
1.9.5.Terhek meghatározása.....	15.
1.9.5.1. Állandó teher.....	15.
1.9.5.1.1. Keret önsúly.....	15.
1.9.5.1.2 Burkolat önsúly.....	15.
1.9.5.1.3. Állandó jellegű hasznos teher.....	15.
1.9.5.2. Esetleges terhek.....	15.
1.9.5.2.1. Hóteher.....	15.
1.9.5.2.2. Szélteher.....	15.
1.9.5.2.2.1. 1KK,2KK.....	15.
1.9.5.2.2.2. Falra jutó szélteher.....	16.
1.9.5.2.2.3. 3HK.....	16.
1.9.5.2.2.4. 4BNY.....	17.
1.9.5.2.2.5. 5BSZ.....	17.
1.9.6. Teherkombinációk.....	17.
1.9.7. Első-másodrendű számítás.....	18.

1.9.8. Geometriai imperfekció.....	19.
1.9.9. Helyettesítő erő.....	19.
1.10. Keresztmetszetek ellenőrzése.....	19.
1.10.1. Igénybevételek.....	19.
1.10.2. Ellenőrzések.....	21.
1.10.2.1. IPE360 Gerenda.....	21.
1.10.2.1.1. Gerenda ellenőrzése hajlításra.....	21.
1.10.2.1.2. Gerenda ellenőrzése nyírásra.....	22.
1.10.2.1.3. Gerenda ellenőrzése nyomásra.....	22.
1.10.2.2 HEA300 Oszlop.....	22.
1.10.2.2.1. Oszlop ellenőrzése hajlításra.....	22.
1.10.2.2.2. Oszlop ellenőrzése nyírásra.....	22.
1.10.2.2.3. Oszlop ellenőrzése normálerőre.....	22.
1.11.Főtartó keret, stabilitásvizsgálatok.....	23.
1.11.1. Kihajlávizsgálat a keret síkjában (oszlop)	23.
1.11.2. Kihajlávizsgálat a keret síkjára merőlegesen(oszlop).....	23.
1.11.3. Kihajlávizsgálat a keret síkjában (gerenda).....	23.
1.11.4. Kihajlávizsgálat a keret síkjára merőlegesen(gerenda).....	24.
1.11.5. Kifordulás vizsgálat a keret síkjára merőlegesen (övmerevség vizsgálat)oszlop.....	24.
1.11.6. Kifordulás vizsgálat a keret síkjára merőlegesen (övmerevség vizsgálat)gerenda.....	25.
1.11.7. Kihajlás és kifordulás interakciója.....	25.
1.11.7.1. Oszlop.....	25.
1.11.7.2. Gerenda.....	26.
1.12. Csomópontok méretezése.....	26.
1.12.1 Keretoszlop-gerenda csomópont.....	26.
1.12.2 A gerenda gerinc kapcsolata.....	32.
1.12.3.Keret talpcsomópont.....	33.
2. Falvázoszlop méretezése	37.
2.1.Statikai váz	37.
2.2.Anyagminőség.....	37.
2.3.Keresztmetszet.....	37.
2.4.Terhek meghatározása.....	37.
2.4.1. Állandó teher.....	37.
2.4.1.1.Falvázoszlop önsúlya.....	37.
2.4.1.2.Esetleges teher, szélteher.....	38.
2.5.Keresztmetszetek méretezése.....	38.
2.5.1. Keresztmetszeti adatok.....	38.
2.5.2. Keresztmetszet osztályozása tiszta nyomásra.....	39.
2.5.3.Keresztmetszet osztályozása tiszta hajlításra.....	39.
2.5.4. Ellenőrzés tiszta nyomásra.....	39.
2.5.5. Ellenőrzés tiszta hajlításra.....	39.
2.5.6. Ellenőrzés nyírásra	40.
2.5.7. Nyomaték, Normálerő és Nyíróerő kölcsönhatása.....	40.
2.6. Stabilitásvizsgálat.....	40.
2.6.1. Kihajlávizsgálat keret síkjában (χ_y)	40.
2.6.2. Kifordulásvizsgálat egyszerűsített módszerrel (övmerevség vizsgálat)	41.

3. Szélrács méretezése.....	42.
3.1. Terhek meghatározás.....	42.
3.2. Központosan húzott rúd tervezése.....	43.
3.3Központosan nyomott összekötő elem tervezés.....	43.
3.4. Stabilitás vizsgálatok.....	44.
3.4.1. Kihajlás vizsgálat a keret síkjában.....	44.
3.4.2. Kihajlásvizsgálat a keret síkjára merőlegesen gerenda.....	44.
4.Melléképület Lépcső méretezése.....	45.
4.1. Statikai váz.....	45.
4.2. Anyagminőség.....	45.
4.3. Keresztmetszet.....	45.
4.4. Terhek meghatározása.....	45.
4.4.1. Állandó teher.....	45.
4.4.1.1. Lépcső önsúlya.....	45.
4.4.2. Esetleges teher, hasznos teher.....	46.
4.5. Keresztmetszetek méretezése.....	46.
4.5.1. Igénybevételek.....	46.
4.5.2. Keresztmetszeti adatok.....	47.
4.5.2.1. Keresztmetszet osztályozása tiszta nyomásra.....	48.
4.5.2.2. Keresztmetszet osztályozása tiszta hajlításra.....	48.
4.5.3. Ellenőrzés.....	48.
4.5.3.1. Ellenőrzés tiszta nyomásra.....	48.
4.5.3.2. Ellenőrzés tiszta hajlításra.....	48.
4.5.3.3. Nyírási ellenőrzés.....	48.
4.5.3.4. Nyomaték, Normálerő és Nyíróerő kölcsönhatása.....	49.
5.Melléképület közbenső födém méretezése.....	49.
5.1. Terhek meghatározása.....	49.
5.1.1. Állandó terhek.....	49.
5.1.1.1. Burkolat.....	49.
5.1.2. Esetleges terhek.....	49.
5.1.2.1. Hasznos teher.....	49.
5.1.2.2. Válaszfal teher.....	50.
5.2. Statikai váz.....	50.
5.3. Teherkombinációk.....	50.
5.4. Trapézlemez méretezése DimRoof-al.....	51.
6.Melléképület méretezése.....	52.
6.1.Geometria, helyszín adatok.....	52.
6.2. Alkalmazott anyagminőségek.....	52.
6.3. Felhasznált szabványok.....	53.
6.4. Terhek meghatározása.....	53.
6.4.1. Állandó terhek.....	53.
6.5. Trapézlemez méretezése.....	53.
6.5.1. Terhek meghatározás.....	53.
6.5.1.1. Állandó jellegű hasznos teher (gépészet).....	53.
6.5.2. Esetleges terhek.....	53.
6.5.2.1. Hóteher.....	53.
6.5.2.2. Szélteher.....	54.
6.6.Trapézlemez méretezése külső.....	54.
6.6.1. Statikai váz.....	54.
6.6.2.Terhek meghatározása.....	54.

6.6.2.1. Állandó terhek.....	54.
6.6.2.2. Esetleges terhek.....	54.
6.6.2.2.1. Esetleges terhek, Hóteher.....	54.
6.6.2.2.2. Szélteher.....	54.
6.6.3. Teherkombinációk.....	55.
6.6.4. Trapézlemez méretezése DimRoof-al.....	57.
6.7. Z szelemen méretezése.....	59.
6.7.1. Statikai váz.....	59.
6.7.2. Terhek meghatározása.....	59.
6.7.2.1. Állandó teher.....	59.
6.7.2.2. Esetleges terhek.....	59.
6.7.2.2.1. Hóteher.....	59.
6.7.2.2.2. Szélteher.....	60.
6.7.3. Teherkombinációk.....	62.
6.8. Z szelemen méretezése DimRoof-al.....	63.
6.9. Főtartó keret méretezése melléképülete.....	66.
6.9.1. Statikai váz.....	66.
6.9.3. Keresztmetszet.....	66.
6.9.4. Terhek meghatározás.....	66.
6.9.4.1. Állandó teher.....	66.
6.9.4.1.1. Keret önsúly.....	66.
6.9.4.1.2. Burkolat önsúly.....	67.
6.9.4.1.3. Állandó jellegű hasznos teher.....	67.
6.9.4.2. Esetleges terhek.....	67.
6.9.4.2.1. Hóteher.....	67.
6.9.4.2.2. Szélteher.....	67.
6.9.4.2.2.1. 1KK, 2KK.....	67.
6.9.4.2.2.2. Falra jutó szélteher.....	68.
6.9.4.2.2.3. 3HK.....	68.
6.9.4.2.2.4. 4BNY.....	69.
6.9.4.2.2.5. 5BSZ.....	69.
6.9.5. Teherkombinációk.....	69.
6.9.6. Keresztmetszetek ellenőrzése.....	72.
6.9.6.1. Igénybevételek.....	72.
6.9.7. Ellenőrzések.....	75.
6.9.7.1 IPE450 földmgerenda.....	75.
6.9.7.1.1. Gerenda ellenőrzése hajlításra.....	75.
6.9.7.1.2. Gerenda ellenőrzése nyírásra	75.
6.9.7.1.3. Gerenda ellenőrzése nyomásra.....	75.
6.9.7.2. IPE400 tetőgerenda.....	75.
6.9.7.2.1. Gerenda ellenőrzése hajlításra.....	75.
6.9.7.2.2. Gerenda ellenőrzése nyírásra.....	75.
6.9.7.2.3. Gerenda ellenőrzése nyomásra.....	75.
6.9.7.3. HEA 300 oszlop.....	75.
6.9.7.3.1. Oszlop ellenőrzése hajlításra.....	75.
6.9.7.3.2. Oszlop ellenőrzése nyírásra.....	76.
6.9.7.3.3. Oszlop ellenőrzése normálerőre.....	76.
6.9.7.4. HEA260 oszlop a főtartótól távolabb.....	76.
6.9.7.4.1. Oszlop ellenőrzése hajlításra.....	76.
6.9.7.4.2. Oszlop ellenőrzése nyírásra.....	76.

6.9.7.4.3. Oszlop ellenőrzése normálerőre.....	76.
6.10. Melléképület keret, stabilitásvizsgálata.....	76.
6.10.1. Kihajlávizsgálat a keret síkjában oszlop.....	76.
6.10.2. Kihajlávizsgálat a keret síkjára merőlegesen oszlop.....	77.
6.10.3. Kihajlávizsgálat a keret síkjában (Xy)gerenda.....	77.
6.10.4. Kihajlávizsgálat a keret síkjára merőlegesen gerenda.....	78.
6.10.5. Kifordulás vizsgálat a keret síkjára merőlegesen (övmerevség vizsgálat)oszlop.....	78.
6.10.5.1. HEA300 oszlop.....	78.
6.10.5.2. IPE 400 gerendánál.....	79.
6.10.6. Kihajlás és kifordulás interakciója.....	79.
6.10.6.1. Oszlop HEA300.....	79.
6.10.6.2. Gerenda IPE400.....	80.
7. Alapozás számítása.....	81.
7.1. Az alapra jutó igénybevétel.....	81.
7.2. Az alap talajtörési ellenállása.....	81.
7.3. Az alap dolgozó hossza.....	82.
7.4. A talajtörési ellenállás karakterisztikus értéke.....	82.
8. Melléképület csomópontjainak számítása.....	83.
8.1. Bal oldali talpcsomópont.....	83.
8.2. Bal oldali oszlop és földéngerenda kapcsolata.....	90.
8.3. Bal oldali oszlop és tetőgerenda kapcsolata.....	99.
8.4. Jobb oldali oszlop és tetőgerenda kapcsolata.....	109.
8.5. Jobb oldali oszlop és földéngerenda kapcsolata.....	117.
8.6. Jobb oldali talpcsomópont.....	126.
9. Irodalomjegyzék, hivatkozások.....	133.
10. Mellékletek.....	133.

Műszaki leírás

Szakdolgozat feladatomnak egy egyhajós acélszerkezetű csarnok és kiszolgáló csarnokrész tervezését kaptam. A terület a XVIII. kerületben található az M5-ös autópálya bevezető szakasza mellett. Ipari területnek nyilvánított részen.

A csarnok két épületrészből áll, a főhajó szervíz, hosszúkas magas épület, nagy kapukkal mindkét irányból az autók átjárásának biztosítása miatt és nagy ablakfelületekkel a napközbeni megfelelő fény biztosításához. A másik épületrész diletációval elhatárolt szalon rész, ahol új autók értékesítése folyik, valamint itt találhatóak az irodák és öltözők is.

Mindkettő épületrész acélból készül, a méretekhez mérten ez tűnt a leggazdaságosabb kialakításnak minden szempontból. Minden acélanyag S235-ös minőségű.

A főépület 8 keretállásból áll, a keretállások közötti távolság 5,60 méter. A burkolatokkal együtt így 39,20 méter a teljes szélesség. Az egyes keretállások HEA 300-as oszlopokból és IPE 360-as keretgerendákból állnak össze. Az oszlopok közötti távolság 12,80 méter. Csomópontjaik minden esetben csavarozott kapcsolatok. Az épület teljes magassága 10 méter, melyet a teherautók emeléséhez használt gépek magassága megkövetel. A tető sima nyeregtető, ami egyformán 8 fokos lejtésű. A víz összegyűjtését oldalanként 4 darab összefolyó biztosítja, ami utána a talajba van vezetve.

A tető Lindab LTP 45-ös trapézlemezről készül, melyet általában egymástól 1400mm-re lévő Z200-as profilok támasztanak alá. A keretgerenda és a Z szelemen kapcsolatát U100/50-es elem biztosítja a keret felső övéhez való hegesztéssel. A szelemenek közé 15 cm-es szálalás hőszigetelő anyag kerül, melyet párazáró fóliával védünk a kedvezőtlen külső hatásoktól. A tető rétegrendjét egy LTP 20-as trapézlemez zárja le.

A szélső keretállásokhoz kapcsolódik HEA 180-as falvázoszlop, melyet csavarozott kapcsolattal illesztünk a keretgerendához. Ezekre szintúgy U100/50-es profilok hegesztése szükséges a Z200-as szelemenek megtartásához. A külső burkolatok mindenhol LVP 20-as falprofilok vízszintesen feltéve.

A két keretgerenda találkozásánál a kapcsolat csavarozott, 6 darab M24-es csavar biztosítja a megfelelő rögzítést. A legalsó csavar elhelyezéséhez egy 250*255-ös 10mm vastag laposacélból kivágott elem hegesztendő. A csavarok elrendezése a szerkesztési szabályok figyelembevételével történt.

A keretoszlop és keretgerenda találkozásánál, IPE360-ból beszabott kiékelés biztosítja az alsó csavarsor megfelelő távolságát. A csavarok M22-es méretűek és 8.8-as osztályúak, összesen 6 darab tartja a kapcsolatot. A homloklemezek 20 mm vastagok. Az oszlopok felülről való lezárását beszabott, hegesztett lemezek biztosítják.

Az oszlop és az alaptest kapcsolatát 4 darab M22 8.8 csavar rögzíti, 640mm mélyen kampós kialakítással van be betonozva. Az igénybevétel megfelelő átadásáért az alaptestre egy 400*490mm méretű és 35 mm vastag talplemez felel.

A szélrácsozás a talpcsomóponttól indul és a keretgerendákat "fűzi" össze, 14mm-es átmérőjű tömör rúdacél, melyet ellenmenetes feszítőelemmel meg kell feszíteni. A köztes összekötő elemek HEA 120 profilból készülnek. A tetőn ugyanígy a Z szelemeneket köti össze, így a csomópontok igénybevételét a falvázoszlopok viszik le. A szélrács, illetve a hosszmevítések csomólemezeit, mindig HEA vagy az IPE szelvények külső(felső) övéhez kell tompavarrattal hegeszteni.

A melléképület elhelyezkedése a főépülethez képest merőleges és a keleti oldalán fekszik szimmetrikusan középre illesztve. Két szintre van osztva, egy alsó bemutató teremre és egy felsőre, ahol az irodák, öltözők és tárgyalók találhatók. A két szintet egy egykarú acél lépcső köti össze. A keretállások távolsága 5,00 méter és 5 keretállás van, így a teljes szélessége burkolatokkal együtt 21,5 méter. Egy keretálláson belül az oszlopok távolsága 10,9 méter. Legmagasabb pontja 7,5 méter, míg az épület végén 5,8 méter. A főépülethez közelebbi oszlop HEA 300 oszlop, a távolabbi HEA 260. A tetőgerenda IPE 400as szelvényből van kialakítva, míg a két szintet elválasztó födémgerenda IPE 450-es. A tető trapézlemeze LTP 45, melyet Z200-as szelemenek tartanak változó sűrűséggel. A födémgerendákra LTP 135-ös trapézlemez csavarkötéssel rögzített, fióktartók nélkül. Erre fektetett OSB lapok és burkolat a közbenső födém rétegre kerül.

A melléképület csatlakozásánál az épületmagasság különbségek miatt jelentős hó zug teher alakulhat ki, így ott indokolt a sűrűbb trapézlemez alátámasztás.

A lépcső egykarú kb. 3 méter szintkülönbség összekötését oldja meg. 14 lépcsőfokból áll és mindkét oldalt korláttal van biztosítva. NAGÉV lépcsőrácsból és U160as lépcsőkarokból kialakított csavarozott szerkezet.

Az autóbeállók szélessége 4,4 méter, magassága 4 méter. Az ablakok általában 3,6*1,5 méteres blokkok, melyekben kettő nyíló-bukó, egy pedig fix ablak.

Az épület alapozása két részre bomlik, a főtartó keretek alapozására és a falváztartók alapozására. Mindkét esetben C20-as betont kell használni.

A teherátadást az alapokra talplemez biztosítja, melyek minden esetben kampós méretezett csavarokkal vannak rögzítve.

Az épület környezete rendezett és teljes közmű ellátással rendelkezik.

Statikai számítás

1.Főépület statikai számítása

Kiindulási adatok

1.1.Geometria, helyszín adatok

Helyszín adatok:

- keretoszlopok tengelytávolsága : 12,80 m
- váll tengelymagasság : 8,67 m
- keretoszlop típusa : befogott
- keretállások távolsága: 5,60 m
- keretállások száma: 8 db
- tető lejtése: 8%
- héjázat és szelemen: LINDAB trapézlemez, LINDAB Z
- terepviszony: szeles
- terepkategória: III.
- csarnok padlószint : +-0,00=500 mAf.

1.2. Alkalmazott anyagminőségek:

- S235 acél
- C20/25 beton

1.3. Felhasznált szabványok:

- Axis VM program
- EC A tartószerkezetek tervezésének alapjai MSZ EN 1990
- EC1 Hóteher MSZ EN 1991-1-3
- EC1 Szélhatás MSZ EN 1991-1-4
- EC3 Általános és az épületekre vonatkozó szabályok MSZ EN 1993-

1-1

- EC3 Csomópontok tervezése MSZ EN 1993-1-8
- LINDAB tervezési segédletek

1.4. Terhek meghatározása

1.4.1. Állandó terhek

$\gamma G^{Sup}=1,35$

$\gamma G^{Int}=1,0$

-Tartószerkezet önsúlya: Axis
-Tető önsúlya: Dimroof

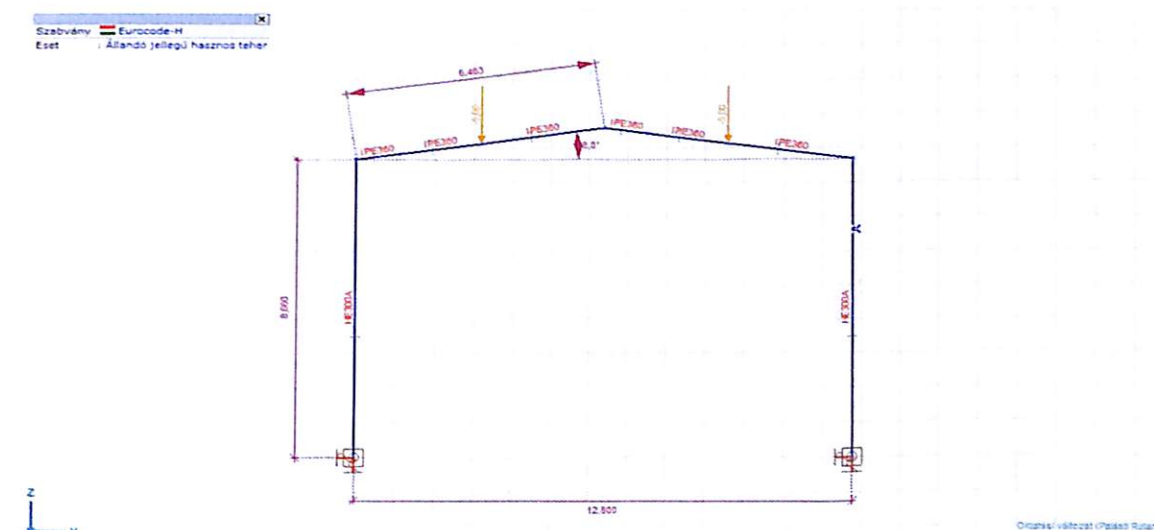
Rétegrend

gktl	Trapézlemez külső	LTP 45/0,7	-0,068 kN/m ²
gz	Z szelemen	Z200/2,5	-0,0724 kN/m
ghsz	Hőszigetelés (lépésálló)	15cm	-0,15*1,0=0,15 kN/m ²
gsz	Fólia		-0,014 kN/m ²
gktl	Trapézlemez belső	LTP 45/0,7	-0,068 kN/m ²

$\Sigma=$ 0,372 kN/m²

1.4.2. Állandó jellegű hasznos teher (gépészet) $\gamma G^{Sup}=1,35$ $\gamma G^{Int}=1,0$

Gépészeti teher: $F_k=5\text{ kN}$



Gépészeti teher elhelyezése a főtartó kereten

1.4.3. Esetleges terhek

1.4.3.1. Hasznos teher

$Q=0$ (tetőhajlás miatt)

1.4.3.2. Hóteher

1fm

$\Psi_{0,s}=0,5$

$\gamma_s=1,5$

$$S_k=1,25+(500-400/400)=1,5\text{ kN/m}^2$$

$$S=\mu^*C_e^*C_t^*S_k=0,8*0,8*1,00*1,5=1,44\text{ kN/m}^2$$

$$P_{s,r,1}=t^*s=1*1,44=1,44\text{ kN/m}^2$$

1.4.3.3. Szélteher

$\Psi_{0,w}=0,6$

$\gamma_w=1,5$

$$W=C_p^*q_p$$

Csarnok magassága: 10000mm

Torlónyomás értéke: 0,4299 (interpolált)

Belső nyomás

$$0,3*0,4299=0,1289$$

$$0,2*0,4299=0,085$$

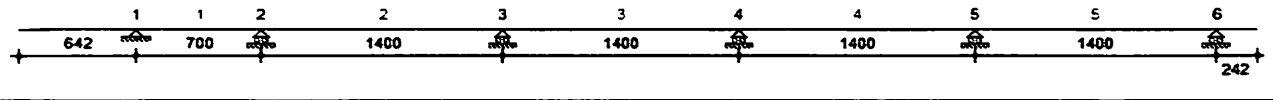
Külső nyomás

Keresztirányú

Hosszirányú

1.5. Trapézlemez méretezése külső LTP45/0,7

1.5.1. Statikai váz 1fm



1.5.2. Terhek meghatározás

1.5.2.1. Állandó terhek $\gamma G^{Sup}=1,35$ $\gamma G^{Int}=1,0$

Külső trapézlemez önsúlya

$Pg^r=t*gtl^k=1*0,068=0,068 \text{ kN/m}^2$
 $Pg^k=t*cos\alpha*gtl^k=1,0*cos 8*0,068=0,0673 \text{ kN/m}^2$

1.5.2.2. Hóteher $\gamma s=1,5$ $\Psi_{0,s}=0,5$

$Ps^r,t=t*s=1*1,44=1,44 \text{ kN/m}^2$
 $Ps^k= Ps^r,t*cos^2\alpha=1,44*cos^2 8=1,412 \text{ kN/m}$

1.5.2.3. Szélteher $\gamma w =1,5$ $\Psi_{0,w}=0,6$

Külső nyomás
 $Pw=t*w=1,0*0,4299=0,4299 \text{ kN/m}^2$

Keresztirányú-külső e=20000

G zóna

Szívás	-2,0 -1,5	$Cpe,sz^G=-1,85Pw,e,sz,0^{G,K}=1,0*0,4299*-1,85=-0,795$
Nyomás	+0,0 +0,2	$Cpe,ny^G=0,06Pw,e,ny,0^{G,K}=1,0*0,4299*0,06=+0,025$

H zóna

Szívás	-1,2 -0,3	$Cpe,sz^H=-0,929Pw,e,sz,0^{H,K}=1,0*0,4299*-0,929=-0,399$
Nyomás	+0,0	$Cpe,ny^H=+0,06$
	$Pw,e,ny,0^{H,K}=1,0*0,4299*0,06=+0,025$	+0,2

I és J zóna $Cpe,1$ tényezői kisebbek – nem mértékadó

Hosszirány-külső

e=12800

H zóna

Szívás -1,2 $C_{pe,sz}^H = -1,2 P_{w,e,sz,90}^{H,K} = 1,0 \cdot 0,4299 \cdot -1,2 = -0,515$
-1,2

1.5.3. Teherkombinációk

Önsúly+hó+szélnyomás(külső-keresztirányú)

1. ULS (teherbírás)

$$P^{U,1} = \gamma_G \cdot P_g^K + \gamma_S \cdot P_s^K + \psi_0 \cdot \gamma_w \cdot P_{w,e,ny,0}^K$$

$$P^{U,1} = 1,35 \cdot 0,0673 + 1,5 \cdot 1,41 + 0,6 \cdot 1,5 \cdot 0,025 = \underline{2,22 \text{ kN/m}}$$

2. SLS (lehajlás)

$$P^{S,2} = P_g^K + P_s^K + \psi_0 \cdot P_{w,e,ny,0}^K$$

$$P^{S,2} = 0,0673 + 1,41 + 0,6 \cdot 0,025 = \underline{1,49 \text{ kN/m}}$$

Önsúly+szélszívás(külső-keresztirányú)

3. ULS (teherbírás)

$$P^{U,3,G} = \gamma_G \cdot P_g^K - \gamma_w \cdot P_{w,e,sz,0}^{G,K}$$

$$P^{U,3,G} = 1,0 \cdot 0,0673 - 1,5 \cdot 0,795 = \underline{-1,12 \text{ kN/m}}$$

$$P^{U,3,H} = \gamma_G \cdot P_g^K - \gamma_w \cdot P_{w,e,sz,0}^{H,K}$$

$$P^{U,3,H} = 1,0 \cdot 0,0673 - 1,5 \cdot 0,399 = \underline{-0,531 \text{ kN/m}}$$

4. SLS (lehajlás)

$$P^{S,4,G} = P_g^K - P_{w,e,sz,0}^{G,K}$$

$$P^{S,4,G} = 0,0673 - 0,795 = \underline{-0,727 \text{ kN/m}}$$

$$P^{S,4,H} = P_g^K - P_{w,e,sz,0}^{H,K}$$

$$P^{S,4,H} = 0,0673 - 0,399 = \underline{-0,331 \text{ kN/m}}$$

Önsúly+szélszívás(külső-hosszirányú)

5. ULS (teherbírás)

$$P^{U,5,H} = \gamma_G \cdot P_g^K - \gamma_w \cdot P_{w,e,sz,90}^{H,K}$$

$$P^{U,5,H} = 1,0 \cdot 0,0673 - 1,5 \cdot 0,515 = \underline{-0,705 \text{ kN/m}}$$

6. SLS (lehajlás)

$$P^{S,6,H} = P_g^K - P_{w,e,sz,90}^{H,K}$$

$$P^{S,6,H} = 0,0673 - 0,515 = \underline{-0,447 \text{ kN/m}}$$

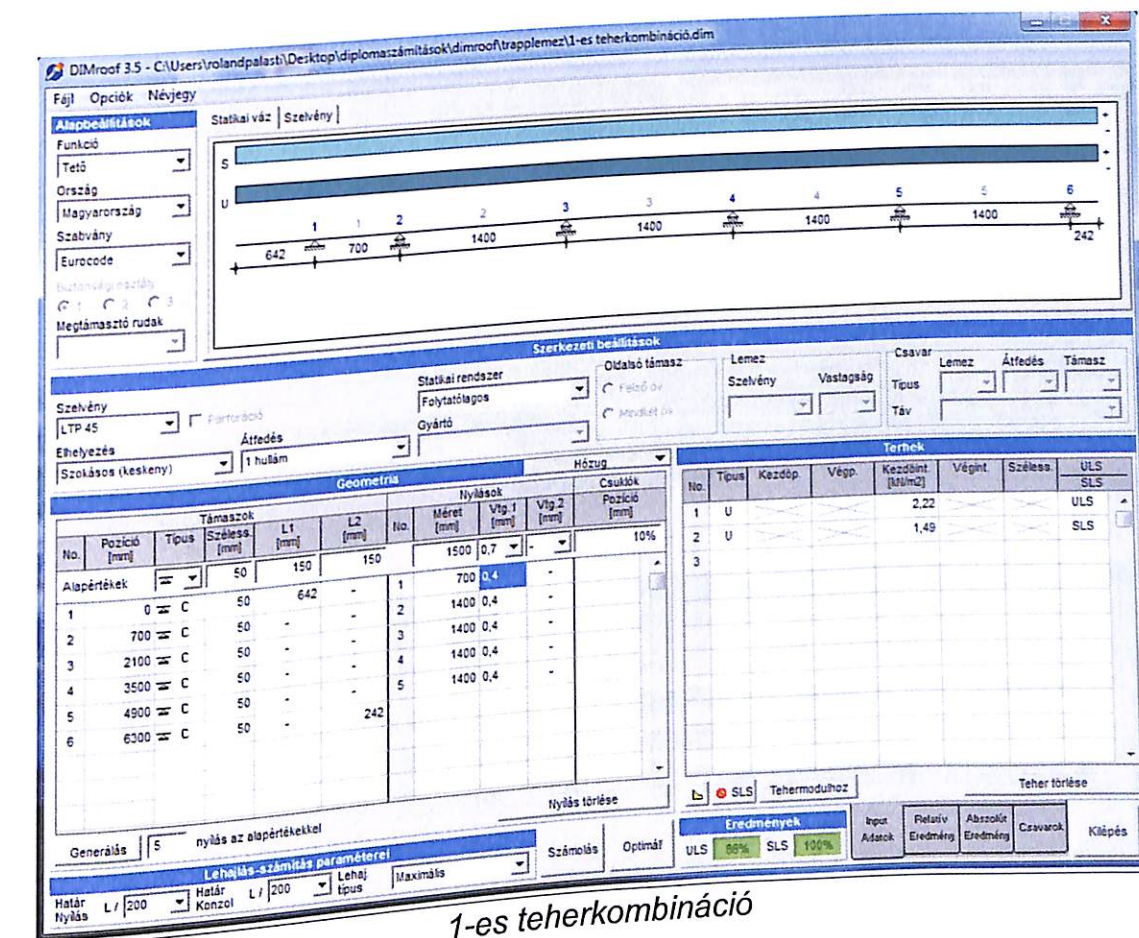
Egyhajós acélszerkezetű csarnok és kiszolgáló csarnokrész

1.6. Trapézlemez méretezése DimRoof-al

Szerkezeti beállítások:

- szelvény:LTP45
- elhelyezés: szokásos(keskeny)
- átfedés: 1 hullám
- statikai rendszer: folytatólagos

Geometria és alkalmazott teherkombinációk az alábbi képeken láthatók:



DIMroof 3.5 - C:\Users\volandpalast\Desktop\diplomaszámítások\dimroof\őépület\trapplezme\2-es teherkombináció.dim

Fájl Opciók Névjegy

Alapbeállítások

Funkció: Tető

Ország: Magyarország

Szabvány: Eurocode

Statikai váz: Szelvény

Szerkezeti beállítások

Szelvény: LTP 45

Statikai rendszer: Folytatás

Oldaló támasz: Felső év

Levegő: Szelvény

Vastagság: 10

Csavar: Lemez

Átfedés: Táv

Elhelyezés: Szokásos (keskeny)

Átfedés: 1 hullám

Gyártó: Gyártó

Generálás: 5 nyílás az alapértékekkel

Nyílás törlése

Levegő számítás paraméterei

Határ: L / 200

Határ: Konzol

L / 200

Levegő típus: Maximális

Számolás: Optimal

Eredmények

ULS: 33% SLS: 47%

Input Adatok

Relatív Eredmény

Abszolút Eredmény

Csavarok

Kilépés

Támaszok						Nyílások				Csatlakozások	
No.	Posztó [mm]	Típus	Szélesség [mm]	L1 [mm]	L2 [mm]	No.	Méret [mm]	Vég.1 [mm]	Vég.2 [mm]	Posztó [mm]	Posztó [mm]
1	0	C	50	642	-	1	700	0,4	-	-	-
2	700	C	50	-	-	2	1400	0,4	-	-	-
3	2100	C	50	-	-	3	1400	0,4	-	-	-
4	3500	C	50	-	-	4	1400	0,4	-	-	-
5	4900	C	50	-	-	5	1400	0,4	-	-	-
6	6300	C	50	-	242						

Térhek						
No.	Típus	Kezdőp.	Végg.	Kezdőp.	Végg.	Széless.
1	L	-642	1280	-1,12	-1,12	ULS
2	L	-642	1280	-0,73	-0,73	SLS
3	L	1280	6542	-0,53	-0,53	ULS
4	L	1280	6542	-0,33	-0,33	SLS
5						

2-es teherkombináció

DIMroof 3.5 - C:\Users\volandpalast\Desktop\diplomaszámítások\dimroof\őépület\trapplezme\3-as teherkombináció.dim

Fájl Opciók Névjegy

Alapbeállítások

Funkció: Tető

Ország: Magyarország

Szabvány: Eurocode

Statikai váz: Szelvény

Szerkezeti beállítások

Szelvény: LTP 45

Statikai rendszer: Folytatás

Oldaló támasz: Felső év

Levegő: Szelvény

Vastagság: 10

Csavar: Lemez

Átfedés: Táv

Elhelyezés: Szokásos (keskeny)

Átfedés: 1 hullám

Gyártó: Gyártó

Generálás: 5 nyílás az alapértékekkel

Nyílás törlése

Levegő számítás paraméterei

Határ: L / 200

Határ: Konzol

L / 200

Levegő típus: Maximális

Számolás: Optimal

Eredmények

ULS: 22% SLS: 30%

Input Adatok

Relatív Eredmény

Abszolút Eredmény

Csavarok

Kilépés

Támaszok						Nyílások				Csatlakozások	
No.	Posztó [mm]	Típus	Szélesség [mm]	L1 [mm]	L2 [mm]	No.	Méret [mm]	Vég.1 [mm]	Vég.2 [mm]	Posztó [mm]	Posztó [mm]
1	0	C	50	642	-	1	700	0,4	-	-	-
2	700	C	50	-	-	2	1400	0,4	-	-	-
3	2100	C	50	-	-	3	1400	0,4	-	-	-
4	3500	C	50	-	-	4	1400	0,4	-	-	-
5	4900	C	50	-	-	5	1400	0,4	-	-	-
6	6300	C	50	-	242						

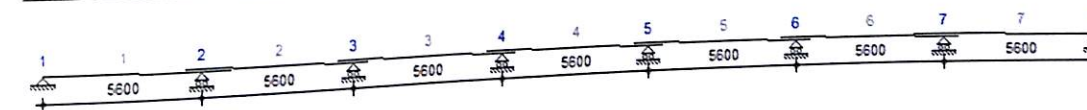
Térhek						
No.	Típus	Kezdőp.	Végg.	Kezdőp.	Végg.	Széless.
1	U			-0,70		ULS
2	U			-0,44		SLS
3						

3-as teherkombináció

Trapézlemezről a mértékadó teherkombinációra a 0,4-es vastagság is megfelelne, de gyártói ajánlásra a minimum 0,5-ös vastagságot alkalmazok.
LTP 45/0,5

1.7. Z szelemen méretezése

1.7.1.1. Statikai váz



1.7.1. Terhek meghatározás

$$\gamma = 1,35$$

1.7.1.1. Állandó teher

(Külső trapézlemez+belső trapézlemez+hőszigetelés+szigetelés+szelemen önsúlya z200/2.50)

$$P_g, k = (t \cdot (g_{ktl} + g_{btl} + g_{hsz} + g_{sz}) \cdot \cos \alpha) + g_z \cdot \cos \alpha$$

$$= (1,4 \cdot (0,068 + 0,068 + 0,15 + 0,014) \cdot \cos 8) + 0,0724 \cdot \cos 8 = 0,487 \text{ kN/m}$$

1.7.1.2. Esetleges terhek

$$\psi_{0,s} = 0,5$$

$$\gamma_s = 1,5$$

1.7.1.2.1. Hóteher

$$S_k = 1,25 + (500 - 400 / 400) = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

$$S = 0,8 \cdot 0,8 \cdot 1,00 \cdot 1,5 = 1,44 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{s,r,1} = t \cdot s = 1,4 \cdot 1,44 = 2,01 \text{ kN/m}^2$$

$$P_s^k = P_{s,r,1} \cdot \cos^2 \alpha = 2,01 \cdot \cos^2 8 = 1,97 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma_w = 1,5$$

$$\psi_{0,w} = 0,6$$

1.7.1.2.2. Szélteher

$$Q_p = 0,4299 \text{ (interpolált)}$$

Keresztirány-külső $C_{pe,10} \quad e = 20000$

H zóna

Szívás

$$-0,6$$

$$-0,3$$

$$C_{pe,10,sz}^H = -0,51 P_{w,e,sz,0}^{H,K} = 1,4 \cdot 0,4299 \cdot -0,51 = -0,306$$

Nyomás

$$+0,0$$

$$C_{pe,10,ny}^H = +0,06$$

$$+0,2$$

$$P_{w,e,ny,0}^{H,K} = 1,4 \cdot 0,4299 \cdot 0,06 = +0,036$$

Hosszirány-külső $C_{pe,10}$

$$e = 12800$$

F zóna

Szívás

$$-1,6$$

$$-1,3$$

$$C_{pe,10,sz}^F = -1,51 P_{w,e,sz,90}^{F,K} = 1,4 \cdot 0,4299 \cdot -1,51 = -0,90$$

H zóna
 Szívás $-0,7 \text{ Cpe}, 10, \text{sz}^H = -0,67 \text{ Pw}, e, \text{sz}, 90^H, K = 1,4 * 0,4299 * -0,67 = -0,40$
 $-0,6$

I zóna
 Szívás $-0,6 \text{ Cpe}, 10, \text{sz}^I = -0,57 \text{ Pw}, e, \text{sz}, 90^I, K = 1,4 * 0,4299 * -0,57 = -0,34$
 $-0,5$

Belső nyomás-szívás Cpe,10

I zóna
 Szívás $\text{Cpi}, \text{sz} = -0,3 \quad \text{Pw}, i, \text{sz}^K = 1,4 * 0,4299 * -0,3 = -0,180$

I zóna
 Nyomás $\text{Cpi}, \text{ny} = +0,2 \quad \text{Pw}, i, \text{ny}^K = 1,4 * 0,4299 * 0,2 = 0,120$

1.7.4. Teherkombinációk
Önsúly+hó+szélnyomás(keresztirányú-külső+belső)

1.ULS (teherbírás)
 $P^{U,1} = \gamma G * P_g^K + \gamma S * P_s^K + \psi_0 * \gamma w * (\text{Pw}, e, \text{ny}, 0^H, K + \text{Pw}, i, \text{sz}^K)$
 $P^{U,1} = 1,35 * 0,487 + 1,5 * 1,97 + 0,6 * 1,5 * (0,036 + (-0,180)) = \underline{3,48 \text{ kN/m}}$

2.SLS (lehajlás)
 $P^{S,2} = P_g^K + P_s^K + \psi_0 * (\text{Pw}, e, \text{ny}, 0^H, K + \text{Pw}, i, \text{sz}^K)$
 $P^{S,2} = 0,487 + 1,97 + 0,6 * (0,036 + (-0,180)) = \underline{2,37 \text{ kN/m}}$

Önsúly+szélszívás(keresztirányú-külső+belső)

3.ULS(teherbírás)
 $P^{U,3,H} = \gamma G * P_g^K - \gamma w * (\text{Pw}, e, \text{sz}, 0^H, K + \text{Pw}, i, \text{ny}^K)$
 $P^{U,3,H} = 1,0 * 0,487 - 1,5 * (-0,306 + 0,120) = \underline{0,766 \text{ kN/m}}$

4.SLS(lehajlás)
 $P^{S,4,H} = P_g^K - (\text{Pw}, e, \text{sz}, 0^H, K + \text{Pw}, i, \text{ny}^K)$
 $P^{S,4,H} = 0,487 - (-0,306 + 0,120) = \underline{0,673 \text{ kN/m}}$

Önsúly+szél szívás(hosszirányú-külső+belső)

5. ULS(teherbírás)

$$p^{U,5,F} = \gamma_G \cdot p_g^K - \gamma_w \cdot (p_{w,e,sz,90^{F,K}} + p_{w,l,ny^K})$$
$$p^{U,5,F} = 1,0 \cdot 0,487 - 1,5 \cdot (0,90 + 0,120) = -1,05 \text{ kN/m}$$

$$p^{U,5,H} = \gamma_G \cdot p_g^K - \gamma_w \cdot (p_{w,e,sz,90^{H,K}} + p_{w,l,ny^K})$$
$$p^{U,5,H} = 1,0 \cdot 0,487 - 1,5 \cdot (0,40 + 0,120) = -0,293 \text{ kN/m}$$

$$p^{U,5,l} = \gamma_G \cdot p_g^K - \gamma_w \cdot (p_{w,e,sz,90^{l,K}} + p_{w,l,ny^K})$$
$$p^{U,5,l} = 1,0 \cdot 0,487 - 1,5 \cdot (0,34 + 0,120) = -0,203 \text{ kN/m}$$

6. SLS(lehajlás)

$$p^{S,6,F} = p_g^K - (p_{w,e,sz,90^{F,K}} + p_{w,l,ny^K})$$
$$p^{S,6,F} = 0,487 - (0,90 + 0,120) = -0,533 \text{ kN/m}$$

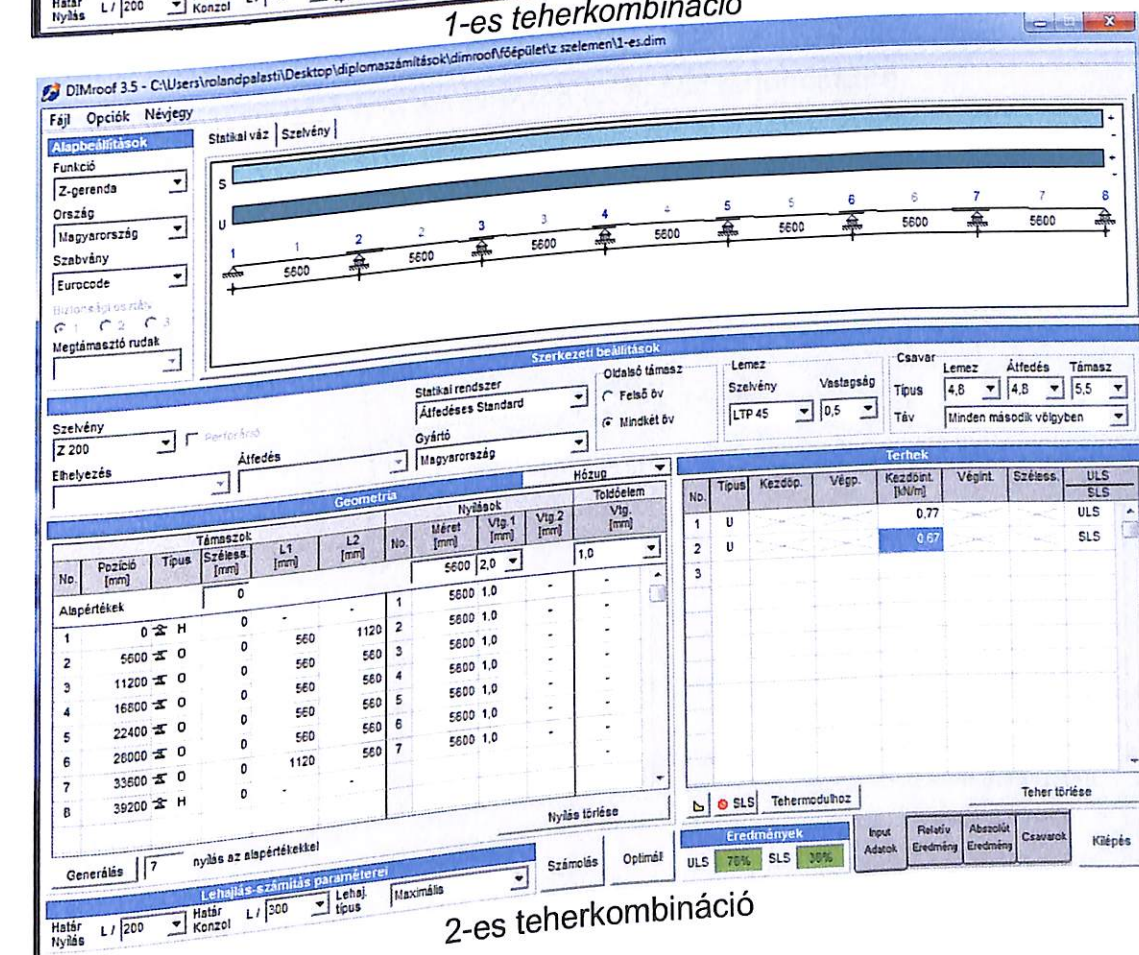
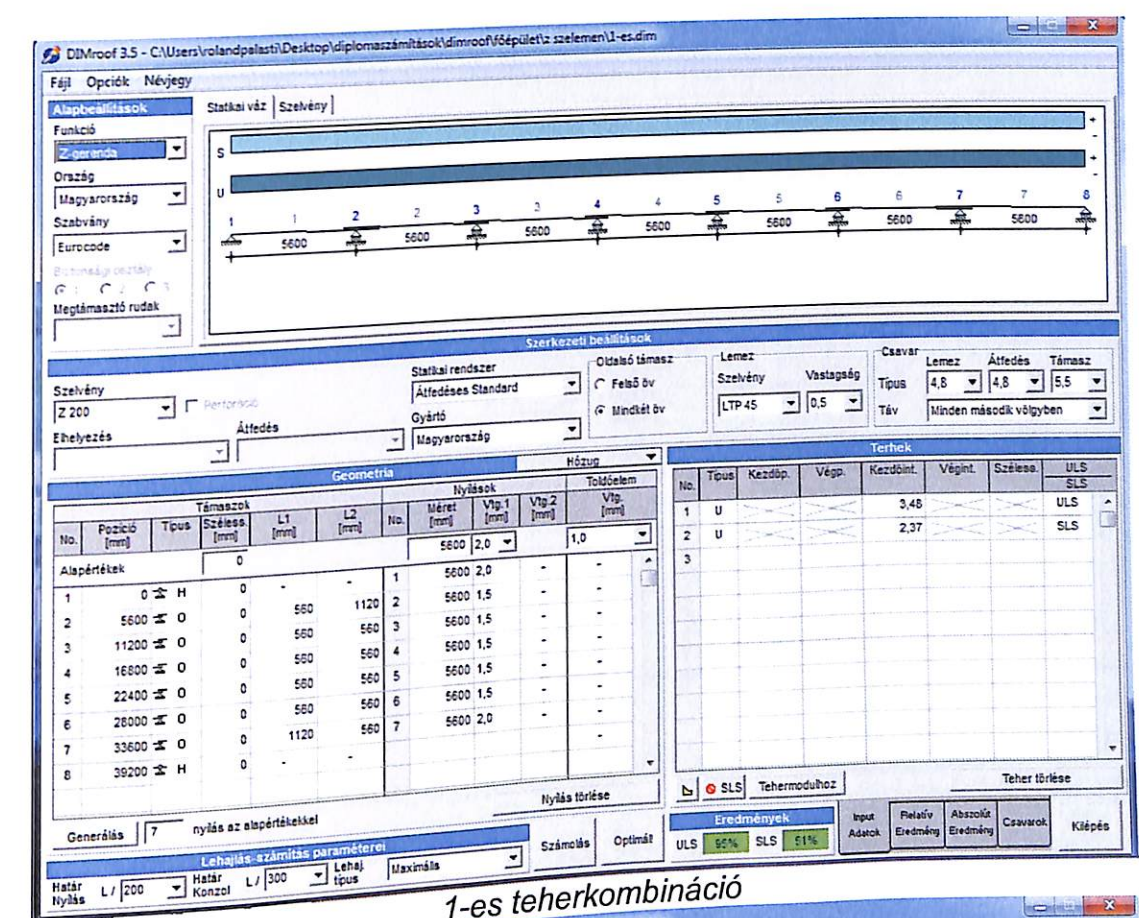
$$p^{S,6,H} = p_g^K - (p_{w,e,sz,90^{H,K}} + p_{w,l,ny^K})$$
$$p^{S,6,H} = 0,487 - (0,40 + 0,120) = -0,033 \text{ kN/m}$$

$$p^{S,6,l} = p_g^K - (p_{w,e,sz,90^{l,K}} + p_{w,l,ny^K})$$
$$p^{S,6,l} = 0,487 - (0,34 + 0,120) = -0,027 \text{ kN/m}$$

1.8.Z szelemen méretezése DimRoof-al

Szerkezeti beállítások:

-Z200 szelvény	
-statikai rendszer: átfedésses standard	
-oldalsó támasz: mindkét öv	
-lemez: trapézlemez LTP 45/0,5	
-csavar:	
lemez(trapézlemez-szelemen)	4.8
átfedés(szelemen-szelemen)	4.8
támasz(szelemenrögzítő)	5.5

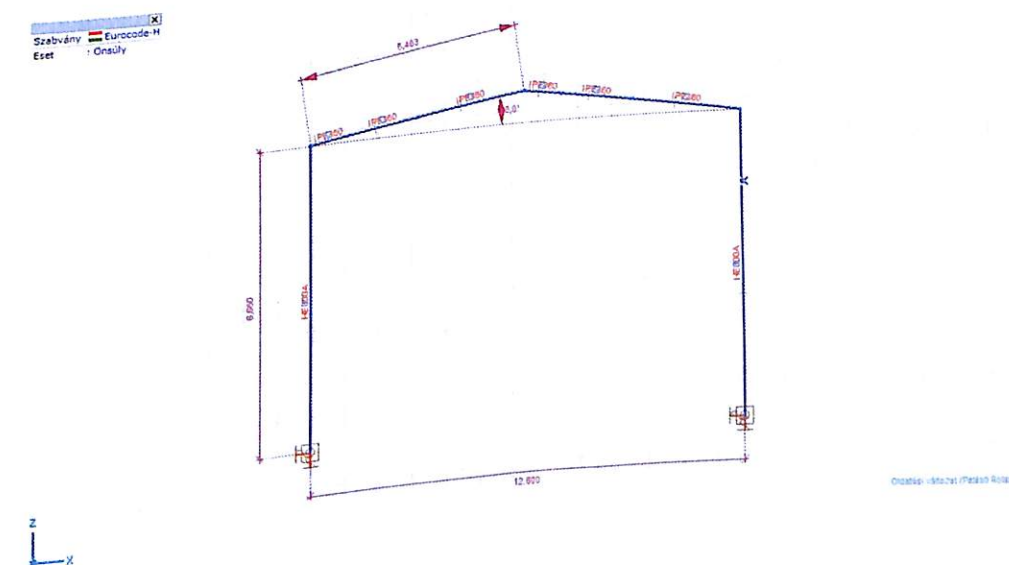


Egyhajós acélszerkezetű csarnok és kiszolgáló csarnokrész

3-as teherkombináció

No.	Tipus	Kezdőp. [mm]	Végp. [mm]	Kezdőp. [N/mm]	Végp. [N/mm]	Széless. [mm]	ULS
1	L	0	5000	-1.05	-1.05		ULS
2	L	5000	34200	-0.29	-0.29		ULS
3	L	34200	39200	-0.20	-0.20		ULS
4	L	0	5000	-0.53	-0.53		SLS
5	L	5000	34200	-0.03	-0.03		SLS
6	L	34200	39200	-0.03	-0.03		SLS
7							

Z szelemenből Z200/2,0-át alkalmazok az egész tartóhosszon.
1.9. Főtartó keret méretezése
1.9.1. Statikai váz



1.9.2. Anyagminőség -S235

Egyhajós acélszerkezetű csarnok és kiszolgáló csarnokrész

1.9.3. Keresztmetszetek

gerenda szelvény: IPE360
oszlop szelvény: HEA300

Tehermodell

Felületi megoszló teher redukálása hosszmenti megoszló teherre:
terhelési sáv keretállások távolsága (állandó teher, hóteher, szélteher)

1.9.5. Terhek meghatározása

1.9.5.1. Állandó teher

$\gamma_G = 1,35$

1.9.5.1.1. Keret önsúly

$F_z = 22,26 \text{ kN}$

1.9.5.1.2. Burkolat önsúly

$\gamma_G = 1,35 \quad \gamma_{G,inf} = 1,0$

$P_{burkolat}^K = (t \cdot (g_{k1} + g_{b1} + g_{hsz} + g_{sz})) + ((t \cdot g_z) / t_z) =$
 $= (5,60 \cdot (0,068 + 0,068 + 0,15 + 0,014)) + ((5,60 \cdot 0,029) / 1,4) = 1,79$
 kN/m^2

1.9.5.1.3. Állandó jellegű hasznos teher

$\gamma_G = 1,35$

$\gamma_G = 1,0$

Gépészeti teher: $F_k = 5 \text{ kN}$

1.9.5.2. Esetleges terhek

$\gamma_s = 1,5$

$\psi_{0,s} = 0,5$

1.9.5.2.1. Hóteher

$S_k = 1,25 + (500 - 400 / 400) = 1,5$
 $S = 0,8 \cdot 0,8 \cdot 1,00 \cdot 1,5 = 1,44 \text{ kN/m}^2$
 $P_{s,r,1} = t \cdot s = 5,6 \cdot 1,44 = 8,06 \text{ kN/m}^2$

1.9.5.2.2. Szélteher

$\gamma_w = 1,5$

$\psi_{0,w} = 0,6$

külső szélérő karakterisztikus értéke
 $W_e^k = 0,4299 \cdot C_{pe}$

$P_{w,e}^k = (t \cdot (C_s \cdot C_d \cdot W_e^k)) = (5,60 \cdot (1,0 \cdot W_e^k))$
 $Q_p = 0,4299$

$C_s \cdot C_d$ szerkezeti tényező (15 méternél alacsonyabb épület - 1,00)

1.9.5.2.2.1. Szélteher 1KK és Szélteher 2KK (keresztirányú külső) C_{pe10}

Tető

I zóna
Szívás

-0,6
-0,4

$C_{pe,10,sz}^{1,l} = -0,54 \quad P_{w,e,sz,0}^{l,K} = 5,6 \cdot 0,4299 \cdot -0,54 = -1,30$

Egyhajós acélszerkezetű csarnok és kiszolgáló csarnokrész

Szívás -0,6 Cpe,10,sz^{2,l}=-0,42 Pw,e,sz2,0^{l,K}=5,6*0,4299*-0,42=-1,01
+0,0

J zóna

Szívás(nyomás) +0,2 Cpe,10,sz1^j=-0,159 Pw,e,sz1,0^{j,K}=5,6*0,4299*-0,159=-
0,382 -1,0

Szívás -0,6 Cpe,10,sz2^j=-0,42 Pw,e,sz2,0^{j,K}=5,6*0,4299*-0,42=-1,01
+0,0

H zóna

Szívás -0,6 Cpe,10,sz^H=-0,51 Pw,e,sz,0^{H,K}=5,6*0,4299*-0,51=-1,23
-0,3

Nyomás +0,0 Cpe,10,ny^H=0,06 Pw,e,sz,0^{H,K}=5,6*0,4299*0,06=+0,14
+0,2

G zóna

Szívás -1,2 Cpe,10,sz^G=-1,08 Pw,e,sz,0^{G,K}=5,6*0,4299*-1,08=-2,60
-0,8

Nyomás -0,0 Cpe,10,ny^G=0,06 Pw,e,ny,0^{G,K}=5,6*0,4299*0,06=+0,14
+0,2

1.9.5.2.2.2. Falra jutó szélteher

$h/d=9900/39495=0,250$

$Pw,e,sz,0^{E,K}=5,6*0,4299*-0,3=-0,722$

$Pw,e,ny,0^{D,K}=5,6*0,4299*+0,7=+1,68$

1.9.5.2.2.3. Szélteher 3HK

(hosszirányú külső 90)Cpe,10

Tető

H zóna

Szívás

-0,7 Cpe,10,sz^H= -0,67 Pw,e,sz,90^{H,K}=2,62*0,4299*-0,67=-0,75
-0,6

I zóna

Szívás

-0,6 Cpe,10,sz^I= -0,57 Pw,e,sz,90^{I,K}=2,98*0,4299*-0,57=-0,72
-0,5

$Pw,e,sz,0^{H+I,K}=Pw,e,sz,0^{H,K}+Pw,e,sz,0^{I,K}=-0,75+(-0,72)=-1,47$

Fal

$$e < d \quad 11140 < 39495$$

$$P_{w,e,sz,0^{B,K}} = 5,6 * 0,4299 * -0,8 = -1,92$$

1.9.5.2.2.4. Szélteher 4BNY (belső nyomás) Cpi +0,2

$$P_{w,l,ny^k} = 5,6 * 0,4299 * 0,2 = +0,481$$

1.9.5.2.2.5. Szélteher 5BSZ (belső szívás) Cpi -0,3

$$P_{w,i,sz^K} = 5,6 * 0,4299 * -0,3 = -0,722$$

1.9.6. Teherkombinációk

1. SLS (használhatósági határállapot) **önsúly+burkolat+gépészet**
 $p_g^k + p_{burkolat^k} + p_{gépészet^k}$

2. ULS (teherbírasi határállapot)
 $1,35 * p_g^k + 1,35 * p_{burkolat^k} + 1,35 * p_{gépészet^k}$

3. SLS (használhatósági határállapot) **(önsúly+burkolat+gépészet)+totális hó**
 $p_g^k + p_{burkolat^k} + p_{gépészet^k} + p_s^k$

4. ULS (teherbírasi határállapot)
 $1,35 * (p_g^k + p_{burkolat^k} + p_{gépészet^k}) + 1,5 * p_s^k$

5. SLS (használhatósági határállapot) **(önsúly+burkolat+gépészet)+totális hó+szél2KK**
 $p_g^k + p_{burkolat^k} + p_{gépészet^k} + p_s^k + (\Psi_{0,w} * p_{w,ny,e^k})$

6. ULS (teherbírasi határállapot)
 $1,35 * (p_g^k + p_{burkolat^k} + p_{gépészet^k}) + 1,5 * p_s^k + 1,5 * 0,6 p_{w,ny,e^k}$

7. SLS (használhatósági határállapot) **(önsúly+burkolat+gépészet)+totális hó+szél2KK+szél5BSZ**
 $p_g^k + p_{burkolat^k} + p_{gépészet^k} + p_s^k + (\Psi_{0,w} * p_{w,ny,e^k} + p_{w,sz,i^k})$

8. ULS (teherbírasi határállapot)
 $1,35 * (p_g^k + p_{burkolat^k} + p_{gépészet^k}) + 1,5 * p_s^k + 1,5 * 0,6 (p_{w,ny,e^k} + p_{w,i,sz,k})$

9.SLS (használatossági határállapot) (önsúly+burkolat+gépészet)+bal totális hó+szél2KK+szél5BSZ

$$p_g^k + p_{burkolat}^k + p_{gépészet}^k + p_s^k + \psi_{0,w} * (p_{w,ny,e}^k + p_{w,isz,k}^k)$$

10.ULS (teherbírási határállapot)

$$1,35 * (p_g^k + p_{burkolat}^k + p_{gépészet}^k) + 1,5 * p_s^k + 1,5 * 0,6(p_{w,ny,e}^k + p_{w,isz,k}^k)$$

11.SLS (használatossági határállapot) (önsúly+burkolat)+szél1KK

$$1,00 * (p_g^k + p_{burkolat}^k) + 1,5 * p_{w,sz,e}^k$$

12.ULS (teherbírási határállapot)

$$p_g^k + p_{burkolat}^k + p_{w,sz,e}^k + p_{w,ny,i}^k$$

13.SLS (használatossági határállapot) (önsúly+burkolat)+szél1KK+szél4BNY

$$1,00 * (p_g^k + p_{burkolat}^k) + 1,5 * (p_{w,sz,e}^k + p_{w,ny,i}^k)$$

14.ULS (teherbírási határállapot)

$$1,00 * (p_g^k + p_{burkolat}^k) + 1,5 * (p_{w,sz,e}^k + p_{w,ny,i}^k)$$

1.9.7. Első-másodrendű számítás

$$\alpha_{cr} = \left(\frac{H_{ed}}{V_{ed}} \right) * \left(\frac{h}{\zeta_{H,ed}} \right) = \left(\frac{55,58}{237,72} \right) * \left(\frac{8660}{22,28} \right) = 90,87$$

$$H_{Ed} = 38,01 + 17,57 = 55,58 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 118,68 + 119,04 = 237,72 \text{ kN}$$

$$\sigma_{H,Ed} = 19,1 + 3,182 = 22,28 \text{ mm}$$

$$h = 8,66 \text{ m}$$

$$\alpha_{cr} = 90,87 > 10 \rightarrow \text{másodrendű hatás elhanyagolható}$$

H_{Ed} = vízszintesterhekből származó vízszintes reakció tervezési értéke az adott szint alján

V_{Ed} = teljes függőleges teher tervezési értéke az adott szint alján

h = szintmagasság

$\sigma_{H,Ed}$ = az adott oszlop teteje és alja közötti vízszintes eltolódáskülönbség az összes vízszintes teherből

α_{cr} = kritikus teherparaméter

1.9.8. Geometriai imperfekció

Teljes keretre vonatkozó imperfekciót nem veszem figyelembe .

Egyhajós acélszerkezetű csarnok és kiszolgáló csarnokrész

$$H_{Ed} > 0,15 \cdot V_{Ed}$$

$$55,58 \text{ kN} > 0,15 \cdot 237,72 = 35,65 \text{ kN}$$

H_{Ed} = keretre ható vízszintes eltoló erők eredője
 V_{Ed} = függőleges terhek eredője

1.9.9. Helyettesítő erő

$$\phi \cdot V_{Ed} = 0,00294 \cdot 237,72 \text{ kN} = 0,698 \text{ kN}$$

$$\phi = \phi_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m = 0,005 \cdot 0,679 \cdot 0,866 = 0,00294$$

$$\phi_0 = 0,005$$

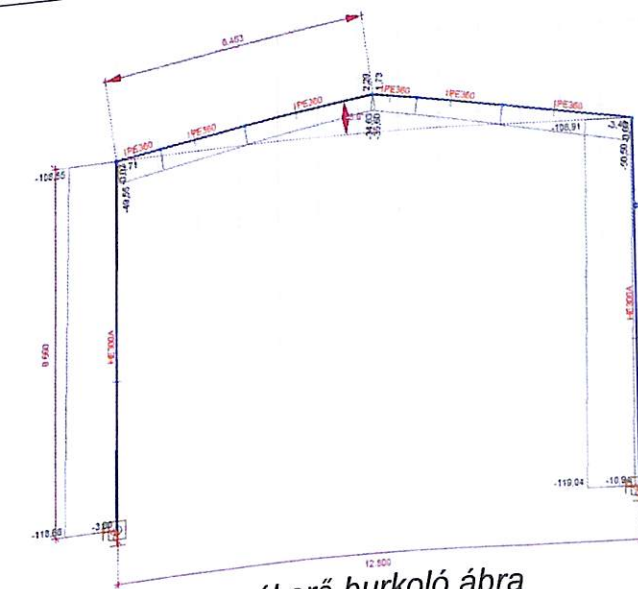
$$\alpha_h = 2 / \sqrt{h} = 2 / \sqrt{8,661} = 0,679 \quad \frac{2}{3} < 0,679 < 1,00$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{2}\right)} = 0,866$$

1.10. Keresztmetszetek ellenőrzése

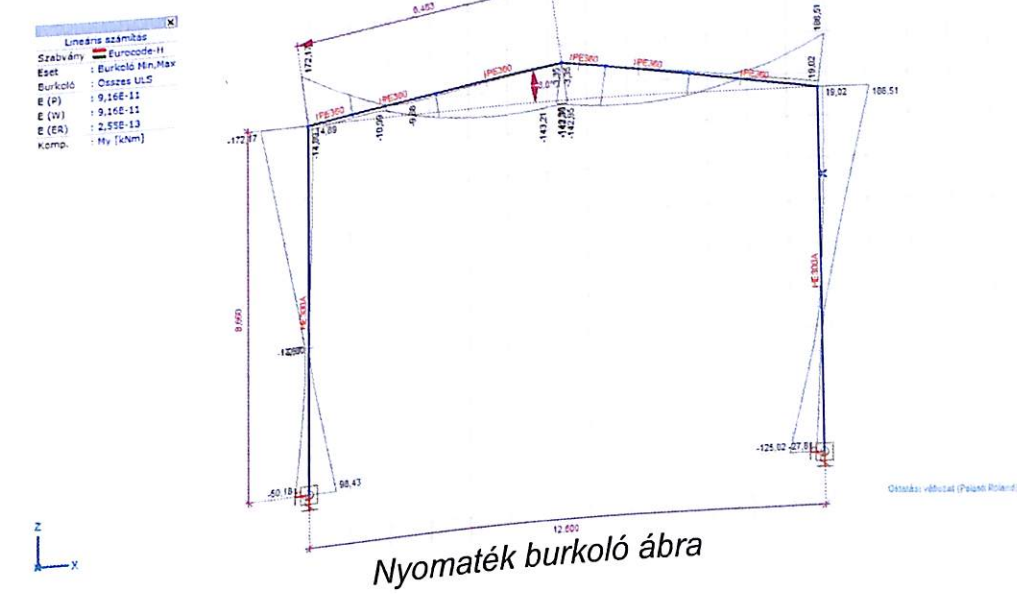
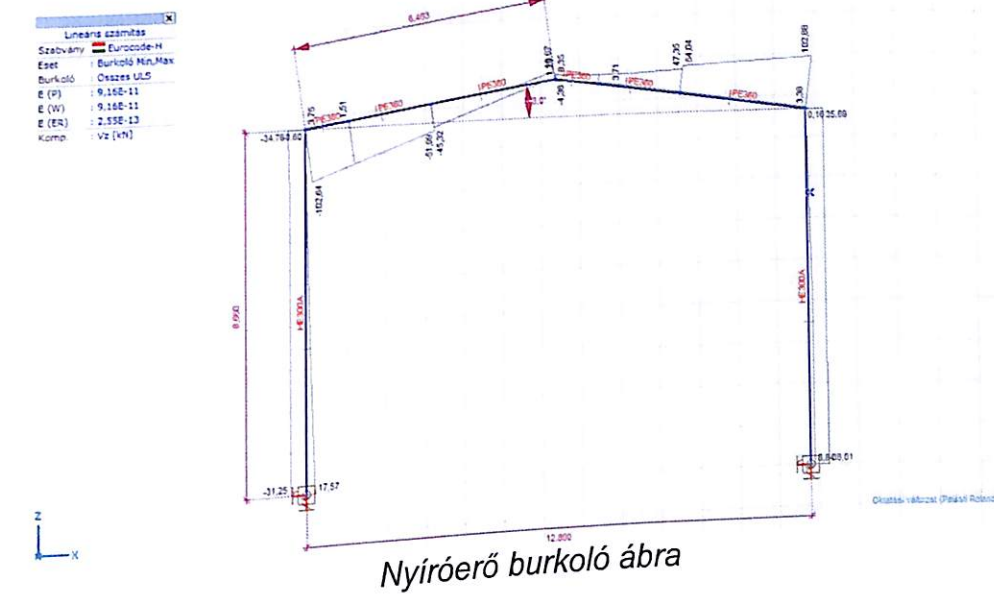
1.10.1. Igénybevételek

Lineáris számítás	[k]
Standard	Eurocode H
Eszt	Burkoló Hm, Hm
Burkoló	Csúszás ULS
E (P)	9,16E-11
E (V)	9,16E-11
E (ER)	2,15E-13
Komp	Nx [kN]

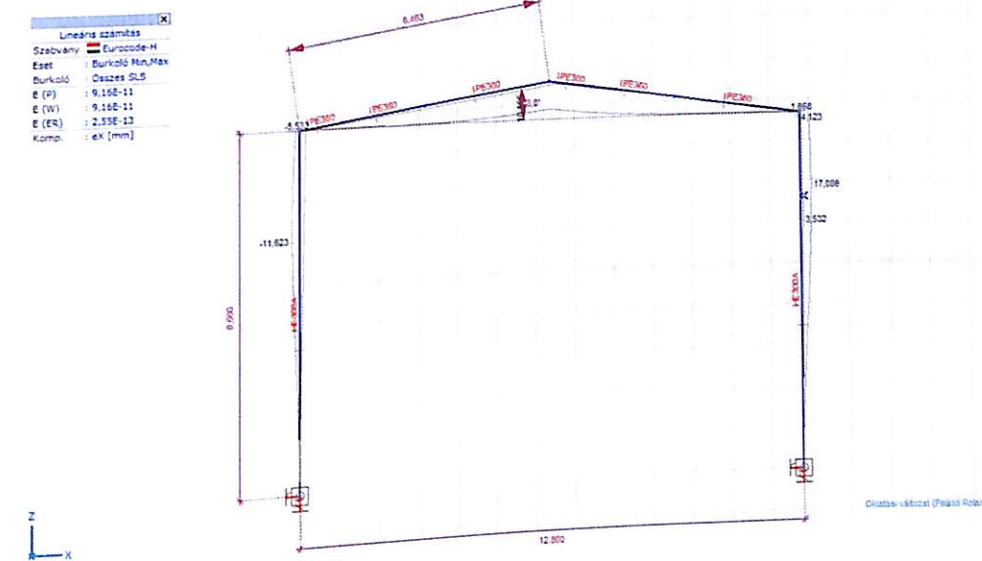


Normál erő burkoló ábra

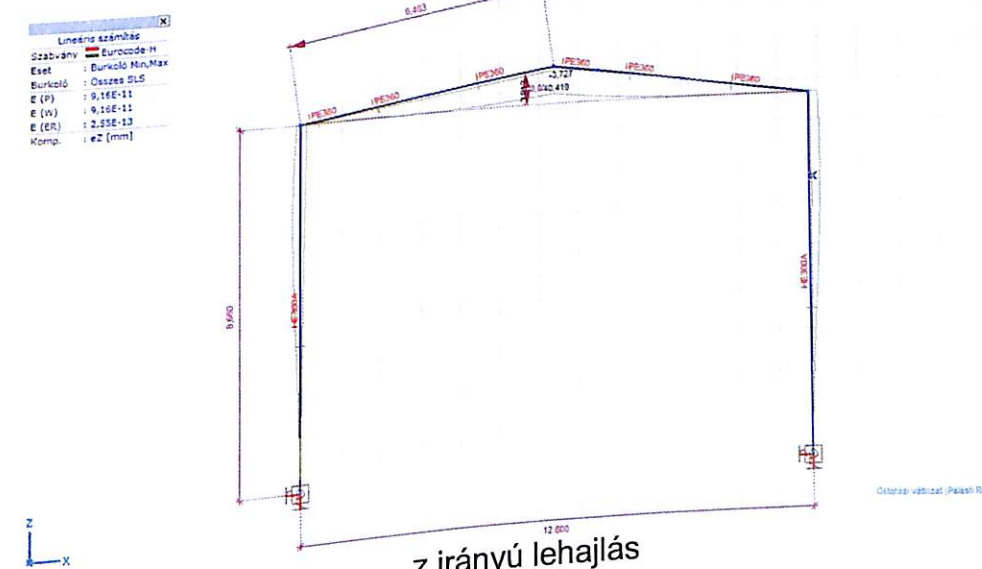
Egyhajós acélszerkezetű csarnok és kiszolgáló csarnokrész



Lehajlás értékek



x irányú kihajlás



z irányú lehajlás

$$ex(max)=10,17 < \frac{H}{150} = 59,20 \quad ez(max)=39,46 < \frac{L}{300} = 42,66$$

Mértékadó igénybevételek az oszlopban:

$$Ned = 116,69 \text{ kN}$$

$$Ved = 37,33 \text{ kN}$$

$$Med = 182,75 \text{ kNm}$$

Mértékadó igénybevételek a gerendán:

$$Ned = 49,50 \text{ kN}$$

$$Ved = 100,64 \text{ kN}$$

$$Med = 182,75 \text{ kNm}$$

1.10.2. Ellenőrzések

1.10.2.1. IPE360 Gerenda

1.10.2.1.1. Gerenda ellenőrzése hajlításra

Egyhajós acélszerkezetű csarnok és kiszolgáló csarnokrész

$$M_{pl,Rd} = \frac{w_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1019 \cdot 235 \cdot 1000}{1,00} = 239,46 \text{ kNm} > M_{Ed} \text{ MEGFELEL}$$
$$M_{Ed} = 182,75 \text{ kNm}$$

1.10.2.1.2. Gerenda ellenőrzése nyírásra

$$V_{Ed} = 100,64 \text{ kN}$$

$$A_v = 3514 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot 1} = \frac{3514 \cdot 235}{\sqrt{3} \cdot 1} = 476,77 \text{ kN} > V_{Ed} = 100,64 \text{ kN MEGFELEL}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{102,88}{476,77} = 0,215 < 0,5 \rightarrow \text{a nyomaték és nyíróerő kölcsönhatását nem vizsgálom}$$

1.10.2.1.3. Gerenda ellenőrzése nyomásra

$$N_{Ed} = 49,50 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{7273 \cdot 235}{1,0} = 1709,15 \text{ kN} > N_{Ed} = 49,50 \text{ kN MEGFELEL}$$

$$0,25 \cdot N_{pl,Rd} = 427,28 \text{ kN} > N_{Ed} = 49,50 \text{ kN} \rightarrow \text{a nyomaték és normálerő kölcsönhatását nem vizsgálom}$$

1.10.2.2HEA300 Oszlop

1.10.2.2.1.Oszlop ellenőrzése hajlításra

$$M_{pl,Rd} = \frac{w_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1383 \cdot 235 \cdot 1000}{1,00} = 325,00 \text{ kNm}$$
$$M_{Ed} = 186,51 \text{ kNm} < M_{pl,Rd} \text{ MEGFELEL}$$

1.10.2.2.2.Oszlop ellenőrzése nyírásra

$$V_{Ed} = 37,33 \text{ kN}$$

$$A_v = 3728 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot 1} = \frac{3728 \cdot 235}{\sqrt{3} \cdot 1} = 505,80 \text{ kN} > V_{Ed} \text{ MEGFELEL}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{37,33}{505,80} = 0,0705 < 0,5 \rightarrow \text{a nyomaték és nyíróerő kölcsönhatását nem vizsgálom}$$

1.10.2.2.3.Oszlop ellenőrzése nyomásra

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{11250 \cdot 235}{1,0} = 2643,75 \text{ kN} > N_{Ed} \text{ MEGFELEL}$$

$$N_{Ed} = 116,69 \text{ kN}$$

$$0,25 \cdot N_{pl,Rd} = 660,93 \text{ kN} > N_{Ed} = 116,69 \text{ kN} \rightarrow \text{a nyomaték és normálerő kölcsönhatását nem vizsgálom}$$

1.11. Főtartó keret, stabilitásvizsgálatok

1.11.1. Kihajlásvizsgálat a keret síkjában (Xy) oszlop

$$N_{b,Rd,y} = \frac{(X_y \cdot A \cdot f_y)}{\gamma_m} =$$

$$\nu_y = \sqrt{1 + 0,35 \cdot c - 0,017 \cdot c^2} = \sqrt{1 + 0,35 \cdot 1,658 - 0,017 \cdot 1,658^2} = 1,238$$

$$c = \frac{I_0 \cdot L}{I_g \cdot h} = \frac{182600000 \cdot 12,8 \cdot 1000}{162700000 \cdot 8,66 \cdot 1000} = 1,658$$

$$\alpha = \frac{I_0 \cdot 4}{I_2 \cdot a} = \frac{182600000 \cdot 4}{12800 \cdot 12 \cdot 11250} = 0,000396 < 0,2$$

$$\lambda_y = \frac{\nu_y \cdot I}{i_y} = \frac{1,238 \cdot 8660}{127,4} = 84,15$$

$$\lambda^- = \frac{\lambda_y}{\lambda_E} = \frac{84,15}{93,9} = 0,896$$

$$\chi_y = 0,6637$$

$$N_{b,Rd,y} = X_y \cdot A \cdot f_y$$

$$N_{b,Rd,y} = 0,6637 \cdot 11250 \cdot 235 = 1754,65 \text{ kN}$$

MEGFELEL

$$N_{Ed} = 116,69 \text{ kN}$$

1.11.2. Kihajlásvizsgálat a keret síkjára merőlegesen (Xz) oszlop

$$\lambda_z = \frac{\nu_z \cdot I}{i_z} = \frac{1,00 \cdot 2000}{74,9} = 26,70$$

$$\lambda^- = \frac{\lambda_z}{\lambda_E} = \frac{26,70}{93,9} = 0,284$$

$$\chi_z = 0,9572$$

$$N_{b,Rd,z} = X_z \cdot A \cdot f_y$$

$$N_{b,Rd,z} = 0,9572 \cdot 11250 \cdot 235 = 2530,59 \text{ kN}$$

MEGFELEL

$$N_{Ed} = 116,69 \text{ kN}$$

1.11.3. Kihajlásvizsgálat a keret síkjában (Xy) gerenda

$$N_{b,Rd,y} = \frac{(X_y \cdot A \cdot f_y)}{\gamma_m} =$$

$$\nu_y = 1,00$$

$$\lambda_y = \frac{\nu_y \cdot I}{i_y} = \frac{1,238 \cdot 12800}{149,5} = 105,99$$

$$\lambda^- = \frac{\lambda_y}{\lambda_E} = \frac{105,99}{93,9} = 1,12$$

Egyhajós acélszerkezetű csarnok és kiszolgáló csarnokrész

$$\chi_y = 0,5828$$

$$N_{b,Rd,y} = \chi_y * A * f_y$$

$$N_{b,Rd,y} = 0,5828 * 12800 * 235 = 1753,06 \text{ kN} \quad \text{MEGFELEL}$$

$$N_{Ed} = 49,50 \text{ kN}$$

1.11.4. Kihajlásvizsgálat a keret síkjára merőlegesen (χ_z)gerenda

$$\lambda_z = \frac{V_z * I}{i_z} = \frac{1,00 * 1400}{38} = 36,84$$

$$\lambda^- = \frac{\lambda_z}{\lambda_E} = \frac{36,84}{93,9} = 0,392$$

$$\chi_z = 0,9291$$

$$N_{b,Rd,z} = \chi_z * A * f_y$$

$$N_{b,Rd,z} = 0,9291 * 12800 * 235 = 2794,73 \text{ kN} \quad \text{MEGFELEL}$$

$$N_{Ed} = 49,50 \text{ kN}$$

1.11.5. Kifordulásvizsgálat a keret síkjára merőlegesen (övmerevség vizsgálat)oszlop

HEA300 oszlopnál

$$A_{fz} = b_f * t_f + \left(\frac{h_w}{6}\right) * t_w = 300 * 14 + \left(\frac{208}{6}\right) * 8,5 = 4494,66 \text{ mm}^2$$

$$I_{fz} = t_f * \frac{b_f^3}{12} + \frac{h_w}{6} * \frac{t_w^3}{12} = 14 * \frac{300^3}{12} + \frac{208}{6} * \frac{8,5^3}{12} = 31,50 * 10^6 \text{ mm}^4$$

$$i_{fz} = \sqrt{\frac{I_{fz}}{A_{fz}}} = \sqrt{\frac{31,50 * 10^6}{4494,66}} = 83,71 \text{ mm}$$

megfelelőség feltétele

$$\lambda_f = \frac{k_c * L_c}{i_{fz} * \lambda_E} \leq \lambda_{co} * \frac{M_{c,Rd}}{M_{y,Ed}}$$

$$\lambda_f = \frac{k_c * L_c}{i_{fz} * \lambda_E} = \frac{1,22 * 2000}{83,71 * 93,9} = 0,310 \rightarrow \chi = 0,9602$$

$$\lambda_{co} * \frac{M_{c,Rd}}{M_{y,Ed}} = 0,5 * \frac{325,00}{182,75} = 0,889 \rightarrow \text{Kifordulás nem következik be}$$

$$k_c = \frac{1}{1,33 - 0,33 * \psi} = \frac{1}{1,33 - 0,33 * 1,55} = 1,22$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{ply} * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1383 * 10^3 * 235}{1,00} = 325,00 \text{ kNm}$$

$$M_{b,Rd} = \chi * k_{fl} * M_{c,Rd} = 0,9602 * 1,1 * 325,00 = 343,27 \text{ kNm}$$

Egyhajós acélszerkezetű csarnok és kiszolgáló csarnokrész

$$M_{ed}=182,75 \text{ kNm} \leq M_{rd}=343,27 \text{ kNm} \text{ MEGFELEL}$$

1.11.6. Kifordulás vizsgálat a keret síkjára merőlegesen (övmerevség vizsgálat)gerenda

IPE 360 gerendánál

$$A_{fz}=b_f \cdot t_f + \frac{h_w}{6} \cdot t_w = 170 \cdot 12,7 + \frac{334,6}{6} \cdot 8 = 2605,13 \text{ mm}^2$$

$$I_{fz} = t_f \cdot \frac{b_f^3}{12} + \frac{h_w}{6} \cdot \frac{t_w^3}{12} = 12,7 \cdot \frac{170^3}{12} + \frac{334,6}{6} \cdot \frac{8^3}{12} = 10,40 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$i_{fz} = \sqrt{\frac{I_{fz}}{A_{fz}}} = \sqrt{\frac{10,40 \cdot 10^6}{2605,13}} = 63,18 \text{ mm}$$

megfelelőség feltétele

$$\lambda_f = \frac{k_c \cdot L_c}{i_{fz} \cdot \lambda_E} \leq \lambda_{co} \cdot \frac{M_{c,Rd}}{M_{y,Ed}}$$

$$\lambda_f = \frac{k_c \cdot L_c}{i_{fz} \cdot \lambda_E} = \frac{0,90 \cdot 1400}{63,18 \cdot 93,9} = 0,212 \quad \chi = 0,9956$$

$$k_c = 0,90$$

$$\lambda_{co} \cdot \frac{M_{c,Rd}}{M_{y,Ed}} = 0,5 \cdot \frac{239,46}{182,75} = 0,655 \rightarrow \text{Kifordulás nem következik be}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1019 \cdot 10^3 \cdot 235}{1,00} = 239,46 \text{ kNm}$$

$$M_{brd} = \chi \cdot k_{fl} \cdot M_{c,Rd} = 0,968 \cdot 1,1 \cdot 239,46 = 254,97 \text{ kNm}$$

$$M_{ed} = 182,75 \leq M_{rd} = 254,97 \text{ kNm}$$

1.11.7. Kihajlás és kifordulás interakciója

1.11.7.1. Oszlop

$$k_{yy} = 0,942$$

$$k_{zy} = 0,6 \cdot 0,942 = 0,565$$

$$c_{my} \cdot [1 + (\lambda_f - 0,2) \cdot \frac{N_{ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y}] = 0,9 \cdot [1 + (0,896 - 0,2) \cdot \frac{(119,04 \cdot 1000 \cdot 1,00)}{0,6637 \cdot 11250 \cdot 235}] = 0,942$$

$$c_{my} \cdot 1 + 0,8 \cdot \frac{N_{ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} = 0,9 \cdot 1 + 0,8 \cdot \frac{119,04 \cdot 1000 \cdot 1,00}{0,6637 \cdot 11250 \cdot 235} = 0,954$$

Egyhajós acélszerkezetű csarnok és kiszolgáló csarnokrész

$$\eta = \frac{N_{ed}}{N_{brdy}} + k_{yy} \frac{M_{ed}}{M_{brd}} \leq 1,00$$

$$\eta = \frac{116,69}{1754,65} + 0,942 \frac{182,75}{343,27} = 0,568 \leq 1,00 \rightarrow \text{MEGFELEL}$$

$$\eta = \frac{N_{ed}}{N_{brdz}} + k_{yz} \frac{M_{ed}}{M_{brd}} \leq 1,00$$

$$\eta = \frac{116,69}{2530,59} + 0,565 \frac{182,75}{343,27} = 0,347 \leq 1,00 \rightarrow \text{MEGFELEL}$$

1.11.7.2. Gerenda

$$k_{yy} = 0,939$$

$$k_{zy} = 0,6 \cdot 0,939 = 0,564$$

$$C_{my} [1 + (\lambda_f - 0,2) \frac{N_{ed} \gamma_{M1}}{\chi_y A f_y}] = 0,9 [1 + (1,12 - 0,2) \frac{(49,55 \cdot 1000 \cdot 1,00)}{0,582 \cdot 7273 \cdot 235}] = 0,941$$

$$C_{my} \cdot 1 + 0,8 \frac{N_{ed} \gamma_{M1}}{\chi_y A f_y} = 0,9 \cdot 1 + 0,8 \frac{49,55 \cdot 1000 \cdot 1,00}{0,582 \cdot 7273 \cdot 235} = 0,939$$

$$\eta = \frac{N_{ed}}{N_{brdy}} + k_{yy} \frac{M_{ed}}{M_{brd}} \leq 1,00$$

$$\eta = \frac{49,50}{1753,06} + 0,939 \frac{182,75}{343,27} = 0,528 \leq 1,00 \rightarrow \text{MEGFELEL}$$

1.12. Csomópontok méretezése

1.12.1 Keret csomópont

Szerkezeti elemek anyagminősége

S235 $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$ $f_{ub} = 360 \text{ N/mm}^2$

csavar minősége 8.8 $A = 380 \text{ mm}^2$ $A_s = 303 \text{ mm}^2$ $d_m = 34,5 \text{ mm}$

$d = 22 \text{ mm}$ $d_0 = 24 \text{ mm}$ $f_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$

$f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$ homloklemez vastagsága = 20 mm

csavarkép adatok:

távolság a felső övtől: $2,5 \cdot d_0 = 60 \text{ mm} \rightarrow 70 \text{ mm}$

távolság a kikönyöklés alsó övétől: $3,5 \cdot d_0 = 84 \text{ mm} \rightarrow 90 \text{ mm}$

Húzott csavarok ellenállása

$$F_{tRd} = 0,9 \cdot A_s \cdot \frac{f_{ub}}{\gamma_{m2}} = 0,9 \cdot 303 \cdot \frac{800}{1,25} = 174,52 \text{ kN}$$

Kigombolódás (t=14 mm oszlopöv vastagsága mértékadó)

$$B_{PRD} = 0,6 \cdot \frac{3,14 \cdot d_m \cdot t_{min} \cdot f_u}{\gamma_{m2}} = 0,6 \cdot \frac{3,14 \cdot 34,5 \cdot 14 \cdot 360}{1,25} = 262,07 \text{ kN}$$

Csavar nyírési ellenállása

$$F_{VED} = n \cdot \frac{0,6 \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{m2}} = 2 \cdot \frac{0,6 \cdot 800 \cdot 380}{1,25} = 291,84 \text{ kN}$$

Gerenda homloklemezének ellenállása

A gerenda öve alatti felső csavarsor ellenőrzése
Segédmenyiségek:

$$m = \frac{w}{2} - \frac{tw}{2} - 0,8 \cdot a_c \cdot \sqrt{2} = \frac{100}{2} - \frac{8,5}{2} - 0,8 \cdot 4 \cdot \sqrt{2} = 41,22 \text{ mm}$$

$$p = 3m = 3 \cdot 41,22 = 123,67 \rightarrow 130 \text{ mm}$$

$$n = e = 40 \text{ mm}$$

$$m_2 = e - 0,8 \cdot a_f \cdot \sqrt{2} = 90 - 0,8 \cdot 6 \cdot \sqrt{2} = 83,21 \text{ mm}$$

$$\lambda_1 = m / (m + e) = 41,22 / (41,22 + 40) = 0,507$$

$$\lambda_2 = m_2 / (m + e) = 83,21 / (41,22 + 40) = 1,02$$

$$\alpha = 5,25 \text{ interpolált érték}$$

Az effektív hossz számítása

Nem kör alakú töréskép esetén

$$I_{eff} = 0,5 \cdot p + \alpha \cdot m - (2m + 0,625e) = 0,5 \cdot 130 + 5,25 \cdot 41,22 - (2 \cdot 41,22 + 0,625 \cdot 40) = 173,96 \text{ mm} \rightarrow \text{mértékadó}$$

Kör alakú töréskép esetén

$$I_{eff} = \pi \cdot m^2 = \pi \cdot 41,22^2 = 258,99 \text{ mm}$$

Homloklemez nyomatóki teherbírása

$$M_{pl,Rd} = 0,25 I_{eff} \cdot t_{fc}^2 \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 0,25 \cdot 173,96 \cdot 18^2 \cdot \frac{235}{1} = 3,31 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

T elem 1. tönkremeneteli módja

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4 M_{pl,Rd}}{m} = \frac{4 \cdot 3,31 \cdot 10^6}{41,22} = 321,20 \text{ kN}$$

T elem 2. tönkremeneteli módja

Egyhajós acélszerkezetű csarnok és kiszolgáló csarnokrész

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2M_{pl,Rd} + n\sum F_{t,Rd}}{m + n} = \frac{2 * 3,31 * 10^6 + 40 * 2 * 174,52 * 10^3}{41,22 + 40} = 253,40 \text{ kN}$$

T elem 3. tönkremeneteli módja

$$F_{T,2,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 2 * 174,52 = 349,04 \text{ kN}$$

MÉRTÉKADÓ A 2. TÖNKREMETELI MÓD

A gerenda öve alatti második (utolsó) csavarsor ellenőrzése

Nem kör alakú töréskép esetén

$$l_{eff} = 2m + 0,625e + 0,5p = 2 * 41,22 + 0,625 * 40 + 0,5 * 130 = 172,44 \text{ mm} \rightarrow \text{mértékadó}$$

Kör alakú töréskép esetén

$$l_{eff} = \pi * m * 2 = \pi * 41,22 * 2 = 258,99 \text{ mm}$$

A homloklemez nyomatéki teherbírása

$$M_{pl,Rd} = 0,25 l_{eff} * t_{fc}^2 * \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 0,25 * 172,44 * 18^2 * \frac{235}{1} = 3,28 * 10^6 \text{ Nmm}$$

T elem 1. tönkremeneteli módja

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,Rd}}{m} = \frac{4 * 3,28 * 10^6}{41,22} = 318,29 \text{ kN}$$

T elem 2. tönkremeneteli módja

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2M_{pl,Rd} + n\sum F_{t,Rd}}{m + n} = \frac{2 * 3,28 * 10^6 + 40 * 2 * 174,52 * 10^3}{41,22 + 40} = 252,66 \text{ kN}$$

T elem 3. tönkremeneteli módja

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 2 * 174,52 = 349,04 \text{ kN}$$

MÉRTÉKADÓ A2. TÖNKREMETELI MÓD

A teljes homloklemez hajlításiellenállása

Egyhajós acélszerkezetű csarnok és kiszolgáló csarnokrész

A csavarsorok távolsága:

$$z_1 = 720 - 97,7 - 28,4 = 593,9 \text{ mm}; z_2 = 593,9 - 130 = 463,9 \text{ mm}$$
$$M_{j,Rd} = z_1 * F_{T,1,Rd}^1 + z_2 * F_{T,1,Rd}^2 = 0,594 * 253,4 + 0,464 * 252,66 = 267,75 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{b,Ed}}{M_{j,Rd}} = \frac{182,75}{267,75} = 0,682 \text{ Megfelel}$$

Az oszlop övének ellenállása

A felső (utolsó) csavarsor ellenőrzése

$$m = \frac{w}{2} - \frac{t_{wc}}{2} - 0,8r_c = \frac{130}{2} - \frac{8,5}{2} - 0,8 * 27 = 39,15 \text{ mm}$$

$$p=130 \quad e_{\min}=45 \text{ mm} \quad n=1,25 \quad n=1,25*39,15=48,93 \text{ mm} \quad e_1=128 \text{ mm}$$

Az effektív hossz számítása.

Nem kör alakú töréskép esetén

$$l_{eff,1} = \min: 4m + 1,25e = 4 * 39,15 + 1,25 * 45 = 212,85 \text{ mm}$$
$$e_1 + 2m + 0,625e = 118 + 2 * 39,15 + 0,625 * 45 =$$

$$224,42 \text{ mm}$$

$$l_{eff,2} = \min: 2m + 0,625e + 0,5p = 2 * 39,15 + 0,625 * 45 + 0,5 * 130$$
$$= 234,42 \text{ mm}$$
$$e_1 + 0,5p = 118 + 0,5 * 130 = 183 \text{ mm}$$

övlmez vastagsága $t_f = 14 \text{ mm}$

$$M_{pl,Rd} = 0,25 l_{eff} * t_{fc}^2 * \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 0,25 * 183 * 14^2 * \frac{235}{1} = 2,10 * 10^6 \text{ Nmm}$$

T elem 1. tönkremeneteli módja (az övlmez teljes folyása)

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,Rd}}{m} = \frac{4 * 2,10 * 10^6}{39,15} = 214,56 \text{ kN}$$

T elem 2. tönkremeneteli módja: az öv és a csavarok törése

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2M_{pl,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m + n} = \frac{2 * 2,10 * 10^6 + 48,93 * 2 * 174520}{39,15 + 48,93} = 241,58 \text{ kN}$$

T elem 3. tönkremeneteli módja: a csavarok törése

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 2 * 174,52 = 349,04 \text{ kN}$$

MÉRTÉKADÓ AZ 1. TÖNKREMETEL

A második csavarsor ellenőrzése:

Effektív hossz számítása

$$l_{eff,2} = \min: 2m + 0,625e + 0,5p = 2 * 39,15 + 0,625 * 45 + 0,5 * 130 \\ = 171,42 \text{ mm}$$

$$M_{pl,Rd} = 0,25 l_{eff} * t_{fc}^2 * \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 0,25 * 171,42 * 14^2 * \frac{235}{1} = 1,97 * 10^6 \text{ Nmm}$$

T elem 1. tönkremeneteli módja

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,Rd}}{m} = \frac{4 * 1,97 * 10^6}{39,15} = 201,27 \text{ kN}$$

T elem 2. tönkremeneteli módja

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2M_{pl,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m + n} = \frac{2 * 1,97 * 10^6 + 48,93 * 2 * 174520}{39,15 + 48,93} = 238,63 \text{ kN}$$

T elem 3. tönkremeneteli módja

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 2 * 174,52 = 349,04 \text{ kN}$$

MÉRTÉKADÓ A 1. TÖNKREMETELI MÓD

$$M_{j,Rd} = Z_1 * F_{T,2,Rd}^1 + Z_2 * F_{T,2,Rd}^2 = 0,594 * 214,56 + 0,464 * 201,27 = 220,83 \text{ kNm}$$

Teherbírási ellenőrzése

$$\frac{M_{b,Ed}}{M_{j,Rd}} = \frac{182,75}{220,83} = 0,827 \text{ Megfelel}$$

Az oszlop gerincének ellenállása

Az oszlop gerincében ható nyomás

$$F_{c,wc,Ed} = \frac{182,75}{0,529} = 345,46 \text{ kN}$$

Ellenállás meghatározásához szükséges segédmenyiségek

Hatékony szélesség

$$b_{eff,c,wc} = t_{fh} * 2 * \sqrt{2} a_p + 5(t_{fc} + s) + t_p \\ = 12,7 * 2 * \sqrt{2} * 0,5 + 5(14 + 27) + 18 = 240,96 \text{ mm}$$

Egyoldali oszlop gerenda kapcsolat $\rightarrow \beta=1$

A csökkentő tényező:

$$\omega = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3(b_{eff,c,wc} t_{wc} / A_c)^2}} = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3(24,09 * 0,85 / 36,0)^2}} = 0,839$$

Tengelyirányú nyomófeszültségtől függő csökkentő tényező

$$\sigma_{c,Ed} = \left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \right) \frac{d}{h} f_y = (0,176 + 0,562) * \frac{208}{290} * f_y = 0,529 f_y$$

$k_{wc}=1$

Gerinclemez karcsúsága

$$\lambda_p = 0,932 \sqrt{\frac{b_{eff,c,wc} * d_{wc} * f_y}{E * t_{wc}^2}} = 0,932 \sqrt{\frac{240,96 * 208 * 235}{210000 * 8,5^2}} = 0,821$$

$$\rho = (\lambda_p - 0,2) / \lambda_p^2 = (0,821 - 0,2) / 0,821^2 = 0,921$$

Merevítés nélküli oszlopgerinc ellenállása

$$F_{c,wc,Rd} = \frac{\rho * \omega * k_{wc} * b_{eff,c,wc} * t_{wc} * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,921 * 0,839 * 1 * 240 * 8,5 * 235}{1}$$

$$= 370,44 kN$$

$$\frac{F_{c,wc,Ed}}{F_{c,wc,Rd}} = \frac{345,46}{370,44} = 0,932 \text{ Megfelel}$$

Az oszlop gerincének húzó ellenállása

$$b_{eff,t,wc} = l_{eff,1} * l_{eff,2} = 212,85 + 183 = 395,85 \text{ mm}$$

$$\omega = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3 \left(\frac{b_{eff,t,wc} t_{wc}}{A_{vc}} \right)^2}} = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3 \left(395,85 * \frac{8,5}{3728} \right)^2}} = 0,696$$

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{\omega * b_{eff,t,wc} * t_{wc} * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,696 * 395,85 * 8,5 * 235}{1} = 550,33 kN$$

$$\frac{F_{t,wc,Ed}}{F_{t,wc,Rd}} = \frac{345,46}{550,33} = 0,627 \text{ Megfelel}$$

Oszlop gerincének nyírási ellenállása

$$\frac{d}{t_w} = \frac{208}{8,5} = 24,47 < 69$$

Gerinc nyírási ellenállása

$$V_{wp,Rd} = \frac{0,9 * f_y * A_{wc}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = \frac{0,9 * 235 * 360}{\sqrt{3}} = 439,59 \text{ kN Megfelel}$$

1.12.2 A gerenda gerinc kapcsolata

Anyagminőségek

S235 $f_y=235\text{N/mm}^2$ $f_{ub}=360\text{N/mm}^2$

csavar: M24 10.9

$A=452\text{mm}^2$ $A_s=353\text{mm}^2$ $d_m=38,8\text{mm}$ $f_{ub}=1000\text{N/mm}^2$ $f_{yb}=900\text{N/mm}^2$

$M_{Ed}=241,19 \text{ kNm}$

A gerenda öve feletti alsó csavarsor ellenőrzése
segédmenyiségek

$$m = \frac{w}{2} - \frac{t_{wc}}{2} - 0,8a_c * \sqrt{2} = \frac{160}{2} - \frac{11}{2} - 0,8 * 5 * \sqrt{2} = 68,84 \text{ mm}$$

$$n=e=80\text{mm} \quad m_2=60,94\text{mm} \quad \lambda_1=0,462 \quad \lambda_2=0,409 \quad \alpha=6,1$$

Az effektív hossz számítása
nem kör alakú törésképnél

$$l_{eff} = \alpha * m = 6,1 * 68,84 = 419,92 \text{ mm}$$

homloklemez vastagsága $t=18\text{mm}$

$$M_{pl,Rd} = 0,25 l_{eff} * t_{fc}^2 * \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 0,25 * 419,92 * 18^2 * \frac{235}{1} = 7,99 * 10^6 \text{ Nmm}$$

T elem 1. tönkremeneteli módja

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,Rd}}{m} = \frac{4 * 7,99 * 10^6}{68,84} = 464,26 \text{ kN}$$

T elem 2. tönkremeneteli módja

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2M_{pl,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m + n} = \frac{2 * 7,99 * 10^6 + 80 * 2 * 254,16}{68,84 + 80} = 380,58 \text{ kN}$$

T elem 3. tönkremeneteli módja

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 2 * 254,16 = 508,32 \text{ kN}$$

MÉRTÉKADÓ TÖNKREMETEL A 2. MÓD

Egyhajós acélszerkezetű csarnok és kiszolgáló csarnokrész

A gerenda öve alatti csavarsor

$$l_{eff} = e_1 + \alpha m - (2m + 0,625e) = 100 + 6,1 * 68,84 - (2 * 68,84 + 0,625 * 80) = 332,24 \text{ mm}$$

Homloklemez nyomatéki teherbírása

$$M_{pl,Rd} = 0,25 l_{eff} * t_{fc}^2 * \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 0,25 * 332,24 * 18^2 * \frac{235}{1} = 6,32 * 10^6 \text{ Nmm}$$

T elem 1. tönkremeneteli módja

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4 M_{pl,Rd}}{m} = \frac{4 * 6,32 * 10^6}{68,84} = 367,23 \text{ kN}$$

T elem 2. tönkremeneteli módja

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2 M_{pl,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m + n} = \frac{2 * 6,32 * 10^6 + 80 * 2 * 254160}{68,84 + 80} = 358,14 \text{ kN}$$

T elem 3. tönkremeneteli módja

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 2 * 254,16 = 508 \text{ kN}$$

MÉRTÉKADÓ A 2. TÖNKREMETELI MÓD

$$M_{j,Rd} = z_1 * F_{T,2,Rd}^1 + z_2 * F_{T,2,Rd}^2 = 0,4425 * 380,58 + 0,2995 * 358,14 = 275,66 \text{ kNm}$$

$$z_1 = 442,5$$

$$z_2 = 299,5$$

Teherbírás

$$\frac{M_{b,Ed}}{M_{j,Rd}} = \frac{241,19}{275,66} = 0,874 \text{ Megfelel}$$

1.12.3. Keret talpcsomópont

Szerkezeti elemek anyagminősége $f_u = 360 \text{ N/mm}^2$
S235 $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$
M22 8.8 csavarok
övszélesség: $b_{fc} = 300 \text{ mm}$ övvastagság: $t_{fc} = 14 \text{ mm}$
szelvénymagasság: $h_c = 290 \text{ mm}$
gerincvastagság: $t_{wc} = 8,5 \text{ mm}$

Talplemez geometriája

Egyhajós acélszerkezetű csarnok és kiszolgáló csarnokrész

hossz: $h_p=490\text{mm}$ szélesség: $b_p=400\text{mm}$ vastagság:
 $t_p=30\text{mm}$

Az oszloptalp nyomatéki ellenállása

min:

$$M_{j,Rd} = \frac{F_{C,Rd} * z}{z_T / e - 1}$$

$$M_{j,Rd} = \frac{F_{T,Rd} * z}{z_C / e - 1}$$

$$z_T=195\text{mm}$$

$$z_C=145\text{mm}$$

$$e = \frac{M_{ed}}{N_{ed}} = \frac{125,02}{119,04} = 1050,23 \text{ mm}$$

$$f_{jd} = \frac{2}{3} * \frac{F_{Rdu}}{l_{eff} * b_{eff}} = \frac{2}{3} * \frac{2323770}{400 * 145,6} = 40 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{Rdu} = A_{c0} * f_{cd} * \sqrt{\frac{A_{cl}}{A_{c0}}} \leq 3,0 * f_{cd} * A_{c0} = 58240 * 13,3 * \sqrt{\frac{524160}{58240}} = 2323,77 \text{ kN} \leq$$
$$3,0 * f_{cd} * A_{c0} = 3 * 13,3 * 58240 = 2323,77 \text{ kN}$$

$$A_{c0} = b_{eff} * l_{eff} = 145,6 * 400 = 58240 \text{ mm}^2$$

$$A_{c1} = 3 * b_{eff} * 3 * l_{eff} = 3 * 145,6 * 3 * 400 = 524160 \text{ mm}^2$$

$$c = t * \sqrt{\frac{f_y}{3 f_j * \gamma_{M0}}} = 30 * \sqrt{\frac{235}{3 * 13,3 * 1}} = 72,80 \text{ mm}$$

ahol

$$f_j = \beta_j * k_j * f_{cd} = \frac{2}{3} * 1 * 13,3 = \frac{8,86 \text{ N}}{\text{mm}^2}$$

$F_{C,Rd}$ a nyomott T elem ellenállása:

$$F_{C,Rd} = f_{jd} * l_{eff} * b_{eff} = 40 * 400 * 145,6 = 2329,6 \text{ kN}$$

Húzott T elem ellenállása:

$$l_{eff} = b + 2c$$

vagy

$$b_{talplemez} = 400 \text{ mm}$$

$$b_{eff} = t_f + 50 + c = 14 + 50 + 72,8 = 136,8 \text{ mm}$$

ahol

Egyhajós acélszerkezetű csarnok és kiszolgáló csarnokrész

$$l_{eff} = \min.:$$

$$2\pi m_x = 2 * 3,14 * 45,5 = 285,88\text{mm}$$

$$\pi m_x + w = 3,14 * 45,5 + 300 = 442,87\text{mm}$$

$$\pi m_x + 2e = 3,14 * 45,5 + 2 * 50 = 242,9\text{mm}$$

$$4m_x + 1,25e_x = 4 * 45,5 + 1,25 * 50 = 244,5\text{mm}$$

$$e + 2m_x + 0,625e_x = 50 + 2 * 45,5 + 0,625 * 50 = 172,52\text{mm}$$

$$e + 2m_x + 0,625e_x = 50 + 2 * 45,5 + 0,625 * 50 = 172,52\text{mm}$$

$$0,5b_p = 0,5 * 400 = 200\text{mm}$$

$$0,5w + 2m_x + 0,625e_x = 0,5 * 180 + 2 * 45,5 + 0,625 * 50 = 212,2\text{mm}$$

$$m_x = 50 - 0,8 * a * \sqrt{2} = 50 - 0,8 * 4 * \sqrt{2} = 45,47$$

$$M_{pl,1,Rd} = 0,25 * 172,52 * 30^2 * \frac{235}{1} = 9,12\text{kNm}$$

$$F_{T1-2,Rd} = \frac{2 * 9,12 * 10^6}{45,5} = 400,88\text{kN}$$

$$F_{T3,Rd} = \min(F_{t,Rd}; F_{pl,Rd})$$

$$F_{t,Rd,b} = 2 * \frac{0,9 * A_s * f_{ub}}{\gamma_{M2}} = 2 * \frac{0,9 * 380 * 800}{1,25} = 437,76\text{kN}$$

Talplemez hajlítási ellenállása

$$F_{pl,Rd} = \frac{b_p * f_y * t_p^2}{6 * m_x * \gamma_{M0}} = \frac{400 * 235 * 30^2}{6 * 45,5 * 1} = 309,89\text{kN}$$

$$F_{t3,Rd} = \min(F_{pl,Rd}, F_{t,Rd,b}) = 309,89\text{kN}$$

A húzott T elem ellenállása

$$F_{t,Rd} = \min(F_{t1-2,Rd}, F_{t3,Rd}) = 309,89\text{kN}$$

Oszlop nyomatéki ellenállása

min.:

Egyhajós acélszerkezetű csarnok és kiszolgáló csarnokrész

$$M_{j,Rd} = \frac{F_{c,Rd} * z}{z_T / e - 1} = \frac{-2329,6 * 10^3 * 340}{\frac{145}{-1050} - 1} = 695,95 kNm$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{j,Rd}} = \frac{125,02}{695,95} = 0,179$$

MEGFELEL

2. Falvázoszlop méretezése

2.1 Statikai váz



2.2. Anyagminőség -S235

2.3. Keresztmetszet

$$\lambda = \frac{n \cdot L}{i_{fy}} = \frac{0,7 \cdot 9200}{57,3} = 112,39 \leq 150$$

HEA180 megfelelő

2.4. Terhek meghatározása

2.4.1. Állandó teher

2.4.1.1. Falvázoszlop önsúlya

$$HEA\ 180\ g_{oszlop}^k = 35,5\ kg/m = 0,355\ kN/m$$

Burkolat önsúlya

$g_{k\pi}$

Külső trapézlemez LTP 45/0,5

g_z

Falváz tartó Z200/2,0

g_{HSZ}

Hőszigetelés 15 cm

g_F

Párazáró fólia

$g_{b\pi}$

Belső trapézlemez LTP 45/0,4

0,048 kN/m²

0,0579 kN/m

0,15 kN/m²

0,014 kN/m²

0,039 kN/m²

$$g_{burkolat}^k = [2,8 \times (0,048 + 0,039 + 0,15 + 0,014)] + (2,1 \times 0,0724) = 0,854$$

$$\Sigma G^k = g_{oszlop}^k + (n \times g_{burkolat}^k) = 0,355 + (4 \times 0,854) = 3,77\ kN$$

Igénybevételek a tartón

Egyhajós acélszerkezetű csarnok és kiszolgáló csarnokrész

$$N_{Ed} = 6,75 \text{ kN}$$



2.4.1.2. Esetleges teher, szélteher

$$\frac{h}{b} = \frac{10000}{39200} = 0,255 \rightarrow C_{pe,10,D} = 0,7$$

$$w_e^k = q_p \times C_{pe,10,D} = 0,4299 \times 0,7 = 0,300 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{w,e}^k = w_e^k \times a = 0,300 \times 2,8 = 0,840 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed} = \frac{P_{w,d} \times h^2}{8} = \frac{1,26 \times 9,2^2}{8} = 13,33 \text{ kNm}$$

2.5. Keresztmetszetek méretezése

$$e_{y(max)} = 6,16 \text{ mm} < \frac{H}{300} = \frac{9200}{300} = 30,66 \text{ mm Megfelelt!}$$

2.5.1. Keresztmetszeti adatok

$$\begin{aligned} A_x &= 4525 \text{ mm}^2 & A_v &= 1450 \text{ mm}^2 \\ I_y &= 2510 \times 10^4 \text{ mm}^4 & W_{pl,y} &= 324,9 \times 10^3 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

2.5.2. Keresztemesztet osztályozása tiszta nyomásra

Öv:

$$c_f = \frac{b}{2} - r - \frac{t_w}{2} = \frac{180}{2} - 15 - \frac{6}{2} = 72 \text{ mm}$$

$$\frac{c_f}{t_f} = \frac{72}{9,5} = 7,57 < 9 \times \varepsilon = 9$$

tehát az öv 1. keresztmetszeti osztályú.

Gerinc:

$$c_w = h - 2 \times r - 2 \times t_f = 171 - 2 \times 15 - 2 \times 9,5 = 122 \text{ mm}$$

$$\frac{c_w}{t_w} = \frac{122}{6} = 20,33 < 33 \times \varepsilon = 33$$

tehát a gerinc 1. keresztmetszeti osztályú.

A keresztmetszet nyomásra 1. keresztmetszeti osztályba sorolandó.

2.5.3. Keresztemesztet osztályozása tiszta hajlításra

Öv:

$$c_f = \frac{b}{2} - r - \frac{t_w}{2} = \frac{180}{2} - 15 - \frac{6}{2} = 72 \text{ mm}$$

$$\frac{c_f}{t_f} = \frac{72}{9,5} = 7,57 < 9 \times \varepsilon = 9$$

tehát az öv 1. keresztmetszeti osztályú.

Gerinc:

$$c_w = h - 2 \times r - 2 \times t_f = 171 - 2 \times 15 - 2 \times 9,5 = 122 \text{ mm}$$

$$\frac{c_w}{t_w} = \frac{122}{6} = 20,33 < 72 \times \varepsilon = 72$$

tehát a gerinc 1. keresztmetszeti osztályú.

A keresztmetszet hajlításra 1. keresztmetszeti osztályba sorolandó.

2.5.4. Ellenőrzés tiszta nyomásra

1. keresztmetszeti osztály esetén

$$N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{4525 \times 235}{1} = 1063,37 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{5,09}{1063,37} = 0,01 < 1 \text{ Megfelelt!}$$

2.5.5. Ellenőrzés tiszta hajlításra

1. keresztmetszeti osztály esetén

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{324,9 \times 10^3 \times 235}{1} = 76,35 \text{ kN}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{13,33}{76,35} = 0,174 < 1 \text{ Megfelelt!}$$

2.5.6. Ellenőrzés nyírásra

Nyírási lemezhorpadás ellenőrzése:

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{122}{6} = 20,33 < \frac{72 \times \varepsilon}{\eta} = \frac{72 \times 1}{1} = 72$$

tehát a nyírási horpadás nem mértékadó.
Így a nyírási ellenállás:

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{1450 \times 235}{\sqrt{3} \times 1} = 196,73 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} = \frac{7,2}{196,73} = 0,036 < 1 \quad \text{MEGFELEL}$$

2.5.7. Nyomaték, Normálerő és Nyíróerő kölcsönhatása

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} = \frac{7,2}{196,73} = 0,036 < 0,5$$

A nyíróerő és a nyomaték kölcsönhatását nem kell figyelembe venni.

$$N_{Ed} > 0,25 \times N_{pl,Rd}$$

$$N_{Ed} = 5,09 \text{ kN} < 0,25 \times 1063,37 = 265,84 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} > \frac{0,5 \times h_w \times t_w \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{Ed} = 5,09 \text{ kN} < \frac{0,5 \times 122 \times 6 \times 235}{1} = 86,01 \text{ kN}$$

A feltételek alapján a normálerő hatását nem kell figyelembe venni.

2.6. Stabilitásvizsgálat

2.6.1. Kihajlásvizsgálat keret síkjában (χ_y)

$$\begin{aligned} &1.\text{km. osztály} & \lambda_E = 93,90 \\ &S235 \rightarrow f_y = 235 \text{ N/mm}^2 \\ & & f_u = 360 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &\text{HEA 180} \\ &A_x = 4525 \text{ mm}^2 & A_v = 1450 \text{ mm}^2 \\ &I_y = 2510 \times 10^4 \text{ mm}^4 & I_z = 924,6 \times 10^4 \text{ mm}^4 \\ &W_{pl,y} = 324,9 \times 10^3 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

$$\lambda_y = \frac{v_y \times l}{i_y} = \frac{1 \times 9200}{74,5} = 123,48 \rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_E} = \frac{123,48}{93,90} = 1,31$$

$$\frac{h}{b} = \frac{171}{180} = 0,95 < 1,2 \rightarrow t_f = 9,5 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \rightarrow y - y \rightarrow b \text{ oszlop}$$

$$\chi_y = 0,4269$$

Egyhajós acélszerkezetű csarnok és kiszolgáló csarnokrész

$$N_{b,Rd,y} = \frac{\chi_y \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,4269 \times 4525 \times 235}{1} = 453,95 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,y}} = 0,01 < 1 \text{ Megfelelt!}$$

2.6.2. Kifordulásvizsgálat egyszerűsített módszerrel (övmerevség vizsgálat)

$$A_{fz} = b_f \times t_f + \frac{h_w}{6} \times t_w = 180 \times 9,5 + \frac{122}{6} \times 6 = 1832 \text{ mm}^2$$

$$I_{fz} = t_f \times \frac{b_f^3}{12} + \frac{h_w}{6} \times \frac{t_w^3}{12} = 9,5 \times \frac{180^3}{12} + \frac{122}{6} \times \frac{6^3}{12} = 4617366 \text{ mm}^4$$

$$i_{fz} = \sqrt{\frac{I_{fz}}{A_{fz}}} = \sqrt{\frac{4617366}{1832}} = 50,20 \text{ mm}$$

Kifordulás vizsgálat nélküli megfelelés feltétele

$$k_c = 0,94$$

$$\bar{\lambda}_f = \frac{k_c \times L_c}{i_{f,z} \times \lambda_E} = \frac{0,94 \times 9200}{50,20 \times 93,90} = 1,83 < \bar{\lambda}_{c0} \times \frac{M_{c,Rd}}{M_{y,Ed}} = 0,5 \times \frac{76,35}{13,33} = 2,86$$

Kifordulási ellenállás

$$\chi = 0,2283$$

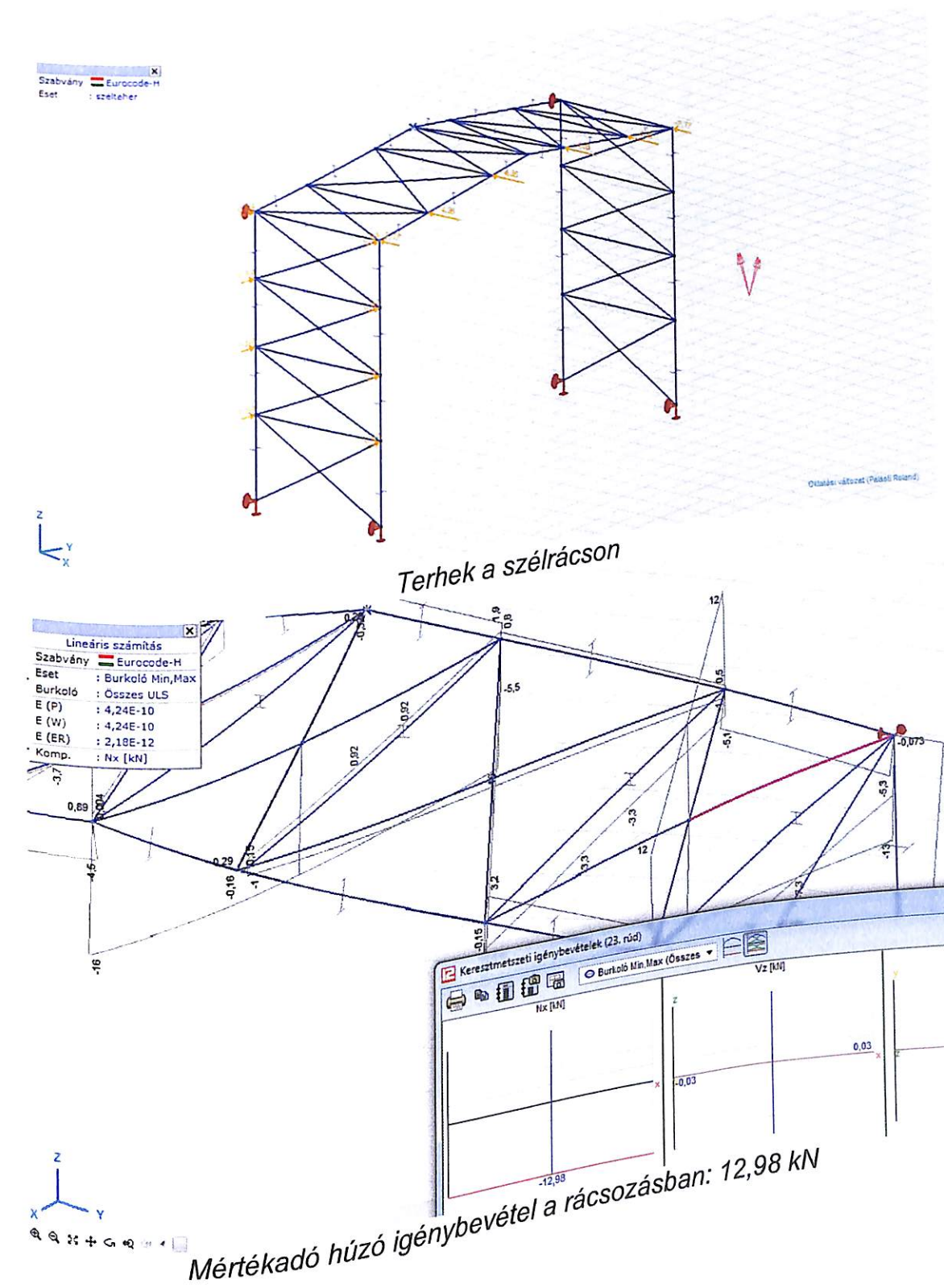
$$M_{b,Rd} = \chi \times k_{fl} \times M_{c,Rd} = 0,2283 \times 1,1 \times 76,35 = 19,17 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{13,33}{19,17} = 0,695 < 1 \text{ MEGFELEL}$$

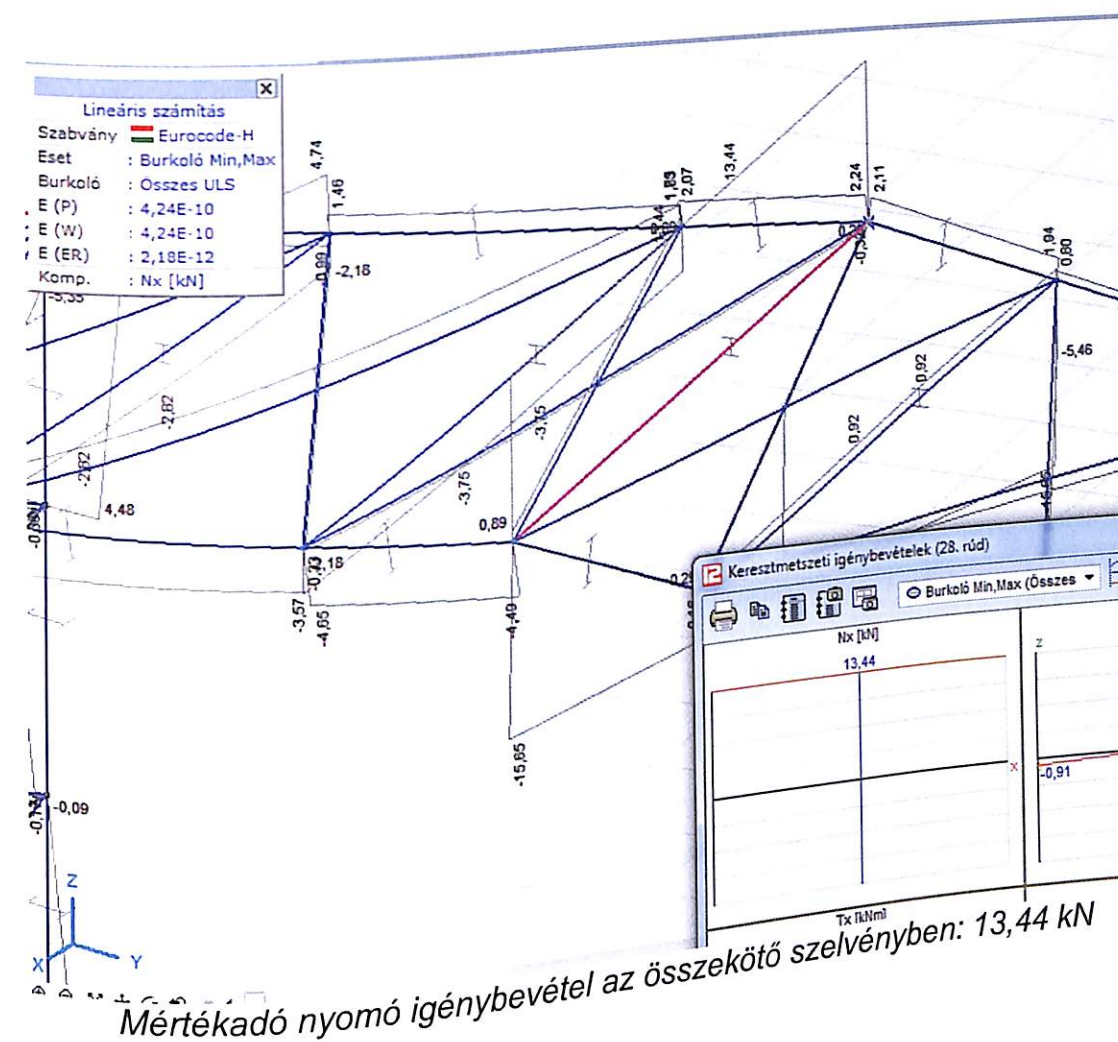
3. Szélrács méretezése

3.1. Terhek meghatározás

- Falváztartóról átadódó teher a csomópontokra: 4,35 kN
- Oldalfalra jutó szélnyomás: $1,68/2 = 0,84$ kN



Egyhajós acélszerkezetű csarnok és kiszolgáló csarnokrész



3.2. Központosan húzott rúd tervezése

Feltételezett rúd átmérő O14-os

$N_{ed} = 12,98 \text{ kN}$

$$N_{t,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{201,6 \cdot 235}{1,00} = 36,17 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{ed}}{N_{t,rd}} = \frac{12,98}{36,17} = 0,358 \leq 1,00 \quad \text{MEGFELEL}$$

3.3 Központosan nyomott összekötő elem tervezés

Teherbírási határállapot

Igénybevételek:

$N_{ED} = 13,44 \text{ kN}$

Tiszta nyomás HEA 120

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2534 \cdot 235}{1} = 595,49 \text{ kN} > 13,44 \text{ kN}$$

Egyhajós acélszerkezetű csarnok és kiszolgáló csarnokrész

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{13,44}{595,49} = 0,022 \text{ Megfelel}$$

3.4. Stabilitás vizsgálatok

3.4.1. Kihajlás vizsgálat HEA120Xy irányban

$$N_{Ed} = 13,44 \text{ kN}$$

$$N_{b,Rd,y} = \frac{(\chi_y \cdot A \cdot f_y)}{\gamma_m} =$$

$$\lambda_y = (v_y \cdot l) / i_y = (1,0 \cdot 5600) / 48,9 = 114,51$$

$$\lambda^- = \frac{\lambda_y}{\lambda_E} = \frac{114,51}{93,9} = 1,22$$

$$\chi_y = 0,4678$$

$$N_{b,Rd,y} = \chi_y \cdot A \cdot f_y$$

$$N_{b,Rd,y} = 0,4678 \cdot 2534 \cdot 235 = 278,57 \text{ kN megfelel}$$

$$N_{Ed} = 13,44 \text{ kN}$$

3.4.2. Kihajlás vizsgálat a keret síkjára merőlegesen (Xz) gerenda

$$\lambda_z = (v_z \cdot l) / i_z = (1 \cdot 5600) / 30,2 = 185,43$$

$$\lambda^- = \frac{\lambda_z}{\lambda_E} = \frac{185,43}{93,9} = 1,97$$

$$\chi_z = 0,2015$$

$$N_{b,Rd,z} = \chi_z \cdot A \cdot f_y$$

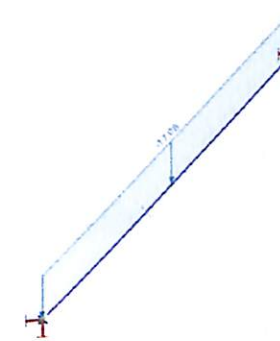
$$N_{b,Rd,z} = 0,2015 \cdot 2534 \cdot 235 = 119,99 \text{ kN MEGFELEL}$$

$$N_{Ed} = 13,44 \text{ kN}$$

4. Melléképület Lépcső méretezése

4.1. Statikai váz

Standard Eurocode-H
Eset Hasznos



4.2. Anyagminőség S235

4.3. Keresztmetszet

U160 lépcsőkar
1200/30*1,5 rácsosú lépcsőfok

4.4. Terhek meghatározása

4.4.1. Állandó teher

4.4.1.1. Lépcső önsúlya

$$\gamma G^{sup}=1,35$$

$$\gamma G^{int}=1,0$$

$$U 180 g_{lépcsőkar}^k = 22,0 \text{ kg/m} = 0,220 \text{ kN/m}$$

$$g_{lépcsőfok}^k = 22,2 \text{ kg/m}^2 = 0,222 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{lépcsőkar}^k = 0,12 \text{ kN/m}$$

$$\text{Lépcső területe} = 4,032 \text{ m}^2$$

$$4,032 \text{ m}^2 * 0,222 \text{ kN/m}^2 = 0,895 \text{ kN/m}$$

egy lépcsőkarra csak a fele jut tehát 0,447 kN/m

$$g_{lépcsőfok}^k = 0,447 \text{ kN/m}$$

$$\Sigma G^k = 0,447 + 0,220 = 0,667 \text{ kN/m}$$

$$g_{lépcsőkorlát}^k = 0,12 \text{ kN/m}$$

4.4.2. Hasznosteher

$$Q^k = 4,0 \text{ kN/m}^2$$

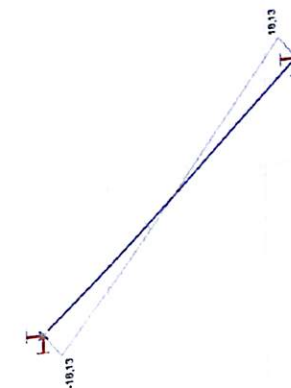
$$Q_{\text{lépcső}}^k = \frac{4,0 \text{ kN/m}^2 * 4,032 \text{ m}^2}{2} = 8,064 \text{ kN/m}$$

$$Q^d = 1,5 * 8,064 = 12,096 \text{ kN/m}$$

4.5. Keresztmetszetek méretezése

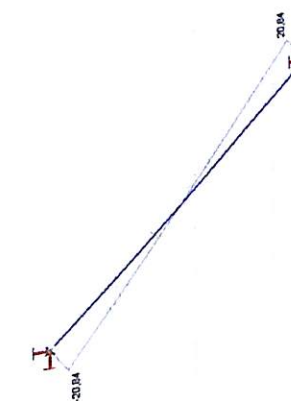
4.5.1. Igénybevételek

Lineáris számítás
Szabvány : Eurocode-H
Eset : Burkoló Min,Max
Burkoló : Osszes ULS
E (p) : 1,21E-13
E (w) : 1,21E-13
E (eR) : 2,22E-16
Komp. : Nx [kN]



Normál erő a lépcsőben

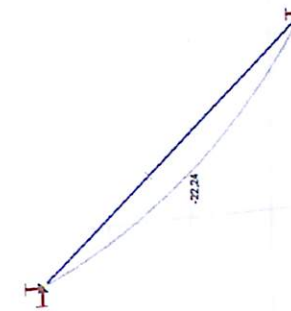
Lineáris számítás
Szabvány : Eurocode-H
Eset : Burkoló Min,Max
Burkoló : Osszes ULS
E (p) : 1,21E-13
E (w) : 1,21E-13
E (eR) : 2,22E-16
Komp. : Vz [kN]



Nyíró erő a lépcsőben

Egyhajós acélszerkezetű csarnok és kiszolgáló csarnokrész

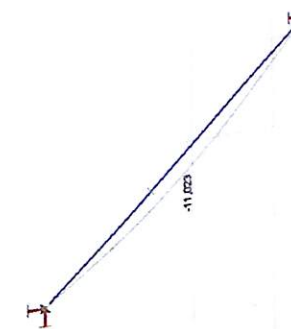
Lineáris számítás
 Szabvány: Eurocode-H
 Eset: Burkoló Min,Max
 Burkoló: Osszes SLS
 E (P): 1,21E-13
 E (W): 1,21E-13
 E (ER): 2,22E-16
 Komp.: My [kNm]



Nyomaték a lépcsőben



Lineáris számítás
 Szabvány: Eurocode-H
 Eset: Burkoló Min,Max
 Burkoló: Osszes SLS
 E (P): 1,21E-13
 E (W): 1,21E-13
 E (ER): 2,22E-16
 Komp.: ez [mm]



Lehajlás értéke



$$\begin{aligned} M_y &= 22,24 \text{ kNm} \\ V_z &= 20,84 \text{ kN} \\ N_x &= 18,13 \text{ kN} \end{aligned}$$

Lehajlás értékek

$$e_z(\max) = 11,02 < \frac{L}{250} = 12,88$$

4.5.2. Kereszmetszeti adatok

$$\begin{aligned} A_x &= 2400 \text{ mm}^2 \\ I_x &= 925 \times 10^4 \text{ mm}^4 \\ W_{pl,x} &= 116 \times 10^3 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

4.5.2.1. Keresztmetszet osztályozása tiszta nyomásra

Öv:

$$c_f = b - v - r = 65 - 7,5 - 10,5 = 47 \text{ mm}$$

$$\frac{c_f}{t_f} = \frac{47}{10,5} = 4,47 < 9 \times \varepsilon = 9$$

tehát az öv 1. keresztmetszeti osztályú.

4.5.2.2. Keresztmetszet osztályozása tiszta hajlításra.

Gerinc:

$$c_w = h - 2 \times r - 2 \times t_f = 160 - 2 \times 10,5 - 2 \times 10,5 = 118 \text{ mm}$$

$$\frac{c_w}{t_w} = \frac{118}{7,5} = 15,73 < 72 \times \varepsilon = 72$$

Tehát a gerinc 1. keresztmetszeti osztályú.
A keresztmetszet hajlításra 1. keresztmetszeti osztályba sorolandó.

4.5.3. Ellenőrzés

4.5.3.1. Ellenőrzés tiszta nyomásra

1. keresztmetszeti osztály esetén

$$N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2400 \times 235}{1} = 564 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{18,13}{564} = 0,032 < 1 \text{ MEGFELEL}$$

4.5.3.2. Ellenőrzés tiszta hajlításra

1. keresztmetszeti osztály esetén

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{116 \times 10^3 \times 235}{1} = 27,26 \text{ kN}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{22,24}{27,26} = 0,818 < 1 \text{ MEGFELEL}$$

4.5.3.3. Nyírási ellenőrzés

Nyírási lemezhorpadás ellenőrzése:

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{115}{7,5} = 15,33 < \frac{72 \times \varepsilon}{\eta} = \frac{72 \times 1}{1} = 72$$

tehát a nyírási horpadás nem mértékadó.

Így a nyírási ellenállás:

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + r) \times t_f = 2400 - 2 \times 65 \times 10,5 + (7,5 + 10,5) \times 10,5 = 1224 \text{ mm}^2$$

Egyhajós acélszerkezetű csarnok és kiszolgáló csarnokrész

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{1224 \times 235}{\sqrt{3} \times 1} = 166,07 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} = \frac{20,84}{166,07} = 0,125 < 1 \text{ Megfelelt!}$$

4.5.3.4. Nyomaték, Normálerő és Nyíróerő kölcsönhatása

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} = \frac{20,84}{166,07} = 0,125 < 0,5$$

A nyíróerő és a nyomaték kölcsönhatását nem kell figyelembe venni.

$$N_{Ed} > 0,25 \times N_{pl,Rd}$$

$$N_{Ed} = 18,13 \text{ kN} < 0,25 \times 564 = 141 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} > \frac{0,5 \times h_w \times t_w \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{Ed} = 18,13 \text{ kN} < \frac{0,5 \times 115 \times 7,5 \times 235}{1} = 101,34 \text{ kN}$$

A feltételek alapján a normálerő hatását nem kell figyelembe venni.

5. Melléképület közbenső födém méretezése

Trapézlemez méretezése LTP 135/1,00

5.1. Terhek meghatározása

5.1.1. Állandó terhek

$$\gamma_G^{sup}=1,35 \quad \gamma_G^{int}=1,0$$

- Tartószerkezet önsúlya: Axis
- Födémlemez önsúlya: Dimroof

5.1.1.1. Burkolat

Rétegrend		1cm	-0,01*18,00=0,18
glin	Linóleum		
kN/m ²			
gköz	Kőzetgyapot lépéshang	5cm	-0,05*1,0=0,05 kN/m ²
	szigetelés	2cm	-0,02*6,8=0,136 kN/m ²
gosb	OSB lap	LTP 85/1,0	-0,1071 kN/m ²
gkti	Trapézlemez		
			$\Sigma G = 0,473 \text{ kN/m}^2$

$$P_g = 1,35 \times 0,473 = 0,638 \text{ kN/m}$$

5.1.2. Esetleges terhek

$$\gamma = 1,5$$

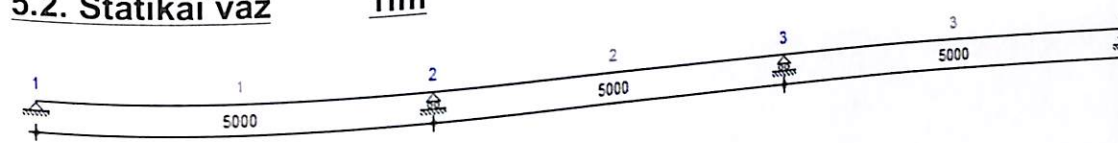
5.1.2.1. Hasznos teher

Irodahelyiségek és öltözők, igazgatási épületek helyiségei: $P^H = 4,0 \text{ kN/m}^2$

5.1.2.2. Válaszfal teher $\gamma=1,5$

Elkent válaszfal teher: P^V : $1,2 \text{ kN/m}^2$

5.2. Statikai váz 1fm



Alátámasztásnak IPE 300-as gerendát feltételezek.

5.3. Teherkombinációk

Önsúly+hasznos+elkent válaszfal

Totális leterhelés

1. ULS (teherbírás)

$$P^{U,1} = \gamma G \cdot P_g^K + \gamma S \cdot (Q^K + G^V)$$
$$P^{U,1} = 1,35 \cdot 0,473 + 1,5 \cdot (4,0 + 1,2) = 8,43 \text{ kN/m}$$

2. SLS (lehajlás)

$$P^{S,2} = P_g^K + Q^K + G^V$$
$$P^{S,2} = 0,473 + 4,0 + 1,2 = 5,673 \text{ kN/m}$$

Parciális leterhelés (maximális nyomaték, maximális támaszerő)

1. ULS (teherbírás)

$$P^{U,1} = \gamma G \cdot P_g^K =$$
$$P^{U,1} = 1,35 \cdot 0,473 = 0,638 \text{ kN/m}$$

Minden második nyílásközbe

$$P^{U,1} = \gamma G \cdot P_g^K + \gamma S \cdot (Q^K + G^V)$$
$$P^{U,1} = 1,35 \cdot 0,473 + 1,5 \cdot (4,0 + 1,2) = 8,43 \text{ kN/m}$$

2. SLS (lehajlás)

$$P^{S,2} = P_g^K$$
$$P^{S,2} = 0,473 \text{ kN/m}$$

Minden második nyílásközbe

$$P^{S,2} = P_g^K + Q^K + G^V$$
$$P^{S,2} = 0,473 + 4,0 + 1,2 = 5,673 \text{ kN/m}$$

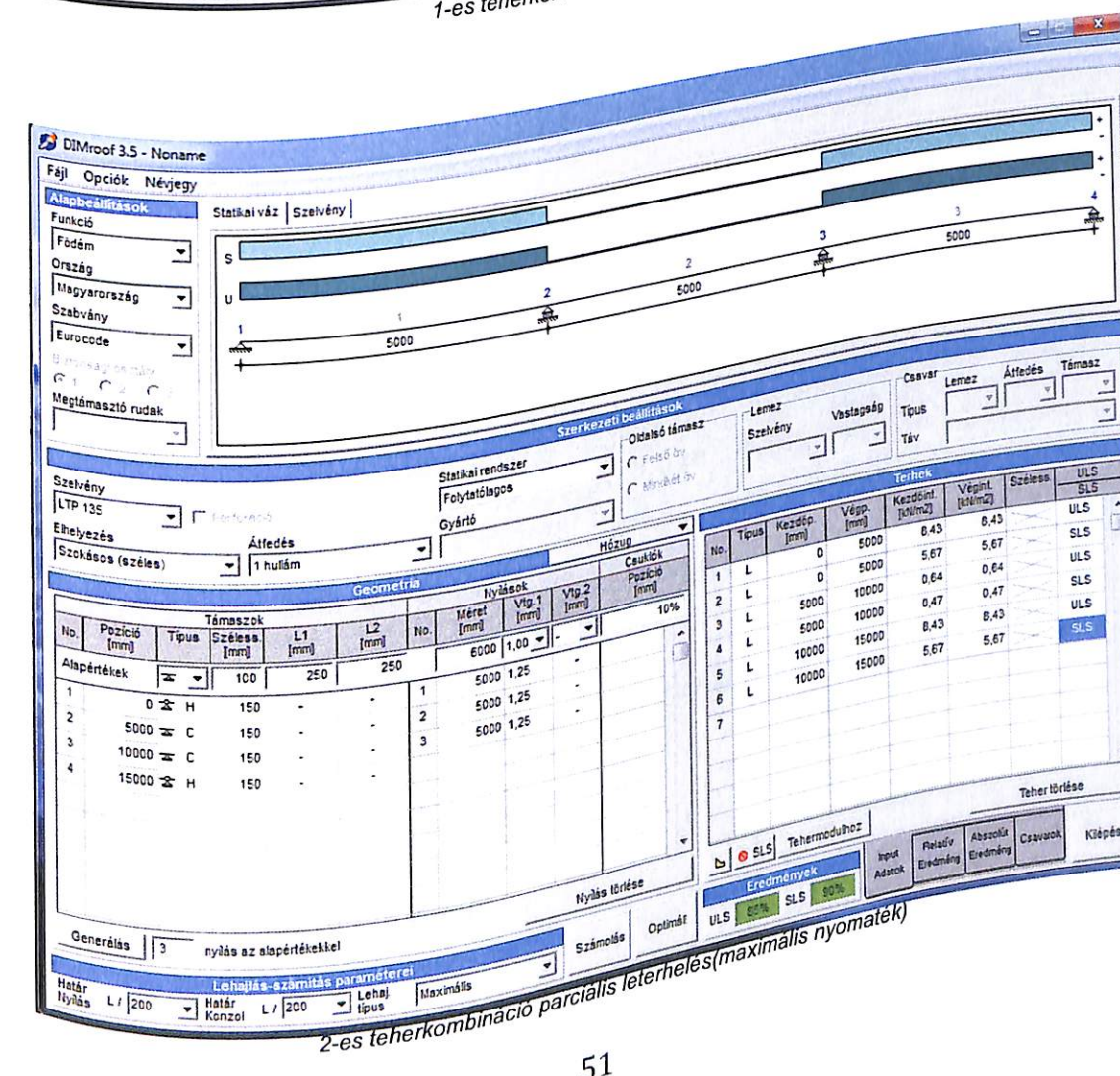
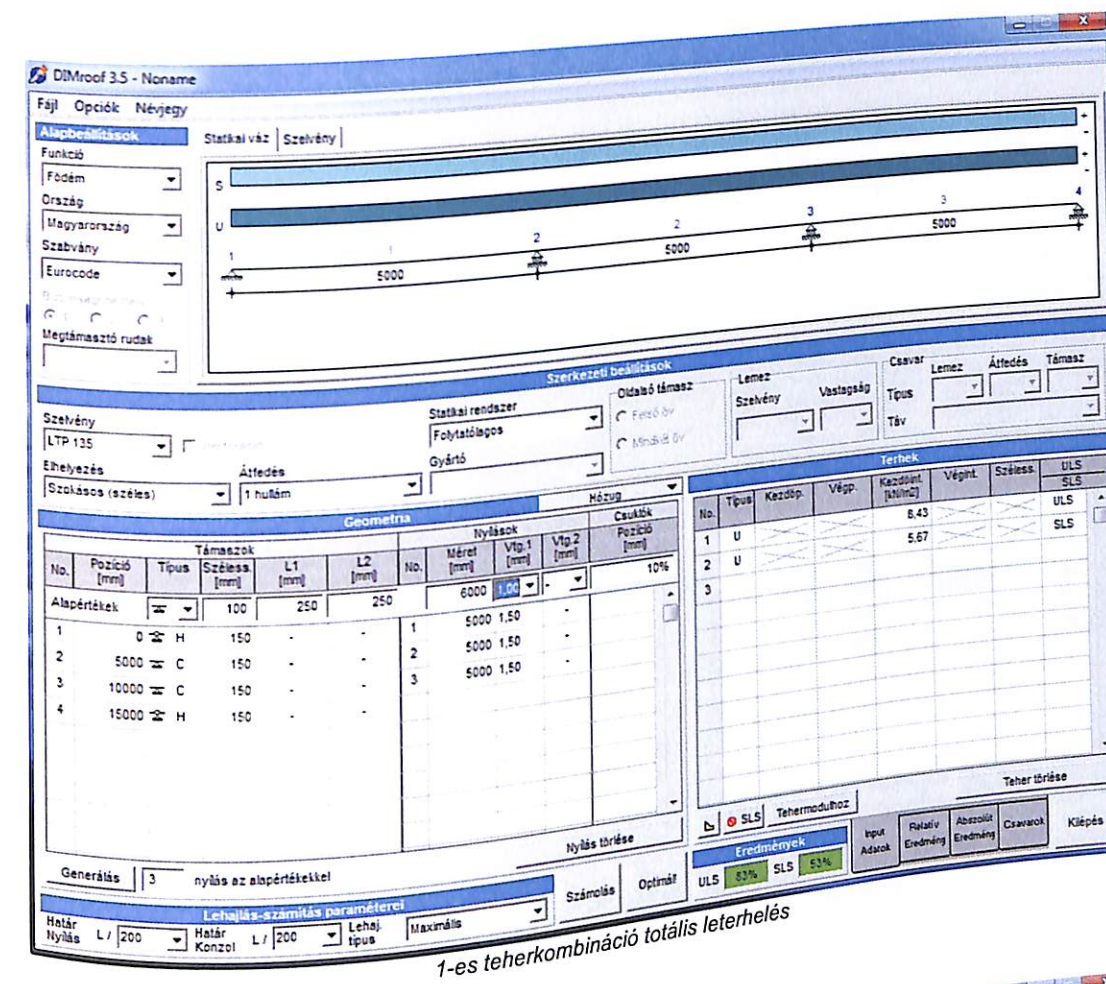
5.4. Trapézlemez méretezése DimRoof-al

Szerkezeti beállítások:

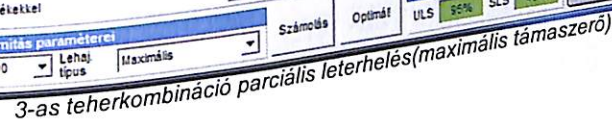
- szelvény: LTP135
- elhelyezés: szokásos(keskeny)
- átfedés: 1 hullám

Geometria és alkalmazott teherkombinációk az alábbi képeken láthatók

Egyhajós acélszerkezetű csarnok és kiszolgáló csarnokrész



Egyhajós acélszerkezetű csarnok és kiszolgáló csarnokrész



Alkalmazott trapézlemez LTP135/1,5

6. Melléképület méretezése

6. Melléképület méretezése

6.1. Geometria, helyszín adatok

6.1. Geometria, helyszín adatok

-váll tengelymagasság : 5,49 m

-keretoszlop típusa : befogott

- keretoszlop típusa : betong
- keretállások távolsága: 5,0 m
- keretállások száma: 5 db

- keretállások száma: 5 db
- keretállások szövege: 8%

- keretállásuk
- tető lejtése: 8%
- héjazat és szele

-terepviszony: széles
-kategória: III. $0,00=500 \text{ mAf.}$

- hőjázat és szelvény
- terepviszony: széles
- terepkategória: III.

- terepkategória: III.
- csarnok padlósín

anyagminőségek:

6.2. Alkalmazott anyagminőségek:

- S235 acél
- C20/25 beton

- C20/25 beton

6.3. Felhasznált szabványok:

- Axis VM program
- EC A tartószerkezetek tervezésének alapjai MSZ EN 1990
- EC1 Hóteher MSZ EN 1991-1-3
- EC1 Szélhatás MSZ EN 1991-1-4
- EC3 Általános és az épületekre vonatkozó szabályok MSZ EN 1993-1-1
- EC3 Csomópontok tervezése MSZ EN 1993-1-8
- LINDAB tervezési segédletek

6.4. Terhek meghatározása

6.4.1. Állandó terhek $\gamma G^{sup}=1,35$ $\gamma G^{int}=1,0$

- Tartószerkezet önsúlya: Axis
- Tető önsúlya: Dimroof

Rétegrend

gktl	Trapézlemez külső	LTP 45/0,7	-0,068 kN/m ²
gz	Z szelemen	Z200/2,5	-0,0724 kN/m
ghsz	Hőszigetelés (lépésálló)	15cm	-0,15*1,0=0,15 kN/m ²
gsz	Fólia		-0,014 kN/m ²
gktl	Trapézlemez belső	LTP 45/0,7	-0,068 kN/m ²
			$\Sigma = 0,372 \text{ kN/m}^2$

6.5. Trapézlemez méretezése

6.5.1. Terhek meghatározás

6.5.1.1. Állandó jellegű hasznos teher (gépészet) $\gamma=1,35$

Gépészeti teher: $F_k = 5 \text{ kN}$

6.5.2. Esetleges terhek

Hasznos teher
 $Q=0$ (tetőhajlás miatt)

6.5.2.1. Hóteher $\psi_{0,s}=0,5$ $\gamma_s=1,5$

$$S = \mu_i * S_{k\mu}$$

$$S_k = 1,25 + (500 - 400 / 400) = 1,5$$

Magasabb szerkezethez csatlakozó tető, hófelhalmozódás figyelembe vétele szükséges

A hófelhalmozódás L_s hossza a következő értékek kisebbike: 5h, b_1 és 15m

$$5h = 5 * 2261 = 11305 \text{ mm}$$

$$b_1 = 11000 \text{ mm}$$

$$15000 \text{ mm}$$

Egyhajós acélszerkezetű csarnok és kiszolgáló csarnokrész

Alaki tényező:

$$\mu_3 = \min(2h/S_k, 2b/L_s, 8)$$

$$\begin{aligned} \text{Min} \quad & (2 \cdot 2,26) / 1,5 = 3,01 \\ & (2 \cdot 39415) / 11000 = 7,16 \\ & 8 \end{aligned}$$

B3. Eset Rendkívüli hőteher, rendkívüli hófelhalmozódás

Tartós/ideiglenes tervezési állapot

Hófelhalmozódással:

$$S = 3,01 \cdot 1,5 = 4,515 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{s,r,1} = t \cdot S = 1 \cdot 4,515 = 4,515 \text{ kN/m}^2$$

6.5.2.2. Szélteher $\gamma_w = 1,5$

$$\psi_{0,w} = 0,6$$

$$W = C_p \cdot q_p$$

Csarnok magassága: 7235 mm

Torlónyomás értéke: 0,3777 (interpolált)

Belső nyomás

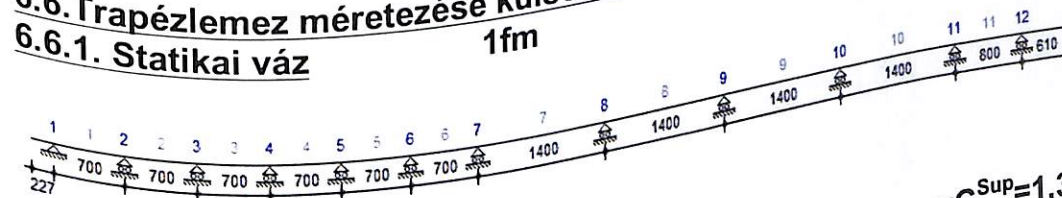
$$0,3 \cdot 0,3777 = 0,1133$$

$$0,2 \cdot 0,3777 = 0,0755$$

6.6. Trapézlemez méretezése külső LTP45/0,7

6.6.1. Statikai váz

1 fm



$$\gamma_G^{\text{Sup}} = 1,35$$

6.6.2. Terhek meghatározása

6.6.2.1. Állandó terhek (külső trapézlemez önsúlya)

$$\gamma_G^{\text{Int}} = 1,0$$

$$P_{g,r,1} = t \cdot g_{tl}^k = 1 \cdot 0,068 = 0,068 \text{ kN/m}^2$$

$$P_g = t \cdot \cos \alpha \cdot g_{tl}^k = 1,0 \cdot \cos 8^\circ \cdot 0,068 = 0,0673 \text{ kN/m}^2$$

$$\psi_{0,s} = 0,5$$

6.6.2.2. Esetleges terhek

$$\gamma_s = 1,5$$

6.6.2.2.1. Hőteher

$$P_{s,r,1} = t \cdot s = 1 \cdot 4,515 = 4,515 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{s,k} = P_{s,r,1} \cdot \cos^2 \alpha = 4,515 \cdot \cos^2 8^\circ = 4,427 \text{ kN/m}^2$$

$$\psi_{0,w} = 0,6$$

6.6.2.2.2. Szélteher

$$\gamma_w = 1,5$$

Külső nyomás

Egyhajós acélszerkezetű csarnok és kiszolgáló csarnokrész

$$P_w = t \cdot w = 1,0 \cdot 0,3777 = 0,3777 \text{ kN/m}^2$$

Keresztirányú-külső 0 fok $e = \min: b = 20000$ vagy $2h = 2 \cdot 7536 = 15072$
Cpe,1

G zóna
Szívás -2,0 Cpe,sz^G = -1,85 $P_{w,e,sz,0^{G,K}} = 1,0 \cdot 0,3777 \cdot -1,85 = -0,698$
-1,5

Nyomás +0,0 Cpe,ny^G = 0,06
 $P_{w,e,ny,0^{G,K}} = 1,0 \cdot 0,3777 \cdot 0,06 = +0,022$ +0,2

H zóna
Szívás -1,2 Cpe,sz^H = -0,93 $P_{w,e,sz,0^{H,K}} = 1,0 \cdot 0,3777 \cdot -0,93 = -0,351$
-0,3

Nyomás +0,0 Cpe,ny^H = +0,06
 $P_{w,e,ny,0^{H,K}} = 1,0 \cdot 0,3777 \cdot 0,06 = +0,022$ +0,2

Keresztirányú-külső 180 fok
Cpe,1

G zóna
Szívás -2,0 Cpe,sz^G = -2,00 $P_{w,e,sz,180^{G,K}} = 1,0 \cdot 0,3777 \cdot -2,00 = -0,775$
-2,0

H zóna
Szívás -1,2 Cpe,sz^H = -1,2 $P_{w,e,sz,0^{H,K}} = 1,0 \cdot 0,3777 \cdot -1,2 = -0,453$
-1,2

Hosszirányú-külső 90 fok $e = \min: b = 11000$ vagy $2h = 2 \cdot 7536 = 15072$
Cpe,1

H zóna
Szívás -1,2 Cpe,sz^F = -1,2 $P_{w,e,sz,90^{H,K}} = 1,0 \cdot 0,3777 \cdot -1,2 = -0,453$
-1,2

6.6.3. Teherkombinációk

Közbenső keretállás 0 fokra szélárnyékos oldal

1. Önsúly+hó+szélnyomás(külső-keresztirányú 0 fok)

1. ULS (teherbírás)

$$P^{U,1} = \gamma G \cdot P_g^K + \gamma S \cdot P_s^K + \psi_0 \cdot \gamma_w \cdot P_{w,e,ny,0}^K$$

$$P^{U,1}_{\text{önsúly}} = 1,35 \cdot 0,0673 = 0,090 \text{ kN/m}$$

$$P^{U,1}_{\text{hó}} = 1,5 \cdot 4,427 = 6,64 \text{ kN/m} \quad (\text{legnagyobb érték})$$

$$P^{U,1}_{\text{hó}} = 1,5 \cdot 0 \quad (\text{tető alján})$$

$$P^{U,1}_{\text{szél}} = 0,6 \cdot 1,5 \cdot 0,22 = 0,198 \text{ kN/m}$$

2.SLS (lehajlás)

$$P^{S,2} = P_g^K + P_s^K + \psi_0 \cdot P_{w,e,ny,0}^K$$

$$P^{U,1}_{\text{önsúly}} = 0,0673 \text{ kN/m}$$

$$P^{U,1}_{\text{hó}} = 4,427 \text{ kN/m} \quad (\text{legnagyobb érték})$$

$$P^{U,1}_{\text{hó}} = 0 \text{ kN/m} \quad (\text{tető alján})$$

$$P^{U,1}_{\text{szél}} = 0,6 \cdot 0,22 = 0,132 \text{ kN/m}$$

2.Önsúly+szélszívás(külső-keresztirányú 0 fok)

3.ULS(teherbírás)

$$P^{U,3,G} = \gamma G \cdot P_g^K - \gamma_w \cdot P_{w,e,sz,0}^{G,K}$$

$$P^{U,3,G} = 1,35 \cdot 0,0673 - 1,5 \cdot 0,698 = -0,956 \text{ kN/m}$$

$$P^{U,3,H} = \gamma G \cdot P_g^K - \gamma_w \cdot P_{w,e,sz,0}^{H,K}$$

$$P^{U,3,H} = 1,35 \cdot 0,0673 - 1,5 \cdot 0,351 = -0,435 \text{ kN/m}$$

4.SLS(lehajlás)

$$P^{S,4,G} = P_g^K - P_{w,e,sz,0}^{G,K}$$

$$P^{S,4,G} = 0,0673 - 0,698 = -0,630 \text{ kN/m}$$

$$P^{S,4,H} = P_g^K - P_{w,e,sz,0}^{H,K}$$

$$P^{S,4,H} = 0,0673 - 0,351 = -0,283 \text{ kN/m}$$

3.Önsúly+szélszívás(külső-keresztirányú 180 fok)

5.ULS(teherbírás)

$$P^{U,3,G} = \gamma G \cdot P_g^K - \gamma_w \cdot P_{w,e,sz,0}^{G,K}$$

$$P^{U,3,G} = 1,35 \cdot 0,0673 - 1,5 \cdot 0,775 = -1,071 \text{ kN/m}$$

$$P^{U,3,H} = \gamma G \cdot P_g^K - \gamma_w \cdot P_{w,e,sz,0}^{H,K}$$

$$P^{U,3,H} = 1,35 \cdot 0,0673 - 1,5 \cdot 0,453 = -0,588 \text{ kN/m}$$

6.SLS(lehajlás)

$$P^{S,4,G} = P_g^K - P_{w,e,sz,0}^{G,K}$$

$$P^{S,4,G} = 0,0673 - 0,775 = -0,707 \text{ kN/m}$$

$$P^{S,4,H} = P_g^K - P_{w,e,sz,0}^{H,K}$$

$$P^{S,4,H} = 0,0673 - 0,453 = -0,385 \text{ kN/m}$$

Támaszok				Nyílások				Csatlók			
No.	Posztó [mm]	Tipus	Szélesség [mm]	L1 [mm]	L2 [mm]	No.	Méret [mm]	Vtg.1 [mm]	Vtg.2 [mm]	Posztó [mm]	Tipus
1	2100	C	50	-	-	4	700	0,4	-	-	-
2	2800	C	50	-	-	5	700	0,4	-	-	-
3	3500	C	50	-	-	6	700	0,4	-	-	-
4	4200	C	50	-	-	7	1400	0,4	-	-	-
5	5000	C	50	-	-	8	1400	0,4	-	-	-
6	7000	C	50	-	-	9	1400	0,4	-	-	-
7	8400	C	50	-	-	10	1400	0,4	-	-	-
8	9800	C	50	-	-	11	800	0,4	-	-	-
9	10600	C	50	-	610	-	-	-	-	-	-

4-es teherkombináció

LTP 45/0,5-ös trapézlemez alkalmaznak.

6.7. Z szelemen méretezése

6.7.1. Statikai váz



6.7.2. Terhek meghatározása

6.7.2.1. Állandó teher $\gamma=1,35$

(Külső trapézlemez+belső trapézlemez+hőszigetelés+szigetelés+szelemen önsúlya z200/2.50)

$$P_{g,k} = (t \cdot (g_{ktl} + g_{btl} + g_{hsz} + g_{sz}) \cdot \cos \alpha) + g_z \cdot \cos \alpha$$

$$= (1,4 \cdot (0,068 + 0,068 + 0,15 + 0,014) \cdot \cos 8) + 0,0724 \cdot \cos 8 = 0,487 \text{ kN/m}$$

6.7.2.2. Esetleges terhek

6.7.2.2.1. Hóteher $\Psi_{0,s}=0,5$ $\gamma_s=1,5$

$$S_k = 1,25 + (500 - 400/400) = 1,5$$

$$S = 3,01 \cdot 1,5 = 4,515 \text{ kN/m}^2$$

1.eset

$$P_{s^{r,1}} = t \cdot S = 0,577 \cdot 4,42 = 2,55 \text{ kN/m}$$

$$P_{s^k} = \cos^2 \alpha \cdot P_{s^{r,1}} = \cos^2 8^\circ \cdot 2,55 = 2,50 \text{ kN/m}$$

2.eset

$$P_{s^{r,2}} = t \cdot S = 0,700 \cdot 4,15 = 2,90 \text{ kN/m}$$

$$P_{s^k} = \cos^2 \alpha \cdot P_{s^{r,1}} = \cos^2 8^\circ \cdot 2,90 = 2,84 \text{ kN/m}$$

3.eset

$$P_{s^{r,3}} = t \cdot S = 0,700 \cdot 3,87 = 2,70 \text{ kN/m}$$

$$P_{s^k} = \cos^2 \alpha \cdot P_{s^{r,1}} = \cos^2 8^\circ \cdot 2,55 = 2,65 \text{ kN/m}$$

4.eset

$$P_{s^{r,4}} = t \cdot S = 0,700 \cdot 3,59 = 2,51 \text{ kN/m}$$

$$P_{s^k} = \cos^2 \alpha \cdot P_{s^{r,1}} = \cos^2 8^\circ \cdot 2,55 = 2,46 \text{ kN/m}$$

5.eset

$$P_{s^{r,5}} = t \cdot S = 1,050 \cdot 3,32 = 3,48 \text{ kN/m}$$

$$P_{s^k} = \cos^2 \alpha \cdot P_{s^{r,1}} = \cos^2 8^\circ \cdot 3,48 = 3,41 \text{ kN/m}$$

6.eset

$$P_{s^{r,6}} = t \cdot S = 1,4 \cdot 2,76 = 3,86 \text{ kN/m}$$

$$P_{s^k} = \cos^2 \alpha \cdot P_{s^{r,1}} = \cos^2 8^\circ \cdot 2,55 = 3,78 \text{ kN/m}$$

7.eset

$$P_{s^{r,7}} = t \cdot S = 1,4 \cdot 2,21 = 3,09 \text{ kN/m}$$

$$P_{s^k} = \cos^2 \alpha \cdot P_{s^{r,1}} = \cos^2 8^\circ \cdot 3,09 = 3,03 \text{ kN/m}$$

8.eset

$$P_{s^{r,6}} = t \cdot S = 1,4 \cdot 1,66 = 2,32 \text{ kN/m}$$

$$P_{s^k} = \cos^2 \alpha \cdot P_{s^{r,1}} = \cos^2 8^\circ \cdot 2,32 = 2,27 \text{ kN/m}$$

9.eset

$$P_{s^{r,7}} = t \cdot S = 1,4 \cdot 1,1 = 1,54 \text{ kN/m}$$

$$P_{s^k} = \cos^2 \alpha \cdot P_{s^{r,1}} = \cos^2 8^\circ \cdot 1,54 = 1,51 \text{ kN/m}$$

10.eset

$$P_{s^{r,7}} = t \cdot S = 2,11 \cdot 0,566 = 1,19 \text{ kN/m}$$

$$P_{s^k} = \cos^2 \alpha \cdot P_{s^{r,1}} = \cos^2 8^\circ \cdot 1,19 = 1,16 \text{ kN/m}$$

6.7.2.2.2. Szélteher

$$\gamma_w = 1,5$$

$$\psi_{0,w} = 0,6$$

$$Q_p = 0,3777$$

Belső nyomás

$$0,3 \cdot 0,3777 = 0,1133$$

$$0,2 \cdot 0,3777 = 0,0755$$

Keresztirányú-külső 0fok **e=min:b=20000 vagy 2h=2*7536=15072**
Cpe,10

G zóna
Szívás -1,2 Cpe,sz^G=-1,08 Pw,e,sz,0^{G,K}=1,4*0,3777*-1,08=-
0,571
-0,8
Nyomás +0,0 Cpe,ny^G=0,06
Pw,e,ny,0^{G,K}=1,4*0,3777*0,06=+0,031 +0,2

F zóna
Szívás -1,7 Cpe,sz^F=-1,46 Pw,e,sz,0^{F,K}=1,4*0,3777*-1,46=-
0,772
-0,9
Nyomás +0,0 Cpe,ny^F=+0,06
Pw,e,ny,0^{F,K}=1,4*0,3777*0,06=+0,031 +0,2

Keresztirányú-külső 180fok **e=min:b=20000 vagy 2h=2*7536=15072**
Cpe,10

G zóna
Szívás -2,0 Cpe,sz^G=-2,00 Pw,e,sz,180^{G,K}=1,4*0,3777*-2,00=-
1,05
-2,0

F zóna
Szívás -2,3 Cpe,sz^F=-2,36 Pw,e,sz,0^{F,K}=1,4*0,3777*-2,36=-
1,24
-2,5

Hosszirányú-külső 90fok **e=min:b=11000 vagy 2h=2*7536=15072**
Cpe,10

Fup zóna
Szívás -2,1 Cpe,sz^F=-2,19 Pw,e,sz,90^{F,K}=1,4*0,3777*-2,19=-
1,15
-2,4

H zóna
Szívás -0,6 Cpe,sz^H=-0,66 Pw,e,sz,90^{H,K}=1,4*0,3777*-0,66=-
0,348
-0,8

I zóna

$$\begin{array}{llll} \text{Szívás} & -0,5 & C_{pe,sz}^I = -0,56 & P_{w,e,sz,90^I,K} = 1,4 * 0,3777 * -0,56 = - \\ 0,296 & & & \\ & -0,7 & & \end{array}$$

Belső nyomás-szívás $C_{pe,10}$

$$\begin{array}{llll} \text{I zóna} & & & \\ \text{Szívás} & & C_{pi,sz} = -0,3 & P_{w,i,sz}^K = 1,4 * 0,3777 * -0,3 = -0,158 \end{array}$$

$$\begin{array}{llll} \text{I zóna} & & & \\ \text{Nyomás} & & C_{pi,ny} = +0,2 & P_{w,i,ny}^K = 1,4 * 0,3777 * 0,2 = 0,105 \end{array}$$

6.7.3. Teherkombinációk

Önsúly+hó+szélnyomás(keresztirányú-külső+belső) 0 fok

1.ULS (teherbírás)

$$\begin{array}{l} P^{U,1F,G} = \gamma G * P_g^K + \gamma S * P_s^K + \psi_0 * \gamma_w * (P_{w,e,ny,0^{F,G,K}} + P_{w,i,sz}^K) \\ P^{U,1F,G} = 1,35 * 0,487 + 1,5 * 3,78 + 0,6 * 1,5 * (0,031 + (-0,158)) = \underline{6,21 \text{ kN/m}} \end{array}$$

2.SLS (lehajlás)

$$\begin{array}{l} P^{S,2} = P_g^K + P_s^K + \psi_0 * (P_{w,e,ny,0^{HK}} + P_{w,i,sz}^K) \\ P^{S,2} = 0,487 + 3,78 + 0,6 * (0,031 + (-0,158)) = \underline{4,19 \text{ kN/m}} \end{array}$$

Önsúly+szélszívás(keresztirányú-külső+belső) 0 fok

3.ULS(teherbírás)

$$\begin{array}{l} P^{U,3,G} = \gamma G * P_g^K - \gamma_w * (P_{w,e,sz,0^{G,K}} + P_{w,i,ny}^K) \\ P^{U,3,G} = 1,0 * 0,487 - 1,5 * (0,571 + 0,105) = \underline{-0,527 \text{ kN/m}} \end{array}$$

$$\begin{array}{l} P^{U,3,F} = \gamma G * P_g^K - \gamma_w * (P_{w,e,sz,0^{F,K}} + P_{w,i,ny}^K) \\ P^{U,3,F} = 1,0 * 0,487 - 1,5 * (0,772 + 0,105) = \underline{-0,828 \text{ kN/m}} \end{array}$$

4.SLS(lehajlás)

$$\begin{array}{l} P^{S,4,G} = P_g^K - (P_{w,e,sz,0^{G,K}} + P_{w,i,ny}^K) \\ P^{S,4,G} = 0,487 - (0,571 + 0,105) = \underline{-0,189 \text{ kN/m}} \end{array}$$

$$\begin{array}{l} P^{U,3,F} = \gamma G * P_g^K - \gamma_w * (P_{w,e,sz,0^{F,K}} + P_{w,i,ny}^K) \\ P^{U,3,F} = 0,487 - (0,772 + 0,105) = \underline{-0,39 \text{ kN/m}} \end{array}$$

Önsúly+szélszívás(keresztirányú-külső+belső) 180 fok

3.ULS(teherbírás)

$$\begin{array}{l} P^{U,3,G} = \gamma G * P_g^K - \gamma_w * (P_{w,e,sz,0^{G,K}} + P_{w,i,ny}^K) \\ P^{U,3,G} = 1,0 * 0,487 - 1,5 * (1,05 + 0,105) = \underline{-1,24 \text{ kN/m}} \end{array}$$

Egyhajós acélszerkezetű csarnok és kiszolgáló csarnokrész

$$p^{U,3,F} = \gamma G \cdot P_g^K - \gamma_w \cdot (P_{w,e,sz,0^{F,K}} + P_{w,l,ny^k})$$

$$p^{U,3,F} = 1,0 \cdot 0,487 - 1,5 \cdot (1,24 + 0,105) = -1,53 \text{ kN/m}$$

4.SLS(lehajlás)

$$p^{S,4,G} = P_g^K - (P_{w,e,sz,0^{G,K}} + P_{w,l,ny^k})$$

$$p^{S,4,G} = 0,487 - (1,05 + 0,105) = -0,668 \text{ kN/m}$$

$$p^{U,3,F} = \gamma G \cdot P_g^K - \gamma_w \cdot (P_{w,e,sz,0^{F,K}} + P_{w,l,ny^k})$$

$$p^{U,3,F} = 0,487 - (1,24 + 0,105) = -0,858 \text{ kN/m}$$

Önsúly+szél szívás(hosszirányú-külső+belső) 90 fok

5.ULS(teherbírás)

$$p^{U,5,F} = \gamma G \cdot P_g^K - \gamma_w \cdot (P_{w,e,sz,90^{F,K}} + P_{w,l,ny^k})$$

$$p^{U,5,F} = 1,0 \cdot 0,487 - 1,5 \cdot (1,15 + 0,105) = -1,39 \text{ kN/m}$$

$$p^{U,5,H} = \gamma G \cdot P_g^K - \gamma_w \cdot (P_{w,e,sz,90^{H,K}} + P_{w,l,ny^k})$$

$$p^{U,5,H} = 1,0 \cdot 0,487 - 1,5 \cdot (0,348 + 0,105) = -0,192 \text{ kN/m}$$

$$p^{U,5,I} = \gamma G \cdot P_g^K - \gamma_w \cdot (P_{w,e,sz,90^{I,K}} + P_{w,l,ny^k})$$

$$p^{U,5,I} = 1,0 \cdot 0,487 - 1,5 \cdot (0,296 + 0,105) = -0,114 \text{ kN/m}$$

6.SLS(lehajlás)

$$p^{S,6,F} = P_g^K - (P_{w,e,sz,90^{F,K}} + P_{w,l,ny^k})$$

$$p^{S,6,F} = 0,487 - (1,15 + 0,105) = -0,768 \text{ kN/m}$$

$$p^{S,6,H} = P_g^K - (P_{w,e,sz,90^{H,K}} + P_{w,l,ny^k})$$

$$p^{S,6,H} = 0,487 - (0,348 + 0,105) = +0,034 \text{ kN/m}$$

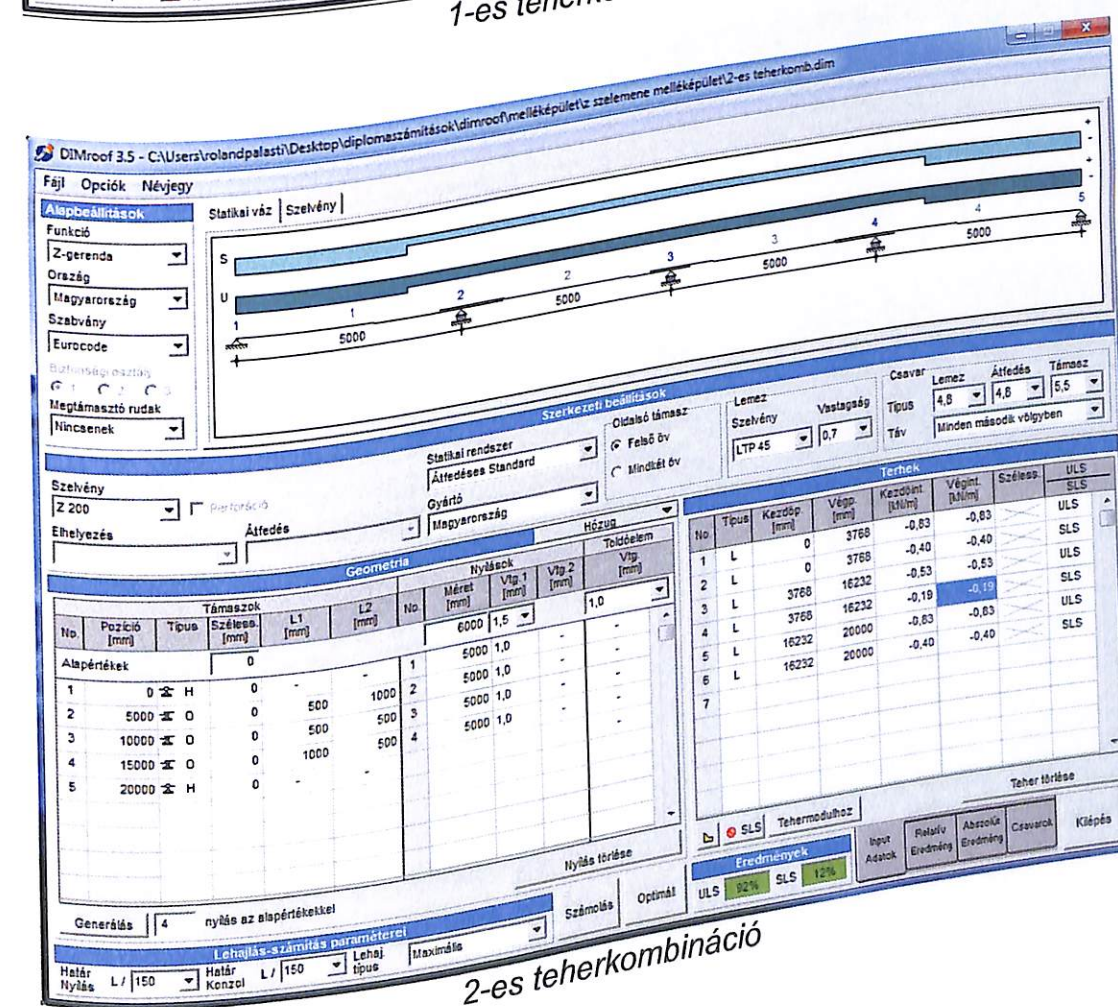
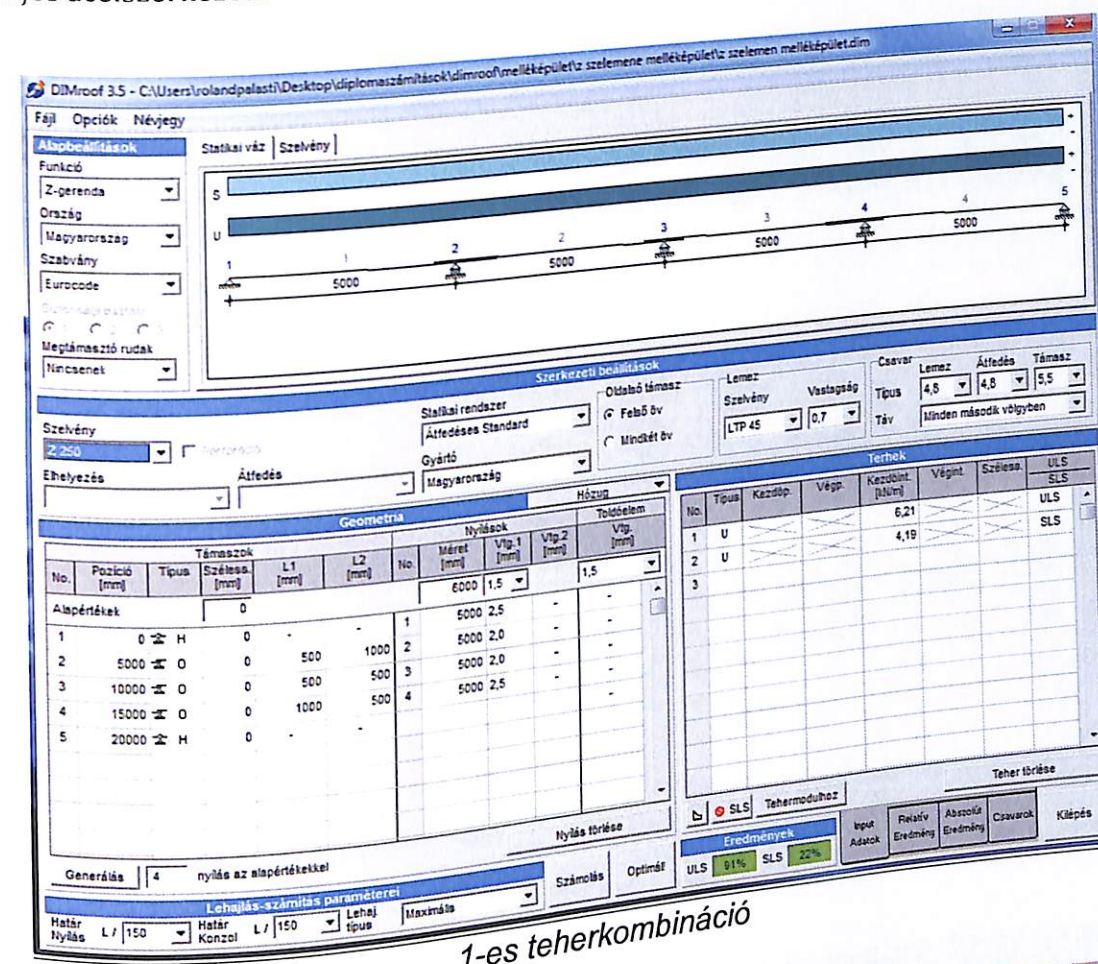
$$p^{S,6,I} = P_g^K - (P_{w,e,sz,90^{I,K}} + P_{w,l,ny^k})$$

$$p^{S,6,I} = 0,487 - (0,296 + 0,105) = +0,086 \text{ kN/m}$$

6.8.Z szelemen méretezése DimRoof-al
Szerkezeti beállítások:

- Z200 szelvény
- statikai rendszer: átfedésses standard
- oldalsó támasz: mindkét öv
- lemez: trapézlemez LTP 45/0,5 4.8
- csavar: lemez(trapézlemez-szelemen) 4.8
- átfedés(szelemen-szelemen) 5.5
- támasz(szelemenrögzítő)

Egyhajós acélszerkezetű csarnok és kiszolgáló csarnokrész



Egyhajós acélszerkezetű csarnok és kiszolgáló csarnokrész

DIMroof 3.5 - C:\Users\rolandpalasti\Desktop\diplomaszámítások\dimroof\melléképület\szellemek\melléképület\3-as teherkombi.dim

Fájl Opciók Névleg

Alapbeállítások

Funkció: Z-gerenda
Ország: Magyarország
Szabvány: Eurocode
Megtámasztó rudak: Nincsenek

Statikai váz | Szelvény

Szelvény: Z 200
Ehelyezés: Átfedés
Statikai rendszer: Átfedéses Standard
Oldaló támasz: Felső öv
Lemez: Szelvény Vastagság: LTP 45 0,7
Csavar: Lemez Átfedés Támasz: 4,8 4,8 5,5
Táv: Minden második völgyben

Szerkezeti beállítások

Geometria

No.	Posíció [mm]	Típus	Támaszok	L1 [mm]	L2 [mm]	Nyílások	Méret [mm]	Vtg.1 [mm]	Vtg.2 [mm]	Toldóelem Vtg. [mm]
Alapértékek										
1	0	H	0	-	-	1	5000	1,5	-	-
2	5000	O	0	500	1000	2	5000	1,0	-	-
3	10000	O	0	500	500	3	5000	1,0	-	-
4	15000	O	0	1000	500	4	5000	1,5	-	-
5	20000	H	0	-	-					

Generálás: 4 nyílás az alapértékekkel

Terhek

No.	Típus	Kezdőp. [mm]	Végp. [mm]	Kezdőint. [N/m]	Végint. [N/m]	Szélesség	ULS	SLS
1	L	0	3768	-1,53	-1,53		ULS	
2	L	0	3768	-0,86	-0,86		SLS	
3	L	3768	16232	-1,24	-1,24		ULS	
4	L	3768	16232	-0,67	-0,67		SLS	
5	L	16232	20000	-1,53	-1,53		ULS	
6	L	16232	20000	-0,86	-0,86		SLS	
7								

Lehajlás-számítás paraméterei

Határ Nyílás L / 150 Határ Konzol L / 150 Lehaj típus Maximális Számolás Optimalizálás

Eredmények

ULS 60% SLS 16%

3-as teherkombináció

DIMroof 3.5 - C:\Users\rolandpalasti\Desktop\diplomaszámítások\dimroof\melléképület\szellemek\melléképület\4-es teherkombi.dim

Fájl Opciók Névleg

Alapbeállítások

Funkció: Z-gerenda
Ország: Magyarország
Szabvány: Eurocode
Megtámasztó rudak: Nincsenek

Statikai váz | Szelvény

Szelvény: Z 200
Ehelyezés: Átfedés
Statikai rendszer: Átfedéses Standard
Oldaló támasz: Felső öv
Lemez: Szelvény Vastagság: LTP 45 0,7
Csavar: Lemez Átfedés Támasz: 4,8 4,8 5,5
Táv: Minden második völgyben

Szerkezeti beállítások

Geometria

No.	Posíció [mm]	Típus	Támaszok	L1 [mm]	L2 [mm]	Nyílások	Méret [mm]	Vtg.1 [mm]	Vtg.2 [mm]	Toldóelem Vtg. [mm]
Alapértékek										
1	0	H	0	-	-	1	5000	1,0	-	-
2	5000	O	0	500	1000	2	5000	1,0	-	-
3	10000	O	0	500	500	3	5000	1,0	-	-
4	15000	O	0	1000	500	4	5000	1,0	-	-
5	20000	H	0	-	-					

Generálás: 4 nyílás az alapértékekkel

Terhek

No.	Típus	Kezdőp. [mm]	Végp. [mm]	Kezdőint. [N/m]	Végint. [N/m]	Szélesség	ULS	SLS
1	L	0	1100	-1,39	-1,39		ULS	
2	L	0	1100	-0,77	-0,77		SLS	
3	L	1100	5500	-0,19	-0,19		ULS	
4	L	1100	5500	0,03	-0,03		SLS	
5	L	5500	20000	-0,11	-0,11		ULS	
6	L	5500	20000	0,09	0,09		SLS	
7								

Lehajlás-számítás paraméterei

Határ Nyílás L / 150 Határ Konzol L / 150 Lehaj típus Maximális Számolás Optimalizálás

Eredmények

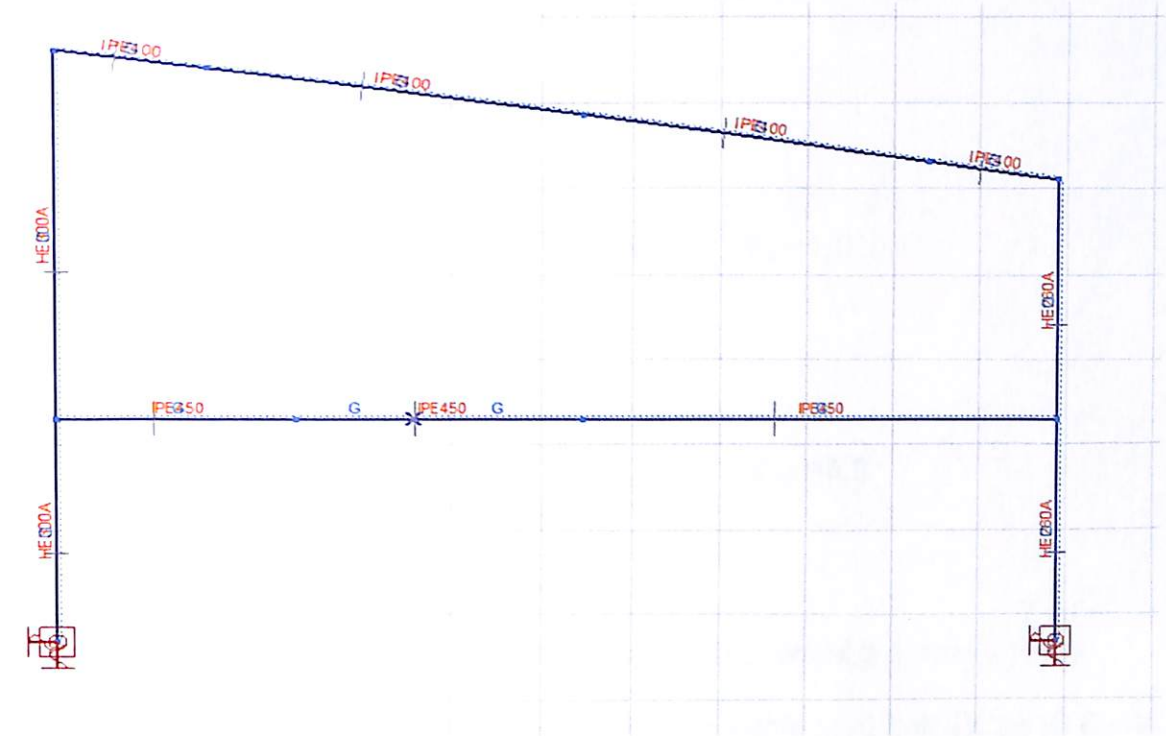
ULS 49% SLS 5%

4-es teherkombináció

Z 200/2,5-ös vastagságú szelement alkalmazok.

6.9.Főtartó keret méretezése melléképülete

6.9.1. Statikai váz(tartószerkezeti modell)



6.9.2. Anyagminőség:

-S235

6.9.3. Keresztmetszet

gerenda szelvény: IPE360

oszlop szelvény: HEA300

Tehermodell

Felületi megoszló teher redukálása hosszmenti megoszló teherre:
terhelési sáv keretállások távolsága (állandó teher, hóteher, szélteher)

6.9.4. Terhek meghatározás

6.9.4.1. Állandó teher

$\gamma = 1,35$

6.9.4.1.1. Keret önsúly

$F_z = 25,06 \text{ kN}$

6.9.4.1.2. Burkolat önsúly

$\gamma_G = 1,35 \quad \gamma_{G,inf} = 1,0$

$P_{burkolat}^{Ktető} = (t \cdot (g_{ktl} + g_{btl} + g_{hsz} + g_{sz})) + ((t \cdot g_z) / t_z) =$

Egyhajós acélszerkezetű csarnok és kiszolgáló csarnokrész

$$=(5,00 \cdot (0,048+0,048+0,15+0,014)) + ((5,00 \cdot 0,072)/1,4) = 1,55 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned} P_{\text{burkolat}}^{\text{Köz}} &= (t \cdot (g_{\text{ktl}} + g_{\text{OSB}} + g_{\text{Köz.szig}} + g_{\text{Lin}})) = \\ &= (5,00 \cdot (0,160+0,136+0,05+0,18)) = 2,63 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

6.9.4.1.3. Állandó jellegű hasznos teher

P_{gépészet} = 5 kN

6.9.4.2. Esetleges terhek

$$\psi_{0,s} = 0,5 \quad \gamma_s = 1,5$$

6.9.4.2.1. Hóteher

$$\begin{aligned} S_k &= 1,25 + (500 - 400/400) = 1,5 \\ S &= 3,01 \cdot 1,5 = 4,515 \text{ kN/m}^2 \\ P_{sk} &= 4,515 \cdot 5 = 22,57 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

6.9.4.2.2. Szélteher

$$\gamma_w = 1,5 \quad \psi_{0,w} = 0,6$$

külső szélterő karakterisztikus értéke

$$W_e^k = 0,3777 \cdot C_{pe}$$

$$P_{w,e}^k = (t \cdot (C_s \cdot C_d \cdot W_e^k)) = (5,0 \cdot (1,0 \cdot W_e^k))$$

$$Q_p = 0,3777$$

C_s · C_d szerkezeti tényező (10 méter magas alacsonyabb épület - 1,00)

6.9.4.2.2.1. Szélteher 1KK és Szélteher 2KK (keresztirányú külső) C_{pe} 10 0 fok

Tető

F zóna

$$\begin{aligned} \text{Szívás} & -1,7 \quad C_{pe,10,sz}^{1,F} = -1,46 \quad P_{w,e,sz,1,0}^{F,K} = 1,26 \cdot 0,3777 \cdot -1,46 = - \\ & 0,69 \quad -0,9 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Nyomás} & +0,0 \quad C_{pe,10,sz}^{2,F} = 0,06 \quad +0,2 \\ P_{w,e,sz,2,0}^{F,K} & = 1,26 \cdot 0,3777 \cdot 0,06 = 0,028 \end{aligned}$$

G zóna

$$\begin{aligned} \text{Szívás} & -1,2 \quad C_{pe,10,sz}^{1,G} = -1,08 \quad P_{w,e,sz,1,0}^{G,K} = 3,73 \cdot 0,3777 \cdot -1,08 = - \\ & 1,52 \quad -0,8 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Nyomás} & +0,0 \quad C_{pe,10,sz}^{2,G} = 0,06 \quad +0,2 \\ P_{w,e,sz,2,0}^{G,K} & = 3,73 \cdot 0,3777 \cdot 0,06 = 0,084 \end{aligned}$$

$$P_{w,e,sz,0}^{F+G,K} = P_{w,e,sz,0}^{F,K} + P_{w,e,sz,0}^{G,K} = -0,69 + (-1,52) = -2,21$$

$$P_{w,e,na,0}^{F+G,K} = P_{w,e,ny,0}^{F,K} + P_{w,e,ny,0}^{G,K} = 0,028 + 0,084 = 0,112$$

H zóna

Szívás	-0,6	Cpe,10,sz ^H =-0,51	Pw,e,sz,0 ^{H,K} =5,0*0,3777*-0,51=-
0,96	-0,3		

Nyomás +0,0 Cpe,10,ny^H=0,06
Pw,e,sz,0^{H,K}=5,0*0,3777*0,06=+0,11

6.9.4.2.2.2. Falra jutó szélteher

$$h/d = 7221/11000 = 0,65$$

$$P_{w,e,sz,0^{E,K}} = 5,0 \cdot 0,3777 \cdot -0,40 = -0,755$$

$$P_{w,e,ny,0^{D,K}} = 5,0 \cdot 0,3777 \cdot +0,75 = +1,41$$

(keresztirányú külső)Cpe10 180 fok

F zóna

Szívás	-2,3	Cpe,10,sz ^{1,F} =-2,36	Pw,e,sz1,0 ^{F,K} =1,26*0,3777*-2,36=-
1,12	-2,5		

G zóna

G zóna			
Szívás	-1,3	Cpe,10,sz1 ^G =-1,3	Pw,e,sz1,0 ^{G,K} =3,73*0,3777*-1,3=-
1,83	-1,3		

$$Pw_{e,sz,0}^{F+G,K} = Pw_{e,sz,0}^{F,K} + Pw_{e,sz,0}^{G,K} = -1,12 + (-1,83) = -2,95$$

H zóna

Szívás	-0,8	Cpe,10,sz ^H =-0,83	Pw,e,sz,0 ^{H,K} =5,0*0,3777*-0,83=-
1,56	-0,9		

6.9.4.2.2.3. Szélteher 3HK(hosszirányú külső 90) Cpe,10

Tető

H zóna

Szívás -0,6 Cpe,10,sz^H= -0,66 Pw,e,sz,90^{H,K}=3,00*0,3777*-0.66=-
 0,74 -0,8

1 zóna

Szívás	-0,5	$C_{pe,10,sz} = -0.56$	$P_{w,e,sz,90}^{I,K} = 2,00 * 0,3777 * -0.56 = -$
0,42		-0,7	

$$P_{w,e,sz,0^{H+I,K}} = P_{w,e,sz,90^{H,K}} + P_{w,e,sz,90^{I,K}} = -0,74 + (-0,42) = -1,16$$

Falra jutó szélteher

$$e < d \quad 11140 < 20000$$

$$P_{w,e,sz,0^{B,K}} = 5,0 * 0,3777 * -0,8 = -1,51$$

6.9.4.2.2.4. Szélteher 4BNY(belső nyomás)Cpi +0,2

$$P_{w,l,ny^k} = 5,0 * 0,3777 * 0,2 = +0,3777$$

6.9.4.2.2.4. Szélteher 5BSZ(belső szívás)Cpi -0,3

$$P_{w,i,sz^K} = 5,0 * 0,3777 * -0,3 = -0,566$$

6.9.5.Teherkombinációk

Két kerettípust különböztettem meg, a szélső keret amire a 180 fokos szél is hatással van viszont a hasznos teher fele terhel a közbelső födémre a lépcsővel egyidejűleg. A másik szél védett a főépület által, így ott 180 fokos szélhatás nem keletkezik, azonban a teljes hasznos teherrel terheltem a tartót.

A lépcső számításánál már szélsőértékkel számoltam így itt már nem szorzom biztonsági tényezővel csak arányosan visszaosztom a használhatósági határállapothoz tartozó értéket.

1.ULS (teherbírési határállapot) önsúly+burkolat+gépészet+hasznos+lépcső
 $1,35 * p_g^k + 1,35 * p_{burkolat}^k + 1,35 * p_{gépészet}^k + 1,5 * p_{hasznos}^k + 1,00 * p_{lépcső}^k$

2. SLS (használhatósági határállapot)
 $p_g^k + p_{burkolat}^k + p_{gépészet}^k + p_{hasznos}^k + p_{lépcső}^k$

3.ULS (teherbírési határállapot)önsúly+burkolat+gépészet+totálisó+hasznos+lépcső
 $1,35 * (p_g^k + p_{burkolat}^k + p_{gépészet}^k) + 1,5 * (p_{s^k} + p_{hasznos}^k) + 1,00 * p_{lépcső}^k$

4.SLS (használhatósági határállapot)
 $p_g^k + p_{burkolat}^k + p_{gépészet}^k + p_{s^k} + p_{hasznos}^k + p_{lépcső}^k$

5.ULS (teherbírési határállapot) önsúly+burkolat+gépészet+totálishó+hasznos+lépcső+0fok2KK

$$1,35 * (p_g^k + p_{burkolat}^k + p_{gépészet}^k) + 1,5 * (p_s^k + p_{hasznos}^k) + 1,00 * p_{lépcső}^k + 0,9 * p_{0fok2KK}^k$$

6.SLS (használatossági határállapot) (önsúly+burkolat+gépészet)+totális hó+hasznos+lépcső+szél2KK

$$p_g^k + p_{burkolat}^k + p_{gépészet}^k + p_s^k + (\Psi_{0,w} * p_{szél2kk})$$

7.ULS (teherbírési határállapot)

önsúly+burkolat+gépészet+totálishó+0fok2kk+5BSZ+hasznos+lépcső

$$1,35 * (p_g^k + p_{burkolat}^k + p_{gépészet}^k) + 1,5 * p_s^k + 0,9 * p_{0fok2KK}^k + 0,9 * p_{5BSZ}^k + 1,00 * p_{lépcső}^k$$

8.SLS (használatossági határállapot)

$$p_g^k + p_{burkolat}^k + p_{gépészet}^k + p_s^k + (\Psi_{0,w} * p_{0fok2kk}^k + p_{w5BSZ}^k) + p_{lépcső}^k$$

9.ULS (teherbírési határállapot) (önsúly+burkolat)+szél1KK+lépcső

$$1,35 * (p_g^k + p_{burkolat}^k) + 1,5 * p_{szél1KK}^k + p_{lépcső}^k$$

10.SLS (használatossági határállapot)

$$1,00 * (p_g^k + p_{burkolat}^k) + 1,5 * p_{w,sz,e}^k + p_{lépcső}^k$$

11.ULS (teherbírési határállapot) (önsúly+burkolat)+szél1KK+4BNY+lépcső

$$1,35 * (p_g^k + p_{burkolat}^k) + 1,5 * (p_{szél1kk}^k + p_{szél4BNY}^k) + p_{lépcső}^k$$

12.SLS (használatossági határállapot)

$$p_g^k + p_{burkolat}^k + p_{szél1kk}^k + p_{szél4BNY}^k + p_{lépcső}^k$$

13.ULS (teherbírési határállapot)

(önsúly+burkolat)+szél1KK+3HK+hasznos+lépcső

$$1,35 * (p_g^k + p_{burkolat}^k) + 1,5 * (p_{szél1kk}^k + p_{szél3HK}^k) + p_{hasznos}^k + p_{lépcső}^k$$

14.SLS (használatossági határállapot)

$$p_g^k + p_{burkolat}^k + p_{szél1kk}^k + p_{szél3HK}^k + p_{lépcső}^k + p_{hasznos}^k$$

Egyhajós acélszerkezetű csarnok és kiszolgáló csarnokrész

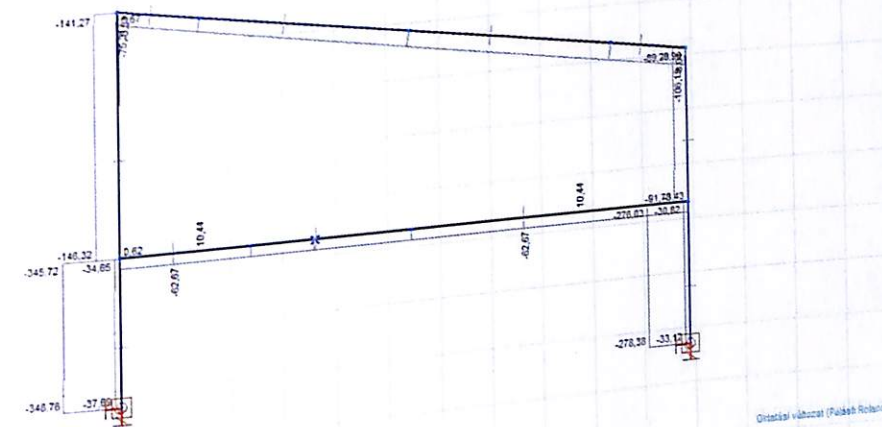
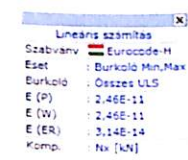
Alkalmazott teherkombinációk:

Egyedi kombinációk teheresetenként													
Név	Típus	ön súly	burkolat	teljes hó	gépfeszlet	0 fok 1tk	0 fok 2tk	180 fok 1tk	3tk	4bny	5b sz	hasznos	lépcső
1. Tk	ULS	1,35	1,35	0	1,35	0	0	0	0	0	0	1,50	1,0
2. Tk	SLS Kváziall...	1,00	1,00	0	1,00	0	0	0	0	0	0	1,00	0,6
3. Tk	ULS	1,35	1,35	1,50	1,35	0	0	0	0	0	0	1,50	1,0
4. Tk	SLS Kváziall...	1,00	1,00	1,00	1,00	0	0	0	0	0	0	1,00	0,6
5. Tk	ULS	1,35	1,35	1,50	1,35	0	0,90	0	0	0	0	1,50	1,0
6. Tk	SLS Kváziall...	1,00	1,00	1,00	1,00	0	0,60	0	0	0	0,90	1,00	0,6
7. Tk	ULS	1,35	1,35	1,50	1,35	0	0,90	0	0	0	0	1,50	1,0
8. Tk	SLS Kváziall...	1,00	1,00	1,00	1,00	0	0,60	0	0	0	0,60	1,00	0,6
9. Tk	ULS	1,35	1,35	0	0	0	1,50	0	0	0	0	0	1,0
10. Tk	SLS Kváziall...	1,00	1,00	0	0	0	1,00	0	0	0	0	0	0,6
11. Tk	ULS	1,35	1,35	0	0	0	1,50	0	0	0	1,50	0	1,0
12. Tk	SLS Kváziall...	1,00	1,00	0	0	0	1,00	0	0	0	1,00	0	0,6
13. Tk	ULS	1,35	1,35	0	0	0	1,50	0	0	1,50	0	1,50	1,0
14. Tk	SLS Kváziall...	1,00	1,00	0	0	0	1,00	0	0	1,00	0	1,00	0,6

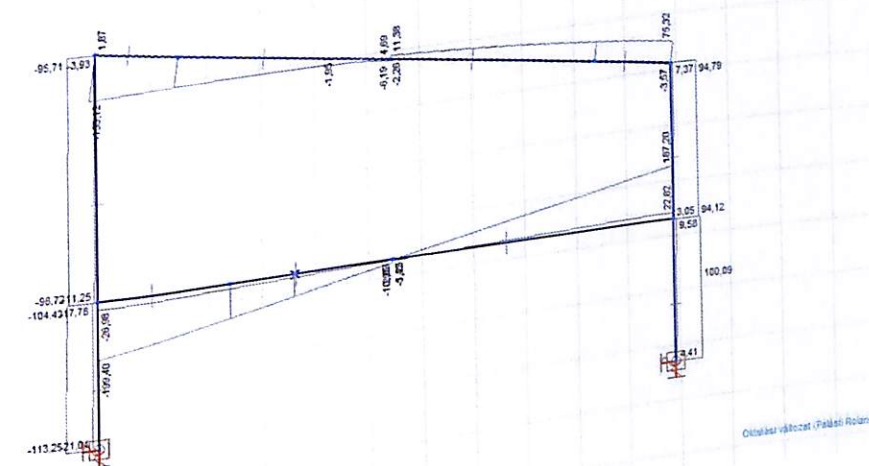
Egyhajós acélszerkezetű csarnok és kiszolgáló csarnokrész

6.9.6.Keresztmetszetek ellenőrzése

6.9.6.1.Igénybevételek

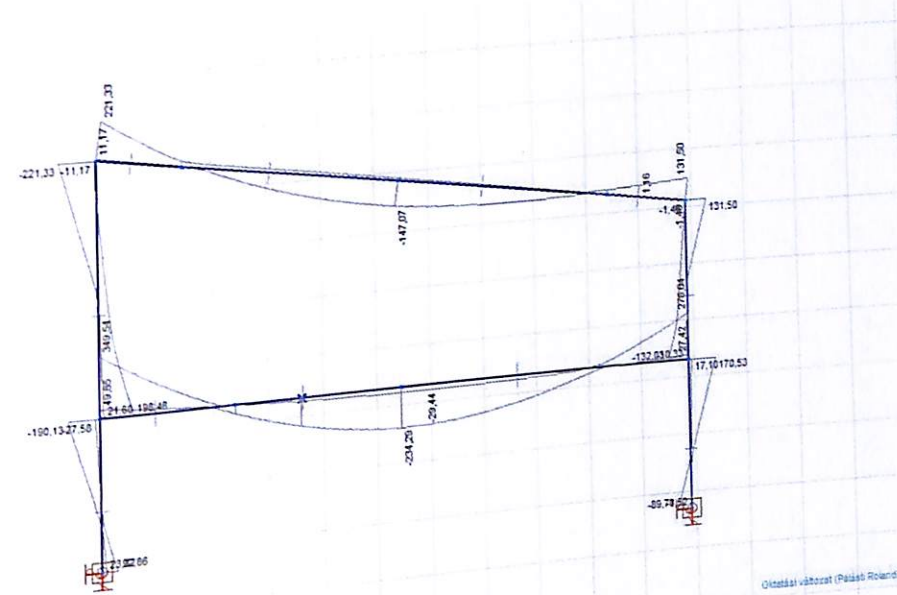


Normál erő burkoló ábra



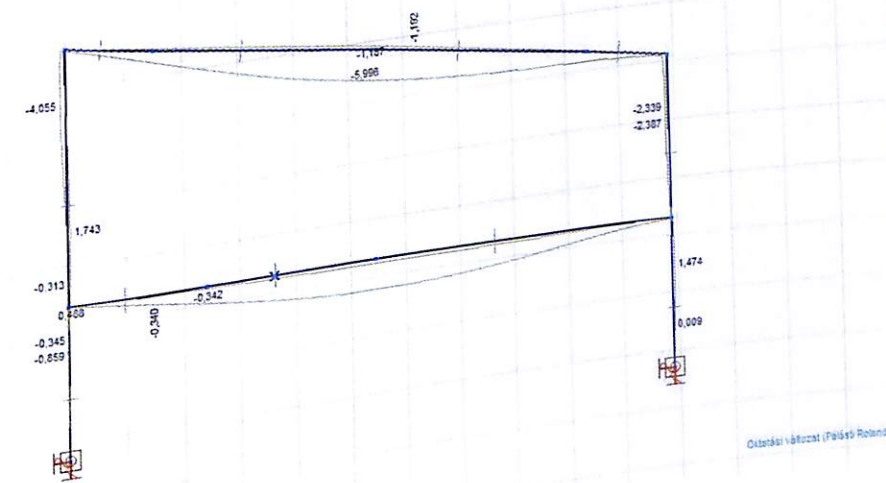
Nyíróerő burkoló ábra

Egyhajós acélszerkezetű csarnok és kiszolgáló csarnokrész



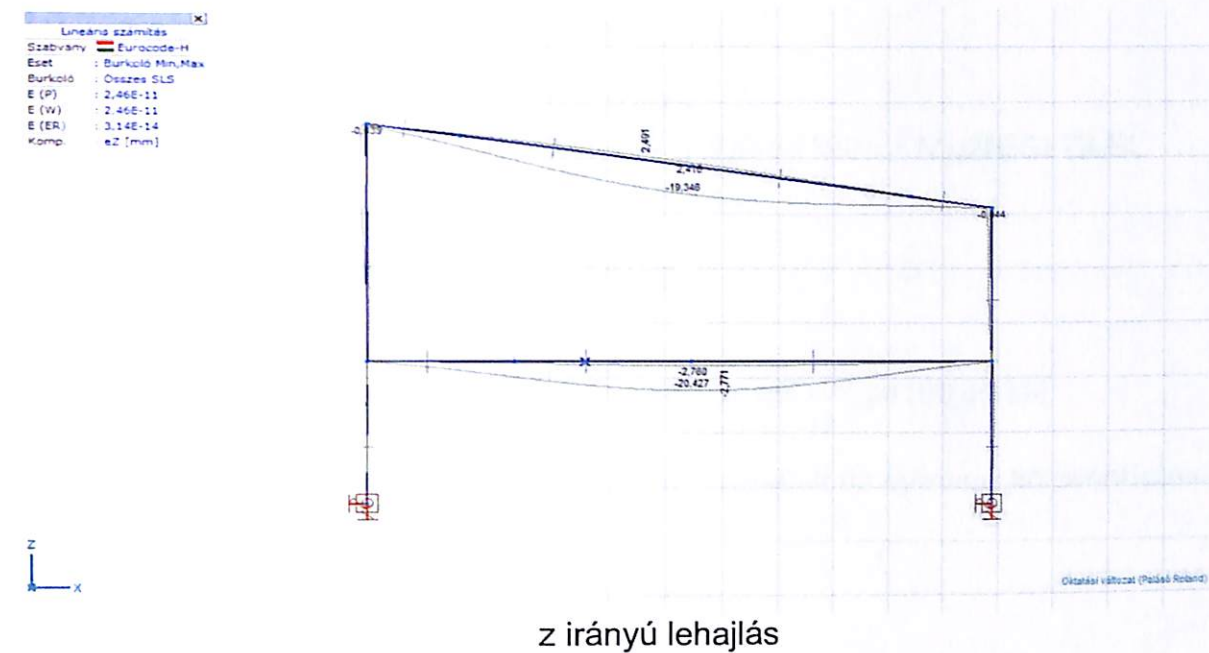
Nyomaték burkoló ábra

Lehajlás értékek



x irányú kihajlás

Egyhajós acélszerkezetű csarnok és kiszolgáló csarnokrész



$$e_x(\max)=4,055 < H/150=46,12$$

$$e_z(\max)=20,427 < L/300=36,66$$

Mértékadó igénybevételek az oszlopban(főépülethez közelebbi):

$$N_{ed}= 348,76 \text{ kN}$$

$$V_{ed}= 113,25 \text{ kN}$$

$$M_{ed}= 221,33 \text{ kNm}$$

Mértékadó igénybevételek a gerendán(tetőgerenda):

$$N_{ed}= 106,19 \text{ kN}$$

$$V_{ed}= 153,12 \text{ kN}$$

$$M_{ed}= 221,33 \text{ kNm}$$

Mértékadó igénybevételek az oszlopban(főépülettől távolabb):

$$N_{ed}= 278,38 \text{ kN}$$

$$V_{ed}= 100,09 \text{ kN}$$

$$M_{ed}= 170,53 \text{ kNm}$$

Mértékadó igénybevételek a gerendán(födémgerenda):

$$N_{ed}= 62,67 \text{ kN}$$

$$V_{ed}= 199,40 \text{ kN}$$

$$M_{ed}= 349,54 \text{ kNm}$$

6.9.7. Keresztmetszetek ellenőrzése

6.9.7.1. IPE450 födémgerenda

6.9.7.1.1. Gerenda ellenőrzése hajlításra

$$M_{pl,rd} = \frac{w_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1702 \cdot 235 \cdot 1000}{1,00} = 399,97 \text{ kNm} > M_{Ed} \text{ MEGFELEL}$$
$$M_{Ed} = 349,54 \text{ kNm}$$

6.9.7.1.2. Gerenda ellenőrzése nyírásra

$$V_{Ed} = 199,40 \text{ kN}$$

$$A_v = 5085 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot 1} = \frac{5085 \cdot 235}{\sqrt{3} \cdot 1} = 689,92 \text{ kN} > V_{Ed} = 199,40 \text{ kN}$$

MEGFELEL

$V_{Ed}/V_{pl,rd} = 199,40/689,92 = 0,289 < 0,5 \rightarrow$ a nyomaték és nyíróerő kölcsönhatását nem vizsgálom

6.9.7.1.3. Gerenda ellenőrzése nyomásra

$$N_{Ed} = 62,67 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{9882 \cdot 235}{1,0} = 2322,27 \text{ kN} > N_{Ed} = 62,67 \text{ kN} \text{ MEGFELEL}$$

$0,25 \cdot N_{pl,Rd} = 580,56 \text{ kN} > N_{Ed} = 62,67 \text{ kN} \rightarrow$ a nyomaték és normálerő kölcsönhatását nem vizsgálom

6.9.7.2. IPE400 tetőgerenda

6.9.7.2.1. Gerenda ellenőrzése hajlításra

$$M_{pl,rd} = \frac{w_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1307 \cdot 235 \cdot 1000}{1,00} = 307,14 \text{ kNm} > M_{Ed} \text{ MEGFELEL}$$
$$M_{Ed} = 221,33 \text{ kNm}$$

6.9.7.2.2. Gerenda ellenőrzése nyírásra

$$V_{Ed} = 153,12 \text{ kN}$$

$$A_v = 4269 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot 1} = \frac{4269 \cdot 235}{\sqrt{3} \cdot 1} = 579,20 \text{ kN} > V_{Ed} = 153,12 \text{ kN}$$

MEGFELEL

$V_{Ed}/V_{pl,rd} = 153,12/579,20 = 0,264 < 0,5 \rightarrow$ a nyomaték és nyíróerő kölcsönhatását nem vizsgálom

6.9.7.2.3. Gerenda ellenőrzése nyomásra

$$N_{Ed} = 106,19 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{8446 \cdot 235}{1,0} = 1984,81 \text{ kN} > N_{Ed} = 106,19 \text{ kN} \text{ MEGFELEL}$$

$0,25 \cdot N_{pl,Rd} = 496,20 \text{ kN} > N_{Ed} = 106,19 \text{ kN} \rightarrow$ a nyomaték és normálerő kölcsönhatását nem vizsgálom

6.9.7.3. HEA300 oszlop a főhajóhoz közelebb

6.9.7.3.1. Oszlop ellenőrzése hajlításra

$$M_{pl,Rd} = \frac{w_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1383 \cdot 235 \cdot 1000}{1,00} = 325,00 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 221,33 \text{ kNm} < M_{pl,Rd} \text{ MEGFELEL}$$

6.9.7.3.2. Oszlop ellenőrzése nyírásra

$$V_{Ed} = 113,25 \text{ kN}$$

$$A_v = 3728 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot 1} = \frac{3728 \cdot 235}{\sqrt{3} \cdot 1} = 505,80 \text{ kN} > V_{Ed} \text{ MEGFELEL}$$

$V_{Ed}/V_{pl,Rd} = 37,33/505,80 = 0,0705 < 0,5 \rightarrow$ a nyomaték és nyíróerő kölcsönhatását nem vizsgálom

6.9.7.3.3. Oszlop ellenőrzése normálerőre

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{11250 \cdot 235}{1,0} = 2643,75 \text{ kN} > N_{Ed} \text{ MEGFELEL}$$

$$N_{Ed} = 348,76 \text{ kN}$$

$0,25 \cdot N_{pl,Rd} = 660,93 \text{ kN} > N_{Ed} = 348,76 \text{ kN} \rightarrow$ a nyomaték és normálerő kölcsönhatását nem vizsgálom

6.9.7.4. HEA260 oszlop a főtartótól távolabb

6.9.7.4.1. Oszlop ellenőrzése hajlításra

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{919,8 \cdot 235 \cdot 1000}{1,00} = 216,15 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 170,53 \text{ kNm} < M_{pl,Rd} \text{ MEGFELEL}$$

6.9.7.4.2. Oszlop ellenőrzése nyírásra

$$V_{Ed} = 100,09 \text{ kN}$$

$$A_v = 2876 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot 1} = \frac{2876 \cdot 235}{\sqrt{3} \cdot 1} = 390,2 \text{ kN} > V_{Ed} \text{ MEGFELEL}$$

$V_{Ed}/V_{pl,Rd} = 100,09/390,2 = 0,256 < 0,5 \rightarrow$ a nyomaték és nyíróerő kölcsönhatását nem vizsgálom

6.9.7.4.3. Oszlop ellenőrzése normálerőre

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{8682 \cdot 235}{1,0} = 2040,27 \text{ kN} > N_{Ed} \text{ MEGFELEL}$$

$$N_{Ed} = 170,53 \text{ kN}$$

$0,25 \cdot N_{pl,Rd} = 510,06 \text{ kN} > N_{Ed} = 170,53 \text{ kN} \rightarrow$ a nyomaték és normálerő kölcsönhatását nem vizsgálom

6.10. Melléképület keret, stabilitásvizsgálata(főtartóhoz közelebbi)

6.10.1. Kihajlávizsgálat a keret síkjában (Xy) oszlop

HEA300

$$N_{b,Rd,y} = \frac{(\chi_y \cdot A \cdot f_y)}{\gamma_m} =$$

$$\chi_y = \sqrt{1 + 0,35 \cdot c - 0,017 \cdot c^2} = \sqrt{1 + 0,35 \cdot 2,00 - 0,017 \cdot 2,00^2} = 1,277$$

Egyhajós acélszerkezetű csarnok és kiszolgáló csarnokrész

$$c = \frac{I_0 \cdot L}{I_g \cdot h} = \frac{182600000 \cdot 10,93 \cdot 1000}{231300000 \cdot 4,31 \cdot 1000} = 2,00$$

$$\alpha = \frac{I_0 \cdot 4}{I_2 \cdot a} = \frac{182600000 \cdot 4}{10993 \cdot 2 \cdot 11250} = 0,000537 < 0,2$$

$$\lambda_y = (v_y \cdot l) / i_y = (1,277 \cdot 4310) / 127,4 = 43,20$$

$$\lambda^- = \frac{\lambda_y}{\lambda_E} = \frac{43,20}{93,9} = 0,46$$

$$\chi_y = 0,900$$

$$N_{b,Rd,y} = \chi_y \cdot A \cdot f_y$$

$$N_{b,Rd,y} = 0,900 \cdot 11250 \cdot 235 = 2379,37 \text{ kN} \quad \text{megfelel}$$

$$N_{Ed} = 141,27 \text{ kN}$$

6.10.2. Kihajlásvizsgálat a keret síkjára merőlegesen (Xz) oszlop

$$\lambda_z = (v_z \cdot l) / i_z = (1 \cdot 2000) / 74,9 = 26,70$$

$$\lambda^- = \frac{\lambda_z}{\lambda_E} = \frac{26,70}{93,9} = 0,284$$

$$\chi_z = 0,9572$$

$$N_{b,Rd,z} = \chi_z \cdot A \cdot f_y$$

$$N_{b,Rd,z} = 0,9572 \cdot 11250 \cdot 235 = 2530,59 \text{ kN} \quad \text{megfelel}$$

$$N_{Ed} = 141,27 \text{ kN}$$

6.10.3. Kihajlásvizsgálat a keret síkjában (Xy) gerenda

$$N_{b,Rd,y} = \frac{(\chi_y \cdot A \cdot f_y)}{\gamma_m} =$$

$$v_y = \sqrt{1 + 0,35 \cdot c - 0,017 \cdot c^2} = \sqrt{1 + 0,35 \cdot 2,00 - 0,017 \cdot 2,00^2} = 1,277$$

$$c = \frac{I_0 \cdot L}{I_g \cdot h} = \frac{182600000 \cdot 10,93 \cdot 1000}{231300000 \cdot 4,31 \cdot 1000} = 2,00$$

$$\alpha = \frac{I_0 \cdot 4}{I_2 \cdot a} = \frac{182600000 \cdot 4}{10993 \cdot 2 \cdot 11250} = 0,000537 < 0,2$$

$$\lambda_y = (v_y \cdot l) / i_y = (1,277 \cdot 10993) / 127,4 = 110,18$$

$$\lambda^- = \frac{\lambda_y}{\lambda_E} = \frac{110,18}{93,9} = 1,17$$

$$\chi_y = 0,5498$$

Egyhajós acélszerkezetű csarnok és kiszolgáló csarnokrész

$$\begin{aligned}N_{b,Rd,y} &= X_y * A * f_y \\N_{b,Rd,y} &= 0,5498 * 10993 * 235 = 1420,32 \text{ kN} \quad \text{megfelel} \\N_{Ed} &= 75,31 \text{ kN}\end{aligned}$$

6.10.4. Kihajlásvizsgálat a keret síkjára merőlegesen (Xz)gerenda

$$\lambda_z = (v_y * l) / i_z = (1 * 1400) / 39 = 35,89$$

$$\lambda^- = \frac{\lambda_z}{\lambda_E} = \frac{35,89}{93,9} = 0,382$$

$$\begin{aligned}\chi_z &= 0,9329 \\N_{b,Rd,z} &= X_z * A * f_y \\N_{b,Rd,z} &= 0,9329 * 10993 * 235 = 2410,01 \text{ kN} \quad \text{megfelel} \\N_{Ed} &= 75,31 \text{ kN}\end{aligned}$$

6.10.5. Kifordulás vizsgálat a keret síkjára merőlegesen (övmerevség vizsgálat)oszlop

6.10.5.1. HEA300 oszlopnál

$$A_{fz} = b_f * t_f + (h_w / 6) * t_w = 300 * 14 + (208 / 6) * 8,5 = 4494,66 \text{ mm}^2$$

$$I_{fz} = t_f * \frac{b_f^3}{12} + \frac{h_w}{6} * \frac{t_w^3}{12} = 14 * \frac{300^3}{12} + \frac{208}{6} * \frac{8,5^3}{12} = 31,50 * 10^6 \text{ mm}^4$$

$$i_{fz} = \sqrt{\frac{I_{fz}}{A_{fz}}} = \sqrt{\frac{31,50 * 10^6}{4494,66}} = 83,71 \text{ mm}$$

megfelelőség feltétele

$$\lambda_f = \frac{k_c * L_c}{i_{fz} * \lambda_E} \leq \lambda_{co} * \frac{M_{c,Rd}}{M_{y,Ed}}$$

$$\lambda_f = \frac{k_c * L_c}{i_{fz} * \lambda_E} = \frac{1,22 * 2000}{83,71 * 93,9} = 0,310 \rightarrow \chi = 0,9602$$

$$\lambda_{co} * \frac{M_{crd}}{M_{yed}} = 0,5 * \frac{325,00}{221,33} = 0,734 \rightarrow \text{Kifordulás nem következik be}$$

$$k_c = \frac{1}{1,33 - 0,33 * \psi} = \frac{1}{1,33 - 0,33 * 1,55} = 1,22$$

$$M_{crd} = \frac{W_{ply} * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1383 * 10^3 * 235}{1,00} = 325,00 \text{ kNm}$$

$$M_{brd} = \chi * k_{fl} * M_{crd} = 0,9602 * 1,1 * 325,00 = 343,27 \text{ kNm}$$

$$M_{ed} = 221,33 \leq M_{rd} = 343,27 \quad \text{megfelel}$$

6.10.5.2. IPE 400 gerendánál

$$A_{fz} = b_f \cdot t_f + \frac{h_w}{6} \cdot t_w = 180 \cdot 13,5 + \frac{331}{6} \cdot 8,6 = 2904,43 \text{ mm}^2$$

$$I_{fz} = t_f \cdot \frac{b_f^3}{12} + \frac{h_w}{6} \cdot \frac{t_w^3}{12} = 13,5 \cdot \frac{180^3}{12} + \frac{331}{6} \cdot \frac{8,6^3}{12} = 13,12 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$i_{fz} = \sqrt{\frac{I_{fz}}{A_{fz}}} = \sqrt{\frac{13,12 \cdot 10^6}{2904,43}} = 67,21 \text{ mm}$$

megfelelőség feltétele

$$\lambda_f = \frac{k_c \cdot L_c}{i_{fz} \cdot \lambda_E} \leq \lambda_{co} \cdot \frac{M_{c,Rd}}{M_{y,Ed}}$$

$$\lambda_f = \frac{k_c \cdot L}{i_{fz} \cdot \lambda_E} = \frac{0,90 \cdot 1400}{67,21 \cdot 93,9} = 0,199 \quad \chi = 1,00$$

$$k_c = 0,90$$

$$\lambda_{co} \cdot \frac{M_{c,Rd}}{M_{y,Ed}} = 0,5 \cdot \frac{239,46}{221,33} = 0,540 \rightarrow \text{Kifordulás nem következik be}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1019 \cdot 10^3 \cdot 235}{1,00} = 239,46 \text{ kNm}$$

$$M_{brd} = \chi \cdot k_{fl} \cdot M_{c,Rd} = 1,00 \cdot 1,1 \cdot 239,46 = 263,40 \text{ kNm}$$

$$M_{ed} = 221,33 \leq M_{rd} = 263,40$$

6.10.6. Kihajlás és kifordulás interakciója

6.10.6.1. Oszlop HEA300

$$k_{yy} = 0,934$$

$$k_{zy} = 0,6 \cdot 0,934 = 0,560$$

$$c_{my} \cdot [1 + (\lambda_y - 0,2) \cdot \frac{N_{ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y}] = 0,9 \cdot [1 + (0,46 - 0,2) \cdot \frac{(141,27 \cdot 1000 \cdot 1,00)}{0,900 \cdot 11250 \cdot 235}] = 0,913$$

$$c_{my} \cdot 1 + 0,8 \cdot \frac{N_{ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} = 0,9 \cdot 1 + 0,8 \cdot \frac{141,27 \cdot 1000 \cdot 1,00}{0,900 \cdot 11250 \cdot 235} = 0,947$$

$$\eta = \frac{N_{ed}}{N_{brd}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{ed}}{M_{brd}} \leq 1,00$$

Egyhajós acélszerkezetű csarnok és kiszolgáló csarnokrész

$$\eta = \frac{141,27}{2379,37} + 0,934 \cdot \frac{221,33}{343,27} = 0,661 \leq 1,00 \rightarrow \text{MEGFELEL}$$

$$\eta = \frac{N_{ed}}{N_{brdZ}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{ed}}{M_{brd}} \leq 1,00$$

$$\eta = \frac{141,27}{2530,59} + 0,565 \cdot \frac{221,33}{263,40} = 0,534 \leq 1,00 \rightarrow \text{MEGFELEL}$$

6.10.6.2. Gerenda IPE400

$$k_{yy} = 0,955$$

$$k_{zy} = 0,6 \cdot 0,955 = 0,573$$

$$c_{my} \cdot [1 + (\lambda_y - 0,2) \cdot \frac{N_{ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y}] = 0,9 \cdot [1 + (1,17 - 0,2) \cdot \frac{(75,31 \cdot 1000 \cdot 1,00)}{0,5498 \cdot 8446 \cdot 235}] = 0,960$$

$$c_{my} \cdot 1 + 0,8 \cdot \frac{N_{ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} = 0,9 \cdot 1 + 0,8 \cdot \frac{75,31 \cdot 1000 \cdot 1,00}{0,5498 \cdot 8446 \cdot 235} = 0,955$$

$$\eta = \frac{N_{ed}}{N_{brdy}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{ed}}{M_{brd}} \leq 1,00$$

$$\eta = \frac{75,31}{1420,32} + 0,939 \cdot \frac{221,33}{263,40} = 0,842 \leq 1,00 \rightarrow \text{MEGFELEL}$$

$$\eta = \frac{N_{ed}}{N_{brdZ}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{ed}}{M_{brd}} \leq 1,00$$

$$\eta = \frac{75,31}{2410} + 0,573 \cdot \frac{221,33}{263,40} = 0,512 \leq 1,00 \rightarrow \text{MEGFELEL}$$

7. Alapozás számítása

Az alaptest súlya

$$G_a = B \cdot L \cdot h \cdot \gamma_b = 1,5 \cdot 1,5 \cdot 0,9 \cdot 25 = 50,62 \text{ kN}$$

Az alaptest feletti föld súlya

$$G_f = (B \cdot L - b \cdot l) \cdot t_0 \cdot \gamma_a = (1,5 \cdot 1,5 - 0,36 \cdot 0,66) \cdot (0,3 \cdot 24 + 0,2 \cdot 18) = 21,73 \text{ kN}$$

Az alaptestre ható felhajtóerő

$$F_f = B \cdot L \cdot h_v \cdot \gamma_v = 1,5 \cdot 1,5 \cdot 0,4 \cdot 10 = 9 \text{ kN}$$

7.1. Az alapra jutó igénybevétel

Karakterisztikus érték

$$\text{Függőleges erő} \quad V_k = G_{v,k} + G_a + G_f - F_f + Q_{v,k} = 348,76 + 50,62 + 21,73 + 9 + 50 = 462,11 \text{ kN}$$

$$\text{Vízszintes erő} \quad H_k = G_{h,k} + Q_{h,k} = 0 + 113,25 = 113,25 \text{ kN}$$

Tervezési érték

$$\text{Függőleges erő} \quad V_d = \gamma G \cdot (G_{v,k} + G_a + G_f - F_f) + \gamma Q \cdot Q_{v,k} = 1,35 \cdot (348,76 + 50,62 + 21,73) + 1,5 \cdot 50 = 643,49 \text{ kN}$$

$$\text{Vízszintes erő} \quad H_d = \gamma G \cdot G_{h,k} + \gamma Q \cdot Q_{h,k} = 1,35 \cdot 0 + 1,5 \cdot 113,25 = 169,87 \text{ kN}$$

Az eredő helye az alapsíkon

$$E_{B,k} = \frac{M_{k,0}}{V_k} = \frac{Q_{v,k} \cdot e_{B,Q} + Q_{h,k} \cdot h}{V_k} = \frac{50 \cdot 0,4 + 113,25 \cdot 0,9}{462,11} = 0,263 \text{ m}$$

7.2. Az alap talajtörési ellenállása

Az alap dolgozó szélessége

$$B' = B - 2 \cdot e_{B,k} = 1,5 - 2 \cdot 0,263 = 0,974$$

Teherbírási tényezők:

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \phi_k} \cdot \tan^2(45 + \phi_k/2) = e^{\pi \cdot \tan 24} \cdot \tan^2(45 + 24/2) = 9,6$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \tan \phi_k = (9,60 - 1) \cdot \tan 24 = 19,30$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \phi_k = 2 \cdot (9,60 - 1) \cdot \tan 24 = 7,66$$

Ferdeségi tényező paraméterei

$$f = \frac{H_k}{V_k \cdot B' \cdot L' \cdot c' \cdot k \cdot \tan \phi_k} = \frac{113,25}{462,11 \cdot 0,974 \cdot 1,5 \cdot 12 \cdot \tan 24} = 0,062$$

$$m_b = \frac{2 + (B'/L')}{1 + (B'/L')} = \frac{2 + (0,974/1,5)}{1 + (0,974/1,5)} = 1,60$$

Ferdeségi tényezők

$$I_q = (1-f)^m = (1-0,062)^{1,60} = 0,90$$

$$I_c = \frac{I_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1} = \frac{0,90 \cdot 9,60 - 1}{9,60 - 1} = 0,88$$

$$I_y = (1-f)^{m+1} = (1-0,062)^{1,60+1} = 0,846$$

7.3. Az alap dolgozó hossza

$$L' = L - 2 \cdot e_{L,k} = 1,5 - 2 \cdot 0 = 1,50 \text{ m}$$

Az alaki tényezők

$$S_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \sin \Phi_k = 1 + \frac{0,974}{1,5} \cdot \sin 24 = 1,26$$

$$S_c = \frac{S_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1} = \frac{1,26 \cdot 9,6 - 1}{9,6 - 1} = 1,26$$

$$S_y = 1 - 0,3 \cdot \frac{B'}{L'} = 1 - 0,3 \cdot \frac{0,974}{1,5} = 0,80$$

Az alap dolgozó területe

$$A' = B' \cdot L' = 0,974 \cdot 1,5 = 1,46 \text{ m}^2$$

Alapferdeségi tényező

$$b_q = b_y = (1 - \alpha \cdot \tan \Phi_k)^2 = (1 - 0 \cdot \tan 24)^2 = 1,0$$

$$b_c = \frac{b_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1} = \frac{1,00 \cdot 9,6 - 1}{9,6 - 1} = 1,11$$

Hatékony takarási feszültség

$$q' = \Sigma = 0,3 \cdot 24 + 0,6 \cdot 18 + 0,4 \cdot 9 = 21,6 \text{ kPa}$$

Kohézió

$$c'k = 12 \text{ kPa}$$

Alap alatti térfogatsúly

$$\gamma = 9,0 \text{ kN/m}^3$$

7.4. A talajtörési ellenállás karakterisztikus értéke

$$R_k = A' \cdot (q' \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + c'k' \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + 0,5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_y \cdot b_y \cdot s_y \cdot i_y) =$$

$$1,46 \cdot (21,6 \cdot 9,6 \cdot 1,0 \cdot 1,26 \cdot 0,9 + 12 \cdot 19,30 \cdot 1,11 \cdot 1,26 \cdot 0,88 + 0,5 \cdot 9,0 \cdot 0,974 \cdot 7,66 \cdot 1,0 \cdot 0,80 \cdot 0,846) = 754,82 \text{ kN}$$

$$R_d = R_k / \gamma_R = 754,82 / 1,00 = 754,82 \text{ kN}$$

$$R_d \geq R_e \quad 754,82 \text{ kN} \geq 643,49$$

8. Melléképület csomópontjainak számítása Autodesk Robot Structural Analysis programmal

A programba csak a csomópontok méretezését végeztem, a mértékadó teherkombinációkat és az igénybevételeket korábban dokumentáltan az Axis programból vettem ki hozzá.

8.1. Bal oldali talpcsomópont



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2015

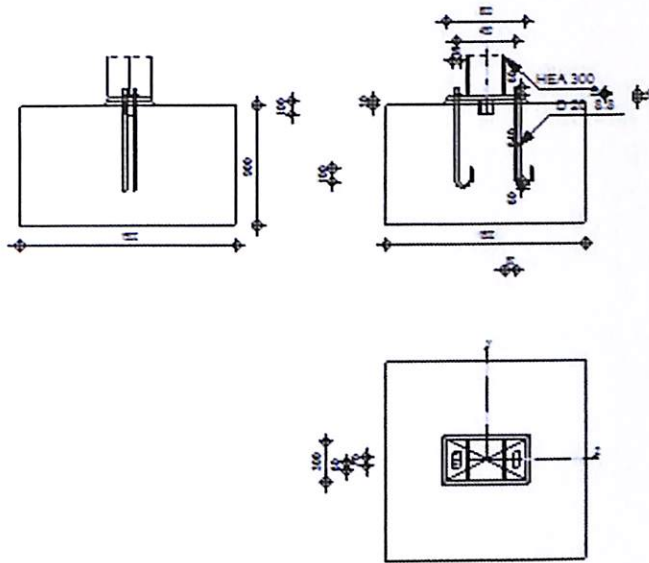
Fixed column base design

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide:

Design of fastenings in concrete

OK

Ratio
0,97



GENERAL

Connection no.: 1
Connection name: Fixed column base

GEOMETRY

COLUMN

Section:		HEA 300	
L_c	= 5,00 [m]	Column length	
α	= 0,0 [Deg]	Inclination angle	
h_c	= 290 [mm]	Height of column section	
b_{fc}	= 300 [mm]	Width of column section	
t_{wc}	= 9 [mm]	Thickness of the web of column section	
t_{fc}	= 14 [mm]	Thickness of the flange of column section	
r_c	= 27 [mm]	Radius of column section fillet	
A_c	= 11300 [mm ²]	Cross-sectional area of a column	
I_{yc}	= 182600000 [mm ⁴]	Moment of inertia of the column section	
Material: STEEL			
f_{yc}	= 265,00 [MPa]	Resistance	
f_{uc}	= 430,00 [MPa]	Yield strength of a material	

COLUMN BASE

$l_{pd} =$	600	[mm]	Length
$b_{pd} =$	300	[mm]	Width
$t_{pd} =$	35	[mm]	Thickness
Material:	STEEL		
$f_{ypd} =$	265,00	[MPa]	Resistance
$f_{upd} =$	430,00	[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
$d =$	20	[mm] Bolt diameter
$A_s =$	245	[mm ²] Effective section area of a bolt
$A_v =$	314	[mm ²] Area of bolt section
$n_H =$	2	Number of bolt columns
$n_V =$	2	Number of bolt rows
Horizontal spacing $e_{Hi} =$	450	[mm]
Vertical spacing $e_{Vi} =$	70	[mm]

Anchor dimensions

$L_1 =$	60	[mm]
$L_2 =$	640	[mm]
$L_3 =$	120	[mm]
$L_4 =$	100	[mm]

Washer

$l_{wd} =$	50	[mm] Length
$b_{wd} =$	60	[mm] Width
$t_{wd} =$	10	[mm] Thickness

WEDGE

Section:	IPE 100	
$l_w =$	100	[mm] Length
Material:	STEEL 43-245	
$f_{yw} =$	245,00	[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

$L =$	1500	[mm] Spread footing length
$B =$	1500	[mm] Spread footing width
$H =$	900	[mm] Spread footing height

Concrete

Class	C20		
$f_{ck} =$	20,00	[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

$a_p =$	4	[mm] Footing plate of the column base
---------	---	---------------------------------------

$a_p =$	4	[mm]	Footing plate of the column base
$a_w =$	4	[mm]	Wedge

LOADS

Case: Manual calculations.

$N_{j,Ed} =$	-196,00	[kN]	Axial force
$V_{j,Ed,z} =$	113,00	[kN]	Shear force
$M_{j,Ed,y} =$	93,00	[kN*m]	Bending moment

RESULTS

COMPRESSION ZONE

COMPRESSION OF CONCRETE

$f_{cd} =$	13,33	[MPa]	Design compressive resistance	EN 1992-1:[3.1.6.(1)]
$f_j =$	24,34	[MPa]	Design bearing resistance under the base plate	[6.2.5.(7)]
$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$	67	[mm]	Additional width of the bearing pressure zone	[6.2.5.(4)]
$b_{eff} =$	147	[mm]	Effective width of the bearing pressure zone under the flange	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	300	[mm]	Effective length of the bearing pressure zone under the flange	[6.2.5.(3)]
$A_{c0} =$	44203	[mm ²]	Area of the joint between the base plate and the foundation	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$A_{c1} =$	397827	[mm ²]	Maximum design area of load distribution	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$F_{rd,u} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$	1768,12	[kN]	Bearing resistance of concrete	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$\beta_j =$	0,67		Reduction factor for compression	[6.2.5.(7)]
$f_{jd} = \beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$	26,67	[MPa]	Design bearing resistance	[6.2.5.(7)]
$A_{c,n} =$	106655	[mm ²]	Bearing area for compression	[6.2.8.2.(1)]
$A_{c,y} =$	44203	[mm ²]	Bearing area for bending My	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$	2844,14	[kN]	Bearing resistance of concrete for compression	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,n} =$	2844,14	[kN]	Bearing resistance of concrete for compression	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,y} =$	1178,75	[kN]	Bearing resistance of concrete for bending My	

COLUMN FLANGE AND WEB IN COMPRESSION

$CL =$	3,00		Section class	EN 1993-1-1:[5.5.2]
$W_{el,y} =$	1259310	[mm ³]	Elastic section modulus	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,y} =$	333,72	[kN*m]	Design resistance of the section for bending	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,y} =$	276	[mm]	Distance between the centroids of flanges	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$	1209,12	[kN]	Resistance of the compressed flange and web	[6.2.6.7.(1)]

RESISTANCES OF SPREAD FOOTING IN THE COMPRESSION ZONE

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$	2844,14	[kN]	Resistance of a spread footing for axial compression	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$	1178,75	[kN]	Resistance of spread footing in the compression zone	[6.2.8.3]

TENSION ZONE

STEEL FAILURE

$A_b =$	245	[mm ²]	Effective anchor area	[Table 3.4]
$f_{ub} =$	800,00	[MPa]	Tensile strength of the anchor material	[Table 3.4]
$\beta =$	0,85		Reduction factor of anchor resistance	[3.6.1.(3)]
$F_{t,Rd,s1} = \beta * 0.9 * f_{ub} * A_b / \gamma_{M2}$	119,95	[kN]	Anchor resistance to steel failure	[Table 3.4]
$\gamma_{Ms} =$	1,20		Partial safety factor	CEB [3.2.3.2]
$f_{yb} =$	640,00	[MPa]	Yield strength of the anchor material	CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s2} = f_{yb} * A_b / \gamma_{Ms}$	130,67	[kN]	Anchor resistance to steel failure	CEB [9.2.2]

Egyhajós acélszerkezetű csarnok és kiszolgáló csarnokrész

$$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$$

$$F_{t,Rd,s} = 119,95 \text{ [kN]} \quad \text{Anchor resistance to steel failure}$$

PULL-OUT FAILURE

$$f_{ck} = 20,00 \text{ [MPa]} \quad \text{Characteristic compressive strength of concrete}$$

EN 1992-1:[3.1.2]

$$f_{ctd} = 0.7 \cdot 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3} / \gamma_c$$

$$f_{ctd} = 1,0 \text{ [MPa]} \quad \text{Design tensile resistance}$$

EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

$$\eta_1 = 1,0 \quad \text{Coeff. related to the quality of the bond conditions and concreting conditions}$$

EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

$$\eta_2 = 1,0 \quad \text{Coeff. related to the bar diameter}$$

EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

$$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$$

$$f_{bd} = 2,32 \text{ [MPa]} \quad \text{Design value of the ultimate bond stress}$$

EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

$$h_{ef} = 640 \text{ [mm]} \quad \text{Effective anchorage depth}$$

EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

$$F_{t,Rd,p} = \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot f_{bd}$$

$$F_{t,Rd,p} = 93,33 \text{ [kN]} \quad \text{Design uplift capacity}$$

EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

CONCRETE CONE FAILURE

$$h_{ef} = 477 \text{ [mm]} \quad \text{Effective anchorage depth}$$

CEB [9.2.4]

$$N_{Rk,c}^0 = 7.5 [N^{0.5}/mm^{0.5}] \cdot f_{ck} \cdot h_{ef}^{1.5}$$

$$N_{Rk,c}^0 = 349,06 \text{ [kN]} \quad \text{Characteristic resistance of an anchor}$$

CEB [9.2.4]

$$s_{cr,N} = 1430 \text{ [mm]} \quad \text{Critical width of the concrete cone}$$

CEB [9.2.4]

$$c_{cr,N} = 715 \text{ [mm]} \quad \text{Critical edge distance}$$

CEB [9.2.4]

$$A_{c,N0} = 2820000 \text{ [mm}^2\text{]} \quad \text{Maximum area of concrete cone}$$

CEB [9.2.4]

$$A_{c,N} = 2250000 \text{ [mm}^2\text{]} \quad \text{Actual area of concrete cone}$$

CEB [9.2.4]

$$\psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$$

$$\psi_{A,N} = 0,80 \quad \text{Factor related to anchor spacing and edge distance}$$

CEB [9.2.4]

$$c = 525 \text{ [mm]} \quad \text{Minimum edge distance from an anchor}$$

CEB [9.2.4]

$$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c/c_{cr,N} \leq 1.0$$

$$\psi_{s,N} = 0,9 \quad \text{Factor taking account the influence of edges of the concrete member on the distribution of stresses in the concrete}$$

CEB [9.2.4]

$$\psi_{ec,N} = 1,0 \quad \text{Factor related to distribution of tensile forces acting on anchors}$$

CEB [9.2.4]

$$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[\text{mm}]/200 \leq 1.0$$

$$\psi_{re,N} = 1,0 \quad \text{Shell spalling factor}$$

CEB [9.2.4]

$$\psi_{ucr,N} = 1,0 \quad \text{Factor taking into account whether the anchorage is in cracked or non-cracked concrete}$$

CEB [9.2.4]

$$\gamma_{Mc} = 2,1/6 \quad \text{Partial safety factor}$$

CEB [3.2.3.1]

$$F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{t,Rd,c} = 118,66 \text{ [kN]} \quad \text{Design anchor resistance to concrete cone failure}$$

EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

SPLITTING FAILURE

$$h_{ef} = 640 \text{ [mm]} \quad \text{Effective anchorage depth}$$

CEB [9.2.5]

$$N_{Rk,c}^0 = 7.5 [N^{0.5}/mm^{0.5}] \cdot f_{ck} \cdot h_{ef}^{1.5}$$

$$N_{Rk,c}^0 = 543,06 \text{ [kN]} \quad \text{Design uplift capacity}$$

CEB [9.2.5]

$$s_{cr,N} = 1280 \text{ [mm]} \quad \text{Critical width of the concrete cone}$$

CEB [9.2.5]

$$c_{cr,N} = 640 \text{ [mm]} \quad \text{Critical edge distance}$$

CEB [9.2.5]

$$A_{c,N0} = 2335500 \text{ [mm}^2\text{]} \quad \text{Maximum area of concrete cone}$$

CEB [9.2.5]

$$A_{c,N} = 2025000 \text{ [mm}^2\text{]} \quad \text{Actual area of concrete cone}$$

CEB [9.2.5]

$$\psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$$

$$\psi_{A,N} = 0,87 \quad \text{Factor related to anchor spacing and edge distance}$$

CEB [9.2.5]

$$c = 525 \text{ [mm]} \quad \text{Minimum edge distance from an anchor}$$

CEB [9.2.5]

$$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c/c_{cr,N} \leq 1.0$$

$$\psi_{s,N} = 0,9 \quad \text{Factor taking account the influence of edges of the concrete member on the distribution of stresses in the concrete}$$

CEB [9.2.5]

$$\psi_{ec,N} = 1,0 \quad \text{Factor related to distribution of tensile forces acting on anchors}$$

CEB [9.2.5]

$$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[\text{mm}]/200 \leq 1.0$$

$\psi_{re,N} = 1,0$ Shell spalling factor CEB [9.2.5]

$\psi_{ucr,N} = 1,0$ Factor taking into account whether the anchorage is in cracked or non-cracked concrete CEB [9.2.5]

$\psi_{h,N} = (h/(2 \cdot h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$

$\psi_{h,N} = 0,79$ Coeff. related to the foundation height CEB [9.2.5]

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

$F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c} \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} \cdot \psi_{h,N} / \gamma_{M,sp}$

$F_{t,Rd,sp} = 163,08$ [kN] Design anchor resistance to splitting of concrete CEB [9.2.5]

TENSILE RESISTANCE OF AN ANCHOR

$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$

$F_{t,Rd} = 93,33$ [kN] Tensile resistance of an anchor

BENDING OF THE BASE PLATE

Bending moment $M_{i,Ed,y}$

$l_{eff,1} = 150$ [mm] Effective length for a single bolt for mode 1 [6.2.6.5]

$l_{eff,2} = 150$ [mm] Effective length for a single bolt for mode 2 [6.2.6.5]

$m = 75$ [mm] Distance of a bolt from the stiffening edge [6.2.6.5]

$M_{pl,1,Rd} = 12,17$ [kN*m] Plastic resistance of a plate for mode 1 [6.2.4]

$M_{pl,2,Rd} = 12,17$ [kN*m] Plastic resistance of a plate for mode 2 [6.2.4]

$F_{T,1,Rd} = 645,17$ [kN] Resistance of a plate for mode 1 [6.2.4]

$F_{T,2,Rd} = 254,84$ [kN] Resistance of a plate for mode 2 [6.2.4]

$F_{T,3,Rd} = 186,66$ [kN] Resistance of a plate for mode 3 [6.2.4]

$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$

$F_{t,pl,Rd,y} = 186,66$ [kN] Tension resistance of a plate [6.2.4]

RESISTANCES OF SPREAD FOOTING IN THE TENSION ZONE

$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$

$F_{T,Rd,y} = 186,66$ [kN] Resistance of a column base in the tension zone [6.2.8.3]

CONNECTION CAPACITY CHECK

$N_{i,Ed} / N_{i,Rd} \leq 1,0$ (6.24) $0,07 < 1,00$ verified (0,07) [6.2.8.3]

$e_y = 474$ [mm] Axial force eccentricity [6.2.8.1.(2)]

$z_{c,y} = 138$ [mm] Lever arm $F_{c,Rd,y}$ [6.2.8.1.(3)]

$z_{t,y} = 225$ [mm] Lever arm $F_{t,Rd,y}$ [6.2.8.3]

$M_{j,Rd,y} = 95,55$ [kN*m] Connection resistance for bending (0,97) [6.2.8.3]

$M_{i,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23) $0,97 < 1,00$ verified (0,97)

SHEAR

BEARING PRESSURE OF AN ANCHOR BOLT ONTO THE BASE PLATE

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

$\alpha_{d,z} = 1,14$ Coeff. taking account of the bolt position - in the direction of shear [Table 3.4]

$\alpha_{b,z} = 1,00$ 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]

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

$F_{1,vb,Rd,z} = 602,00$ [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)]

$A_{vb} = 314$ [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)]

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

$F_{2,vb,Rd} = 49,86$ [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]

$M_{Rk,s} = 0,23$ [kN*m] Characteristic bending resistance of an anchor CEB [9.3.2.2]

$l_{sm} = 58$ [mm] Lever arm length CEB [9.3.2.2]

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

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

$F_{v,Rd,sm} = 6,66$	[kN]	Shear resistance of a bolt - with lever arm	CEB [9.3.1]
CONCRETE PRY-OUT FAILURE			
$N_{Rk,c} = 256,30$	[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]
$F_{v,Rd,cp} = k_3 \cdot N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$			
$F_{v,Rd,cp} = 237,32$	[kN]	Concrete resistance for pry-out failure	CEB [9.3.1]
CONCRETE EDGE FAILURE			
Shear force $V_{j,Ed,z}$			
$V_{Rk,c,z} = 913,81$	[kN]	Characteristic resistance of an anchor	CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,z} = 0,91$		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)]
$\psi_{s,V,z} = 0,97$		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]
$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z} \cdot \psi_{A,V,z} \cdot \psi_{h,V,z} \cdot \psi_{s,V,z} \cdot \psi_{ec,V,z} \cdot \psi_{\alpha,V,z} \cdot \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$			
$F_{v,Rd,c,z} = 373,50$	[kN]	Concrete resistance for edge failure	CEB [9.3.1]
SPLITTING RESISTANCE			
$C_{f,d} = 0,30$		Coeff. of friction between the base plate and concrete	[6.2.2.(6)]
$N_{c,Ed} = 196,00$	[kN]	Compressive force	[6.2.2.(6)]
$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed}$			
$F_{f,Rd} = 58,80$	[kN]	Slip resistance	[6.2.2.(6)]
BEARING PRESSURE OF THE WEDGE ONTO CONCRETE			
$F_{v,Rd,wg,z} = 1.4 \cdot l_w \cdot b_{wz} \cdot f_{ck} / \gamma_c$			
$F_{v,Rd,wg,z} = 102,67$	[kN]	Resistance for bearing pressure of the wedge onto concrete	
SHEAR CHECK			
$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,z} = 188,11$	[kN]	Connection resistance for shear	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$		$0,60 < 1,00$ verified	(0,60)
WELDS BETWEEN THE COLUMN AND THE BASE PLATE			
$\sigma = 110,66$	[MPa]	Normal stress in a weld	[4.5.3.(7)]
$\tau = 110,66$	[MPa]	Perpendicular tangent stress	[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} = 0,00$	[MPa]	Tangent stress parallel to $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} = 53,91$	[MPa]	Tangent stress parallel to $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_w = 0,85$		Resistance-dependent coefficient	[4.5.3.(7)]
$\sigma / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)		$0,36 < 1,00$ verified	(0,36)
$\sqrt{(\sigma^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)		$0,55 < 1,00$ verified	(0,55)
$\sqrt{(\sigma^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{yII}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)		$0,54 < 1,00$ verified	(0,54)
CONNECTION STIFFNESS			
Bending moment $M_{j,Ed,y}$			
$b_{eff} = 147$	[mm]	Effective width of the bearing pressure zone under the flange	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} = 300$	[mm]	Effective length of the bearing pressure zone under the flange	[6.2.5.(3)]
$k_{13,y} = E_c \cdot \sqrt{(b_{eff} \cdot l_{eff})} / (1.275 \cdot E)$			
$k_{13,y} = 19$	[mm]	Stiffness coeff. of compressed concrete	[Table 6.11]
$l_{eff} = 150$	[mm]	Effective length for a single bolt for mode 2	[6.2.6.5]

Egyhajós acélszerkezetű csarnok és kiszolgáló csarnokrész

$l_{eff} =$	150	[mm]	Effective length for a single bolt for mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	75	[mm]	Distance of a bolt from the stiffening edge	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.425 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,y} =$	6	[mm]	Stiffness coeff. of the base plate subjected to tension	[Table 6.11]
$L_b =$	245	[mm]	Effective anchorage depth	[Table 6.11]
$k_{16,y} = 1.6 \cdot A_b / L_b$				
$k_{16,y} =$	2	[mm]	Stiffness coeff. of an anchor subjected to tension	[Table 6.11]
$\lambda_{0,y} =$	0,45		Column slenderness	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	15405,47	[kN*m]	Initial rotational stiffness	[Table 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	224598,00	[kN*m]	Stiffness of a rigid connection	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$ SEMI-RIGID				[5.2.2.5.(2)]

WEAKEST COMPONENT:

FOUNDATION - PULL-OUT OF AN ANCHOR BOLT FROM CONCRETE

Connection conforms to the code Ratio 0,97

8.2. Bal oldali oszlop és födémgerenda kapcsolata



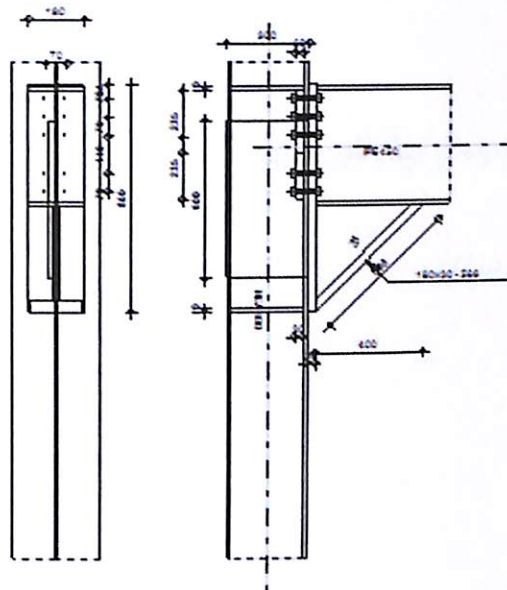
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2015

Design of fixed beam-to-column connection

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

OK

Ratio
0,89



GENERAL

Connection no.: 1
Connection name: Column-Beam

GEOMETRY

COLUMN

Section: HEA 300
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Inclination angle
 $h_c = 290$ [mm] Height of column section
 $b_{fc} = 300$ [mm] Width of column section
 $t_{wc} = 9$ [mm] Thickness of the web of column section
 $t_{fc} = 14$ [mm] Thickness of the flange of column section
 $r_c = 27$ [mm] Radius of column section fillet
 $A_c = 11300$ [mm²] Cross-sectional area of a column
 $I_{xc} = 182600000$ [mm⁴] Moment of inertia of the column section
Material: STEEL
 $f_{yc} = 265,00$ [MPa] Resistance

BEAM

Section: IPE 450
 $\alpha = 0,0$ [Deg] Inclination angle
 $h_b = 450$ [mm] Height of beam section
 $b_f = 190$ [mm] Width of beam section
 $t_{wb} = 9$ [mm] Thickness of the web of beam section
 $t_{fb} = 15$ [mm] Thickness of the flange of beam section
 $r_b = 21$ [mm] Radius of beam section fillet
 $r_b = 21$ [mm] Radius of beam section fillet
 $A_b = 9880$ [mm²] Cross-sectional area of a beam

Egyhajós acélszerkezetű csarnok és kiszolgáló csarnokrész

$\alpha = 0,0$ [Deg] Inclination angle
 $I_{xb} = 337400000$ [mm⁴] Moment of inertia of the beam section
 Material: STEEL
 $f_{yb} = 265,00$ [MPa] Resistance

BOLTS

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

$d = 16$ [mm] Bolt diameter
 Class = 10.9 Bolt class
 $F_{tRd} = 113,04$ [kN] Tensile resistance of a bolt
 $n_h = 2$ Number of bolt columns
 $n_v = 5$ Number of bolt rows
 $h_1 = 53$ [mm] Distance between first bolt and upper edge of front plate
 Horizontal spacing $e_1 = 70$ [mm]
 Vertical spacing $p_1 = 70; 70; 140; 70$ [mm]

PLATE

$h_p = 860$ [mm] Plate height
 $b_p = 190$ [mm] Plate width
 $t_p = 30$ [mm] Plate thickness
 Material: STEEL
 $f_{yp} = 265,00$ [MPa] Resistance

LOWER STIFFENER

$w_d = 180$ [mm] Plate width
 $t_{fd} = 30$ [mm] Flange thickness
 $h_d = 400$ [mm] Plate height
 $t_{wd} = 25$ [mm] Web thickness
 $l_d = 400$ [mm] Plate length
 $\alpha = 45,0$ [Deg] Inclination angle
 Material: STEEL
 $f_{ybu} = 245,00$ [MPa] Resistance

COLUMN STIFFENER

Upper

$h_{su} = 262$ [mm] Stiffener height
 $b_{su} = 146$ [mm] Stiffener width
 $t_{hu} = 10$ [mm] Stiffener thickness
 Material: STEEL
 $f_{ysu} = 265,00$ [MPa] Resistance

Lower

$h_{sd} = 262$ [mm] Stiffener height
 $b_{sd} = 146$ [mm] Stiffener width
 $t_{hd} = 10$ [mm] Stiffener thickness
 Material: STEEL
 $f_{ysu} = 265,00$ [MPa] Resistance

PLATE STRENGTHENING COLUMN WEB

Typ: unilateral

$h_a = 600$ [mm] Plate length
 $w_a = 300$ [mm] Plate width
 $t_a = 20$ [mm] Plate thickness
 Material: STEEL
 $f_{ya} = 265,00$ [MPa] Resistance

FILLET WELDS

$a_w = 5$ [mm] Web weld

FILLET WELDS

a _w =	5	[mm]	Web weld
a _r =	8	[mm]	Flange weld
a _s =	5	[mm]	Stiffener weld
a _{rd} =	5	[mm]	Horizontal weld
a _{p1} =	1	[mm]	Horizontal weld
a _{p2} =	1	[mm]	Vertical weld

MATERIAL FACTORS

γ _{M0} =	1,00	Partial safety factor	[2.2]
γ _{M1} =	1,00	Partial safety factor	[2.2]
γ _{M2} =	1,25	Partial safety factor	[2.2]
γ _{M3} =	1,25	Partial safety factor	[2.2]

LOADS

Ultimate limit state

Case: Manual calculations.

M _{b1,Ed} =	318,00	[kN*m]	Bending moment in the right beam
V _{b1,Ed} =	194,00	[kN]	Shear force in the right beam
N _{b1,Ed} =	-63,00	[kN]	Axial force in the right beam
M _{c1,Ed} =	-190,00	[kN*m]	Bending moment in the lower column
V _{c1,Ed} =	104,00	[kN]	Shear force in the lower column
N _{c1,Ed} =	-193,00	[kN]	Axial force in the lower column
M _{c2,Ed} =	127,00	[kN*m]	Bending moment in the upper column
V _{c2,Ed} =	42,00	[kN]	Shear force in the upper column

RESULTS

BEAM RESISTANCES

COMPRESSION

A _b =	9880	[mm ²]	Area	EN1993-1-1:[6.2.4]
N _{cb,Rd} =	A _b f _{yb} / γ _{M0}			
N _{cb,Rd} =	2618,20	[kN]	Design compressive resistance of the section	EN1993-1-1:[6.2.4]

SHEAR

A _{vb} =	15082	[mm ²]	Shear area	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
V _{cb,Rd} =	A _{vb} (f _{yb} / √3) / γ _{M0}			
V _{cb,Rd} =	2307,58	[kN]	Design sectional resistance for shear	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
V _{b1,Ed} / V _{cb,Rd} ≤	1,0		0,08 < 1,00 verified	(0,08)

BENDING - PLASTIC MOMENT (WITHOUT BRACKETS)

W _{plb} =	1702000	[mm ³]	Plastic section modulus	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
M _{b,pl,Rd} =	W _{plb} f _{yb} / γ _{M0}			
M _{b,pl,Rd} =	451,03	[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} =	3586982	[mm ³]	Plastic section modulus	EN1993-1-1:[6.2.5]
M _{cb,Rd} =	W _{pl} f _{yb} / γ _{M0}			
M _{cb,Rd} =	950,55	[kN*m]	Design resistance of the section for bending	EN1993-1-1:[6.2.5]

FLANGE AND WEB - COMPRESSION

M _{cb,Rd} =	950,55	[kN*m]	Design resistance of the section for bending	EN1993-1-1:[6.2.5]
h _f =	821	[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} =	1157,11	[kN]	Resistance of the compressed flange and web	[6.2.6.7.(1)]

WEB OR BRACKET FLANGE - COMPRESSION - LEVEL OF THE BEAM BOTTOM FLANGE

Bearing:

β =	0,0	[Deg]	Angle between the front plate and the beam
-----	-----	-------	--

$\beta =$	0,0	[Deg]	Angle between the front plate and the beam	
$\gamma =$	45,0	[Deg]	Inclination angle of the bracket plate	
$b_{eff,c,wb} =$	243	[mm]	Effective width of the web for compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vb} =$	5082	[mm ²]	Shear area	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega =$	0,89		Reduction factor for interaction with shear	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} =$	184,89	[MPa]	Maximum compressive stress in web	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} =$	1,00		Reduction factor conditioned by compressive stresses	[6.2.6.2.(2)]
$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$				
$F_{c,wb,Rd1} =$	538,80	[kN]	Beam web resistance	[6.2.6.2.(1)]
Buckling:				
$d_{wb} =$	379	[mm]	Height of compressed web	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p =$	1,08		Plate slenderness of an element	[6.2.6.2.(1)]
$\rho =$	0,75		Reduction factor for element buckling	[6.2.6.2.(1)]
$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$				
$F_{c,wb,Rd2} =$	406,02	[kN]	Beam web resistance	[6.2.6.2.(1)]
Resistance of the bracket flange				
$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0.8 \gamma_{M0})$				
$F_{c,wb,Rd3} =$	1888,13	[kN]	Resistance of the bracket flange	[6.2.6.7.(1)]
Final resistance:				
$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$				
$F_{c,wb,Rd,low} =$	406,02	[kN]	Beam web resistance	[6.2.6.2.(1)]

COLUMN RESISTANCES

WEB PANEL - SHEAR

$M_{b1,Ed} =$	318,00	[kN*m]	Bending moment (right beam)	[5.3.(3)]
$M_{b2,Ed} =$	0,00	[kN*m]	Bending moment (left beam)	[5.3.(3)]
$V_{c1,Ed} =$	104,00	[kN]	Shear force (lower column)	[5.3.(3)]
$V_{c2,Ed} =$	42,00	[kN]	Shear force (upper column)	[5.3.(3)]
$Z =$	751	[mm]	Lever arm	[6.2.5]
$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / Z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$				[5.3.(3)]
$V_{wp,Ed} =$	392,56	[kN]	Shear force acting on the web panel	
$A_{vs} =$	3775	[mm ²]	Shear area of the column web	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$A_{vp} =$	2550	[mm ²]	Area of the web stiffening plate	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$A_{vc} =$	6325	[mm ²]	Shear area	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$d_s =$	830	[mm]	Distance between the centroids of stiffeners	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,fc,Rd} =$	3,90	[kN*m]	Plastic resistance of the column flange for bending	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,stu,Rd} =$	1,99	[kN*m]	Plastic resistance of the upper transverse stiffener for bending	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,sti,Rd} =$	1,99	[kN*m]	Plastic resistance of the lower transverse stiffener for bending	[6.2.6.1.(4)]
$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} f_{y,wc} + A_{vp} f_{ya}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$				
$V_{wp,Rd} =$	885,12	[kN]	Resistance of the column web panel for shear	[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$			0,44 < 1,00	verified (0,44)

WEB - TRANSVERSE COMPRESSION - LEVEL OF THE BEAM BOTTOM FLANGE

Bearing:				
$t_{wc} =$	13	[mm]	Effective thickness of the column web	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} =$	330	[mm]	Effective width of the web for compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} =$	6325	[mm ²]	Shear area	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega =$	0,80		Reduction factor for interaction with shear	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} =$	125,29	[MPa]	Maximum compressive stress in web	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} =$	1,00		Reduction factor conditioned by compressive stresses	[6.2.6.2.(2)]
$A_s =$	2915	[mm ²]	Area of the web stiffener	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$				
$F_{c,wc,Rd1} =$	1660,93	[kN]	Column web resistance	[6.2.6.2.(1)]
Buckling:				

$d_{wc} =$	208	[mm]	Height of compressed web	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p =$	0,69		Plate slenderness of an element	[6.2.6.2.(1)]
$\rho =$	1,00		Reduction factor for element buckling	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s =$	2,37		Stiffener slenderness	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$\chi_s =$	1,00		Buckling coefficient of the stiffener	EN1993-1-1:[6.3.1.2]

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

$$F_{c,wc,Rd2} = 1660,93 \text{ [kN]} \quad \text{Column web resistance} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Final resistance:

$$F_{c,wc,Rd,low} = \min(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd} = 1660,93 \text{ [kN]} \quad \text{Column web resistance} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

WEB - TRANSVERSE COMPRESSION - LEVEL OF THE BEAM TOP FLANGE

Bearing:

$t_{wc} =$	13	[mm]	Effective thickness of the column web	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} =$	302	[mm]	Effective width of the web for compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{wc} =$	6325	[mm ²]	Shear area	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega =$	0,82		Reduction factor for interaction with shear	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} =$	125,29	[MPa]	Maximum compressive stress in web	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} =$	1,00		Reduction factor conditioned by compressive stresses	[6.2.6.2.(2)]
$A_s =$	2915	[mm ²]	Area of the web stiffener	EN1993-1-1:[6.2.4]

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

$$F_{c,wc,Rd1} = 1611,14 \text{ [kN]} \quad \text{Column web resistance} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Buckling:

$d_{wc} =$	208	[mm]	Height of compressed web	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p =$	0,66		Plate slenderness of an element	[6.2.6.2.(1)]
$\rho =$	1,00		Reduction factor for element buckling	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s =$	2,37		Stiffener slenderness	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$\chi_s =$	1,00		Buckling coefficient of the stiffener	EN1993-1-1:[6.3.1.2]

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

$$F_{c,wc,Rd2} = 1611,14 \text{ [kN]} \quad \text{Column web resistance} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Final resistance:

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

$$F_{c,wc,Rd,upp} = 1611,14 \text{ [kN]} \quad \text{Column web resistance} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

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	9	-	115	-	70	57	103	57	103	99	48	48	48
2	9	-	115	-	70	57	180	57	180	140	70	70	70
3	9	-	115	-	105	57	180	57	180	210	105	105	105
4	9	-	115	-	105	57	180	57	180	210	105	105	105
5	9	-	115	-	70	57	97	57	97	99	42	42	42

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	-	60	-	70	155	215	155	215	147	163	147	163
2	25	-	60	-	70	155	174	155	174	140	70	70	70
3	25	-	60	-	105	155	174	155	174	210	105	105	105
4	25	-	60	-	105	155	174	155	174	210	105	105	105
5	25	-	60	-	70	155	174	155	174	147	122	122	122

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 in the circular failure mode
$l_{eff,nc}$	- Effective length for a single bolt in the non-circular failure mode

- m – Bolt distance from the web
 $l_{eff,1}$ – Effective length for a single bolt for mode 1
 $l_{eff,2}$ – Effective length for a single bolt 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 COMPRESSION

$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd} 2 F_{c,wb,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,upp})$
 $N_{j,Rd} = 812,04 \text{ [kN]}$ Connection resistance for compression [6.2]
 $N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ $0,08 < 1,00$ verified (0,08)

CONNECTION RESISTANCE FOR BENDING

$F_{t,Rd} = 113,04 \text{ [kN]}$ Bolt resistance for tension [Table 3.4]
 $B_{p,Rd} = 217,87 \text{ [kN]}$ 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
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	180,60	Bolt row resistance
$F_{t,fc,Rd(1)} = 226,08$	226,08	Column flange - tension
$F_{t,wc,Rd(1)} = 180,60$	180,60	Column web - tension
$F_{t,ep,Rd(1)} = 226,08$	226,08	Front plate - tension
$F_{t,wb,Rd(1)} = 385,70$	385,70	Beam web - tension
$B_{p,Rd} = 435,74$	435,74	Bolts due to shear punching
$V_{wp,Rd}/\beta = 885,12$	885,12	Web panel - shear
$F_{c,wc,Rd} = 1660,93$	1660,93	Column web - compression
$F_{c,fb,Rd} = 1157,11$	1157,11	Beam flange - compression
$F_{c,wb,Rd} = 406,02$	406,02	Beam web - compression

RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 2

$F_{t2,Rd,comp}$ - Formula	$F_{t2,Rd,comp}$	Component
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	180,60	Bolt row resistance
$F_{t,fc,Rd(2)} = 226,08$	226,08	Column flange - tension
$F_{t,wc,Rd(2)} = 180,60$	180,60	Column web - tension
$F_{t,ep,Rd(2)} = 226,08$	226,08	Front plate - tension
$F_{t,wb,Rd(2)} = 385,70$	385,70	Beam web - tension
$B_{p,Rd} = 435,74$	435,74	Bolts due to shear punching
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ti,Rd} = 885,12 - 180,60$	704,52	Web panel - shear
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1660,93 - 180,60$	1480,34	Column web - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1157,11 - 180,60$	976,51	Beam flange - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 406,02 - 180,60$	225,42	Beam web - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 399,88 - 180,60$	219,28	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 365,76 - 180,60$	185,16	Column web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 452,16 - 180,60$	271,56	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 581,25 - 180,60$	400,65	Beam web - tension - group

RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 3

$F_{t3,Rd,comp}$ - Formula	$F_{t3,Rd,comp}$	Component
----------------------------	------------------	-----------

F_{t3,Rd,comp} - Formula

$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$
 $F_{t,fc,Rd(3)} = 226,08$
 $F_{t,wc,Rd(3)} = 180,60$
 $F_{t,ep,Rd(3)} = 226,08$
 $F_{t,wb,Rd(3)} = 385,70$
 $B_{p,Rd} = 435,74$
 $V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 885,12 - 361,20$
 $F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1660,93 - 361,20$
 $F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1157,11 - 361,20$
 $F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 406,02 - 361,20$
 $F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 452,16 - 180,60$
 $F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 533,03 - 180,60$
 $F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 657,93 - 361,20$
 $F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 665,09 - 361,20$
 $F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 452,16 - 180,60$
 $F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 435,93 - 180,60$
 $F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 678,24 - 361,20$
 $F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 842,81 - 361,20$

RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 4

F_{t4,Rd,comp} - Formula

$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$
 $F_{t,fc,Rd(4)} = 226,08$
 $F_{t,wc,Rd(4)} = 180,60$
 $F_{t,ep,Rd(4)} = 226,08$
 $F_{t,wb,Rd(4)} = 385,70$
 $B_{p,Rd} = 435,74$
 $V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 885,12 - 406,02$
 $F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 1660,93 - 406,02$
 $F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 1157,11 - 406,02$
 $F_{c,wb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 406,02 - 406,02$
 $F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 452,16 - 44,82$
 $F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 630,40 - 44,82$
 $F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 678,24 - 225,42$
 $F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 811,45 - 225,42$
 $F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 904,32 - 406,02$
 $F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 923,88 - 406,02$
 $F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 452,16 - 44,82$
 $F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 523,11 - 44,82$
 $F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 678,24 - 225,42$
 $F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 697,48 - 225,42$
 $F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 904,32 - 406,02$
 $F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 1104,36 - 406,02$

The remaining bolts are inactive (they do not carry loads) because resistance of one of the connection components has been used up or these bolts are positioned below the center of rotation.

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}
1 786		180,60	226,08	180,60	226,08	385,70	226,08	435,74
2 716		180,60	226,08	180,60	226,08	385,70	226,08	435,74
3 646		44,82	226,08	180,60	226,08	385,70	226,08	435,74
4 506		-	226,08	180,60	226,08	385,70	226,08	435,74
5 436		-	226,08	180,60	226,08	385,70	226,08	435,74

CONNECTION RESISTANCE FOR BENDING M_{j,Rd}

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

F_{t3,Rd,comp}

44,82	Bolt row resistance
226,08	Column flange - tension
180,60	Column web - tension
226,08	Front plate - tension
385,70	Beam web - tension
435,74	Bolts due to shear punching
523,92	Web panel - shear
1299,74	Column web - compression
795,91	Beam flange - compression
44,82	Beam web - compression
271,56	Column flange - tension - group
352,43	Column web - tension - group
296,73	Column flange - tension - group
303,89	Column web - tension - group
271,56	Front plate - tension - group
255,33	Beam web - tension - group
317,04	Front plate - tension - group
481,61	Beam web - tension - group

F_{t4,Rd,comp}

0,00	Bolt row resistance
226,08	Column flange - tension
180,60	Column web - tension
226,08	Front plate - tension
385,70	Beam web - tension
435,74	Bolts due to shear punching
479,10	Web panel - shear
1254,92	Column web - compression
751,09	Beam flange - compression
0,00	Beam web - compression
407,34	Column flange - tension - group
585,58	Column web - tension - group
452,82	Column flange - tension - group
586,03	Column web - tension - group
498,30	Column flange - tension - group
517,86	Column web - tension - group
407,34	Front plate - tension - group
478,29	Beam web - tension - group
452,82	Front plate - tension - group
472,06	Beam web - tension - group
498,30	Front plate - tension - group
698,34	Beam web - tension - group

$$M_{i,Rd} = 300,13 \text{ [kN*m]} \quad \text{Connection resistance for bending} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{i,Rd} \leq 1,0 \quad 0,79 > 1,00 \quad \text{verified} \quad (1,06)$$

CONNECTION RESISTANCE FOR SHEAR

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

$$\beta_{Lf} = 0,97 \quad \text{Reduction factor for long connections} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 93,19 \text{ [kN]} \quad \text{Shear resistance of a single bolt} \quad [\text{Table 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 113,04 \text{ [kN]} \quad \text{Tensile resistance of a single bolt} \quad [\text{Table 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 192,64 \text{ [kN]} \quad \text{Bearing resistance of an intermediate bolt} \quad [\text{Table 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 192,64 \text{ [kN]} \quad \text{Bearing resistance of an outermost bolt} \quad [\text{Table 3.4}]$$

Nr	$F_{ij,Rd,N}$	$F_{ij,Ed,N}$	$F_{ij,Rd,M}$	$F_{ij,Ed,M}$	$F_{ij,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	226,08	-12,60	180,60	191,35	178,75	81,12
2	226,08	-12,60	180,60	191,35	178,75	81,12
3	226,08	-12,60	44,82	47,49	34,89	165,84
4	226,08	-12,60	0,00	0,00	-12,60	186,38
5	226,08	-12,60	0,00	0,00	-12,60	186,38

$F_{ij,Rd,N}$ – Bolt row resistance for simple tension
 $F_{ij,Ed,N}$ – Force due to axial force in a bolt row
 $F_{ij,Rd,M}$ – Bolt row resistance for simple bending
 $F_{ij,Ed,M}$ – Force due to moment in a bolt row
 $F_{ij,Ed}$ – Maximum tensile force in a bolt row
 $F_{vj,Rd}$ – Reduced bolt row resistance

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

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

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

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

$$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd}$$

$$V_{j,Rd} = 700,85 \text{ [kN]} \quad \text{Connection resistance for shear} \quad [\text{Table 3.4}]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,28 < 1,00 \quad \text{verified} \quad (0,28)$$

WELD RESISTANCE

$$A_w = 13501 \text{ [mm}^2] \quad \text{Area of all welds} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 6138 \text{ [mm}^2] \quad \text{Area of horizontal welds} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 7364 \text{ [mm}^2] \quad \text{Area of vertical welds} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$I_{wy} = 98241741 \text{ [mm}^4] \quad \text{Moment of inertia of the weld arrangement with respect to the hor. axis} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{max} = \tau_{max} = -106,21 \text{ [MPa]} \quad \text{Normal stress in a weld} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma = \tau = -106,21 \text{ [MPa]} \quad \text{Stress in a vertical weld} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\tau_{II} = 26,35 \text{ [MPa]} \quad \text{Tangent stress} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\beta_w = 0,85 \quad \text{Correlation coefficient} \quad [4.5.3.2(7)]$$

$$\sqrt{[\sigma_{max}^2 + 3(\tau_{max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) \quad 212,41 < 404,71 \quad \text{verified} \quad (0,52)$$

$$\sqrt{[\sigma^2 + 3(\tau^2 + \tau_{II}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) \quad 217,26 < 404,71 \quad \text{verified} \quad (0,54)$$

$$\sigma \leq 0.9 f_u / \gamma_{M2} \quad 106,21 < 309,60 \quad \text{verified} \quad (0,34)$$

CONNECTION STIFFNESS

$$t_{wash} = 4 \text{ [mm]} \quad \text{Washer thickness} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{head} = 12 \text{ [mm]} \quad \text{Bolt head height} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{nut} = 16 \text{ [mm]} \quad \text{Bolt nut height} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$L_b = 66 \text{ [mm]} \quad \text{Bolt length} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$k_{10} = 4 \text{ [mm]} \quad \text{Stiffness coefficient of bolts} \quad [6.3.2.(1)]$$

STIFFNESSES OF BOLT ROWS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
					Sum	2781	1798822
1	786	1	154	239	1	658	517393
2	716	1	185	114	1	686	491297
3	646	1	185	170	1	621	401032
4	506	1	185	170	1	486	246000
5	436	1	135	198	1	328	143100

$k_{eff,j} = 1 / (\sum_{i=1}^5 (1 / k_{i,j}))$ [6.3.3.1.(2)]

$z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$
 $z_{eq} = 647$ [mm] Equivalent force arm [6.3.3.1.(3)]

$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / z_{eq}$
 $k_{eq} = 4$ [mm] Equivalent stiffness coefficient of a bolt arrangement [6.3.3.1.(1)]

$A_{vc} = 6325$ [mm²] Shear area EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\beta = 1,00$ Transformation parameter [5.3.(7)]

$z = 647$ [mm] Lever arm [6.2.5]

$k_1 = 4$ [mm] Stiffness coefficient of the column web panel subjected to shear [6.3.2.(1)]

$k_2 =$ Stiffness coefficient of the compressed column web [6.3.2.(1)]

$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq})$ [6.3.1.(4)]

$S_{j,ini} = 170968,76$ [kN*m] Initial rotational stiffness [6.3.1.(4)]

$\mu = 2,99$ Stiffness coefficient of a connection [6.3.1.(6)]

$S_j = S_{j,ini} / \mu$ [6.3.1.(4)]

$S_j = 57209,79$ [kN*m] Final rotational stiffness [6.3.1.(4)]

Connection classification due to stiffness.

$S_{j,rig} = 110667,20$ [kN*m] Stiffness of a rigid connection [5.2.2.5]

$S_{j,pin} = 6916,70$ [kN*m] Stiffness of a pinned connection [5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RIGID

WEAKEST COMPONENT:

BEAM WEB OR BRACKET FLANGE - COMPRESSION

REMARKS

Bolt in a beam flange or too close to beam flange. 0 [mm] < 8 [mm]
Distance of bolts from an edge is too large. 457 [mm] > 160 [mm]
The angle between the bracket flange and the beam flange exceeds 45 degrees 45,0 [Deg] > 45,0 [Deg]
The edge of column flange plate should extend off the horizontal edge of front plate

Connection conforms to the code Ratio 0,89

8.3. Bal oldali oszlop és tetőgerenda kapcsolata



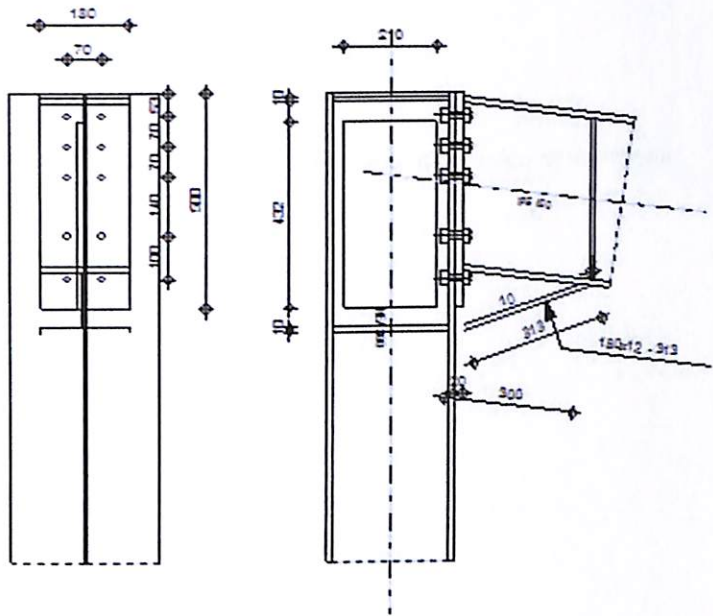
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2015

Design of fixed beam-to-column connection

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

OK

Ratio
0,83



GENERAL

Connection no.: 1
Connection name: Frame knee

GEOMETRY

COLUMN

Section: HEA 300
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Inclination angle
 $h_c = 290$ [mm] Height of column section
 $b_{fc} = 300$ [mm] Width of column section
 $t_{wc} = 9$ [mm] Thickness of the web of column section
 $t_{fc} = 14$ [mm] Thickness of the flange of column section
 $r_c = 27$ [mm] Radius of column section fillet
 $A_c = 11300$ [mm²] Cross-sectional area of a column
 $I_{xc} = 182600000$ [mm⁴] Moment of inertia of the column section
Material: STEEL
 $f_{yc} = 265,00$ [MPa] Resistance

BEAM

Section: IPE 400
 $\alpha = -8,0$ [Deg] Inclination angle
 $h_b = 400$ [mm] Height of beam section
 $b_f = 180$ [mm] Width of beam section
 $t_{wb} = 9$ [mm] Thickness of the web of beam section
 $t_{fb} = 14$ [mm] Thickness of the flange of beam section
 $r_b = 21$ [mm] Radius of beam section fillet
 $r_b = 21$ [mm] Radius of beam section fillet
 $A_b = 8450$ [mm²] Cross-sectional area of a beam

Egyhajós acélszerkezetű csarnok és kiszolgáló csarnokrész

$\alpha = -8,0$ [Deg] Inclination angle
 $I_{xb} = 231300000$ [mm⁴] Moment of inertia of the beam section
Material: STEEL
 $f_{yb} = 265,00$ [MPa] Resistance

BOLTS

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

$d = 16$ [mm] Bolt diameter
Class = 10.9 Bolt class
 $F_{tRd} = 113,04$ [kN] Tensile resistance of a bolt
 $n_h = 2$ Number of bolt columns
 $n_v = 5$ Number of bolt rows
 $h_1 = 53$ [mm] Distance between first bolt and upper edge of front plate
Horizontal spacing $e_i = 70$ [mm]
Vertical spacing $p_i = 70; 70; 140; 100$ [mm]

PLATE

$h_p = 500$ [mm] Plate height
 $b_p = 180$ [mm] Plate width
 $t_p = 20$ [mm] Plate thickness
Material: STEEL
 $f_{yp} = 265,00$ [MPa] Resistance

LOWER STIFFENER

$w_d = 180$ [mm] Plate width
 $t_{fd} = 12$ [mm] Flange thickness
 $h_d = 140$ [mm] Plate height
 $t_{wd} = 10$ [mm] Web thickness
 $l_d = 300$ [mm] Plate length
 $\alpha = 18,3$ [Deg] Inclination angle
Material: STEEL
 $f_{ybu} = 245,00$ [MPa] Resistance

COLUMN STIFFENER

Upper

$h_{su} = 262$ [mm] Stiffener height
 $b_{su} = 146$ [mm] Stiffener width
 $t_{hu} = 10$ [mm] Stiffener thickness
Material: STEEL
 $f_{ysu} = 265,00$ [MPa] Resistance

Lower

$h_{sd} = 262$ [mm] Stiffener height
 $b_{sd} = 146$ [mm] Stiffener width
 $t_{hd} = 10$ [mm] Stiffener thickness
Material: STEEL
 $f_{ysu} = 265,00$ [MPa] Resistance

PLATE STRENGTHENING COLUMN WEB

Typ: unilateral

$h_a = 432$ [mm] Plate length
 $w_a = 210$ [mm] Plate width
 $t_a = 10$ [mm] Plate thickness
Material: S275
 $f_{ya} = 275,00$ [MPa] Resistance

FILLET WELDS

$a_w = 5$ [mm] Web weld

FILLET WELDS

$a_w =$	5	[mm]	Web weld
$a_f =$	8	[mm]	Flange weld
$a_s =$	5	[mm]	Stiffener weld
$a_{fd} =$	5	[mm]	Horizontal weld
$a_{p1} =$	1	[mm]	Horizontal weld
$a_{p2} =$	1	[mm]	Vertical 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: Manual calculations.

$M_{b1,Ed} =$	221,00	[kN*m]	Bending moment in the right beam
$V_{b1,Ed} =$	153,00	[kN]	Shear force in the right beam
$N_{b1,Ed} =$	-75,00	[kN]	Axial force in the right beam
$M_{c1,Ed} =$	221,00	[kN*m]	Bending moment in the lower column
$V_{c1,Ed} =$	96,00	[kN]	Shear force in the lower column
$N_{c1,Ed} =$	-141,00	[kN]	Axial force in the lower column

RESULTS**BEAM RESISTANCES****COMPRESSION**

$A_b =$	8450	[mm ²]	Area	EN1993-1-1:[6.2.4]
$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$N_{cb,Rd} =$	2239,25	[kN]	Design compressive resistance of the section	EN1993-1-1:[6.2.4]

SHEAR

$A_{vb} =$	5673	[mm ²]	Shear area	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$				
$V_{cb,Rd} =$	867,97	[kN]	Design sectional resistance for shear	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	0,18	< 1,00	verified	(0,18)

BENDING - PLASTIC MOMENT (WITHOUT BRACKETS)

$W_{plb} =$	1307000	[mm ³]	Plastic section modulus	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$M_{b,pl,Rd} =$	346,36	[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

$W_{pl} =$	1830301	[mm ³]	Plastic section modulus	EN1993-1-1:[6.2.5]
$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$M_{cb,Rd} =$	485,03	[kN*m]	Design resistance of the section for bending	EN1993-1-1:[6.2.5]

FLANGE AND WEB - COMPRESSION

$M_{cb,Rd} =$	485,03	[kN*m]	Design resistance of the section for bending	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_f =$	531	[mm]	Distance between the centroids of flanges	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$				
$F_{c,fb,Rd} =$	913,78	[kN]	Resistance of the compressed flange and web	[6.2.6.7.(1)]

WEB OR BRACKET FLANGE - COMPRESSION - LEVEL OF THE BEAM BOTTOM FLANGE

Bearing:

$\beta =$	8,0	[Deg]	Angle between the front plate and the beam	
$\gamma =$	18,3	[Deg]	Inclination angle of the bracket plate	
$b_{eff,c,wb} =$	222	[mm]	Effective width of the web for compression	[6.2.6.2.(1)]

$\beta =$	8,0	[Deg]	Angle between the front plate and the beam	
$A_{vb} =$	4273	[mm ²]	Shear area	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega =$	0,89		Reduction factor for interaction with shear	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} =$	167,01	[MPa]	Maximum compressive stress in web	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} =$	1,00		Reduction factor conditioned by compressive stresses	[6.2.6.2.(2)]
$A_s =$	1371	[mm ²]	Area of the web stiffener	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} + A_s f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$				
$F_{c,wb,Rd1} =$	1686,64	[kN]	Beam web resistance	[6.2.6.2.(1)]
Buckling:				
$d_{wb} =$	331	[mm]	Height of compressed web	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p =$	1,06		Plate slenderness of an element	[6.2.6.2.(1)]
$\rho =$	0,77		Reduction factor for element buckling	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s =$	6,22		Stiffener slenderness	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$\chi =$	1,00		Buckling coefficient of the stiffener	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1} + A_s \chi f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$				
$F_{c,wb,Rd2} =$	1461,59	[kN]	Beam web resistance	[6.2.6.2.(1)]
Resistance of the bracket flange				
$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0.8 \gamma_{M0})$				
$F_{c,wb,Rd3} =$	715,50	[kN]	Resistance of the bracket flange	[6.2.6.7.(1)]
Final resistance:				
$F_{c,wb,Rd,low} = \min(F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$				
$F_{c,wb,Rd,low} =$	715,50	[kN]	Beam web resistance	[6.2.6.2.(1)]

COLUMN RESISTANCES

WEB PANEL - SHEAR

$M_{b1,Ed} =$	221,00	[kN*m]	Bending moment (right beam)	[5.3.(3)]
$M_{b2,Ed} =$	0,00	[kN*m]	Bending moment (left beam)	[5.3.(3)]
$V_{c1,Ed} =$	96,00	[kN]	Shear force (lower column)	[5.3.(3)]
$V_{c2,Ed} =$	0,00	[kN]	Shear force (upper column)	[5.3.(3)]
$z =$	460	[mm]	Lever arm	[6.2.5]
$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$				
$V_{wp,Ed} =$	432,53	[kN]	Shear force acting on the web panel	[5.3.(3)]
$A_{vs} =$	3775	[mm ²]	Shear area of the column web	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$A_{vp} =$	1782	[mm ²]	Area of the web stiffening plate	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$A_{vc} =$	5557	[mm ²]	Shear area	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$d_s =$	470	[mm]	Distance between the centroids of stiffeners	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,fc,Rd} =$	3,90	[kN*m]	Plastic resistance of the column flange for bending	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,stu,Rd} =$	1,99	[kN*m]	Plastic resistance of the upper transverse stiffener for bending	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,sti,Rd} =$	1,99	[kN*m]	Plastic resistance of the lower transverse stiffener for bending	[6.2.6.1.(4)]
$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} f_{y,wc} + A_{vp} f_{ya}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \min(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$				
$V_{wp,Rd} =$	799,42	[kN]	Resistance of the column web panel for shear	[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$			0,54 < 1,00	verified (0,54)

WEB - TRANSVERSE COMPRESSION - LEVEL OF THE BEAM BOTTOM FLANGE

Bearing:				
$t_{wc} =$	13	[mm]	Effective thickness of the column web	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} =$	280	[mm]	Effective width of the web for compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} =$	5557	[mm ²]	Shear area	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega =$	0,81		Reduction factor for interaction with shear	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} =$	138,35	[MPa]	Maximum compressive stress in web	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} =$	1,00		Reduction factor conditioned by compressive stresses	[6.2.6.2.(2)]
$A_s =$	2915	[mm ²]	Area of the web stiffener	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$				
$F_{c,wc,Rd1} =$	1536,14	[kN]	Column web resistance	[6.2.6.2.(1)]

Buckling:

$d_{wc} =$	208	[mm]	Height of compressed web	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p =$	0,63		Plate slenderness of an element	[6.2.6.2.(1)]
$\rho =$	1,00		Reduction factor for element buckling	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s =$	2,37		Stiffener slenderness	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$\chi_s =$	1,00		Buckling coefficient of the stiffener	EN1993-1-1:[6.3.1.2]

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

$$F_{c,wc,Rd2} = 1536,14 \text{ [kN]} \quad \text{Column web resistance} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Final resistance:

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

$$F_{c,wc,Rd} = 1536,14 \text{ [kN]} \quad \text{Column web resistance} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

WEB - TRANSVERSE COMPRESSION - LEVEL OF THE BEAM TOP FLANGE

Bearing:

$t_{wc} =$	13	[mm]	Effective thickness of the column web	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} =$	281	[mm]	Effective width of the web for compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} =$	5557	[mm ²]	Shear area	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega =$	0,81		Reduction factor for interaction with shear	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} =$	138,35	[MPa]	Maximum compressive stress in web	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} =$	1,00		Reduction factor conditioned by compressive stresses	[6.2.6.2.(2)]
$A_s =$	2915	[mm ²]	Area of the web stiffener	EN1993-1-1:[6.2.4]

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

$$F_{c,wc,Rd1} = 1537,89 \text{ [kN]} \quad \text{Column web resistance} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Buckling:

$d_{wc} =$	208	[mm]	Height of compressed web	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p =$	0,64		Plate slenderness of an element	[6.2.6.2.(1)]
$\rho =$	1,00		Reduction factor for element buckling	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s =$	2,37		Stiffener slenderness	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$\chi_s =$	1,00		Buckling coefficient of the stiffener	EN1993-1-1:[6.3.1.2]

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

$$F_{c,wc,Rd2} = 1537,89 \text{ [kN]} \quad \text{Column web resistance} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Final resistance:

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

$$F_{c,wc,Rd,upp} = 1537,89 \text{ [kN]} \quad \text{Column web resistance} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

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	9	-	115	-	70	57	102	57	102	99	47	47	47
2	9	-	115	-	70	57	180	57	180	140	70	70	70
3	9	-	115	-	105	57	180	57	180	210	105	105	105
4	9	-	115	-	120	57	180	57	180	240	120	120	120
5	9	-	115	-	100	57	97	57	97	129	57	57	57

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	-	55	-	70	157	209	157	209	149	159	149	159
2	25	-	55	-	70	157	169	157	169	140	70	70	70
3	25	-	55	-	105	157	169	157	169	210	105	105	105
4	25	-	55	-	120	157	169	157	169	240	120	120	120
5	25	-	55	-	100	157	169	157	169	179	134	134	134

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 in the circular failure mode

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

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd} 2 F_{c,wb,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,upp})$$

$$N_{j,Rd} = 1431,00 \quad [\text{kN}] \quad \text{Connection resistance for compression} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,05 < 1,00 \quad \text{verified} \quad (0,05)$$

CONNECTION RESISTANCE FOR BENDING

$$F_{t,Rd} = 113,04 \quad [\text{kN}] \quad \text{Bolt resistance for tension} \quad [\text{Table 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 217,87 \quad [\text{kN}] \quad \text{Punching shear resistance of a bolt} \quad [\text{Table 3.4}]$$

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

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

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

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

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

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

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

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

RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 1

$F_{t1,Rd,comp}$ - Formula	$F_{t1,Rd,comp}$	Component
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	180,39	Bolt row resistance
$F_{t,fc,Rd(1)} = 226,08$	226,08	Column flange - tension
$F_{t,wc,Rd(1)} = 180,39$	180,39	Column web - tension
$F_{t,ep,Rd(1)} = 226,08$	226,08	Front plate - tension
$F_{t,wb,Rd(1)} = 358,60$	358,60	Beam web - tension
$B_{p,Rd} = 435,74$	435,74	Bolts due to shear punching
$V_{wp,Rd}/\beta = 799,42$	799,42	Web panel - shear
$F_{c,wc,Rd} = 1536,14$	1536,14	Column web - compression
$F_{c,fb,Rd} = 913,78$	913,78	Beam flange - compression
$F_{c,wb,Rd} = 715,50$	715,50	Beam web - compression

RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 2

$F_{t2,Rd,comp}$ - Formula	$F_{t2,Rd,comp}$	Component
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	180,39	Bolt row resistance
$F_{t,fc,Rd(2)} = 226,08$	226,08	Column flange - tension
$F_{t,wc,Rd(2)} = 180,39$	180,39	Column web - tension
$F_{t,ep,Rd(2)} = 226,08$	226,08	Front plate - tension
$F_{t,wb,Rd(2)} = 358,60$	358,60	Beam web - tension
$B_{p,Rd} = 435,74$	435,74	Bolts due to shear punching
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ti,Rd} = 799,42 - 180,39$	619,03	Web panel - shear
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1536,14 - 180,39$	1355,74	Column web - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 913,78 - 180,39$	733,39	Beam flange - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 715,50 - 180,39$	535,11	Beam web - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 398,87 - 180,39$	218,47	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 361,69 - 180,39$	181,30	Column web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 452,16 - 180,39$	271,77	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 522,62 - 180,39$	342,23	Beam web - tension - group

RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 3

F_{13,Rd,comp} - Formula

$$F_{13,Rd} = \min (F_{13,Rd,comp})$$

$$F_{t,fc,Rd(3)} = 226,08$$

$$F_{t,wc,Rd(3)} = 180,39$$

$$F_{t,ep,Rd(3)} = 226,08$$

$$F_{t,wb,Rd(3)} = 358,60$$

$$B_{p,Rd} = 435,74$$

$$V_{wp,Rd/\beta} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 799,42 - 360,79$$

$$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1536,14 - 360,79$$

$$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 913,78 - 360,79$$

$$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 715,50 - 360,79$$

$$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 452,16 - 180,39$$

$$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 527,82 - 180,39$$

$$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 656,92 - 360,79$$

$$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 653,01 - 360,79$$

$$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 415,80 - 180,39$$

$$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 398,82 - 180,39$$

$$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 678,24 - 360,79$$

$$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 761,92 - 360,79$$

RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 4

F_{14,Rd,comp} - Formula

$$F_{14,Rd} = \min (F_{14,Rd,comp})$$

$$F_{t,fc,Rd(4)} = 226,08$$

$$F_{t,wc,Rd(4)} = 180,39$$

$$F_{t,ep,Rd(4)} = 226,08$$

$$F_{t,wb,Rd(4)} = 358,60$$

$$B_{p,Rd} = 435,74$$

$$V_{wp,Rd/\beta} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 799,42 - 541,18$$

$$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 1536,14 - 541,18$$

$$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 913,78 - 541,18$$

$$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 715,50 - 541,18$$

$$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 452,16 - 180,39$$

$$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 660,50 - 180,39$$

$$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 678,24 - 360,79$$

$$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 827,21 - 360,79$$

$$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 904,32 - 541,18$$

$$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 926,36 - 541,18$$

$$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 452,16 - 180,39$$

$$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 512,77 - 180,39$$

$$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 654,28 - 360,79$$

$$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 672,31 - 360,79$$

$$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 904,32 - 541,18$$

$$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 1035,40 - 541,18$$

RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 5

F_{15,Rd,comp} - Formula

$$F_{15,Rd} = \min (F_{15,Rd,comp})$$

$$F_{t,fc,Rd(5)} = 226,08$$

$$F_{t,wc,Rd(5)} = 180,39$$

$$F_{t,ep,Rd(5)} = 226,08$$

$$F_{t,wb,Rd(5)} = 358,60$$

$$B_{p,Rd} = 435,74$$

$$V_{wp,Rd/\beta} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 799,42 - 715,50$$

$$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 1536,14 - 715,50$$

$$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 913,78 - 715,50$$

F_{13,Rd,comp}

180,39

226,08

180,39

226,08

358,60

435,74

438,64

1175,35

552,99

354,71

271,77

347,43

296,13

292,22

235,41

218,43

317,45

401,13

Component

Bolt row resistance
Column flange - tension
Column web - tension
Front plate - tension
Beam web - tension
Bolts due to shear punching
Web panel - shear
Column web - compression
Beam flange - compression
Beam web - compression
Column flange - tension - group
Column web - tension - group
Column flange - tension - group
Column web - tension - group
Front plate - tension - group
Beam web - tension - group
Front plate - tension - group
Beam web - tension - group

F_{14,Rd,comp}

174,32

226,08

180,39

226,08

358,60

435,74

258,24

994,96

372,60

174,32

271,77

480,10

317,45

466,42

363,14

385,18

271,77

332,38

293,49

311,52

363,14

494,22

Component

Bolt row resistance
Column flange - tension
Column web - tension
Front plate - tension
Beam web - tension
Bolts due to shear punching
Web panel - shear
Column web - compression
Beam flange - compression
Beam web - compression
Column flange - tension - group
Column web - tension - group
Column flange - tension - group
Column web - tension - group
Column flange - tension - group
Column web - tension - group
Front plate - tension - group
Beam web - tension - group
Front plate - tension - group
Beam web - tension - group
Front plate - tension - group
Beam web - tension - group

F_{15,Rd,comp}

0,00

226,08

180,39

226,08

358,60

435,74

83,92

820,64

198,28

Component

Bolt row resistance
Column flange - tension
Column web - tension
Front plate - tension
Beam web - tension
Bolts due to shear punching
Web panel - shear
Column web - compression
Beam flange - compression

$F_{t5,Rd,comp}$ - Formula	$F_{t5,Rd,comp}$	Component
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^4 F_{ij,Rd} = 715,50 - 715,50$	0,00	Beam web - compression
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 452,16 - 174,32$	277,84	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 532,95 - 174,32$	358,63	Column web - tension - group
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 678,24 - 354,71$	323,53	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 797,67 - 354,71$	442,96	Column web - tension - group
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 904,32 - 535,11$	369,21	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 945,71 - 535,11$	410,60	Column web - tension - group
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 1130,40 - 715,50$	414,90	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 1032,64 - 715,50$	317,14	Column web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 452,16 - 174,32$	277,84	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 579,92 - 174,32$	405,60	Beam web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 678,24 - 354,71$	323,53	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 819,21 - 354,71$	464,50	Beam web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 904,32 - 535,11$	369,21	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 978,74 - 535,11$	443,64	Beam web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 1130,40 - 715,50$	414,90	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 1341,84 - 715,50$	626,34	Beam web - tension - group

SUMMARY TABLE OF FORCES

Nr	h_j	$F_{ij,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	495	180,39	226,08	180,39	226,08	358,60	226,08	435,74
2	425	180,39	226,08	180,39	226,08	358,60	226,08	435,74
3	355	180,39	226,08	180,39	226,08	358,60	226,08	435,74
4	215	174,32	226,08	180,39	226,08	358,60	226,08	435,74
5	115	-	226,08	180,39	226,08	358,60	226,08	435,74

CONNECTION RESISTANCE FOR BENDING $M_{j,Rd}$

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{ij,Rd}$								
$M_{j,Rd} = 267,42$ [kN*m]	Connection resistance for bending							[6.2]
$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$	0,83 < 1,00	verified						(0,83)

CONNECTION RESISTANCE FOR SHEAR

$\alpha_v = 0,60$	Coefficient for calculation of $F_{v,Rd}$			[Table 3.4]
$\beta_{Lf} = 0,96$	Reduction factor for long connections			[3.8]
$F_{v,Rd} = 92,29$ [kN]	Shear resistance of a single bolt			[Table 3.4]
$F_{t,Rd,max} = 113,04$ [kN]	Tensile resistance of a single bolt			[Table 3.4]
$F_{b,Rd,int} = 192,64$ [kN]	Bearing resistance of an intermediate bolt			[Table 3.4]
$F_{b,Rd,ext} = 192,64$ [kN]	Bearing resistance of an outermost bolt			[Table 3.4]

Nr	$F_{ij,Rd,N}$	$F_{ij,Ed,N}$	$F_{ij,Rd,M}$	$F_{ij,Ed,M}$	$F_{ij,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	226,08	-15,00	180,39	149,08	134,08	106,38
2	226,08	-15,00	180,39	149,08	134,08	106,38
3	226,08	-15,00	180,39	149,08	134,08	106,38
4	226,08	-15,00	174,32	144,06	129,06	109,31
5	226,08	-15,00	0,00	0,00	-15,00	184,57

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

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

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

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

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

$F_{vj,Rd}$ – Reduced bolt row resistance

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

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

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

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

$$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd}$$

$$V_{j,Rd} = 613,04$$
 [kN] Connection resistance for shear

[Table 3.4]

[Table 3.4]

$$V_{b1,Ed} / V_{i,Rd} \leq 1,0 \quad 0,25 < 1,00 \quad \text{verified} \quad (0,25)$$

WELD RESISTANCE

$A_w =$	10687	[mm ²]	Area of all welds	[4.5.3.2(2)]
$A_{wy} =$	6070	[mm ²]	Area of horizontal welds	[4.5.3.2(2)]
$A_{wz} =$	4616	[mm ²]	Area of vertical welds	[4.5.3.2(2)]
$I_{wy} =$	39520674	[mm ⁴]	Moment of inertia of the weld arrangement with respect to the hor. axis	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{max} = \tau_{max} =$	-112,90	[MPa]	Normal stress in a weld	[4.5.3.2(5)]
$\sigma = \tau =$	-112,90	[MPa]	Stress in a vertical weld	[4.5.3.2(5)]
$\tau_{II} =$	33,14	[MPa]	Tangent stress	[4.5.3.2(5)]
$\beta_w =$	0,85		Correlation coefficient	[4.5.3.2(7)]
$\sqrt{[\sigma_{max}^2 + 3 \cdot (\tau_{max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$				225,81 < 404,71 verified (0,56)
$\sqrt{[\sigma^2 + 3 \cdot (\tau^2 + \tau_{II}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$				232,99 < 404,71 verified (0,58)
$\sigma \leq 0,9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$				112,90 < 309,60 verified (0,36)

CONNECTION STIFFNESS

$t_{wash} =$	4	[mm]	Washer thickness	[6.2.6.3.(2)]
$h_{head} =$	12	[mm]	Bolt head height	[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} =$	16	[mm]	Bolt nut height	[6.2.6.3.(2)]
$L_b =$	56	[mm]	Bolt length	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} =$	4	[mm]	Stiffness coefficient of bolts	[6.3.2.(1)]

STIFFNESSES OF BOLT ROWS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
					Sum	1509	566355
1	495	1	152	68	1	419	207602
2	425	1	185	32	1	414	176076
3	355	1	185	48	1	350	124098
4	215	1	185	55	1	212	45620
5	115	1	183	62	1	113	12958

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_{i=1}^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$Z_{eq} = \sum_{j=1}^5 k_{eff,j} h_j^2 / \sum_{j=1}^5 k_{eff,j} h_j \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_{j=1}^5 k_{eff,j} h_j / Z_{eq} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$A_{vc} = 5557 \text{ [mm}^2\text{]} \text{ Shear area} \quad \text{EN1993-1-1:6.2.6.(3)}$$

$$\beta = 1,00 \text{ Transformation parameter} \quad [5.3.(7)]$$

$$z = 375 \text{ [mm]} \text{ Lever arm} \quad [6.2.5]$$

$$k_1 = 6 \text{ [mm]} \text{ Stiffness coefficient of the column web panel subjected to shear} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$k_2 = \text{Stiffness coefficient of the compressed column web} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E Z_{eq}^2 / \sum_{i=1}^5 (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 67720,30 \text{ [kN*m]} \text{ Initial rotational stiffness} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1,79 \text{ Stiffness coefficient of a connection} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 37916,16 \text{ [kN*m]} \text{ Final rotational stiffness} \quad [6.3.1.(4)]$$

Connection classification due to stiffness.

$$S_{j,rig} = 75866,40 \text{ [kN*m]} \text{ Stiffness of a rigid connection} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 4741,65 \text{ [kN*m]} \text{ Stiffness of a pinned connection} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} \leq S_{j,ini} < S_{j,rig} \text{ SEMI-RIGID}$$

Egyhajós acélszerkezetű csarnok és kiszolgáló csarnokrész

WEAKEST COMPONENT:
BEAM WEB OR BRACKET FLANGE - COMPRESSION

REMARKS

Plate height is too small. 528 [mm] > 500 [mm]
The thickness of bracket flange is less than the thickness of beam flange 12 [mm] < 14 [mm]

Connection conforms to the code Ratio 0,83

8.4. Jobb oldali oszlop és tetőgerenda kapcsolata



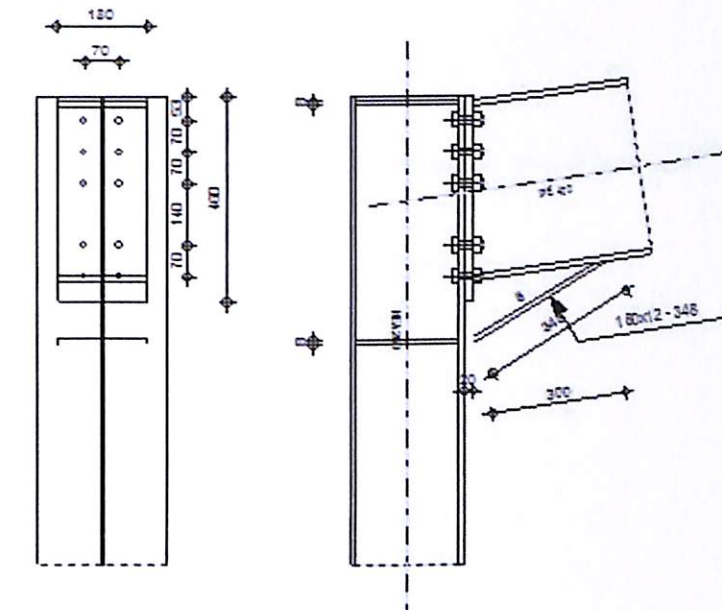
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2015

Design of fixed beam-to-column connection

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



Ratio
0,55



GENERAL

Connection no.: 1

Connection name: Frame knee

GEOMETRY

COLUMN

Section: HEA 260

 $\alpha = -90, 0$ [Deg] Inclination angle

$h_c =$	250	[mm]	Height of column section
---------	-----	------	--------------------------

$b_{fc} =$	260	[mm]	Width of column section
------------	-----	------	-------------------------

$t_{wc} =$	8 [mm]	Thickness of the web of column section
------------	--------	--

t_{fc} =	13	[mm]	Thickness of the flange of column section
------------	----	------	---

$r_c =$	24	[mm]	Radius of column section fillet
---------	----	------	---------------------------------

$A_c =$	8680	[mm ²]	Cross-sectional area of a column
---------	------	--------------------	----------------------------------

$A_c =$	60000 [mm ²]	Cross sectional area of a column
$I_{xc} =$	104500000 [mm ⁴]	Moment of inertia of the column section

Material: STEEL

$f_{yc} = 265,00$ [MPa] Resistance

BEAM

Section: IPE 400

 $\alpha = 8,0$ [Deg] Inclination angle

$\alpha =$	37.5	[Deg]	Inclination angle
$h_b =$	400	[mm]	Height of beam section

$b_f =$	180	[mm]	Width of beam section
---------	-----	------	-----------------------

t_{wb}	9	[mm]	Thickness of the web of beam section
----------	---	------	--------------------------------------

$t_{wb} =$	9	[mm]	Thickness of the web of beam section
$t_{fb} =$	14	[mm]	Thickness of the flange of beam section

$r_b =$	21	[mm]	Radius of beam section fillet
---------	----	------	-------------------------------

r_b	21	[mm]	Radius of beam section fillet
$r_b =$	21	[mm]	Radius of beam section fillet

$r_b =$	12	[mm]	Radius of beam section mid
$A_b =$	8450	[mm ²]	Cross-sectional area of a beam

Egyhajós acélszerkezetű csarnok és kiszolgáló csarnokrész

$\alpha = 8,0$ [Deg] Inclination angle
 $I_{xb} = 231300000$ [mm⁴] Moment of inertia of the beam section
Material: STEEL
 $f_{yb} = 265,00$ [MPa] Resistance

BOLTS

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

$d = 16$ [mm] Bolt diameter
Class = 10.9 Bolt class
 $F_{tRd} = 113,04$ [kN] Tensile resistance of a bolt
 $n_h = 2$ Number of bolt columns
 $n_v = 5$ Number of bolt rows
 $h_1 = 53$ [mm] Distance between first bolt and upper edge of front plate
Horizontal spacing $e_i = 70$ [mm]
Vertical spacing $p_i = 70; 70; 140; 70$ [mm]

PLATE

$h_p = 460$ [mm] Plate height
 $b_p = 180$ [mm] Plate width
 $t_p = 20$ [mm] Plate thickness
Material: STEEL 43-245
 $f_{yp} = 245,00$ [MPa] Resistance

LOWER STIFFENER

$w_d = 180$ [mm] Plate width
 $t_{fd} = 12$ [mm] Flange thickness
 $h_d = 140$ [mm] Plate height
 $t_{wd} = 8$ [mm] Web thickness
 $l_d = 300$ [mm] Plate length
 $\alpha = 31,5$ [Deg] Inclination angle
Material: STEEL 43-245
 $f_{ybu} = 245,00$ [MPa] Resistance

COLUMN STIFFENER

Upper

$h_{su} = 225$ [mm] Stiffener height
 $b_{su} = 126$ [mm] Stiffener width
 $t_{hu} = 8$ [mm] Stiffener thickness
Material: STEEL 43-245
 $f_{ysu} = 245,00$ [MPa] Resistance

Lower

$h_{sd} = 225$ [mm] Stiffener height
 $b_{sd} = 126$ [mm] Stiffener width
 $t_{hd} = 8$ [mm] Stiffener thickness
Material: STEEL 43-245
 $f_{ysu} = 245,00$ [MPa] Resistance

FILLET WELDS

$a_w = 5$ [mm] Web weld
 $a_f = 8$ [mm] Flange weld
 $a_s = 5$ [mm] Stiffener weld
 $a_{fd} = 5$ [mm] Horizontal weld

MATERIAL FACTORS

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

[2.2]
[2.2]
[2.2]

MATERIAL FACTORS

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

LOADS

Ultimate limit state

Case: Manual calculations.

$M_{b1,Ed} =$	50,00	[kN*m]	Bending moment in the right beam
$M_{b2,Ed} =$	132,00	[kN*m]	Bending moment in the left beam
$V_{b2,Ed} =$	73,00	[kN]	Shear force in the left beam
$N_{b2,Ed} =$	-105,00	[kN]	Axial force in the left beam
$M_{c1,Ed} =$	132,00	[kN*m]	Bending moment in the lower column
$V_{c1,Ed} =$	94,00	[kN]	Shear force in the lower column
$N_{c1,Ed} =$	-87,00	[kN]	Axial force in the lower column

RESULTS

BEAM RESISTANCES

BENDING - PLASTIC MOMENT (WITHOUT BRACKETS)

$W_{plb} = 1307000$ [mm³] Plastic section modulus EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

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

$M_{b,pl,Rd} = 346,36$ [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

$W_{pl} = 1894298$ [mm³] Plastic section modulus EN1993-1-1:[6.2.5]

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

$M_{cb,Rd} = 501,99$ [kN*m] Design resistance of the section for bending EN1993-1-1:[6.2.5]

FLANGE AND WEB - COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 501,99$ [kN*m] Design resistance of the section for bending EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 530$ [mm] Distance between the centroids of flanges [6.2.6.7.(1)]

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

$F_{c,fb,Rd} = 947,00$ [kN] Resistance of the compressed flange and web [6.2.6.7.(1)]

WEB OR BRACKET FLANGE - COMPRESSION - LEVEL OF THE BEAM BOTTOM FLANGE

Bearing:

$\beta = 8,0$ [Deg] Angle between the front plate and the beam

$\gamma = 31,5$ [Deg] Inclination angle of the bracket plate

$b_{eff,c,wb} = 225$ [mm] Effective width of the web for compression [6.2.6.2.(1)]

$A_{vb} = 4273$ [mm²] Shear area EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\omega = 0,97$ Reduction factor for interaction with shear [6.2.6.2.(1)]

$\sigma_{com,Ed} = 35,78$ [MPa] Maximum compressive stress in web [6.2.6.2.(2)]

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

$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$

$F_{c,wb,Rd1} = 1070,35$ [kN] Beam web resistance [6.2.6.2.(1)]

Buckling:

$d_{wb} = 331$ [mm] Height of compressed web [6.2.6.2.(1)]

$\lambda_p = 1,06$ Plate slenderness of an element [6.2.6.2.(1)]

$\rho = 0,76$ Reduction factor for element buckling [6.2.6.2.(1)]

$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$

$F_{c,wb,Rd2} = 816,89$ [kN] Beam web resistance [6.2.6.2.(1)]

Resistance of the bracket flange

$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0,8 \gamma_{M0})$

$F_{c,wb,Rd3} = 715,50$ [kN] Resistance of the bracket flange [6.2.6.7.(1)]

Final resistance:

$F_{c,wb,Rd,low} = \min(F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$

$F_{c,wb,Rd,low} = 715,50$ [kN] Beam web resistance [6.2.6.2.(1)]

COLUMN RESISTANCES

WEB PANEL - SHEAR

$M_{b1,Ed}$	=	50,00	[kN*m]	Bending moment (right beam)	[5.3.(3)]
$M_{b2,Ed}$	=	132,00	[kN*m]	Bending moment (left beam)	[5.3.(3)]
$V_{c1,Ed}$	=	94,00	[kN]	Shear force (lower column)	[5.3.(3)]
$V_{c2,Ed}$	=	0,00	[kN]	Shear force (upper column)	[5.3.(3)]
Z	=	459	[mm]	Lever arm	[6.2.5]
$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / Z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$					
$V_{wp,Ed}$	=	-225,57	[kN]	Shear force acting on the web panel	[5.3.(3)]
$A_{vs} = \frac{287}{4}$			[mm ²]	Shear area of the column web	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$A_{vc} = \frac{287}{4}$			[mm ²]	Shear area	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
d_s	=	432	[mm]	Distance between the centroids of stiffeners	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,fc,Rd}$	=	2,6	[kN*m]	Plastic resistance of the column flange for bending	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,stu,Rd}$	=	1,0	[kN*m]	Plastic resistance of the upper transverse stiffener for bending	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,sti,Rd}$	=	1,0	[kN*m]	Plastic resistance of the lower transverse stiffener for bending	[6.2.6.1.(4)]
$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$					[6.2.6.1]
$V_{wp,Rd}$	=	412,89	[kN]	Resistance of the column web panel for shear	(0,55)
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$				0,55 < 1,00	verified

WEB - TRANSVERSE COMPRESSION - LEVEL OF THE BEAM BOTTOM FLANGE

Bearing:

t_{wc}	=	8	[mm]	Effective thickness of the column web	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc}$	=	259	[mm]	Effective width of the web for compression	[6.2.6.2.(1)]
A_{vc}	=	2874	[mm ²]	Shear area	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
ω	=	0,95		Reduction factor for interaction with shear	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed}$	=	121,81	[MPa]	Maximum compressive stress in web	[6.2.6.2.(2)]
k_{wc}	=	1,00		Reduction factor conditioned by compressive stresses	[6.2.6.2.(2)]
A_s	=	1819	[mm ²]	Area of the web stiffener	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$					
$F_{c,wc,Rd1}$	=	934,79	[kN]	Column web resistance	[6.2.6.2.(1)]

Buckling:

d_{wc}	=	177	[mm]	Height of compressed web	[6.2.6.2.(1)]
λ_p	=	0,96		Plate slenderness of an element	[6.2.6.2.(1)]
ρ	=	0,83		Reduction factor for element buckling	[6.2.6.2.(1)]
λ_s	=	2,32		Stiffener slenderness	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
χ_s	=	1,00		Buckling coefficient of the stiffener	EN1993-1-1:[6.3.1.2]

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

$F_{c,wc,Rd2}$	=	849,96	[kN]	Column web resistance	[6.2.6.2.(1)]
----------------	---	--------	------	-----------------------	---------------

Final resistance:

$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$					
$F_{c,wc,Rd}$	=	849,96	[kN]	Column web resistance	[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	12	-	95	-	70	76	126	76	126	108	78	78	78
2	12	-	95	-	70	76	167	76	167	140	70	70	70

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}
3	12	-	95	-	105	76	167	76	167	210	105	105	105
4	12	-	95	-	105	76	167	76	167	210	105	105	105
5	12	-	95	-	70	76	120	76	120	108	72	72	72

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	-	55	-	70	157	209	157	209	149	159	149	159
2	25	-	55	-	70	157	169	157	169	140	70	70	70
3	25	-	55	-	105	157	169	157	169	210	105	105	105
4	25	-	55	-	105	157	169	157	169	210	105	105	105
5	25	-	55	-	70	157	169	157	169	149	119	119	119

- 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 in the circular failure mode
l_{eff,nc} – Effective length for a single bolt in the non-circular failure mode
l_{eff,1} – Effective length for a single bolt for mode 1
l_{eff,2} – Effective length for a single bolt 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 BENDING

- F_{t,Rd} = 113,04 [kN] Bolt resistance for tension [Table 3.4]
B_{p,Rd} = 194,53 [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} = 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} = ω b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / γ_{M0} [6.2.6.3.(1)]
F_{t,ep,Rd} = 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} / γ_{M0} [6.2.6.8.(1)]

RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 1

F_{t1,Rd,comp} - Formula

- F_{t1,Rd} = Min (F_{t1,Rd,comp})
F_{t,fc,Rd(1)} = 222,07
F_{t,wc,Rd(1)} = 146,80
F_{t,ep,Rd(1)} = 226,08
F_{t,wb,Rd(1)} = 358,60
B_{p,Rd} = 389,05
V_{wp,Rd}/β = 664,65
F_{c,wc,Rd} = 849,96
F_{c,fb,Rd} = 947,00
F_{c,wb,Rd} = 715,50

F _{t1,Rd,comp}	Component
146,80	Bolt row resistance
222,07	Column flange - tension
146,80	Column web - tension
226,08	Front plate - tension
358,60	Beam web - tension
389,05	Bolts due to shear punching
664,65	Web panel - shear
849,96	Column web - compression
947,00	Beam flange - compression
715,50	Beam web - compression

RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 2

F_{t2,Rd,comp} - Formula

- F_{t2,Rd} = Min (F_{t2,Rd,comp})
F_{t,fc,Rd(2)} = 226,08
F_{t,wc,Rd(2)} = 146,80
F_{t,ep,Rd(2)} = 226,08
F_{t,wb,Rd(2)} = 358,60

F _{t2,Rd,comp}	Component
122,19	Bolt row resistance
226,08	Column flange - tension
146,80	Column web - tension
226,08	Front plate - tension
358,60	Beam web - tension

F_{t2,Rd,comp} - Formula

$$\begin{aligned} B_{p,Rd} &= 389,05 \\ V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ti,Rd} &= 664,65 - 146,80 \\ F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} &= 849,96 - 146,80 \\ F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} &= 947,00 - 146,80 \\ F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} &= 715,50 - 146,80 \\ F_{t,fc,Rd}(2+1) - \sum_1^1 F_{ij,Rd} &= 364,10 - 146,80 \\ F_{t,wc,Rd}(2+1) - \sum_1^1 F_{ij,Rd} &= 268,98 - 146,80 \\ F_{t,ep,Rd}(2+1) - \sum_1^1 F_{ij,Rd} &= 450,62 - 146,80 \\ F_{t,wb,Rd}(2+1) - \sum_1^1 F_{ij,Rd} &= 522,62 - 146,80 \end{aligned}$$

RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 3

F_{t3,Rd,comp} - Formula

$$\begin{aligned} F_{t3,Rd} &= \text{Min} (F_{t3,Rd,comp}) \\ F_{t,fc,Rd}(3) &= 226,08 \\ F_{t,wc,Rd}(3) &= 146,80 \\ F_{t,ep,Rd}(3) &= 226,08 \\ F_{t,wb,Rd}(3) &= 358,60 \\ B_{p,Rd} &= 389,05 \\ V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ti,Rd} &= 664,65 - 268,98 \\ F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} &= 849,96 - 268,98 \\ F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} &= 947,00 - 268,98 \\ F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} &= 715,50 - 268,98 \\ F_{t,fc,Rd}(3+2) - \sum_2^2 F_{ij,Rd} &= 384,83 - 122,19 \\ F_{t,wc,Rd}(3+2) - \sum_2^2 F_{ij,Rd} &= 308,49 - 122,19 \\ F_{t,fc,Rd}(3+2+1) - \sum_2^1 F_{ij,Rd} &= 569,88 - 268,98 \\ F_{t,wc,Rd}(3+2+1) - \sum_2^1 F_{ij,Rd} &= 401,58 - 268,98 \\ F_{t,ep,Rd}(3+2) - \sum_2^2 F_{ij,Rd} &= 403,38 - 122,19 \\ F_{t,wb,Rd}(3+2) - \sum_2^2 F_{ij,Rd} &= 398,82 - 122,19 \\ F_{t,ep,Rd}(3+2+1) - \sum_2^1 F_{ij,Rd} &= 667,53 - 268,98 \\ F_{t,wb,Rd}(3+2+1) - \sum_2^1 F_{ij,Rd} &= 761,92 - 268,98 \end{aligned}$$

RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 4

F_{t4,Rd,comp} - Formula

$$\begin{aligned} F_{t4,Rd} &= \text{Min} (F_{t4,Rd,comp}) \\ F_{t,fc,Rd}(4) &= 226,08 \\ F_{t,wc,Rd}(4) &= 146,80 \\ F_{t,ep,Rd}(4) &= 226,08 \\ F_{t,wb,Rd}(4) &= 358,60 \\ B_{p,Rd} &= 389,05 \\ V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{ti,Rd} &= 664,65 - 401,58 \\ F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} &= 849,96 - 401,58 \\ F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} &= 947,00 - 401,58 \\ F_{c,wb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} &= 715,50 - 401,58 \\ F_{t,fc,Rd}(4+3) - \sum_3^3 F_{ij,Rd} &= 411,56 - 132,59 \\ F_{t,wc,Rd}(4+3) - \sum_3^3 F_{ij,Rd} &= 353,95 - 132,59 \\ F_{t,fc,Rd}(4+3+2) - \sum_3^2 F_{ij,Rd} &= 590,61 - 254,78 \\ F_{t,wc,Rd}(4+3+2) - \sum_3^2 F_{ij,Rd} &= 427,55 - 254,78 \\ F_{t,fc,Rd}(4+3+2+1) - \sum_3^1 F_{ij,Rd} &= 775,66 - 401,58 \\ F_{t,wc,Rd}(4+3+2+1) - \sum_3^1 F_{ij,Rd} &= 486,89 - 401,58 \\ F_{t,ep,Rd}(4+3) - \sum_3^3 F_{ij,Rd} &= 433,82 - 132,59 \\ F_{t,wb,Rd}(4+3) - \sum_3^3 F_{ij,Rd} &= 478,59 - 132,59 \\ F_{t,ep,Rd}(4+3+2) - \sum_3^2 F_{ij,Rd} &= 620,29 - 254,78 \\ F_{t,wb,Rd}(4+3+2) - \sum_3^2 F_{ij,Rd} &= 638,12 - 254,78 \\ F_{t,ep,Rd}(4+3+2+1) - \sum_3^1 F_{ij,Rd} &= 884,44 - 401,58 \\ F_{t,wb,Rd}(4+3+2+1) - \sum_3^1 F_{ij,Rd} &= 1001,21 - 401,58 \end{aligned}$$

F_{t2,Rd,comp}

389,05	Bolts due to shear punching
517,85	Web panel - shear
703,16	Column web - compression
800,21	Beam flange - compression
568,70	Beam web - compression
217,31	Column flange - tension - group
122,19	Column web - tension - group
303,82	Front plate - tension - group
375,82	Beam web - tension - group

F_{t3,Rd,comp}

132,59	Bolt row resistance
226,08	Column flange - tension
146,80	Column web - tension
226,08	Front plate - tension
358,60	Beam web - tension
389,05	Bolts due to shear punching
395,67	Web panel - shear
580,97	Column web - compression
678,02	Beam flange - compression
446,52	Beam web - compression
262,64	Column flange - tension - group
186,31	Column web - tension - group
300,90	Column flange - tension - group
132,59	Column web - tension - group
281,20	Front plate - tension - group
276,64	Beam web - tension - group
398,54	Front plate - tension - group
492,93	Beam web - tension - group

F_{t4,Rd,comp}

85,31	Bolt row resistance
226,08	Column flange - tension
146,80	Column web - tension
226,08	Front plate - tension
358,60	Beam web - tension
389,05	Bolts due to shear punching
263,07	Web panel - shear
448,38	Column web - compression
545,43	Beam flange - compression
313,92	Beam web - compression
278,96	Column flange - tension - group
221,36	Column web - tension - group
335,83	Column flange - tension - group
172,77	Column web - tension - group
374,08	Column flange - tension - group
85,31	Column web - tension - group
301,23	Front plate - tension - group
346,00	Beam web - tension - group
365,51	Front plate - tension - group
383,34	Beam web - tension - group
482,86	Front plate - tension - group
599,64	Beam web - tension - group

RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 5

$F_{t5,Rd,comp}$ - Formula	$F_{t5,Rd,comp}$	Component
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	39,08	Bolt row resistance
$F_{t,fc,Rd(5)} = 217,22$	217,22	Column flange - tension
$F_{t,wc,Rd(5)} = 146,80$	146,80	Column web - tension
$F_{t,ep,Rd(5)} = 226,08$	226,08	Front plate - tension
$F_{t,wb,Rd(5)} = 358,60$	358,60	Beam web - tension
$B_{p,Rd} = 389,05$	389,05	Bolts due to shear punching
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 664,65 - 486,89$	177,76	Web panel - shear
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 849,96 - 486,89$	363,07	Column web - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 947,00 - 486,89$	460,12	Beam flange - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 715,50 - 486,89$	228,61	Beam web - compression
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 385,98 - 85,31$	300,67	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 310,58 - 85,31$	225,27	Column web - tension - group
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 591,76 - 217,90$	373,86	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 428,90 - 217,90$	211,00	Column web - tension - group
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 770,81 - 340,09$	430,73	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 482,78 - 340,09$	142,69	Column web - tension - group
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 955,87 - 486,89$	468,98	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 525,97 - 486,89$	39,08	Column web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 446,39 - 85,31$	361,09	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 511,55 - 85,31$	426,24	Beam web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 663,30 - 217,90$	445,40	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 750,84 - 217,90$	532,94	Beam web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 849,78 - 340,09$	509,69	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 910,37 - 340,09$	570,29	Beam web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 1113,92 - 486,89$	627,04	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 1273,47 - 486,89$	786,58	Beam web - tension - group

SUMMARY TABLE OF FORCES

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1 494		146,80	222,07	146,80	226,08	358,60	226,08	389,05
2 424		122,19	226,08	146,80	226,08	358,60	226,08	389,05
3 354		132,59	226,08	146,80	226,08	358,60	226,08	389,05
4 214		85,31	226,08	146,80	226,08	358,60	226,08	389,05
5 144		39,08	217,22	146,80	226,08	358,60	226,08	389,05

CONNECTION RESISTANCE FOR BENDING $M_{j,Rd}$

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$								
$M_{j,Rd} = 195,25$ [kN*m]	Connection resistance for bending							[6.2]
$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$	$0,26 < 1,00$	verified						(0,26)

WELD RESISTANCE

$A_w =$	10704 [mm ²]	Area of all welds	[4.5.3.2(2)]
$A_{wy} =$	6102 [mm ²]	Area of horizontal welds	[4.5.3.2(2)]
$A_{wz} =$	4602 [mm ²]	Area of vertical welds	[4.5.3.2(2)]
$I_{wy} =$	39465130 [mm ⁴]	Moment of inertia of the weld arrangement with respect to the hor. axis	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{max} = \tau_{max} =$	24,51 [MPa]	Normal stress in a weld	[4.5.3.2(5)]
$\sigma = \tau =$	-23,32 [MPa]	Stress in a vertical weld	[4.5.3.2(5)]
$\tau_{II} =$	0,00 [MPa]	Tangent stress	[4.5.3.2(5)]
$\beta_w =$	0,85	Correlation coefficient	[4.5.3.2(7)]

RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 5

$F_{t5,Rd,comp}$ - Formula	$F_{t5,Rd,comp}$	Component
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	39,08	Bolt row resistance
$F_{t,fc,Rd(5)} = 217,22$	217,22	Column flange - tension
$F_{t,wc,Rd(5)} = 146,80$	146,80	Column web - tension
$F_{t,ep,Rd(5)} = 226,08$	226,08	Front plate - tension
$F_{t,wb,Rd(5)} = 358,60$	358,60	Beam web - tension
$B_{p,Rd} = 389,05$	389,05	Bolts due to shear punching
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 664,65 - 486,89$	177,76	Web panel - shear
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 849,96 - 486,89$	363,07	Column web - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 947,00 - 486,89$	460,12	Beam flange - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 715,50 - 486,89$	228,61	Beam web - compression
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 385,98 - 85,31$	300,67	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 310,58 - 85,31$	225,27	Column web - tension - group
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{ij,Rd} = 591,76 - 217,90$	373,86	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{ij,Rd} = 428,90 - 217,90$	211,00	Column web - tension - group
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{ij,Rd} = 770,81 - 340,09$	430,73	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{ij,Rd} = 482,78 - 340,09$	142,69	Column web - tension - group
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{ij,Rd} = 955,87 - 486,89$	468,98	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{ij,Rd} = 525,97 - 486,89$	39,08	Column web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 446,39 - 85,31$	361,09	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 511,55 - 85,31$	426,24	Beam web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{ij,Rd} = 663,30 - 217,90$	445,40	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{ij,Rd} = 750,84 - 217,90$	532,94	Beam web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{ij,Rd} = 849,78 - 340,09$	509,69	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{ij,Rd} = 910,37 - 340,09$	570,29	Beam web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{ij,Rd} = 1113,92 - 486,89$	627,04	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{ij,Rd} = 1273,47 - 486,89$	786,58	Beam web - tension - group

SUMMARY TABLE OF FORCES

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1 494		146,80	222,07	146,80	226,08	358,60	226,08	389,05
2 424		122,19	226,08	146,80	226,08	358,60	226,08	389,05
3 354		132,59	226,08	146,80	226,08	358,60	226,08	389,05
4 214		85,31	226,08	146,80	226,08	358,60	226,08	389,05
5 144		39,08	217,22	146,80	226,08	358,60	226,08	389,05

CONNECTION RESISTANCE FOR BENDING $M_{j,Rd}$

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{ij,Rd}$				
$M_{j,Rd} = 195,25$ [kN*m]	Connection resistance for bending			[6.2]
$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$	0,26 < 1,00	verified		(0,26)

WELD RESISTANCE

$A_w =$	10704 [mm ²]	Area of all welds	[4.5.3.2(2)]
$A_{wy} =$	6102 [mm ²]	Area of horizontal welds	[4.5.3.2(2)]
$A_{wz} =$	4602 [mm ²]	Area of vertical welds	[4.5.3.2(2)]
$I_{wy} =$	39465130 [mm ⁴]	Moment of inertia of the weld arrangement with respect to the hor. axis	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{max} = \tau_{max}$	24,51 [MPa]	Normal stress in a weld	[4.5.3.2(5)]
$\sigma = \tau =$	-23,32 [MPa]	Stress in a vertical weld	[4.5.3.2(5)]
$\tau_{II} =$	0,00 [MPa]	Tangent stress	[4.5.3.2(5)]
$\beta_w =$	0,85	Correlation coefficient	[4.5.3.2(7)]

Egyhajós acélszerkezetű csarnok és kiszolgáló csarnokrész

$A_w = 10704 \text{ [mm}^2\text{]}$ Area of all welds [4.5.3.2(2)]

$\sqrt{[\sigma_{\max}^2 + 3 \cdot (\tau_{\max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$ 49,02 < 404,71 verified (0,12)

$\sqrt{[\sigma^2 + 3 \cdot (\tau^2 + \tau_{II}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$ 46,64 < 404,71 verified (0,12)

$\sigma \leq 0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$ 24,51 < 309,60 verified (0,08)

CONNECTION STIFFNESS

$t_{\text{wash}} = 4 \text{ [mm]}$ Washer thickness [6.2.6.3.(2)]

$h_{\text{head}} = 12 \text{ [mm]}$ Bolt head height [6.2.6.3.(2)]

$h_{\text{nut}} = 16 \text{ [mm]}$ Bolt nut height [6.2.6.3.(2)]

$L_b = 55 \text{ [mm]}$ Bolt length [6.3.2.(1)]

$k_{10} = 5 \text{ [mm]}$ Stiffness coefficient of bolts

STIFFNESSES OF BOLT ROWS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
					Sum	1960	741196
1	494				1	609	301211
2	424	2	76	68	1	485	205747
3	354	2	70	32	1	434	153569
4	214	2	76	48	1	262	56162
5	144	2	76	48	1	170	24507
		2	72	55	1		

$k_{\text{eff},j} = 1 / (\sum_i^3 (1 / k_{i,j}))$ [6.3.3.1.(3)]

$Z_{\text{eq}} = \sum_j k_{\text{eff},j} h_j^2 / \sum_j k_{\text{eff},j} h_j$ [6.3.3.1.(1)]

$Z_{\text{eq}} = 378 \text{ [mm]}$ Equivalent force arm

$k_{\text{eq}} = \sum_j k_{\text{eff},j} h_j / Z_{\text{eq}}$ [6.3.3.1.(1)]

$k_{\text{eq}} = 5 \text{ [mm]}$ Equivalent stiffness coefficient of a bolt arrangement

$A_{\text{vc}} = 2874 \text{ [mm}^2\text{]}$ Shear area [6.2.5]

$\beta = 0,62$ Transformation parameter [6.3.2.(1)]

$z = 378 \text{ [mm]}$ Lever arm [6.3.2.(1)]

$k_1 = 5 \text{ [mm]}$ Stiffness coefficient of the column web panel subjected to shear [6.3.1.(4)]

$k_2 =$ Stiffness coefficient of the compressed column web [6.3.1.(4)]

$S_{j,\text{ini}} = E Z_{\text{eq}}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{\text{eq}})$ [6.3.1.(6)]

$S_{j,\text{ini}} = 71838,00 \text{ [kN}\cdot\text{m]}$ Initial rotational stiffness

$\mu = 1,00$ Stiffness coefficient of a connection [6.3.1.(4)]

$S_j = S_{j,\text{ini}} / \mu$ [6.3.1.(4)]

$S_j = 71838,00 \text{ [kN}\cdot\text{m]}$ Final rotational stiffness

Connection classification due to stiffness.

$S_{j,\text{rig}} = 75866,40 \text{ [kN}\cdot\text{m]}$ Stiffness of a rigid connection [5.2.2.5]

$S_{j,\text{pin}} = 4741,65 \text{ [kN}\cdot\text{m]}$ Stiffness of a pinned connection [5.2.2.5]

$S_{j,\text{pin}} \leq S_{j,\text{ini}} < S_{j,\text{rig}}$ SEMI-RIGID

WEAKEST COMPONENT: COLUMN WEB PANEL - SHEAR

REMARKS

Bolt in a beam flange or too close to beam flange.

Plate height is too small.

The thickness of bracket web is less than the thickness of beam web

The thickness of bracket flange is less than the thickness of beam flange

$3 \text{ [mm]} < 8 \text{ [mm]}$

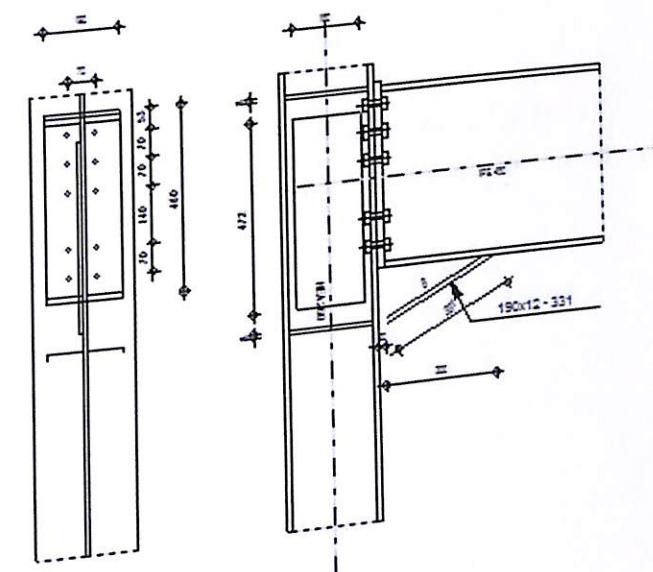
$528 \text{ [mm]} > 460 \text{ [mm]}$

$8 \text{ [mm]} < 9 \text{ [mm]}$

$12 \text{ [mm]} < 14 \text{ [mm]}$

Connection conforms to the code Ratio 0,55

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2015
Design of fixed beam-to-column connection
 EN 1993-1-8:2005/AC:2009

Ratio
0,77

Connection no.: 1
Connection name: Column-Beam

COLUMN

Section:	HEA 260	Inclination angle
$\alpha =$	$-90,0$ [Deg]	Height of column section
$h_c =$	250 [mm]	Width of column section
$b_{fc} =$	260 [mm]	Thickness of the web of column section
$t_{wc} =$	8 [mm]	Thickness of the flange of column section
$t_{fc} =$	13 [mm]	Thickness of column section fillet
$r_c =$	24 [mm]	Radius of column section
$A_c =$	8680 [mm ²]	Cross-sectional area of a column
$I_{xc} =$	104500000 [mm ⁴]	Moment of inertia of the column section
Material:	STEEL	
$f_{yc} =$	265,00 [MPa]	Resistance

Section:
 $\alpha =$ 0,0 [Deg] Inclination angle

IPB 450

117

Egyhajós acélszerkezetű csarnok és kiszolgáló csarnokrész

$\alpha =$	0,0	[Deg]	Inclination angle
$h_b =$	450	[mm]	Height of beam section
$b_f =$	190	[mm]	Width of beam section
$t_{wb} =$	9	[mm]	Thickness of the web of beam section
$t_{fb} =$	15	[mm]	Thickness of the flange of beam section
$r_b =$	21	[mm]	Radius of beam section fillet
$r_b =$	21	[mm]	Radius of beam section fillet
$A_b =$	9880	[mm ²]	Cross-sectional area of a beam
$I_{xb} =$	337400000	[mm ⁴]	Moment of inertia of the beam section
Material: STEEL			
$f_{yb} =$	265,00	[MPa]	Resistance

BOLTS

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

$d =$	16	[mm]	Bolt diameter
Class =	10.9		Bolt class
$F_{tRd} =$	113,04	[kN]	Tensile resistance of a bolt
$n_n =$	2		Number of bolt columns
$n_v =$	5		Number of bolt rows
$h_1 =$	53	[mm]	Distance between first bolt and upper edge of front plate
Horizontal spacing $e_1 =$	70	[mm]	
Vertical spacing $p_1 =$	70; 70; 140; 70	[mm]	

PLATE

$h_p =$	460	[mm]	Plate height
$b_p =$	190	[mm]	Plate width
$t_p =$	20	[mm]	Plate thickness
Material: STEEL 43-245			
$f_{yp} =$	245,00	[MPa]	Resistance

LOWER STIFFENER

$w_d =$	190	[mm]	Plate width
$t_{fd} =$	12	[mm]	Flange thickness
$h_d =$	140	[mm]	Plate height
$t_{wd} =$	8	[mm]	Web thickness
$l_d =$	300	[mm]	Plate length
$\alpha =$	25,0	[Deg]	Inclination angle
Material: STEEL			
$f_{ybu} =$	245,00	[MPa]	Resistance

COLUMN STIFFENER

Upper			
$h_{su} =$	225	[mm]	Stiffener height
$b_{su} =$	126	[mm]	Stiffener width
$t_{hu} =$	8	[mm]	Stiffener thickness
Material: STEEL			
$f_{ysu} =$	265,00	[MPa]	Resistance
Lower			
$h_{sd} =$	225	[mm]	Stiffener height
$b_{sd} =$	126	[mm]	Stiffener width
$t_{hd} =$	8	[mm]	Stiffener thickness
Material: STEEL			
$f_{ysu} =$	265,00	[MPa]	Resistance

PLATE STRENGTHENING COLUMN WEB

Typ:	unilateral		
$h_a =$	472	[mm]	Plate length

Egyhajós acélszerkezetű csarnok és kiszolgáló csarnokrész

Typ: unilateral
 $h_a = 472$ [mm] Plate length
 $w_a = 180$ [mm] Plate width
 $t_a = 10$ [mm] Plate thickness
Material: STEEL
 $f_{ya} = 265,00$ [MPa] Resistance

FILLET WELDS

$a_w = 5$ [mm] Web weld
 $a_f = 8$ [mm] Flange weld
 $a_s = 5$ [mm] Stiffener weld
 $a_{fd} = 5$ [mm] Horizontal weld
 $a_{p1} = 1$ [mm] Horizontal weld
 $a_{p2} = 1$ [mm] Vertical weld

MATERIAL FACTORS

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

[2.2]
[2.2]
[2.2]
[2.2]

LOADS

Ultimate limit state

Case: Manual calculations.

$M_{b1,Ed} = 50,00$ [kN*m] Bending moment in the right beam
 $M_{b2,Ed} = 272,00$ [kN*m] Bending moment in the left beam
 $V_{b2,Ed} = 187,00$ [kN] Shear force in the left beam
 $N_{b2,Ed} = -54,00$ [kN] Axial force in the left beam
 $M_{c1,Ed} = 171,00$ [kN*m] Bending moment in the lower column
 $V_{c1,Ed} = 100,00$ [kN] Shear force in the lower column
 $N_{c1,Ed} = -213,00$ [kN] Axial force in the lower column
 $M_{c2,Ed} = 102,00$ [kN*m] Bending moment in the upper column
 $V_{c2,Ed} = 46,00$ [kN] Shear force in the upper column
 $N_{c2,Ed} = -26,00$ [kN] Axial force in the upper column

RESULTS

BEAM RESISTANCES

BENDING - PLASTIC MOMENT (WITHOUT BRACKETS)

$W_{plb} = 1702000$ [mm³] Plastic section modulus

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

$M_{b,pl,Rd} = 451,0$ [kN*m] Plastic resistance of the section for bending (without stiffeners)

BENDING ON THE CONTACT SURFACE WITH PLATE OR CONNECTED ELEMENT

$W_{pl} = 2264710$ [mm³] Plastic section modulus

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

$M_{cb,Rd} = 600,15$ [kN*m] Design resistance of the section for bending

FLANGE AND WEB - COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 600,15$ [kN*m] Design resistance of the section for bending

EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

EN1993-1-1:[6.2.5]

EN1993-1-1:[6.2.5]

EN1993-1-1:[6.2.5]

Egyhajós acélszerkezetű csarnok és kiszolgáló csarnokrész

FLANGE AND WEB - COMPRESSION

$M_{cb,Rd} =$	600,15 [kN*m]	Design resistance of the section for bending	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_f =$	576 [mm]	Distance between the centroids of flanges	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$			
$F_{c,fb,Rd} =$	1041,78 [kN]	Resistance of the compressed flange and web	[6.2.6.7.(1)]

WEB OR BRACKET FLANGE - COMPRESSION - LEVEL OF THE BEAM BOTTOM FLANGE

Bearing:			
$\beta =$	0,0 [Deg]	Angle between the front plate and the beam	[6.2.6.2.(1)]
$\gamma =$	25,0 [Deg]	Inclination angle of the bracket plate	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$b_{eff,c,wb} =$	229 [mm]	Effective width of the web for compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vb} =$	5082 [mm ²]	Shear area	[6.2.6.2.(2)]
$\omega =$	0,94	Reduction factor for interaction with shear	[6.2.6.2.(2)]
$\sigma_{com,Ed} =$	28,07 [MPa]	Maximum compressive stress in web	
$k_{wc} =$	1,00	Reduction factor conditioned by compressive stresses	
$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$	1145,48 [kN]	Beam web resistance	[6.2.6.2.(1)]
$F_{c,wb,Rd1} =$			
Buckling:			
$d_{wb} =$	379 [mm]	Height of compressed web	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p =$	1,05	Plate slenderness of an element	[6.2.6.2.(1)]
$\rho =$	0,77	Reduction factor for element buckling	[6.2.6.2.(1)]
$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$			[6.2.6.2.(1)]
$F_{c,wb,Rd2} =$	883,18 [kN]	Beam web resistance	[6.2.6.7.(1)]
Resistance of the bracket flange			
$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0,8 \gamma_{M0})$			
$F_{c,wb,Rd3} =$	755,25 [kN]	Resistance of the bracket flange	[6.2.6.2.(1)]
Final resistance:			
$F_{c,wb,Rd,low} = \min(F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$			
$F_{c,wb,Rd,low} =$	755,25 [kN]	Beam web resistance	

COLUMN RESISTANCES

WEB PANEL			[5.3.(3)]
			[5.3.(3)]
SHEAR			[5.3.(3)]
$M_{b1,Ed} =$	50,00 [kN*m]	Bending moment (right beam)	[6.2.5]
$M_{b2,Ed} =$	272,00 [kN*m]	Bending moment (left beam)	
$V_{c1,Ed} =$	100,00 [kN]	Shear force (lower column)	
$V_{c2,Ed} =$	46,00 [kN]	Shear force (upper column)	[5.3.(3)]
$Z =$	506 [mm]	Lever arm	
$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / Z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$	-466,01 [kN]	Shear force acting on the web panel	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$V_{wp,Ed} =$			EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$A_{vs} =$	2874 [mm ²]	Shear area of the column web	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$A_{vp} =$	1350 [mm ²]	Area of the web stiffening plate	[6.2.6.1.(4)]
$A_{vc} =$	4224 [mm ²]	Shear area	[6.2.6.1.(4)]
$d_s =$	292 [mm]	Distance between the centroids of stiffeners	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,fc,Rd} =$	2,69 [kN*m]	Plastic resistance of the column flange for bending	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,stu,Rd} =$	1,10 [kN*m]	Plastic resistance of the upper transverse stiffener for bending	
$M_{pl,sti,Rd} =$	1,10 [kN*m]	Plastic resistance of the lower transverse stiffener for bending	
$V_{wp,Rd} = 0,9 (A_{vs} f_{y,wc} + A_{vp} f_{ya}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \min(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$			
$V_{wp,Rd} =$	607,59 [kN]	Resistance of the column web panel for shear	[6.2.6.1]

Egyhajós acélszerkezetű csarnok és kiszolgáló csarnokrész

$$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0 \quad 0,77 < 1,00 \quad \text{verified} \quad (0,77)$$

WEB - TRANSVERSE COMPRESSION - LEVEL OF THE BEAM BOTTOM FLANGE

Bearing:					
$t_{wc} =$	11	[mm]	Effective thickness of the column web		[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} =$	258	[mm]	Effective width of the web for compression		[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} =$	4224	[mm ²]	Shear area		EN1993-1-1: [6.2.6.(3)]
$\omega =$	0,87		Reduction factor for interaction with shear		[6.2.6.2.(2)]
$\sigma_{com,Ed} =$	169,36	[MPa]	Maximum compressive stress in web		[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} =$	1,00		Reduction factor conditioned by compressive stresses		EN1993-1-1: [6.2.4]
$A_s =$	1777	[mm ²]	Area of the web stiffener		

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0} \quad 1137,17 \text{ [kN]} \quad \text{Column web resistance} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Buckling:					
$d_{wc} =$	177	[mm]	Height of compressed web		[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p =$	0,64		Plate slenderness of an element		[6.2.6.2.(1)]
$\rho =$	1,00		Reduction factor for element buckling		EN1993-1-1: [6.3.1.2]
$\lambda_s =$	2,32		Stiffener slenderness		EN1993-1-1: [6.3.1.2]
$\chi_s =$	1,00		Buckling coefficient of the stiffener		[6.2.6.2.(1)]

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1} \quad 1137,17 \text{ [kN]} \quad \text{Column web resistance} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Final resistance:
 $F_{c,wc,Rd,low} = \min(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2}) \quad 1137,17 \text{ [kN]} \quad \text{Column web resistance}$
 $F_{c,wc,Rd} =$

GEOMETRICAL PARAMETERS OF A CONNECTION

EFFECTIVE LENGTHS AND PARAMETERS - COLUMN FLANGE									
Nr	m	m_x	e	e_x	p	$l_{eff,cp}$	$l_{eff,nc}$	$l_{eff,1}$	$l_{eff,2}$
1	12	-	95	-	70	76	128	76	128
2	12	-	95	-	105	76	167	76	167
3	12	-	95	-	105	76	167	76	167
4	12	-	95	-	70	76	120	76	120
5	12	-	95	-	70	76	120	76	120

EFFECTIVE LENGTHS AND PARAMETERS - FRONT PLATE									
Nr	m	m_x	e	e_x	p	$l_{eff,cp}$	$l_{eff,nc}$	$l_{eff,1}$	$l_{eff,2}$
1	25	-	60	-	70	155	216	155	216
2	25	-	60	-	105	155	174	155	174
3	25	-	60	-	105	155	174	155	174
4	25	-	60	-	70	155	174	155	174
5	25	-	60	-	70	155	174	155	174

- 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 in the circular failure mode
- $l_{eff,nc}$ - Effective length for a single bolt in the non-circular failure mode
- $l_{eff,1}$ - Effective length for a single bolt for mode 1
- $l_{eff,2}$ - Effective length for a single bolt 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

- m – Bolt distance from the web
 $l_{eff,1,g}$ – 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 BENDING

- $F_{t,Rd} = 113,04$ [kN] Bolt resistance for tension
 $B_{p,Rd} = 194,53$ [kN] Punching shear resistance of a bolt
 $F_{t,fc,Rd}$ – 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

$$F_{t,fc,Rd} = \min(F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd})$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$$

$$F_{t,ep,Rd} = \min(F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd})$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 1

- $F_{t1,Rd,comp}$ - Formula**
 $F_{t1,Rd} = \min(F_{t1,Rd,comp})$
 $F_{t,fc,Rd(1)} = 223,42$
 $F_{t,wc,Rd(1)} = 208,24$
 $F_{t,ep,Rd(1)} = 226,08$
 $F_{t,wb,Rd(1)} = 385,70$
 $B_{p,Rd} = 389,05$
 $V_{wp,Rd}/\beta = 744,43$
 $F_{c,wc,Rd} = 1137,17$
 $F_{c,fb,Rd} = 1041,78$
 $F_{c,wb,Rd} = 755,25$

RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 2

- $F_{t2,Rd,comp}$ - Formula**
 $F_{t2,Rd} = \min(F_{t2,Rd,comp})$
 $F_{t,fc,Rd(2)} = 226,08$
 $F_{t,wc,Rd(2)} = 208,24$
 $F_{t,ep,Rd(2)} = 226,08$
 $F_{t,wb,Rd(2)} = 385,70$
 $B_{p,Rd} = 389,05$
 $V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 744,43 - 208,24$
 $F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1137,17 - 208,24$
 $F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1041,78 - 208,24$
 $F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 755,25 - 208,24$
 $F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 365,46 - 208,24$
 $F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 398,47 - 208,24$
 $F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 452,16 - 208,24$
 $F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 583,23 - 208,24$

RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 3

- $F_{t3,Rd,comp}$ - Formula**
 $F_{t3,Rd} = \min(F_{t3,Rd,comp})$
 $F_{t,fc,Rd(3)} = 226,08$
 $F_{t,wc,Rd(3)} = 208,24$
 $F_{t,ep,Rd(3)} = 226,08$
 $F_{t,wb,Rd(3)} = 385,70$
 $B_{p,Rd} = 389,05$
 $V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 744,43 - 365,46$
 $F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1137,17 - 365,46$
 $F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1041,78 - 365,46$

[Table 3.4]

[Table 3.4]

[6.2.6.4], [Tab.6.2]

[6.2.6.3.(1)]

[6.2.6.5], [Tab.6.2]

[6.2.6.8.(1)]

$F_{t1,Rd,comp}$	Component
208,24	Bolt row resistance
223,42	Column flange - tension
208,24	Column web - tension
226,08	Front plate - tension
385,70	Beam web - tension
389,05	Bolts due to shear punching
744,43	Web panel - shear
1137,17	Column web - compression
1041,78	Beam flange - compression
755,25	Beam web - compression

$F_{t2,Rd,comp}$	Component
157,22	Bolt row resistance
226,08	Column flange - tension
208,24	Column web - tension
226,08	Front plate - tension
385,70	Beam web - tension
389,05	Bolts due to shear punching
536,19	Web panel - shear
928,93	Column web - compression
833,54	Beam flange - compression
547,01	Beam web - compression
157,22	Column flange - tension - group
190,23	Column web - tension - group
243,92	Front plate - tension - group
374,99	Beam web - tension - group

$F_{t3,Rd,comp}$	Component
205,78	Bolt row resistance
226,08	Column flange - tension
208,24	Column web - tension
226,08	Front plate - tension
385,70	Beam web - tension
389,05	Bolts due to shear punching
378,97	Web panel - shear
771,71	Column web - compression
676,32	Beam flange - compression

Egyhajós acélszerkezetű csarnok és kiszolgáló csarnokrész

F_{t3,Rd,comp} - Formula

$$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 755,25 - 365,46$$

$$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 384,83 - 157,22$$

$$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 458,98 - 157,22$$

$$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 571,24 - 365,46$$

$$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 629,76 - 365,46$$

$$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 405,85 - 157,22$$

$$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 435,93 - 157,22$$

$$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 676,50 - 365,46$$

$$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 844,78 - 365,46$$

RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 4

F_{t4,Rd,comp} - Formula

$$F_{t4,Rd} = \text{Min}(F_{t4,Rd,comp})$$

$$F_{t,fc,Rd(4)} = 226,08$$

$$F_{t,wc,Rd(4)} = 208,24$$

$$F_{t,ep,Rd(4)} = 226,08$$

$$F_{t,wb,Rd(4)} = 385,70$$

$$B_{p,Rd} = 389,05$$

$$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 744,43 - 571,24$$

$$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 1137,17 - 571,24$$

$$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 1041,78 - 571,24$$

$$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 755,25 - 571,24$$

$$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 411,56 - 205,78$$

$$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 537,74 - 205,78$$

$$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 590,61 - 363,00$$

$$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 677,77 - 363,00$$

$$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 777,02 - 571,24$$

$$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 808,96 - 571,24$$

$$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 436,78 - 205,78$$

$$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 523,11 - 205,78$$

$$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 624,24 - 363,00$$

$$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 697,48 - 363,00$$

$$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 894,89 - 571,24$$

$$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 1106,34 - 571,24$$

RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 5

F_{t5,Rd,comp} - Formula

$$F_{t5,Rd} = \text{Min}(F_{t5,Rd,comp})$$

$$F_{t,fc,Rd(5)} = 217,22$$

$$F_{t,wc,Rd(5)} = 208,24$$

$$F_{t,ep,Rd(5)} = 226,08$$

$$F_{t,wb,Rd(5)} = 385,70$$

$$B_{p,Rd} = 389,05$$

$$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 744,43 - 744,43$$

$$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 1137,17 - 744,43$$

$$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 1041,78 - 744,43$$

$$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 755,25 - 744,43$$

$$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 385,98 - 173,19$$

$$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 462,49 - 173,19$$

$$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{ij,Rd} = 591,76 - 378,97$$

$$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{ij,Rd} = 680,53 - 378,97$$

$$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{ij,Rd} = 770,81 - 536,19$$

$$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{ij,Rd} = 796,88 - 536,19$$

$$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{ij,Rd} = 957,22 - 744,43$$

$$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{ij,Rd} = 903,78 - 744,43$$

F_{t3,Rd,comp}

389,79
227,61
301,76
205,78
264,30
248,63
278,70
311,04
479,32

Component

Beam web - compression
Column flange - tension - group
Column web - tension - group
Column flange - tension - group
Column web - tension - group
Front plate - tension - group
Beam web - tension - group
Front plate - tension - group
Beam web - tension - group

F_{t4,Rd,comp}

173,19
226,08
208,24
226,08
385,70
389,05
173,19
565,93
470,54
184,01
205,78
331,96
227,61
314,77
205,78
237,73
231,00
317,33
261,24
334,48
323,66
535,10

Component

Bolt row resistance
Column flange - tension
Column web - tension
Front plate - tension
Beam web - tension
Bolts due to shear punching
Web panel - shear
Column web - compression
Beam flange - compression
Beam web - compression
Column flange - tension - group
Column web - tension - group
Column flange - tension - group
Column web - tension - group
Column flange - tension - group
Column web - tension - group
Front plate - tension - group
Beam web - tension - group
Front plate - tension - group
Beam web - tension - group
Front plate - tension - group
Beam web - tension - group

F_{t5,Rd,comp}

0,00
217,22
208,24
226,08
385,70
389,05
0,00
392,74
297,35
10,82
212,79
289,30
212,79
301,56
234,62
260,69
212,79
159,35

Component

Bolt row resistance
Column flange - tension
Column web - tension
Front plate - tension
Beam web - tension
Bolts due to shear punching
Web panel - shear
Column web - compression
Beam flange - compression
Beam web - compression
Column flange - tension - group
Column web - tension - group
Column flange - tension - group
Column web - tension - group
Column flange - tension - group
Column web - tension - group
Column flange - tension - group
Column web - tension - group

Egyhajós acélszerkezetű csarnok és kiszolgáló csarnokrész

$F_{t5,Rd,comp}$ - Formula	$F_{t5,Rd,comp}$	Component
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum^4 F_{ij,Rd} = 451,62 - 173,19$	278,42	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum^4 F_{ij,Rd} = 564,92 - 173,19$	391,73	Beam web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum^3 F_{ij,Rd} = 670,01 - 378,97$	291,04	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum^3 F_{ij,Rd} = 826,48 - 378,97$	447,51	Beam web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum^2 F_{ij,Rd} = 857,47 - 536,19$	321,28	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum^2 F_{ij,Rd} = 1000,85 - 536,19$	464,66	Beam web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum^1 F_{ij,Rd} = 1128,12 - 744,43$	383,69	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum^1 F_{ij,Rd} = 1409,71 - 744,43$	665,28	Beam web - tension - group

SUMMARY TABLE OF FORCES								
Nr	h_j	$F_{ij,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1 541	208,24	223,42	208,24	208,24	226,08	385,70	226,08	389,05
2 471	157,22	226,08	208,24	208,24	226,08	385,70	226,08	389,05
3 401	205,78	226,08	208,24	208,24	226,08	385,70	226,08	389,05
4 261	173,19	226,08	208,24	208,24	226,08	385,70	226,08	389,05
5 191	-	217,22	208,24	208,24	226,08	385,70	226,08	389,05

CONNECTION RESISTANCE FOR BENDING $M_{j,Rd}$ [6.2]
 $M_{j,Rd} = \sum h_j F_{ij,Rd}$
 $M_{j,Rd} = 314,19 \text{ [kN*m]}$ Connection resistance for bending verified (0,16)
 $M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$ 0,16 < 1,00

WELD
RESISTANCE

$A_w = 11545 \text{ [mm}^2\text{]}$ Area of all welds [4.5.3.2(2)]
 $A_{wy} = 6490 \text{ [mm}^2\text{]}$ Area of horizontal welds [4.5.3.2(2)]
 $A_{wz} = 5056 \text{ [mm}^2\text{]}$ Area of vertical welds [4.5.3.2(5)]
 $I_{wy} = 50820873 \text{ [mm}^4\text{]}$ Moment of inertia of the weld arrangement with respect to the hor. axis [4.5.3.2(5)]
 $\sigma_{max} = \tau_{max} = 20,82 \text{ [MPa]}$ Normal stress in a weld [4.5.3.2(5)]
 $\sigma = \tau = -19,58 \text{ [MPa]}$ Stress in a vertical weld [4.5.3.2(5)]
 $\tau_{II} = 0,00 \text{ [MPa]}$ Tangent stress [4.5.3.2(7)]
 $\beta_w = 0,85$ Correlation coefficient (0,10)
 $\sqrt{[\sigma_{max}^2 + 3(\tau_{max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \gamma_{M2})$ 41,64 < 404,71 verified (0,10)
 $\sqrt{[\sigma^2 + 3(\tau^2 + \tau_{II}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \gamma_{M2})$ 39,17 < 404,71 verified (0,07)
 $\sigma \leq 0,9 f_u / \gamma_{M2}$ 20,82 < 309,60 verified

CONNECTION STIFFNESS

$t_{wash} = 4 \text{ [mm]}$ Washer thickness [6.2.6.3.(2)]
 $h_{head} = 12 \text{ [mm]}$ Bolt head height [6.2.6.3.(2)]
 $h_{nut} = 16 \text{ [mm]}$ Bolt nut height [6.2.6.3.(2)]
 $L_b = 55 \text{ [mm]}$ Bolt length [6.2.6.3.(2)]
 $k_{10} = 5 \text{ [mm]}$ Stiffness coefficient of bolts [6.3.2.(1)]

STIFFNESSES OF BOLT ROWS

Nr	h_j	k_3	k_4	k_5	$k_{eff,j}$	$k_{eff,j} h_j$	$k_{eff,j} h_j^2$
1 541	208,24	2	76	71	Sum	2242	937474
2 471	157,22	2	70	34	1	667	360791
3 401	205,78	2	76	51	1	539	253733
					1	491	196756

Egyhajós acélszerkezetű csarnok és kiszolgáló csarnokrész

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
4 261		2	76	51	1	319	83281
5 191		2	72	59	1	225	42913

[6.3.3.1.(2)]

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j}))$$

$$z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$z_{eq} = 418 \text{ [mm]} \text{ Equivalent force arm}$$

[6.3.3.1.(3)]

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / z_{eq}$$

$$k_{eq} = 5 \text{ [mm]} \text{ Equivalent stiffness coefficient of a bolt arrangement}$$

[6.3.3.1.(1)]

EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$$A_{vc} = 4224 \text{ [mm}^2\text{]} \text{ Shear area}$$

[5.3.(7)]

$$\beta = 0,82 \text{ Transformation parameter}$$

[6.2.5]

$$z = 418 \text{ [mm]} \text{ Lever arm}$$

[6.3.2.(1)]

$$k_1 = 5 \text{ [mm]} \text{ Stiffness coefficient of the column web panel subjected to shear}$$

[6.3.2.(1)]

$$k_2 = \text{Stiffness coefficient of the compressed column web}$$

$$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq}) \text{ [6.3.1.(4)]}$$

[6.3.1.(4)]

$$S_{j,ini} = 89802,00 \text{ [kN*m]} \text{ Initial rotational stiffness}$$

[6.3.1.(6)]

$$S_{j,ini} = \text{Stiffness coefficient of a connection}$$

[6.3.1.(4)]

$$\mu = 1,00$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \text{ [6.3.1.(4)]}$$

$$S_j = 89802,00 \text{ [kN*m]} \text{ Final rotational stiffness}$$

[5.2.2.5]

$$S_{j,rig} = 110667,20 \text{ [kN*m]} \text{ Stiffness of a rigid connection}$$

[5.2.2.5]

$$S_{j,pin} = 6916,70 \text{ [kN*m]} \text{ Stiffness of a pinned connection}$$

$$S_{j,pin} \leq S_{j,ini} < S_{j,rig} \text{ SEMI-RIGID}$$

WEAKEST COMPONENT:

COLUMN WEB PANEL - SHEAR

REMARKS

Plate height is too small.

The thickness of bracket web is less than the thickness of beam web

The thickness of bracket flange is less than the thickness of beam flange

$$574 \text{ [mm]} > 460 \text{ [mm]}$$

$$8 \text{ [mm]} < 9 \text{ [mm]}$$

$$12 \text{ [mm]} < 15 \text{ [mm]}$$

Ratio 0,77

Connection conforms to the code

8.6. Jobb oldali talpcsomópont



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2015

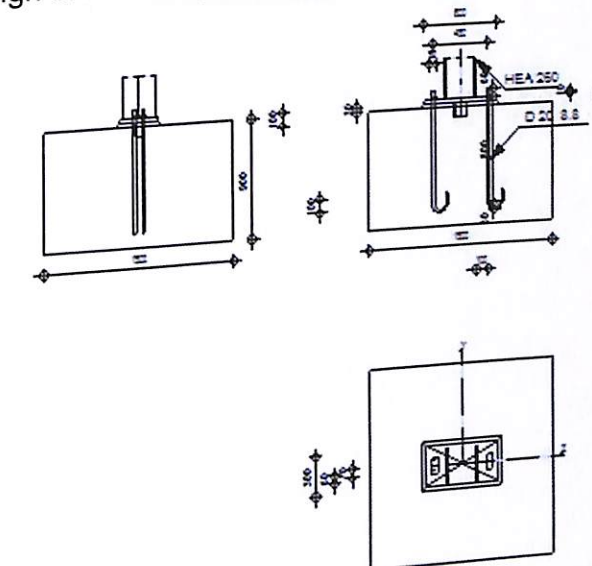
Fixed column base design

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide:

Design of fastenings in concrete

OK

Ratio
0,80



GENERAL

Connection no.: 1
Connection name: Fixed column base

GEOMETRY

COLUMN

HEA 260

Section:
 $L_c = 5,00$ [m] Column length
 $\alpha = 0,0$ [Deg] Inclination angle
 $h_c = 250$ [mm] Height of column section
 $b_{fc} = 260$ [mm] Width of column section
 $t_{wc} = 8$ [mm] Thickness of the web of column section
 $t_{fc} = 13$ [mm] Thickness of the flange of column section
 $r_c = 24$ [mm] Radius of column section fillet
 $A_c = 8680$ [mm²] Cross-sectional area of a column
 $I_{yc} = 104500000$ [mm⁴] Moment of inertia of the column section
 Material: STEEL
 $f_{yc} = 265,00$ [MPa] Resistance
 $f_{uc} = 430,00$ [MPa] Yield strength of a material

COLUMN BASE

$l_{pd} = 600$ [mm] Length
 $b_{pd} = 300$ [mm] Width
 $t_{pd} = 35$ [mm] Thickness
 Material: STEEL
 $f_{ypd} = 265,00$ [MPa] Resistance
 $f_{upd} = 430,00$ [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
$d =$	20 [mm]	Bolt diameter
$A_s =$	245 [mm ²]	Effective section area of a bolt
$A_v =$	314 [mm ²]	Area of bolt section
$n_H =$	2	Number of bolt columns
$n_V =$	2	Number of bolt rows
Horizontal spacing $e_{Hi} =$	450 [mm]	
Vertical spacing $e_{Vi} =$	70 [mm]	

Anchor dimensions

$L_1 =$	60 [mm]
$L_2 =$	800 [mm]
$L_3 =$	120 [mm]
$L_4 =$	100 [mm]

Washer

$l_{wd} =$	50 [mm]	Length
$b_{wd} =$	60 [mm]	Width
$t_{wd} =$	10 [mm]	Thickness

WEDGE

Section:	IPE 100
$l_w =$	100 [mm] Length
Material:	STEEL 43-245
$f_{yw} =$	245,00 [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

$L =$	1500 [mm]	Spread footing length
$B =$	1500 [mm]	Spread footing width
$H =$	900 [mm]	Spread footing height

Concrete

Class	C20
$f_{ck} =$	20,00 [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

$a_p =$	4 [mm]	Footing plate of the column base
$a_w =$	4 [mm]	Wedge

LOADS

Case: Manual calculations.

$N_{j,Ed} =$	-215,00 [kN]	Axial force
$V_{j,Ed,z} =$	100,00 [kN]	Shear force
$M_{j,Ed,y} =$	90,00 [kN*m]	Bending moment

RESULTS

COMPRESSION ZONE

COMPRESSION OF CONCRETE		EN 1992-1:3.1.6.(1)
$f_{cd} =$	13, 33 [MPa]	Design compressive resistance
$f_j =$	24, 34 [MPa]	Design bearing resistance under the base plate
$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3 \cdot f_j \cdot \gamma_{M0}))}$	67 [mm]	Additional width of the bearing pressure zone
$c =$	146 [mm]	Effective width of the bearing pressure zone under the flange
$b_{eff} =$	300 [mm]	Effective length of the bearing pressure zone under the flange
$l_{eff} =$	43753 [mm]	Area of the joint between the base plate and the foundation
$A_{c0} =$	39377 [mm ²]	Maximum design area of load distribution
$A_{c1} =$		
$F_{rd,u} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3 \cdot A_{c0} \cdot f_{cd}$		Bearing resistance of concrete
$F_{rd,u} =$	1750, 12 [kN]	Reduction factor for compression
$\beta_j =$	0, 67	
$f_{jd} = \beta_j \cdot F_{rd,u} / (b_{eff} \cdot l_{eff})$	26, 67 [MPa]	Design bearing resistance
$A_{c,n} =$	100415 [mm ²]	Bearing area for compression
$A_{c,y} =$	43753 [mm ²]	Bearing area for bending My
$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} \cdot f_{jd}$		Bearing resistance of concrete for compression
$F_{c,Rd,n} = 2677, 74$	[kN]	Bearing resistance of concrete for bending My
$F_{c,Rd,y} = 1166, 75$	[kN]	

COLUMN FLANGE AND WEB IN COMPRESSION

$CL =$	3, 00	Section class	EN 1993-1-1:5.5.2
$W_{el,y} =$	836000 [mm ³]	Elastic section modulus	EN1993-1-1:6.2.5.(2)
$M_{c,Rd,y} =$	221, 54 [kN*m]	Design resistance of the section for bending	EN1993-1-1:6.2.5
$h_{t,y} =$	238 [mm]	Distance between the centroids of flanges	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{t,y}$	932, 80 [kN]	Resistance of the compressed flange and web	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} =$			
RESISTANCES OF SPREAD FOOTING IN THE COMPRESSION ZONE			
$N_{i,Rd} = F_{c,Rd,n}$	2677, 74 [kN]	Resistance of a spread footing for axial compression	[6.2.8.3]
$N_{i,Rd} =$			
$F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$	932, 80 [kN]	Resistance of spread footing in the compression zone	
$F_{c,Rd,y} =$			

TENSION ZONE

STEEL FAILURE			
$A_b =$	245 [mm ²]	Effective anchor area	[Table 3.4]
$f_{ub} =$	800, 00 [MPa]	Tensile strength of the anchor material	[Table 3.4]
$\beta =$	0, 85	Reduction factor of anchor resistance	[3.6.1.(3)]
$F_{t,Rd,s1} = \beta \cdot 0.9 \cdot f_{ub} \cdot A_b / \gamma_{M2}$		Anchor resistance to steel failure	[Table 3.4]
$F_{t,Rd,s1} = 119, 95$	[kN]	Partial safety factor	CEB [3.2.3.2]
$\gamma_{Ms} =$	1, 20		CEB [9.2.2]
$f_{yb} =$	640, 00 [MPa]	Yield strength of the anchor material	
$F_{t,Rd,s2} = f_{yb} \cdot A_b / \gamma_{Ms}$		Anchor resistance to steel failure	
$F_{t,Rd,s2} = 130, 67$	[kN]		
$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$	119, 95 [kN]	Anchor resistance to steel failure	
$F_{t,Rd,s} =$			

PULL-OUT FAILURE

$f_{ck} =$	20,00 [MPa]	Characteristic compressive strength of concrete	EN 1992-1:[3.1.2]
$f_{ctd} = 0.7 \cdot 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3} / \gamma_c$			
$f_{ctd} =$	1,0 [MPa]	Design tensile resistance	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$\eta_1 =$	1,0	Coeff. related to the quality of the bond conditions and concreting conditions	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$\eta_2 =$	1,0	Coeff. related to the bar diameter	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$f_{bd} =$			
$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$	2,32 [MPa]	Design value of the ultimate bond stress	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$h_{ef} =$	800 [mm]	Effective anchorage depth	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$F_{t,Rd,p} = \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot f_{bd}$			
$F_{t,Rd,p} =$	116,66 [kN]	Design uplift capacity	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

CONCRETE CONE FAILURE

$h_{ef} =$	477 [mm]	Effective anchorage depth	CEB [9.2.4]
$N_{Rk,c}^0 = 7.5 [N^{0.5}/mm^{0.5}] \cdot f_{ck} \cdot h_{ef}^{1.5}$			
$N_{Rk,c}^0 =$	349,06 [kN]	Characteristic resistance of an anchor	CEB [9.2.4]
$s_{cr,N} =$	1430 [mm]	Critical width of the concrete cone	CEB [9.2.4]
$c_{cr,N} =$	715 [mm]	Critical edge distance	CEB [9.2.4]
$A_{c,N0} =$	2820000 [mm ²]	Maximum area of concrete cone	CEB [9.2.4]
$A_{c,N} =$	2250000 [mm ²]	Actual area of concrete cone	CEB [9.2.4]
$\psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$			
$\psi_{A,N} =$	0,80	Factor related to anchor spacing and edge distance	CEB [9.2.4]
$c =$	525 [mm]	Minimum edge distance from an anchor	CEB [9.2.4]
$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c/c_{cr,N} \leq 1.0$			
$\psi_{s,N} =$	0,92	Factor taking account the influence of edges of the concrete member on the distribution of stresses in the concrete	CEB [9.2.4]
$\psi_{ec,N} =$	1,00	Factor related to distribution of tensile forces acting on anchors	CEB [9.2.4]
$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$			
$\psi_{re,N} =$	1,0	Shell spalling factor	CEB [9.2.4]
$\psi_{ucr,N} =$	1,0	Factor taking into account whether the anchorage is in cracked or non-cracked concrete	CEB [9.2.4]
$\gamma_{Mc} =$	2,16	Partial safety factor	CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} / \gamma_{Mc}$			
$F_{t,Rd,c} =$	118,6 [kN]	Design anchor resistance to concrete cone failure	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

SPLITTING FAILURE

$h_{ef} =$	800 [mm]	Effective anchorage depth	CEB [9.2.5]
$N_{Rk,c}^0 = 7.5 [N^{0.5}/mm^{0.5}] \cdot f_{ck} \cdot h_{ef}^{1.5}$			
$N_{Rk,c}^0 =$	758,95 [kN]	Design uplift capacity	CEB [9.2.5]
$s_{cr,N} =$	1600 [mm]	Critical width of the concrete cone	CEB [9.2.5]
$c_{cr,N} =$	800 [mm]	Critical edge distance	CEB [9.2.5]
$A_{c,N0} =$	3423500 [mm ²]	Maximum area of concrete cone	CEB [9.2.5]
$A_{c,N} =$	2250000 [mm ²]	Actual area of concrete cone	CEB [9.2.5]
$\psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$			
$\psi_{A,N} =$	0,66	Factor related to anchor spacing and edge distance	CEB [9.2.5]
$c =$	525 [mm]	Minimum edge distance from an anchor	CEB [9.2.5]
$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c/c_{cr,N} \leq 1.0$			
$\psi_{s,N} =$	0,90	Factor taking account the influence of edges of the concrete member on the distribution of stresses in the concrete	CEB [9.2.5]

Egyhajós acélszerkezetű csarnok és kiszolgáló csarnokrész

$\psi_{s,N}$	0, Factor taking account the influence of edges of the concrete member on the distribution of stresses in the concrete	CEB [9.2.5]
$\psi_{ec,N}$	1, Factor related to distribution of tensile forces acting on anchors	CEB [9.2.5]
$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$		CEB [9.2.5]
$\psi_{re,N}$	1, 0 Shell spalling factor	CEB [9.2.5]
$\psi_{ucr,N}$	1, 0 Factor taking into account whether the anchorage is in cracked or non-cracked concrete	CEB [9.2.5]

$\psi_{h,N} = (h/(2 \cdot h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$	0, 68 Coeff. related to the foundation height	CEB [9.2.5]
$\psi_{h,N}$	2, 16 Partial safety factor	CEB [3.2.3.1]

$\gamma_{M,sp}$		CEB [9.2.5]
$F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} \cdot \psi_{h,N} / \gamma_{M,sp}$		
$F_{t,Rd,sp} = 141,13$ [kN]	Design anchor resistance to splitting of concrete	

TENSILE RESISTANCE OF AN ANCHOR

$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$	
$F_{t,Rd} = 116,66$ [kN]	Tensile resistance of an anchor

BENDING OF THE BASE PLATE

Bending moment $M_{i,Ed,y}$	150 [mm]	Effective length for a single bolt for mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,1}$	150 [mm]	Effective length for a single bolt for mode 2	[6.2.6.5]
$l_{eff,2}$	95 [mm]	Distance of a bolt from the stiffening edge	[6.2.4]
m	12, 17 [kN*m]	Plastic resistance of a plate for mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,1,Rd}$	12, 17 [kN*m]	Plastic resistance of a plate for mode 2	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd}$	510, 02 [kN]	Resistance of a plate for mode 1	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd}$	245, 47 [kN]	Resistance of a plate for mode 2	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd}$	233, 33 [kN]	Resistance of a plate for mode 3	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd}$			
$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$			
$F_{t,pl,Rd,y} = 233,33$ [kN]		Tension resistance of a plate	

RESISTANCES OF SPREAD FOOTING IN THE TENSION ZONE

$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$			
$F_{T,Rd,y} = 233,33$ [kN]	Resistance of a column base in the tension zone		[6.2.8.3]

CONNECTION CAPACITY CHECK

$N_{i,Ed} / N_{i,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0, 08 < 1, 00	verified	(0, 08)
$e_y = 419$ [mm]	Axial force eccentricity		[6.2.8.3]
$z_{c,y} = 119$ [mm]	Lever arm $F_{c,Rd,y}$		[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,y} = 225$ [mm]	Lever arm $F_{t,Rd,y}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} = 111,97$ [kN*m]	Connection resistance for bending	verified	[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	0, 80 < 1, 00		(0, 80)

SHEAR

BEARING PRESSURE OF AN ANCHOR BOLT ONTO THE BASE PLATE

Shear force $V_{i,Ed,z}$	1, 1	Coeff. taking account of the bolt position - in the direction of shear	[Table 3.4]
$\alpha_{d,z}$	1, 0	Coeff. for resistance calculation $F_{1,vb,Rd}$	[Table 3.4]
$\alpha_{b,z}$	2, 5	Coeff. taking account of the bolt position - perpendicularly to the direction of shear	[Table 3.4]
$k_{1,z}$			
$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p$			
$F_{1,vb,Rd,z} = 602,00$ [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)]
$A_{vb} =$	314 [mm ²]	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)]

$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$	49,86 [kN]	Shear resistance of a bolt - without lever arm	CEB [9.3.2.2]
$\alpha_M =$	2,00	Factor related to the fastening of an anchor in the foundation	CEB [9.3.2.2]
$M_{Rk,s} =$	0,21 [kN*m]	Characteristic bending resistance of an anchor	CEB [9.3.2.2]
$l_{sm} =$	58 [mm]	Lever arm length	CEB [3.2.3.2]
$\gamma_{Ms} =$	1,20	Partial safety factor	CEB [9.3.1]
$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M \cdot M_{Rk,s} / (l_{sm} \cdot \gamma_{Ms})$	6,17 [kN]	Shear resistance of a bolt - with lever arm	CEB [9.2.4]

CONCRETE PRY-OUT FAILURE

$N_{Rk,c} =$	256,30 [kN]	Design uplift capacity	CEB [9.3.3]
$k_3 =$	2,00	Factor related to the anchor length	CEB [3.2.3.1]
$\gamma_{Mc} =$	2,16	Partial safety factor	CEB [9.3.1]
$F_{v,Rd,cp} = k_3 \cdot N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$		Concrete resistance for pry-out failure	
$F_{v,Rd,cp} =$	237,32 [kN]		

CONCRETE EDGE FAILURE

Shear force $V_{j,Ed,z}$	955 [kN]	Characteristic resistance of an anchor	CEB [9.3.4.(a)]
$V_{Rk,c,z} =$	52 N		CEB [9.3.4]
$\psi_{A,V,z} =$	0,9	Factor related to anchor spacing and edge distance	CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{h,V,z} =$	1,0	Factor related to the foundation thickness	CEB [9.3.4.(d)]
$\psi_{s,V,z} =$	0,9	Factor related to the influence of edges parallel to the shear load direction	CEB [9.3.4.(e)]
$\psi_{ec,V,z} =$	1,0	Factor taking account a group effect when different shear loads are acting on the individual anchors in a group	CEB [9.3.4.(f)]
$\psi_{ec,V,z} =$	1,0	Factor related to the angle at which the shear load is applied	CEB [9.3.4.(g)]
$\psi_{ucr,V,z} =$	1,0	Factor related to the type of edge reinforcement used	CEB [3.2.3.1]
$\gamma_{Mc} =$	2,16	Partial safety factor	CEB [9.3.1]

$F_{v,Rd,c,z} =$			
$V_{Rk,c,z} = \psi_{A,V,z} \cdot \psi_{h,V,z} \cdot \psi_{s,V,z} \cdot \psi_{ec,V,z} \cdot \psi_{ec,V,z} \cdot \psi_{ucr,V,z}$			
$\psi_{ucr,V,z} = \psi_{ucr,V,z} \cdot \gamma_{Mc}$			
$F_{v,Rd,c,z} =$	390,55 [kN]	Concrete resistance for edge failure	[6.2.2.(6)]

$F_{v,Rd,c,z} =$	390,55 [kN]		[6.2.2.(6)]
------------------	-------------	--	-------------

**SPLITTING
RESISTANCE**

$C_{f,d} =$	0,30	Coeff. of friction between the base plate and concrete	[6.2.2.(6)]
$N_{c,Ed} =$	215,00 [kN]	Compressive force	
$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed}$	64,50 [kN]	Slip resistance	

BEARING PRESSURE OF THE WEDGE ONTO CONCRETE

$F_{v,Rd,wg,z} = 1.4 \cdot l_w \cdot b_{wz} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	102,67 [kN]	Resistance for bearing pressure of the wedge onto concrete	
$F_{v,Rd,wg,z} =$			

SHEAR CHECK

Egyhajós acélszerkezetű csarnok és kiszolgáló csarnokrész

$$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{t,Rd}$$
$$V_{j,Rd,z} = 191,85 \text{ [kN]} \quad \text{Connection resistance for shear} \quad \text{CEB [9.3.1]} \quad (0,52)$$
$$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,52 < 1,00 \quad \text{verified}$$

WELDS BETWEEN THE COLUMN AND THE BASE PLATE

$\sigma =$	144,07	[MPa]	Normal stress in a weld	[4.5.3.(7)]	
$\tau =$	144,07	[MPa]	Perpendicular tangent stress	[4.5.3.(7)]	
$\tau_{yII} =$	0,00	[MPa]	Tangent stress parallel to $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]	
$\tau_{zII} =$	55,56	[MPa]	Tangent stress parallel to $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]	
$\beta_w =$	0,85		Resistance-dependent coefficient	[4.5.3.(7)]	(0,47)
$\sigma / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0 \text{ (4.1)}$				verified	(0,71)
$\sqrt{(\sigma^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2)) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1.0 \text{ (4.1)}$				verified	(0,68)
$\sqrt{(\sigma^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2)) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1.0 \text{ (4.1)}$				verified	(0,68)

CONNECTION STIFFNESS

Bending moment $M_{j,Ed,y}$		146 [mm]	Effective width of the bearing pressure zone under the flange	[6.2.5.(3)]
$b_{eff} =$		300 [mm]	Effective length of the bearing pressure zone under the flange	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$				[Table 6.11]
$k_{13,y} = E_c \cdot \sqrt{b_{eff} \cdot l_{eff}} / (1.275 \cdot E)$			Stiffness coeff. of compressed concrete	[6.2.6.5]
$k_{13,y} =$	19	[mm]	Effective length for a single bolt for mode 2	[6.2.6.5]
$l_{eff} =$		150 [mm]	Effective length for a single bolt for mode 2	
$m =$		95 [mm]	Distance of a bolt from the stiffening edge	[Table 6.11]
$k_{15,y} = 0.850 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$			Stiffness coeff. of the base plate subjected to tension	[Table 6.11]
$k_{15,y} =$	6	[mm]	Effective anchorage depth	
$L_b =$		245 [mm]	Effective anchorage depth	[Table 6.11]
$k_{16,y} = 1.6 \cdot A_b / L_b$			Stiffness coeff. of an anchor subjected to tension	[5.2.2.5.(2)]
$k_{16,y} =$	2	[mm]	Column slenderness	[Table 6.12]
$\lambda_{0,y} =$		0,52	Column slenderness	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} =$		22777,95 [kN*m]	Initial rotational stiffness	
$S_{j,rig,y} =$		128535,00 [kN*m]	Stiffness of a rigid connection	
$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$			SEMI-RIGID [5.2.2.5.(2)]	

WEAKEST COMPONENT:

FOUNDATION - PULL-OUT OF AN ANCHOR BOLT FROM CONCRETE

Ratio 0,80

Connection conforms to the code

Egyhajós acélszerkezetű csarnok és kiszolgáló csarnokrész

9. Irodalomjegyzék, hivatkozások

Ádány Sándor -Dulácska Endre-Dunai László-Fernezeyi Sándor-Horváth László -
Acélszerkezetek I. Általános eljárások Tervezés az Eurocode alapján
Horváth Katalin - Acélszerkezetek , faszerkezetek II.1 , II.2
Horváth Katalin- Magasépítési acélszerkezetek

Hivatkozások:
<http://www.lindab.com/hu>
<http://www.nagev.hu>

10. Mellékletek

Rajzi mellékletek:
- ACA-1 : Általános terv
- ACT-1 : Csarnok keresztmetszet
- ACT-2 : Csarnok keresztmetszet
- ACLP-1 : Lépcső terve
- ACL-1 : Lindab elemek terve
- ACSZ-1, ACSZ-2 : Csarnok merevítése
- ALA-1 : Alapozás