SZAKDOLGOZAT

# SZAKDOLGOZAT

Mogyoród, 1093 hrsz-ú telken található családi ház
részletes statikai számításai és felszerkezet
tartószerkezeteinek kiviteli tervei

[redacted]

2009

KOVÁCS ZOLTÁN.
N. ÉP. III.

FISCHER JÁNOS

# Diplomaterv általános tartalmi követelményei

1., Vázlattervek a számításhoz ( ún. pozíciós tervek )
2., Részletes statikai számítások
3., Vázlatok a kiviteli tervekhez ( vasalási vázlat, acél ill. fakeresztmetszetek )
4., Kiviteli tervek a felszerkezet tartószerkezeti elemeiről
5., Kiviteli terv az alapozásról
6., Részletes tartószerkezeti műleírás

A konzulens tanár az általános követelményeket a konkrét feladat ismeretében kiegészíti, részletezi, esetleg módosítja.

CSALÁDI HÁZ, MOGYORÓD. (fsz + emelet + kihajlásos magastető)
Fedélsíkok méretezése; padlásfödém méretezése; fsz. feletti födém és kiváltók méretezése; vasbeton háromkarú lépcső és az oszlopok tervezése. Kiviteli tervek készítése, kiviteli dokumentáció.

2006. március 22.

Kovács Zoltán

A hallgató aláírásával igazolja a követelmények tudomásul vételét.

Kovács Zoltán
a hallgató aláírása

Megjegyzés:
Az egyik példányt kérjük vissza az adatok pontos nyilvántartása érdekében.

# Műszaki leírás

## Megbízás tárgya:

Az építtető megbízásából családi ház kiviteli tervének és tartószerkezeti dokumentációjának elkészítése.

## Felhasznált dokumentumok:

Az épület építész tervei: alaprajzok, metszetek, homlokzatok lépcső terv
Geotechnikai szakvélemény.

## Helyszín és terepviszonyok:

Mogyoród 1093 hrsz-ú telek.
Felszíni vízfolyás a közelben nincs. A környék családi házas beépítésű, ill. üresen álló építési telkek találhatók.

## Az épület leírása:

Az épület négyszög alaprajzú, mediterrán tetős, 2 szintes, nem alápincézett, földszint + emelet beépítésű családi ház. Befoglaló méretei 17x11,14m. Földszint alapterülete: 186, 5 $m^2$

## Az épület tartószerkezeti leírása:

### Alapozás:

Az épület alatt az alapozási tervnek megfelelően sávalap készül. (az alapozási terv egy másik dokumentáció részét képezi) A sávalap vasbetonból készül.

### Főfal:

Porotherm 38 Hs kézi falazóblokk.

### Válaszfalak:

Porotherm 10/50 N+F válaszfal elem.

### Pillérek:

38x38 és 30x30 keresztmetszetben készülnek. Ø16 és Ø16 vasalással és Ø8/380 és Ø8/300 kengyelezéssel.
Anyagminőségek: beton – C20
hosszvasak: B60.40
kengyelek: B38.24
Betontakarás: 2cm

## Vasbeton gerendák:

33x30, 38x20, 38x35, keresztmetszeti méretben készülnek. Ø12, Ø14, Ø16 és Ø20 vasalással. Ø8/5, Ø8/20 és Ø8/35 kengyelezéssel.

Anyagminőségek: beton – C20
hosszvasak: B60.40
kengyelek: B38.24

Betontakarás: 2cm

## Belső áthidalók:

Porotherm S elemmagas áthidalók. Nyílásonként 3 db kerül elhelyezésre..

## Födémszerkezet:

Helyszínen készült monolit vasbeton lemez, amely a fentebb említett vasbeton gerendákra, pillérekre és a 38 cm vtg. Porotherm falra támaszkodik.

Anyagminőségek: beton – C20
hosszvasak: B60.40

Betontakarás: 2 cm.

## Koszorú:

A földszint feletti födémen kívül még egy vasbeton koszorú készül az emelezi falak merevségének növelése céljából. A koszorúk 25 cm magasságúak, 33 cm és 38 cm szélességüek.
Vasalásuk: 4Ø12 hosszvasak és Ø8/25 kengyelezés.
Betonminőség: C20

## Lépcső:

Az épületben monolit vasbeton szerkezetű lépcső készül, 15cm-es lemezvastagsággal és Ø8-as vasalással. A vasakat a zsaluzatban kell majd hajlítani.
Anyagminőségek: beton – C20
hosszvasak: B60.40
Betontakarás: 2 cm

## Tetőszerkezet:

Mediterrán kialakítású szaruzatos fedélszék.
A tető hajlásszöge 25°.
Fő keresztmetszeti méretek:
szarufák: 10x15cm
élszaruk: 15x21cm
taréjszelemen: 2U220-as acélszelvény
talpszelemen: 15x15cm

A hőhidak elkerülése érdekében a födém szélére és a homlokzati falakon lévő gerendákra 5cm vtg. hőszigetelést kell szerelni.

## Munka és baleset védelem:

A kivitelezés során **felelős műszaki vezető** közreműködése szükséges!

A kivitelező cég vezetője, figyelemmel a vonatkozó előírásokra köteles a létesítmény a építésének munkafolyamataira építéstechnológiai utasítást adni, azok oktatásáról és megtartásáról az érintett dolgozók körében gondoskodni.

## Tervezői nyilatkozat:

Az tervezett műszaki megoldások megfelelnek a vonatkozó jogszabályoknak, a jelenleg hatályos szabályoknak és hatósági előírásoknak.

A kivitelezés során a tervtől eltérni, csak a tervező és az illetékes hatóság engedélyével szabad. Az alkalmazott anyagok felhasználására vonatkozó alkalmazástechnikai utasításokat be kell tartani.

Kovács Zoltán

Budapest, 2009. 06. 08.

# Szakdolgozat

## Számítási melléklet

**Tartalomjegyzék:**

**Fedélszékek méretezése:** **2. old**
-Teherszámítás 3. old
-SZ3 szarufa keresztmetszetének elleőrzése 5. old
-SZ2 szarufa keresztmetszetének elleőrzése 8. old
-SZ1 szarufa keresztmetszetének elleőrzése 13. old
-T1 taréjszelemen méretezése 16. old
-Talpszelemen méretezése 21. old

**Vasbeton tartóelemek méretezése:** **23. old**
-I. emeleti vasbeton koszorú: 24. old
-I. emeleti O1 vasbeton falpillér 26. old
-I. emeleti Phorotherm áthidalók 28. old
-Teherelemzés 29. old
-Földszint feletti gerendák 31. old
-G1 vasbeton gerenda 31. old
-G3 vasbeton gerenda 34. old
-G2 vasbeton gerenda 54. old
-G4 vasbeton gerenda 58. old
-G5 vasbeton gerenda 61. old
-G6 vasbeton gerenda 65. old
-G7 vasbeton gerenda 69. old
-G8 vasbeton gerenda 71. old
-G9 vasbeton gerenda 76. old
-G10 vasbeton gerenda 78. old
-G11 vasbeton gerenda 82. old
-G12 vasbeton gerenda 85. old

**Földszint feletti födém méretezése:** **89. old**
-L1-es födémszakasz méretezése 89. old
-L2-es födémszakasz méretezése 94. old
-L3-as födémszakasz méretezése 98. old
-L4-es födémszakasz méretezése 102. old
-L5-ös födémszakasz méretezése 106. old
-L6-os födémszakasz méretezése 107. old
-L7-es födémszakasz méretezése 109. old
-L8-as födémszakasz méretezése 113. old
-L9-es födémszakasz méretezése 115. old

**Földszinti O2 vasbeton pillérek méretezése:** **117. old**

**Földszinti L1 vasbeton lépcső méretezése:** **119. old**

# Fedélszékek méretezése

## Teherszámítás:

Állandó terhek:

| Rétegrend: | Térfogatsúly [kg/m$^3$] | Rétegvastagság [m] | Felületsúly (terhek alapértéke) [kg/m$^2$] | Biztonsági tényező | Terhek szélsőértéke [kg/ m$^2$] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 réteg mediterrán cserépfedés | - | - | 48 | 1, 2 | 57, 6 |
| 2,5 cm-es lécezés | - | - | 2,6 | 1, 2 | 3, 12 |
| 2 cm légrés | - | - | - | - | - |
| 1 réteg Dörken Delta Vent | - | - | - | - | - |
| 5 cm légrés | - | - | - | - | - |
| 10 cm ásványgyapot II. | 100 | 0, 1 | 10 | 1, 3 | 13 |
| 1 réteg PE fólia | - | - | - | - | - |
| 2,5 cm faburkolat | - | - | 6 | 1, 2 | 7, 2 |
| | | Összesen: | **66, 6** | | **80, 9** |

Állandó terhek:

Terhek alapértéke : $g_a = 0{,}67$ kN/m$^2$
Terhek szélsőértékkel: $g_{sz} = 0,\ 81$ kN/m$^2$

Szélteher:

Zárt építmények szélterhe külső felületein:

1. eset – nincs szélszívás keletkezik, a biztonság javára elhanyagolható

2. eset - mértékadó

A tető széltámadta oldalán csak szélnyomás keletkezhet a $C_1$ alaki tényezővel. Ekkor a szélárnyékos oldalon $C_2 = 0$.

$C_1$ alaki tényező meghatározása interpolálással:

Tető hajlásszöge: $\alpha = 25\ ^\circ$
Az épület magassága: H= 7, 59 m

Alaki tényező: 0 ° esetén 0
60° esetén 0, 8

$25\ ^\circ / C_1 = 60\ ^\circ / 0{,}8 \Rightarrow C_1 = 0,\ 33$

Szélteher alapértékének meghatározása:
$p_W = C \times W_0$

Ahol: C = alaki tényező
$W_0$ = helyi torlónyomás

Helyi torlónyomás meghatározása:

$W_0 = 0,603 \times (H/10)^{0,32} = 0,603 \times (7,59/10)^{0,32} = 0,55\ kN/m^2$

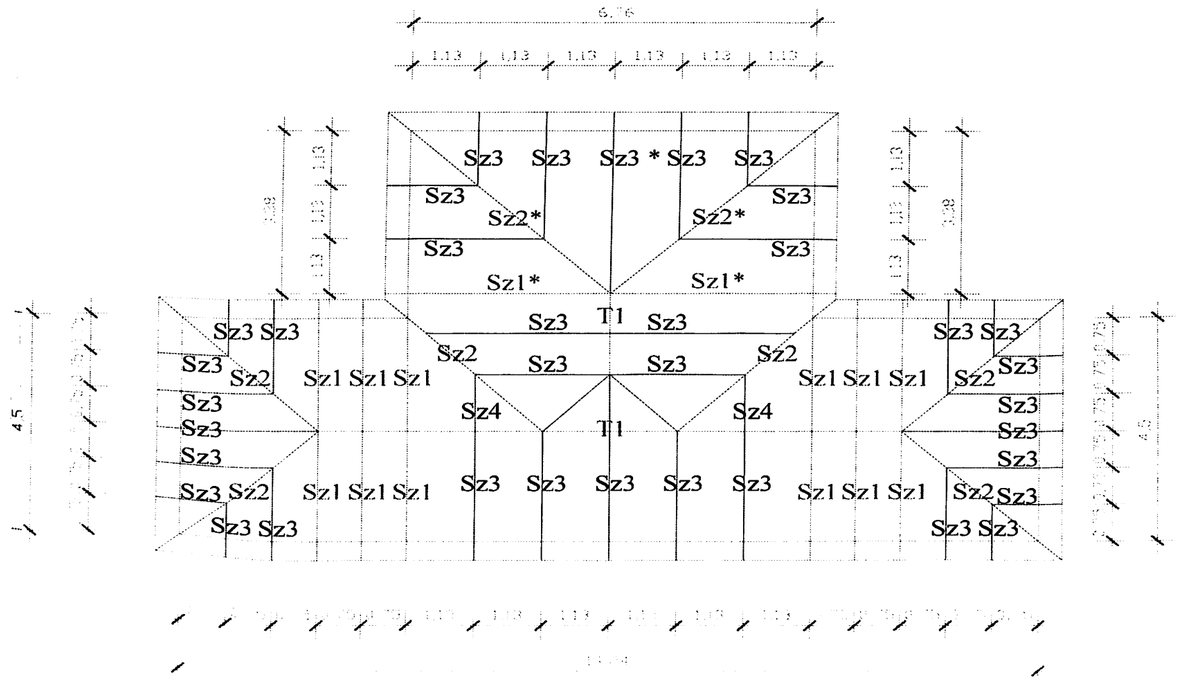
Szélteher alapértéke: $p_W = C \times W_0 = 0,33 \times 0,55\ kN/m^2 = 0,18\ kN/m^2$

<u>Hóteher:</u>

M=154, 2 mBf + 7, 59 m = 287, 59 mBf
$p_a = 0,8\ kN/m^2 \Rightarrow \alpha = 25°$ - teljes értékkel kell számolni

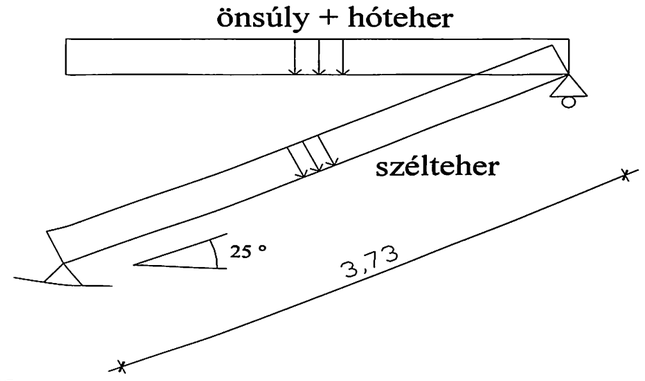
biztonsági tényező:
$g/p = 0,67/0,8 = 0,8375 \Rightarrow \gamma = 1,49$
$p_{sz} = 0,8 \times 1,49 = 1,19\ kN/m^2$

<u>Fedélszékek szaruzatának kiosztása:</u>




Mediterrán tető szaruzata (*-gal jelölve a mértékadó, méretezett tartók)

**Sz3 as szarufa keresztmetszetének ellenőrzése:**




F56 II. o
Nem fűthető, fedett, zárt légtér
$T \geq 50$ év
$k_u = 1\text{-}(18\text{-}12)\times 0{,}02 = 0{,}88$
$\sigma_{TH} = 21\ N/mm^2 \times 1 \times 0{,}88 = 18{,}46\ N/mm^2$

Terhek számítása:

Függőleges terhek:

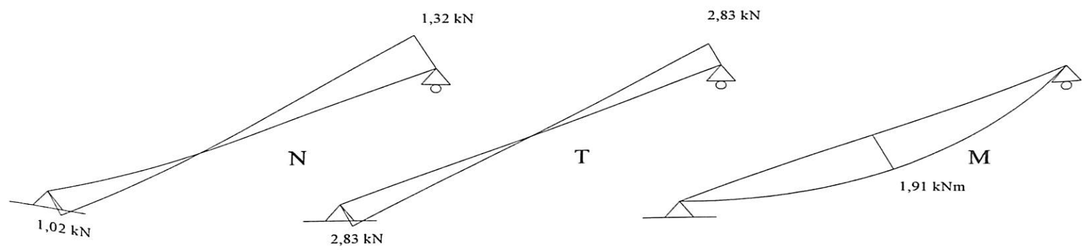
Alapérték: $(0{,}67\ kN/m^2 + 0{,}8\ kN/m^2)\times 1{,}13\ m + 0{,}1\ m \times 0{,}15\ m \times 0{,}65\ kN/m^3 = 1{,}67\ kN/m$
Szélsőérték: $(0{,}81 kN/m^2 + 1{,}19 kN/m^2)\times 1{,}13\ m + 1{,}2 \times 0{,}1\ m \times 0{,}15\ m \times 0{,}65\ kN/m^3 = 2{,}27\ kN/m$

Merőleges terhek:

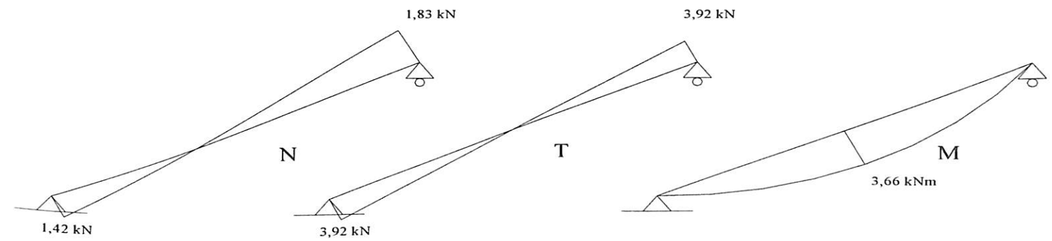
Alapérték: $0{,}18\ kN/m^2 \times 1{,}13\ m = 0{,}2\ kN/m$
Szélsőérték: $1{,}2 \times 0{,}18\ kN/m^2 \times 1{,}13\ m = 0{,}24\ kN/m$

Igénybevételek számítása AXIS programmal:

Alapértékkel:




Szélsőértékkel:



Tartó ellenőrzése külpontos nyomásra:

$N/N_H + 1/(1-N/N^0_H)\times(M/M_H) \leq 1$
Feltételezett keresztmetszet: 150 mm/100 mm

Ahol: $M_H = W \times \sigma_{TH} = 37,5 \times 10^4\ mm^3 \times 18,46\ N/mm^2 = 6,9\ kNm$
$W = 100 \times 150^2 / 6 = 37,5 \times 10^4\ mm^3$

$N_H = \varphi \times A \times \sigma_{TH}$
$\lambda = l_0 / i$
$i_x = \sqrt{(I/A)}=\sqrt{(( 150^3\times100/12)/(100\times150))}=\sqrt{1875}=43,3$ mm
$\lambda_x$=3730 mm/43,3 mm = 86, 14 < 150
$\varphi_x$= 0, 79
$N_H$ = 0, 79 × 100 mm × 150 mm × 18,46 N/mm² = 218, 75 kN

$i_y = \sqrt{(I/A)}=\sqrt{(( 100^3\times150/12)/(100\times150))}=\sqrt{833,3}=28,7$ mm
$\lambda_y$=3730 mm/28,7 mm = 129, 97 < 150
$\varphi_x$= 0, 2
$N^0_H$ = 0, 2 × 150 mm × 100 mm × 18, 46 N/mm² = 55, 38 kN

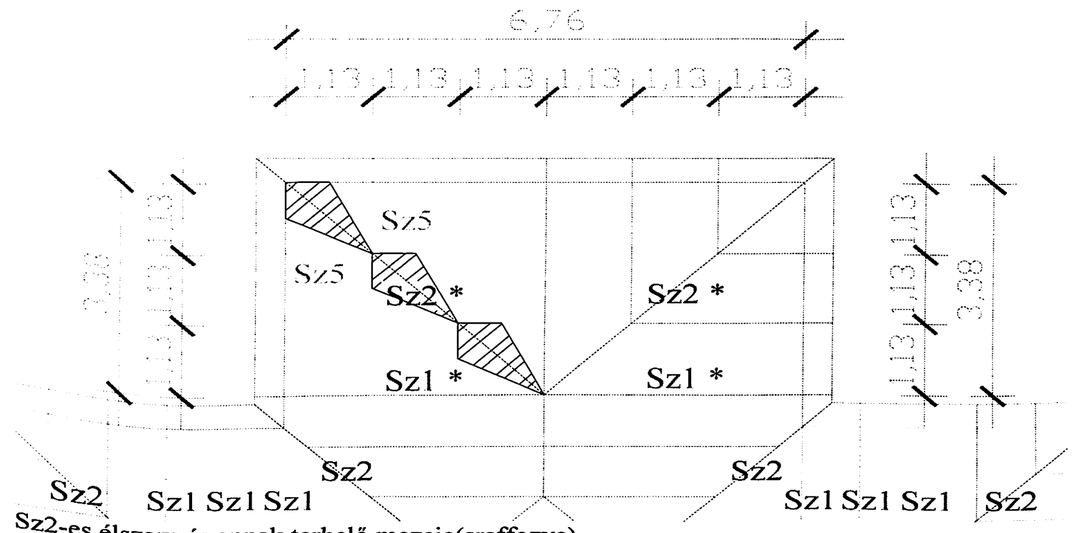
1,83 kN/218,75 kN+1/(1-1,83 kN/55,38 kN)×(3,66 kNm/6,9 kNm) = 0, 56 > 1
a tartó megfelel az igénybevételnek

Tartó ellenőrzése alakváltozásra:

$f_H = l / 200 = 3730 / 200 = 18,65$ mm

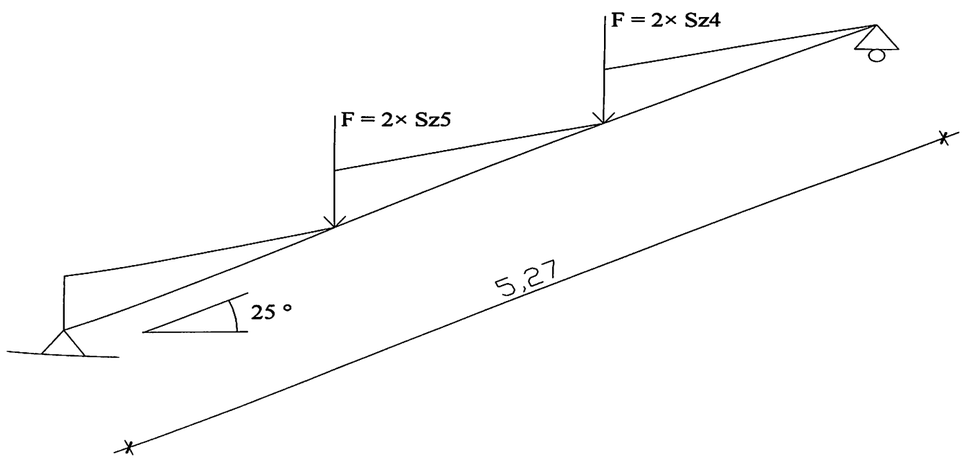
$f_M = (q \times l^4)/(120 \times E \times I) = (1,87\times3730^4)/(120\times12000\times(150^3\times100)/12)$= 8,94 mm a tartó alakváltozásra megfelel

**Sz2-es szarufa keresztmetszetének ellenőrzése:**




Sz2-es élszaru és annak terhelő mezeje(sraffozva)

Sz2-es élszaru egyszerűsített statikai vázlata:

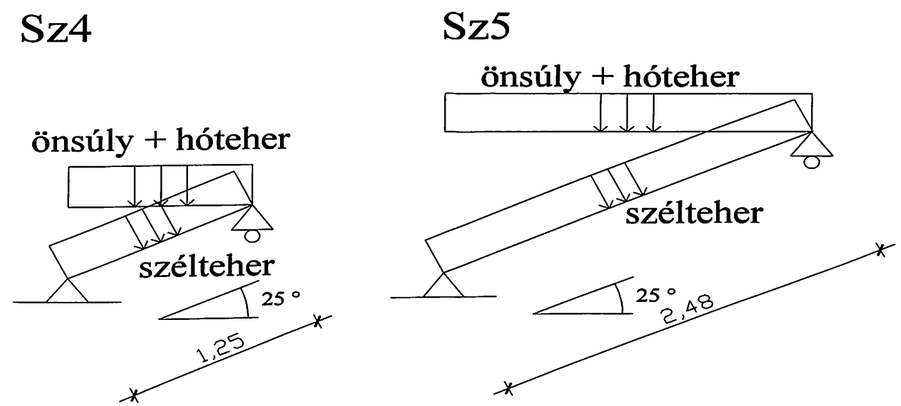



$q_{max\ alap}$=(1,59 m/cos 25)×(0,8 m/cos25)/2×(1,67 kN/m$^2$+0,2 kN/m$^2$)=1,45 kN/m
$q_{max\ széls.}$=(1,59 m/cos25)×(0,8 m/cos25)/2×(2,27kN/m$^2$+0,24kN/m$^2$)=1,94 kN/m

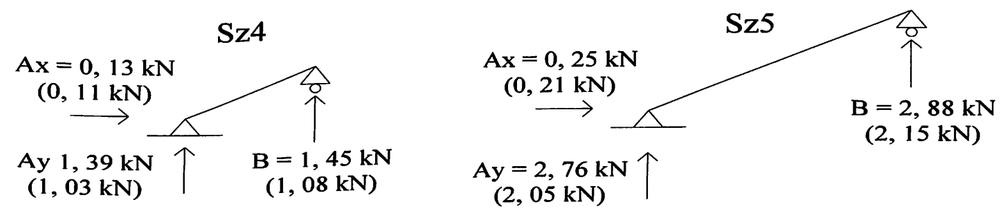
Sz4-es és Sz5-ös szarufák igénybevételeinek számítása Axis programmal:

Keresztmetszet ellenőrzésére nincs szükség, mivel a jóval hosszabb Sz3-as szarufa esetében is megfelelt a 150/100 mm, így itt is azt alkalmazzuk.

Sz4-es és Sz5-ös szarufák statikai váza:

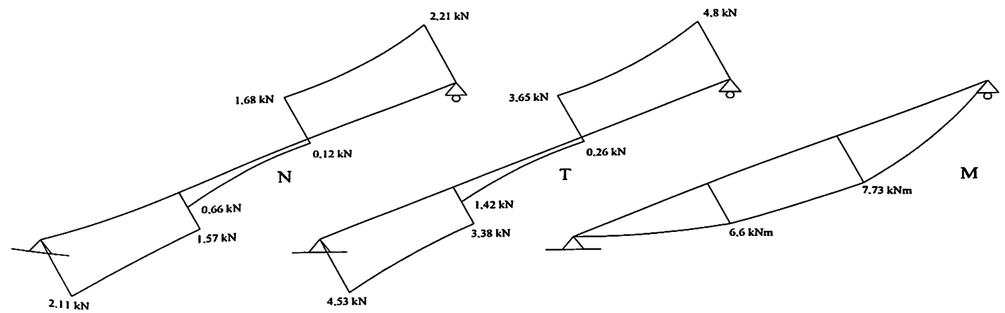



Támaszerők számítása AXIS programmal:

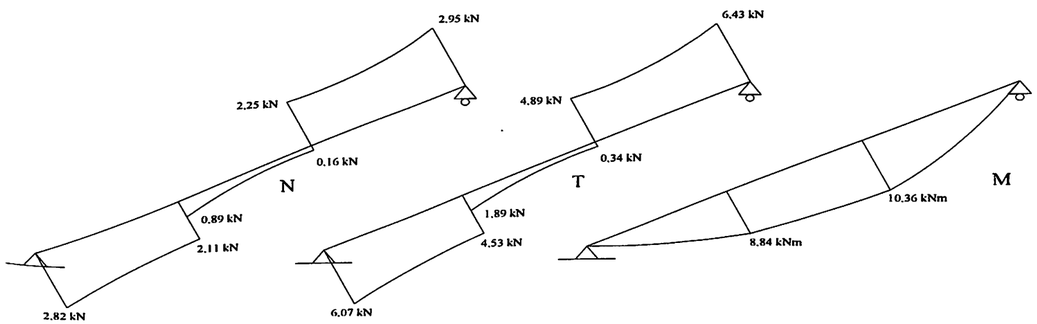


Sz2-es szarufa igénybevételeinek számítása Axis programmal:

Alapértékkel:




Szélsőértékkel:




Tartó ellenőrzése külpontos nyomásra:

$N/N_H + 1/(1-N/N^0_H)\times(M/M_H) \leq 1$

Feltételezett keresztmetszet: 150 mm/100 mm

Ahol: $M_H = W \times \sigma_{TH} = 37,5 \times 10^4\ mm^3 \times 18,46\ N/mm^2 = 6,9\ kNm$
$W = 100 \times 150^2 / 6 = 37,5 \times 10^4\ mm^3$

$N_H = \varphi \times A \times \sigma_{TH}$
$\lambda = l_0 / i$
$i_x = \sqrt{(I/A)} = \sqrt{((150^3 \times 100/12)/(100 \times 150))} = \sqrt{1875} = 43,3\ mm$
$\lambda_x = 5270\ mm/43,3\ mm = 121,7 < 150$
$\varphi_x = 0,26$
$N_H = 0,26 \times 100\ mm \times 150\ mm \times 18,46\ N/mm^2 = 71,99\ kN$

$i_y = \sqrt{(I/A)} = \sqrt{((100^3 \times 150/12)/(100 \times 150))} = \sqrt{833,3} = 28,7\ mm$
$\lambda_y = 5270\ mm/28,87\ mm = 182,5 > 150$ a tartó keresztmetszet nem felel meg

Feltételezett keresztmetszet: 150 mm/150 mm

Ahol: $M_H = W \times \sigma_{TH} = 56,3 \times 10^4\ mm^3 \times 18,46\ N/mm^2 = 10,39\ kNm$
$W = 150 \times 150^2 / 6 = 56,3 \times 10^4\ mm^3$

$N_H = \varphi \times A \times \sigma_{TH}$
$\lambda = l_0 / i$
$i_x = \sqrt{(I/A)} = \sqrt{((150^3 \times 150/12)/(150 \times 150))} = \sqrt{1875} = 43,3\ mm$
$\lambda_x = 5270\ mm/43,3\ mm = 121,7 < 150$
$\varphi_x = 0,26$
$N_H = 0,26 \times 150\ mm \times 150\ mm \times 18,46\ N/mm^2 = 107,99\ kN$

$i_y = \sqrt{(I/A)} = \sqrt{((150^3 \times 150/12)/(150 \times 150))} = \sqrt{1875} = 43,3\ mm < 150$
$\lambda_y = 5270\ mm/43,3\ mm = 121,7 < 150$
$\varphi_x = 0,26$
$N^0_H = 0,26 \times 150\ mm \times 150\ mm \times 18,46\ N/mm^2 = 107,99\ kN$

$2,95\ kN/107,99\ kN + 1/(1 - 2,95\ kN/107,99\ kN) \times (10,36\ kNm/10,39\ kNm) = 1,05 > 1$
A tartó nem felel meg az igénybevételeknek

Feltételezett keresztmetszet: 210 mm/150 mm

Ahol: $M_H = W \times \sigma_{TH} = 110,3 \times 10^4\ mm^3 \times 18,46\ N/mm^2 = 20,35\ kNm$
$W = 150 \times 210^2 / 6 = 110,3 \times 10^4\ mm^3$

$N_H = \varphi \times A \times \sigma_{TH}$
$\lambda = l_0 / i$
$i_x = \sqrt{(I/A)} = \sqrt{((210^3 \times 150/12)/(210 \times 150))} = \sqrt{3675} = 60,62\ mm$
$\lambda_x = 5270\ mm/60,62\ mm = 42,4 < 150$
$\varphi_x = 0,75$
$N_H = 0,75 \times 210\ mm \times 150\ mm \times 18,46\ N/mm^2 = 436,12\ kN$

$i_y = \sqrt{(I/A)} = \sqrt{((150^3 \times 210/12)/(210 \times 150))} = \sqrt{1875} = 43,3\ mm < 150$
$\lambda_y = 5270\ mm/43,3\ mm = 121,7 < 150$

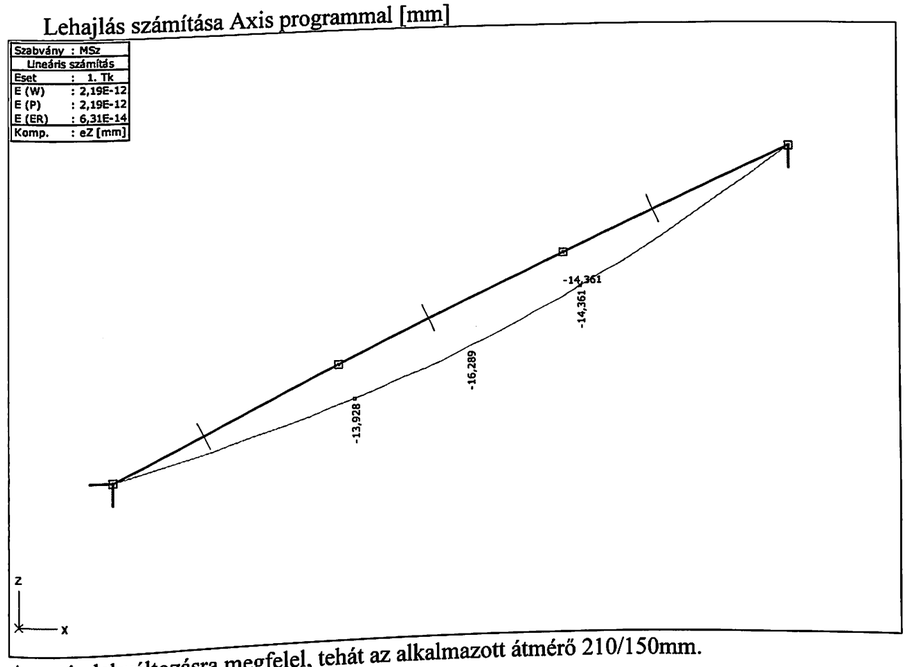
$\varphi_x$= 0, 26
$N^0_H$ = 0, 26 × 210 mm × 150 mm × 18, 46 N/mm$^2$ = 151, 19 kN

2,95 kN/436,12 kN+1/(1-2, 95 kN/151, 19 kN)×(10,36 kNm/20,35 kNm)=0,53<1
A tartó megfelel az igénybevételeknek

Tartó ellenőrzése alakváltozásra:

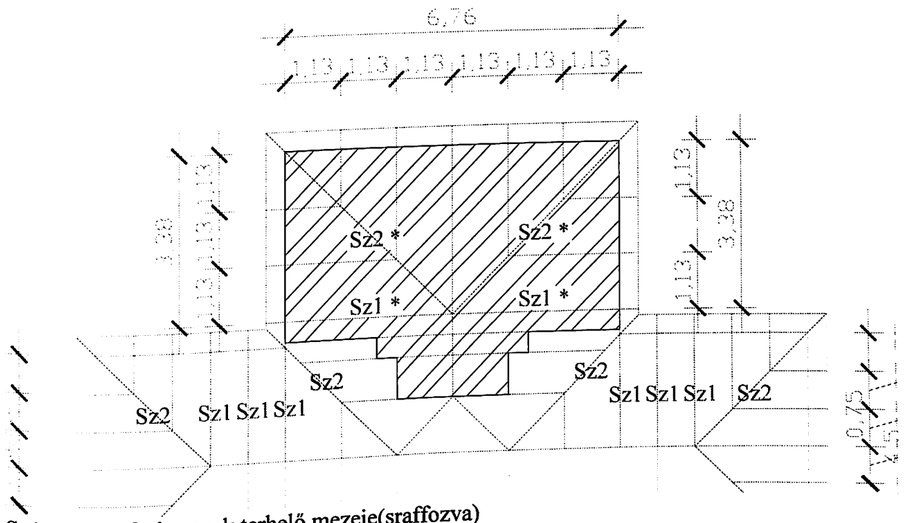
$f_H$ = l / 200 = 5270 / 200 = 26 , 35 mm

Lehajlás számítása Axis programmal [mm]



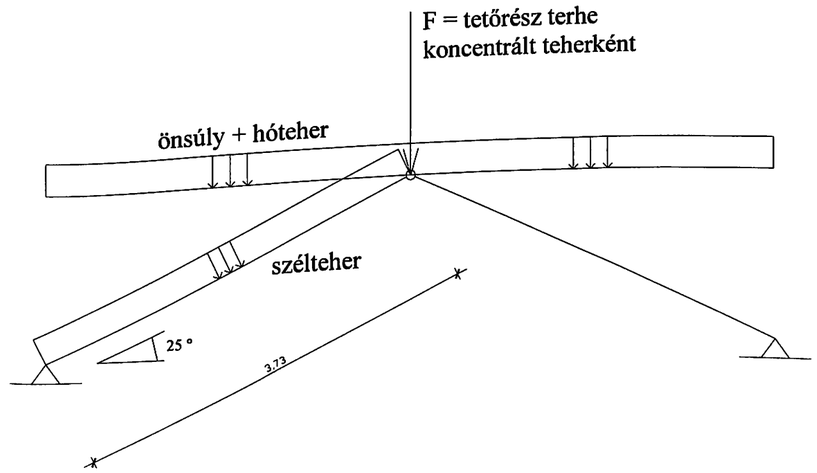

A tartó alakváltozásra megfelel, tehát az alkalmazott átmérő 210/150mm.

**Sz1-es szarufa keresztmetszetének ellenőrzése:**




Sz1-es szarufa és annak terhelő mezeje(sraffozva)

Sz1-es szarufa egyszerűsített statikai vázlata:



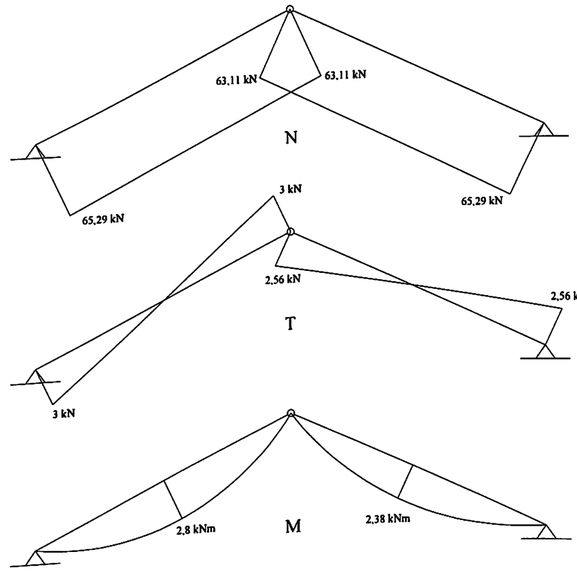
Sz1-es szarufa igénybevételeinek számítása Axis programmal:

Tetőrész terhe, koncentrált teherként:

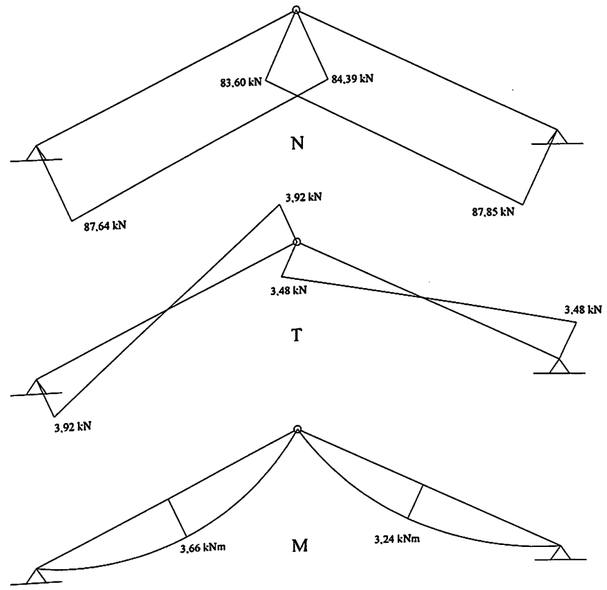
Alapértékkel:
((0,82/cos25) × (1,13/cos25))×(1,67+0,2)×2 oldal + ((2,82/cos25) × (2,82/cos25))/2 × 2 oldal×(1,67+0,2) + ((6,76/cos25) × (3,38/cos25))/2 × (1,67+0,2) = 4, 22 kN + 18, 1 kN + 26 kN = 48, 32 kN

Szélsőértékkel:
((0,82/cos25) × (1,13/cos25))×(2,27+0,24)×2 oldal + ((2,82/cos25) × (2,82/cos25))/2 × 2 oldal×(2,27+0,24) + ((6,76/cos25) × (3,38/cos25))/2 × (2,27+0,24) = 5, 66 kN + 24, 3 kN + 34, 9 kN = 64, 86 kN

Alapértékkel:



Szélsőértékkel




Tartó ellenőrzése külpontos nyomásra:

$N/N_H + 1/(1-N/N^0_H)\times(M/M_H) \leq 1$
Feltételezett keresztmetszet: 150 mm/100 mm

Ahol: $M_H = W \times \sigma_{TH} = 37,5 \times 10^4\ mm^3 \times 18,46\ N/mm^2 = 6,9\ kNm$
$W = 100 \times 150^2 / 6 = 37,5 \times 10^4\ mm^3$

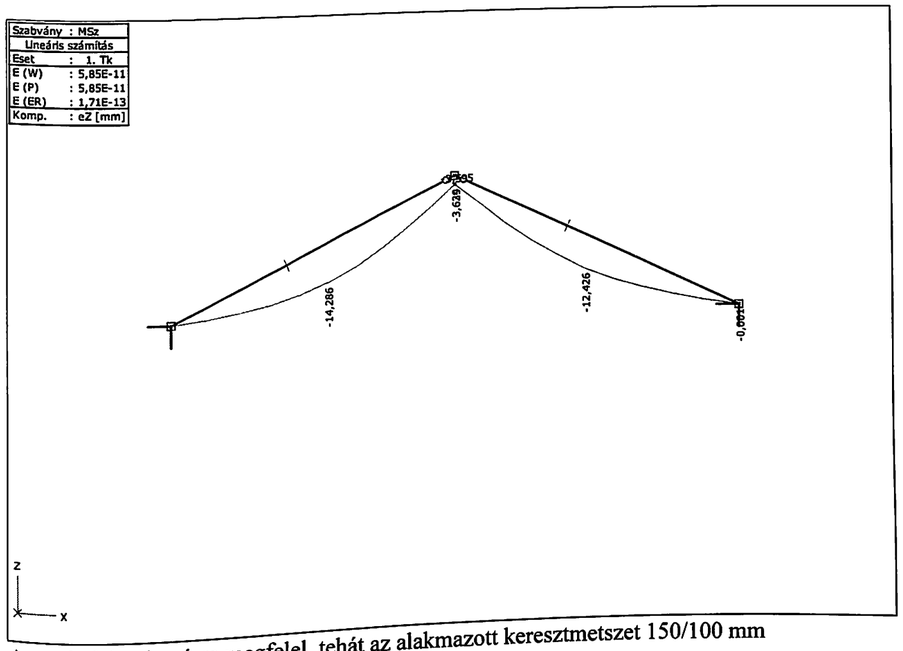
$N_H = \varphi \times A \times \sigma_{TH}$
$\lambda = l_0 / i$
$i_x = \sqrt{(I/A)}=\sqrt{(( 150^3\times100/12)/(100\times150))}=\sqrt{1875}=43,3$ mm
$\lambda_x$=3730 mm/43,3 mm = 86, 14 < 150
$\varphi_x$= 0, 79
$N_H$ = 0, 79 × 100 mm × 150 mm × 18,46 N/mm$^2$ = 218, 75 kN

$i_y = \sqrt{(I/A)}=\sqrt{(( 100^3\times150/12)/(100\times150))}=\sqrt{833,3}=28,7$ mm
$\lambda_y$=3730 mm/28,7 mm = 129, 97 < 150
$\varphi_x$= 0, 2
$N^0_H$ = 0, 2 × 150 mm × 100 mm × 18, 46 N/mm$^2$ = 55, 38 kN

87,85 kN/218,75 kN+1/(1-87,85 kN/55,38 kN)×(3,66 kNm/6,9 kNm) = 0, 09 >
1 a tartó megfelel az igénybevételnek

Tartó ellenőrzése alakváltozásra:

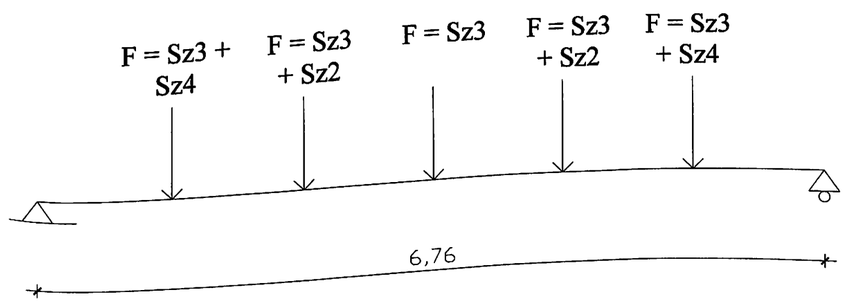
$f_H = l / 200 = 3730 / 200 = 18,65$ mm




A tartó alakváltozásra megfelel, tehát az alakmazott keresztmetszet 150/100 mm

**T1-es taréjszelemen keresztmetszetének ellenőrzése:**

Egyszerűsített statikai váz:



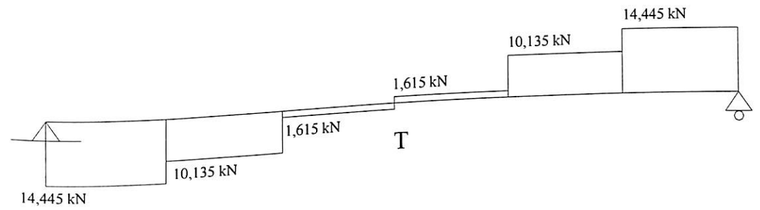
Sz2-es élszaru felső támaszereje: alapértékkel: 5, 29 kN, szélsőértékkel: 7,08 kN
Sz3-as szarufa felső támaszereje: alapértékkel: 3, 23 kN, szélsőértékkel: 4,33 kN
Sz4-es szarufa felső támaszereje: alapértékkel: 1,08 kN, szélsőértékkel: 1,45 kN

T1-es taréjszelemen igénybevételeinek számítása:

Ay=B=(3,23 kN+1,08 kN+5, 29 kN+3, 23 kN+3,23 kN+5,29 kN+3,23 kN+3,23 kN+1,08 kN)/2=14,445 kN

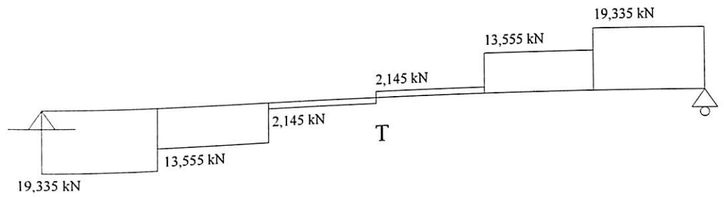
Ay=B=(4,33 kN+1,45 kN+7,08 kN+4,33 kN+4,33 kN+7,08 kN+4,33 kN+4,33 kN+4,33 kN+1,45 kN)/2=19,355 kN

Alapértékkel:

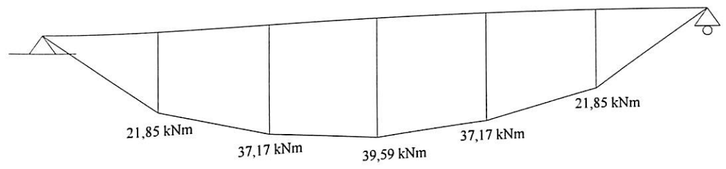





Szélsőértékkel:




T




M

Hajlított tartó méretezése:

Határfeszültség hajlításra: $\sigma_{TH}=21\ N/mm^2 \times 1 \times 0,88 = 18,46\ N/mm^2$

$W = 0,85 \times a \times a^2/6 = 0,142 \times a^3\ mm^3$
Ahol 0, 85 az MSZ 15025-89 F.2.3. szerinti csökkentő tényező

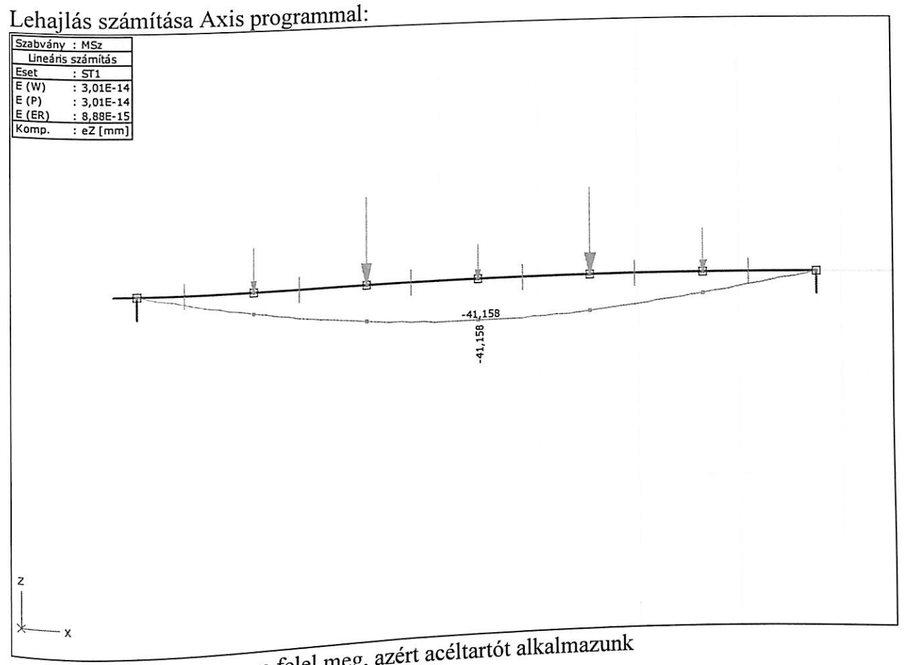
$M_H = 18,46\ N/mm^2 \times 0,142 \times a^3\ mm^3 = 2,62 \times a^3\ mm^3$
$M_M = 39,59\ kNm$

$M_H \geq M_M \qquad 2,62 \times a^3\ mm^3 > 39,59 \times 10^6\ Nmm \qquad a = 238\ mm$
Alkalmazott méret 250/250 mm

Tartó ellenőrzése alakváltozásra:

$f_H = l / 200 = 6760 / 200 = 33,8\ mm$

Lehajlás számítása Axis programmal:




A tartó alakváltozásra nem felel meg, azért acéltartót alkalmazunk

Anyag: A38 $\sigma_H$=200 N/mm$^2$

$M_H=W_x \times \sigma_H= W_x \times 200$ mm$^3$
$M_M$=39, 59 kNm

$M_H \geq M_M$ $W_x \times 200$ N/mm$^2 > 39, 59 \times 10^6$ Nmm $W_x$ = 197950 mm$^3$
Alkalmazott szelvény 2 db U160 = $2 \times 116 \times 10^3$=232000 mm$^3$

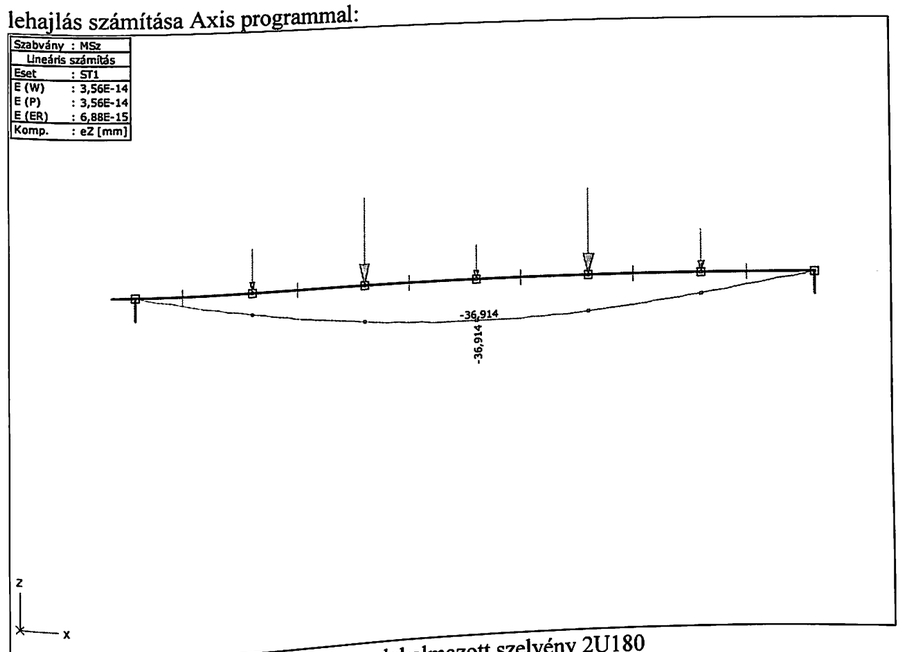
<u>Ellenőrzés nyírásra:</u>

$\tau_{max}=(T \times S_x)/(I_x \times v_g)$=19, $335 \times 10^3$ kN×2 db×68, $8 \times 10^3$ mm$^3$/((2 db × 925 × $10^4$ mm$^4$)×(2db×7,5mm))=9,59 N/mm$^2$ < $T_H$ = 115 9,59 N/mm$^2$, a tartó nyírásra megfelel

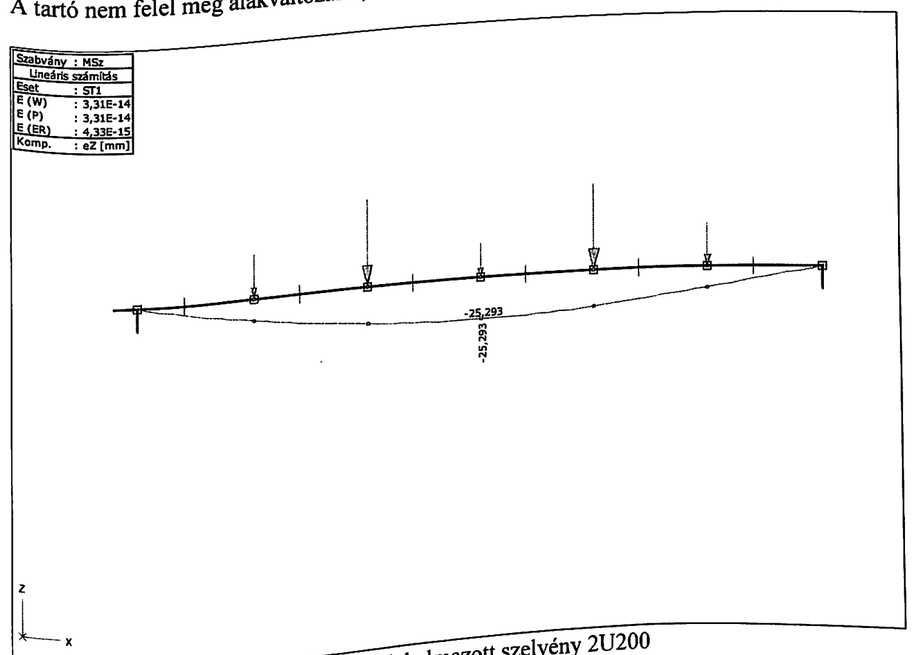
<u>Alakváltozás ellenőrzése Axis programmal:</u>

$e_H$ = l/300= 22, 53 mm

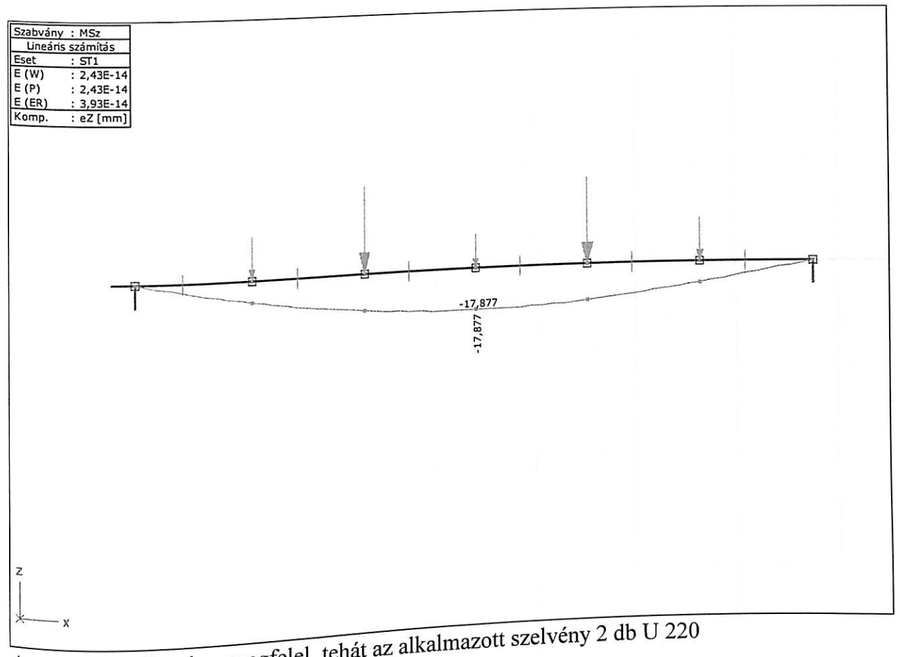
lehajlás számítása Axis programmal:




A tartó nem felel meg alakváltozásra, alakalmazott szelvény 2U180

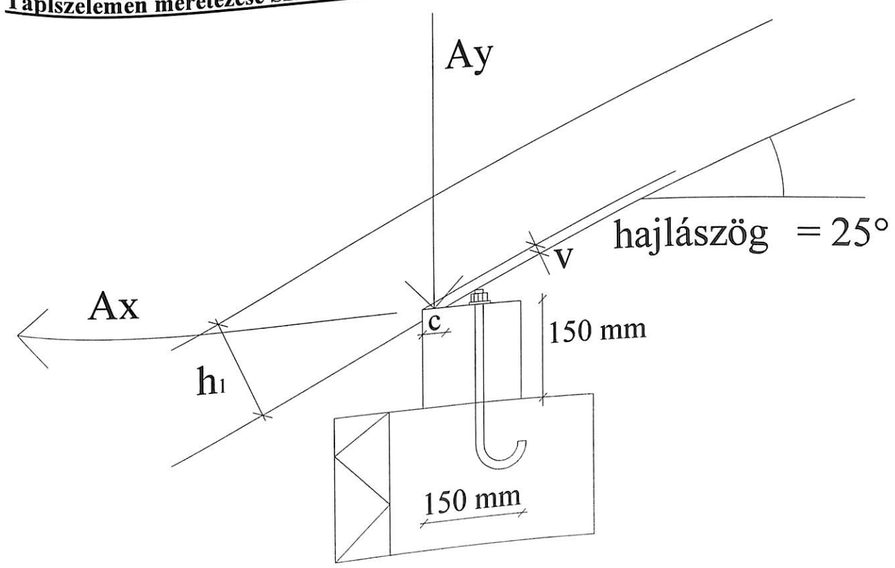



A tartó nem felel meg alakváltozásra, alakalmazott szelvény 2U200




A tartó alakváltozásra megfelel, tehát az alkalmazott szelvény 2 db U 220

**Taplszelemen méretezése Sz1-es szarufa csatlakozásánál:**



$v = h_l/4=150mm/4=37, 5$ mm

$c = v/\sin \alpha= 37, 5$ mm$/\sin 25°=88, 73$ mm

F56 II. o
Nem fűthető, fedett, zárt légtér
$T \geq 50$ év
$k_u = 1-(18-12)\times0,02 = 0, 88$

$\sigma_{Hny} = 18, 1$ N/mm$^2 \times 0, 88 \times 1 = 15, 93$ N/mm$^2$

$Ay \leq c \times b_l \times \sigma_{Hny} = 88, 73$ mm $\times 100$ mm $\times$ $15, 93$ N/mm$^2 \times 10^{-3} = 141, 35$ kN $\geq 40, 67$ kN
megfelel

Vízszintes erő felvétele:

Közvetítő elem: Dunaújvárosi hidegen hajlított szelvény 60×60×3

A kapcsolat teherbírása:

Facsavaros kapcsolat: $d_f = 12$ mm

Egy facsavar teherbírása:
A csavar határereje (egyszer nyírt):

Anyaga: A.38

Csavar átmérője: 12 mm
$D_\tau=12^2\times\pi / 4 \times 185$ N/mm$^2 = 20, 9$ kN
$D_p=12\times12\times350$ N/mm$^2 = 50, 4$ kN

$D_H= 77, 73$ kN$/ 20,9$ kN$= 3,72$ db
A kapcsolat nem felel meg 1 db ø12-es csavarral

Csavar átmérője: 25 mm

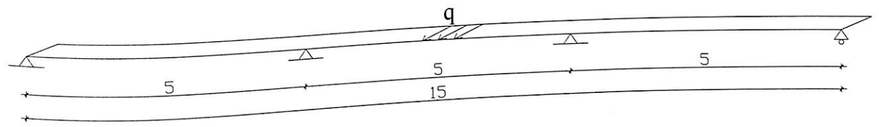
$D_\tau=25^2\times\pi / 4 \times 185$ N/mm$^2 = 90, 8$ kN
$D_p=25\times25\times350$ N/mm$^2 = 218,8$ kN

Tehát az Sz1-es szarufánál 1 db ø25-ös vagy 2 db ø16os csavart alkalmazunk, a többi helyen elegendő az 1 db ø12-es csavarkapcsolat.

# Vasbeton tartóelemek méretezése

**Koszorú keresztmetszetének ellenőrzése hajlításra:**

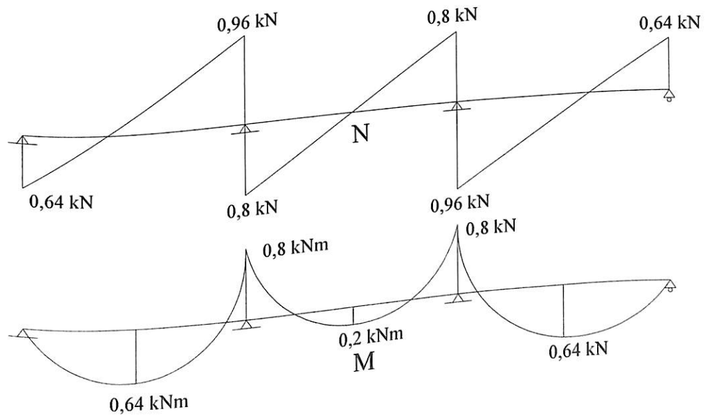
Koszorú egyszerűsített statikai váza:



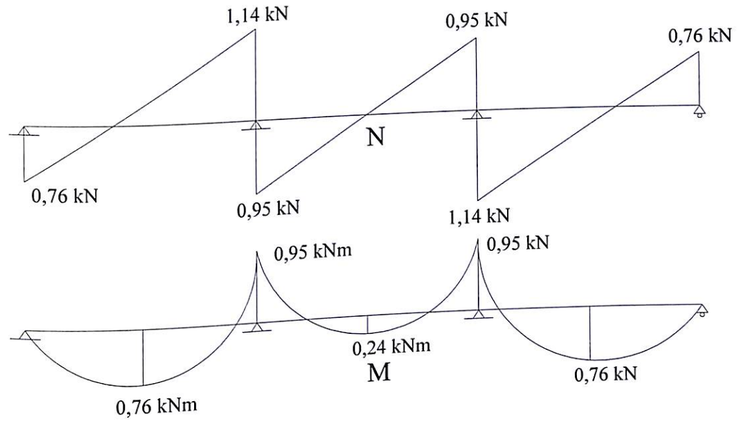

$q_{alap}$=15 db × $Sz3_{Axalap}$/15 fm= 15db × 0, 32 kN / 15 fm = 0, 32 kN/m
$q_{szélső}$=15 db × $Sz3_{Axszélső}$/15 fm= 15 db × 0, 38 kN / 15 fm = 0, 38 KN/m

Koszorú igénybevételeinek számítása Axis programmal:

Alapértékkel:



Szélsőértékkel:




Koszorú keresztmetszete: 300/250 mm vasalása: 4ø12 kengyel: ø8/250

Betonminőség: C20-16/KK
$\sigma_{bH}$=14,5 N/mm$^2$
$\sigma_{hH}$=1,4 N/mm$^2$
a betonacélminősége: B. 60. 40.
$\sigma_{sH}$=350 N/mm$^2$
$\xi_0$=0, 48

a kenygyelek: B. 38. 24.
$\sigma_{sH}$=210 N/mm$^2$

c= 20 mm
c+$d_k$=20+8=28 mm > 20 mm

a= 20+8+0,5×12+10=44 mm
h=250mm-44mm=206 mm
$x_0$=0,48×206mm=99 mm

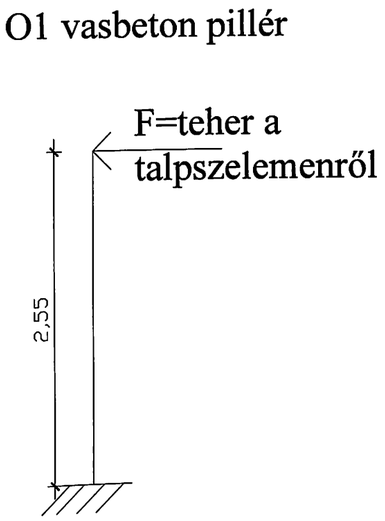
$A_s$=226 mm$^2$

x = 226 × 350 / (300 × 14, 5) = 18, 2 mm < $x_0$=99 mm

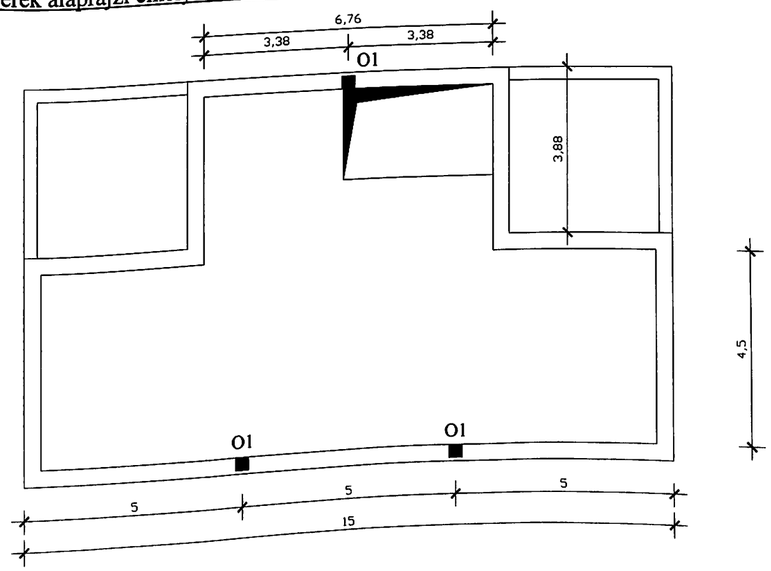
$Z_b$=h-x/2=206-18,2/2=196, 9 mm
$M_H$= b× $\sigma_{bH}$×x× $Z_b$=300×14,5×18,2×196,9=15,6 kNm < 0, 95 kNm a koszorú megfelel

**I. emeleti vasbeton falpillérek méretezése (kötött):**

Egyszerűsített statikai váz:




01-es pillérek alaprajzi elhelyezkedése:



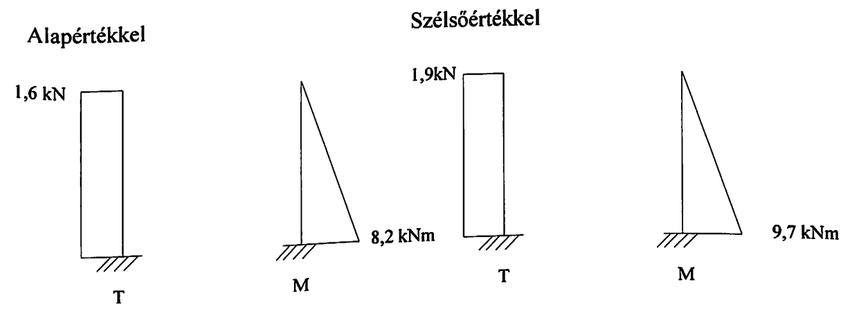
$l_0$=2×2,55m=5,1m

F koncentrált erő talpszelemenről:
$F_{alap}$ = 5 fm × 0, 32 kN/m = 1, 6 kN
$F_{szélső}$ = 5 fm × 0, 38 kN/m = 1, 9 kN

O1-es pillér igénybevételeinek számítása:

Alapértékkel:
Ax=1, 6 kN
M=1, 6 kN × 5, 1m = 8, 2 kNm

Alapértékkel:
Ax=1, 9 kN
M=1, 9 kN × 5, 1 m = 9, 7 kNm




Betonminőség: C20-16/KK
$\sigma_{bH}$=14,5 N/mm$^2$
$\sigma_{hH}$=1,4 N/mm$^2$
a betonacélminősége: B. 60. 40.
$\sigma_{sH}$=350 N/mm$^2$
$\xi_0$=0, 48

a kenygyelek: B. 38. 24.
$\sigma_{sH}$=210 N/mm$^2$

Oszlop méretezése hajlításra kötött tervezés:

c=20mm
a= 20+8+0,5×10+10=43 mm
h=300mm-43mm=257 mm
$x_0$=0,48×257mm=123, 4 mm

$x=h-\sqrt{(h^2-2\times M/(\sigma_{bH}\times b))}=257-\sqrt{(257^2-2\times 9,7\times 10^6/(14,5\times 300))}=8,83$ mm < $x_0$=123, 4 mm nem kell nyomott vas

Tervezés:

$\Sigma Fx=0$

$As\times \sigma_{sH}-b\times x\times \sigma_{bH}=0$
$As\times 350-300\times 8,83\times 14,5=0$

$As=109,7\ mm^2$

Szerkeztési szabályok:

$B_{min}$ = 100 < 300 mm megfelel
$A_{bmin}$ = 40 000 $mm^2$ < 144400 $mm^2$ megfelel
$d_{min}$ = 10 mm < 16 mm megfelel
$\mu'$= 66/ 90 000 ×100=0, 21 % < $\mu'_{min}$ = 0, 6 % nem felel meg

alkalmazott: 4ø16
kengyel: ø8/300

Ellenőrzés nyírásra:

$T_{Hbeton}=0,5\times b\times h\times \sigma_{hH}=0,5\times 300\times 300\times 1,4=63$ kN < 1,9 kN már a beton is megfelel, elegendő a minimális kengyelezés

**I. emeleti Phorotherm áthidalók méretezése:**

Alkalmazott: 3 darab Porotherm A-12 áthidaló, helyszíni rábetonozással

Mértékadó eset: 2, 4 m széles nyílás

Terhelés: tetőről és koszorú önsúlya:

$3\times 4,33$ kN/2,4 fm+$0,3\times 0,3\times 23$ kN/$m^3$=7,48 kN/m

D=kozorú felső síkja – nyílás alsó síkja=5, 65 m – 5, 2 m= 0, 45 m
Egy darab 2, 75 m hosszú elem teherbírása a Winerberger katalógus szerint: 9,45 kN/m
3×9, 45 <7, 48 az áthidaló megfelel az igénybevételeknek.

**Fölszint feletti vasbeton födém és gerendák méretezése:**

Teherelemzés:

Állandó terhek(beltéri):

| Rétegrend: | Térfogatsúly [kg/m$^3$] | Rétegvastagság [m] | Felületsúly (terhek alapértéke) [kg/m$^2$] | Biztonsági tényező | Terhek szélsőértéke [kg/ m$^2$] |
|---|---|---|---|---|---|
| 2 cm padlóburkolat | - | - | 6 | 1, 2 | 7, 2 |
| 1 cm ragasztó (epoxigyanta) | 1150 | 0, 01 | 11, 5 | 1, 4 | 16, 1 |
| 1 réteg padlókiegyenlítő 1cm homokszórás | 1550 | 0, 01 | 15, 5 | 1, 4 | 21, 7 |
| 5 cm aljzatbeton (C6) | 2200 | 0, 05 | 110 | 1, 2 | 132 |
| 1 réteg PE fólia tech. szigetelés | - | - | - | - | - |
| 3 cm ásványgyapot II. | 100 | 0, 03 | 3 | 1, 3 | 3, 9 |
| 10 cm vb lemez | 2500 | 0, 1 | 250 | 1, 2 | 300 |
| 1 rtg glettelés | 1750 | 0, 01 | 17, 5 | 1, 4 | 24, 5 |
| 29, 5 fm 10cm-es válaszfal | 1600 | - | 80, 5 | 1, 2 | 96, 6 |
| | | Összesen: | **494** | | **602** |

Állandó terhek(kültéri):

| Rétegrend: | Térfogatsúly [kg/m$^3$] | Rétegvastagság [m] | Felületsúly (terhek alapértéke) [kg/m$^2$] | Biztonsági tényező | Terhek szélsőértéke [kg/ m$^2$] |
|---|---|---|---|---|---|
| 4 cm térkő | 2200 | 0, 04 | 88 | 1, 2 | 105, 6 |
| 5 cm bazaltzuzalék | 1500 | 0, 05 | 75 | 1, 4 | 105 |
| 1 rtg geotextilia | - | - | - | - | - |
| 2 cm Dörken felületszivárgó | 50 | 0, 02 | 1 | 1, 3 | 1, 3 |
| 10 cm Roofmate zártcellás hőszigetelés | 100 | 0,1 | 10 | 1, 3 | 13 |
| 2 rtg bitumenes vastaglemez | - | - | 8 | 1, 3 | 10, 4 |
| 1 rtg kellősítés | - | - | - | - | - |
| 2-5 cm lajtésadó aljzatbeton | 2200 | 0, 035 | 77 | 1, 2 | 92, 4 |
| 10 cm vb lemez | 2500 | 0, 1 | 250 | 1, 2 | 300 |
| 1 rtg glettelés 29, 5 | 1750 | 0, 01 | 17, 5 | 1, 2 | 21 |

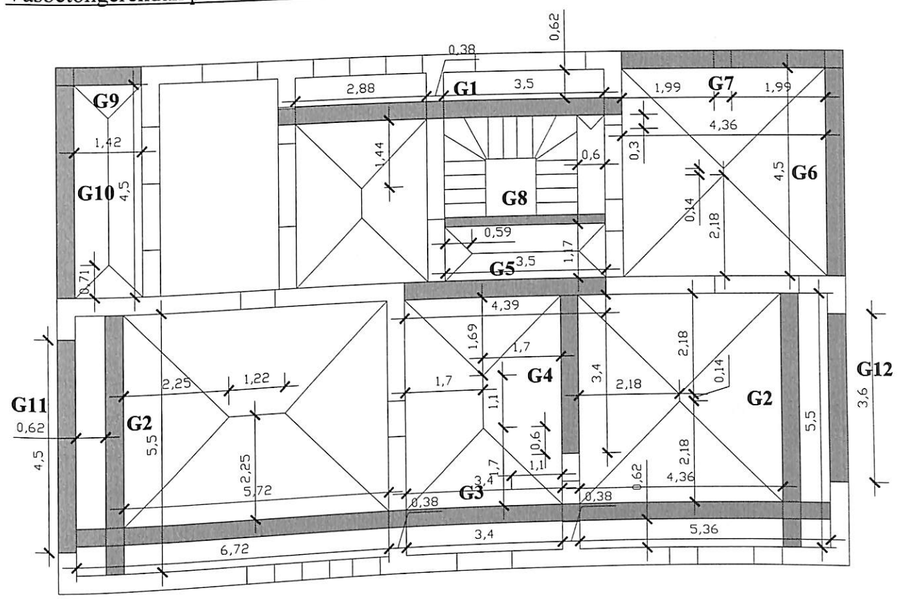
| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| 29, 5 fm 10cm-es válaszfal | 1600 | - | 80, 5 | 1, 2 | 96, 6 |
| | | Összesen: | **607** | | **745** |

Biztonság javára mindenhol a kültéri terheléssel számolunk, tehát:

$g_a$=6, 07 kN/m$^2$
$g_{sz}$=7, 45 kN/m$^2$

**Vasbeton gerendák méretezése:**

Vasbetongerendák pozíciós terve:




## G1-es vb gerenda

Teherszámítása:

Alapértékkel:

Tetőről: (2×Sz2+Sz3+2×Sz4+2×Sz5)/6, 76m=(2×5 kN+3, 09 kN+2×1, 39 kN+2×2, 05 kN)/6, 83m =3, 13 kN/m

Koszorú súlya: 0,3m×0,25m×25kN/$m^3$=1, 88 kN/m

Tégla falazat súlya: Porotherm 38 Hs PROFI

2,5m×0,38×6,5 kN/$m^3$=6, 18 kN/m

Önsúly(feltételezett): 0,3m×0,3m×25 kN/$m^3$=2, 25 kN/m

Terhek a födémről, a töréskép alapján:

Terhelőmező: 2, 88m×1, 44m/2+2, 88m×0, 31m+3, 5m×0, 31m+0, 6m×0, 3m/2=4, 14 $m^2$

Vonalmenti terhelés: 4, 14 $m^2$×6, 07 kN/$m^2$/6, 38 m=3, 94 kN/m

Terhek összesen (alapértékkel): 3, 13 kN/m+1, 88 kN/m+6, 18 kN/m+2, 25kN/m+3, 94 kN/m= 17, 38 kN/m

Szélsőértékkel:

Tetőről: (2×Sz2+Sz3+2×Sz4+2×Sz5)/6, 76m=(2×6, 53 kN+4, 15 kN+2×1, 39 kN+2×2, 76 kN)/6, 83m =3, 73 kN/m

Koszorú súlya: 1,2×0,3m×0,25m×25kN/$m^3$=2, 26 kN/m

Tégla falazat súlya: Porotherm 38 Hs PROFI

1,2×2,5m×0,38×6,5 kN/$m^3$=7, 42 kN/m

Önsúly(feltételezett): 1,2×0,3m×0,3m×25 kN/$m^3$=2, 7 kN/m

Terhek a födémről, a töréskép alapján:

Terhelőmező: 2, 88m×1, 44m/2+2, 88m×0, 31m+3, 5m×0, 31m+0, 6m×0, 3m/2=4, 14 $m^2$

Vonalmenti terhelés: 4, 14 $m^2$×7, 45 kN/$m^2$/6, 38 m=4, 83 kN/m

Terhek összesen (szélsőértékkel): 3, 73 kN/m+2, 26 kN/m+7, 42 kN/m+2, 7 kN/m+4, 83 kN/m= 20, 94 kN/m

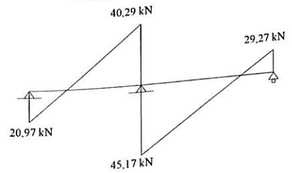
Hasznos teherrel külön számolunk, a 2 tehereset miatt. Értéke:
$p_a$=0, 5×1, 5 kN/$m^2$=0, 75 kN/$m^2$=0, 12 kN/m
$p_{sz}$=1, 4×1, 5 kN/$m^2$=2, 1 kN/$m^2$=0, 33 kN/m

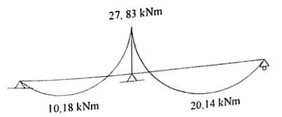
<u>Terhelések számítása Axis programmal:</u>

1. eset maximális támasznyomaték:
2. eset maximális mezőnyomaték:

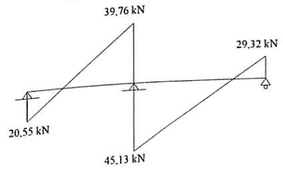
Szélsőértékkel:

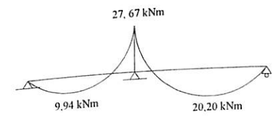
G1 -es vb gerenda,
1. eset




G1 -es vb gerenda,
2. eset



G1-es vasbeton gerenda méretezése hajlításra szabad tervezéssel:

Betonminőség: C20-16/KK
$\sigma_{bH}$=14,5 N/mm$^2$
$\sigma_{hH}$=1,4 N/mm$^2$
a betonacélminősége: B. 60. 40.
$\sigma_{sH}$=350 N/mm$^2$
$\xi_0$=0, 48

a kenygyelek: ø8, B. 38. 24.
$\sigma_{sH}$=210 N/mm$^2$

Gerendamagasság meghatározása:

Mmax=27, 83 kNm

$h=\sqrt{(Mmax/(\xi \times b \times \sigma_{bH} \times (1-0,5 \times \xi))}=\sqrt{27, 83 \times 10^6/(0,48 \times 380 \times 14,5 \times (1-0,5 \times 0,48))}$=117 mm
c=20mm
a=20mm+8mm+16mm/2+10=46 mm
$h_t$=117mm+44mm=163 mm, alkalmazott gerendamagasság 200mm

h=200mm-46mm=154 mm
$x_0$=154 mm×0,48=73, 9mm
Betonacél szükséglet meghatározása:

Támasznyomatékra:

a = 46 mm
h = 154 mm
$x=h-\sqrt{(h^2-2 \times M_M/(b \times \sigma_{bH}))}=154-\sqrt{(154^2-2 \times 27, 83 \times 10^6/(380 \times 14,5))}$=37, 32 mm < $x_0$=73, 9 mm
$As=b \times \sigma_{bH} \times x/\sigma_{sH}$=380 mm × 14,5 N/mm$^2$ × 37, 32 mm / 350 N/mm$^2$ = 587 , 52 mm$^2$
Allakmazott vasalás: 3ø16

Szerkesztési szabályok:

$\mu$=603 mm$^2$/(200 mm × 380 mm) × 100 = 0, 79 % > $\mu_{min}$ = 0, 3 % megfelel

A betonacélok közötti távolság:

(300 - (2×20 + 2×8 + 3 × 16))/ 2= 98 mm

Mezőnyomatékra:

a = 46 mm
h = 154 mm
$x=h-\sqrt{(h^2-2 \times M_M/(b \times \sigma_{bH}))}=154-\sqrt{(154^2-2 \times 20, 20 \times 10^6/(380 \times 14,5))}$=26 mm < $x_0$=73, 9 mm
$As=b \times \sigma_{bH} \times x/\sigma_{sH}$=380 mm × 14,5 N/mm$^2$ × 26 mm / 350 N/mm$^2$ = 409, 31 mm$^2$
Allakmazott vasalás: 3ø14

Szerkesztési szabályok:

$\mu$=462 mm$^2$/(200 mm × 380 mm) × 100 = 0, 61 % > $\mu_{min}$ = 0, 3 % megfelel

A betonacélok közötti távolság:

(300 - (2×20 + 2×8 + 3 × 14))/ 2= 101 mm

Kengyeltávolság:

$t_k$=Min(1,5×380=570, 200, 400) = 200 mm

Nyírásvizsgálat:

$T_{max}$=45, 17 kN
$T_{MR}$ 3/4$h_t$ távolságra:

45, 17/29,27:a/3,5 – a > a= 2, 12 m

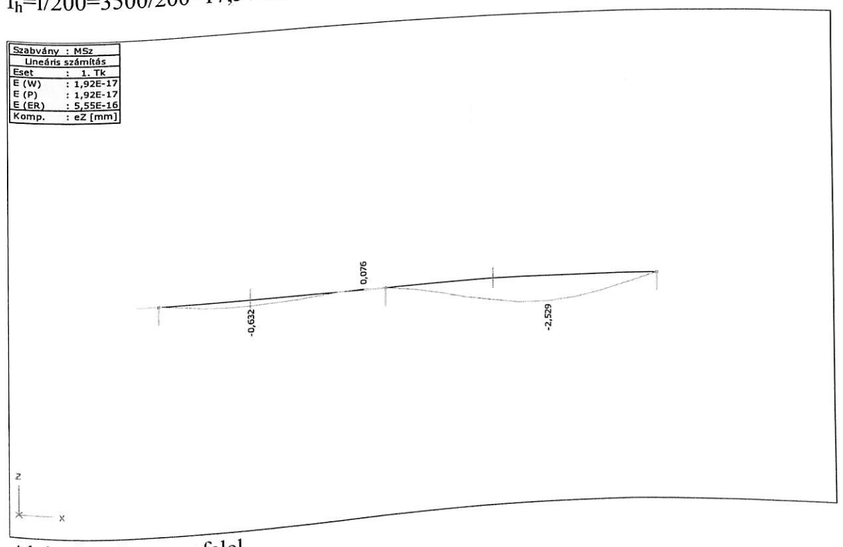
45, 17/ $T_{MR}$:2,12/1,97 > $T_{MR}$=41, 9 kN

$T_H$= $T_{Hb}$ + $T_{Hk}$=0,5 × b × h × $\sigma_{hH}$ + 0, 68 × Ask × $\sigma_{sHk}$ × h/$t_k$= 0,5 × 380 × 154 × 1,4 + 0,68 ×101×210 ×155 / 200=31, 13 kN + 11, 78 kN=42, 91 kN > $T_{MR}$=41, 9 kN, tehát a tartó megfelel nyírásra

Ellenőrzés alakváltozásra:

Lehajlás:

$f_h$=l/200=3500/200=17,5 mm




Alakváltozásra megfelel.

Repedésvizsgátal:

Redpedésvizsgálat:

$d \leq c \times \mu \times a_H/(1+60\times\mu)\times 10^3$

c=15
d=20 mm
$\mu$= As/(b×h)=462mm$^2$/(380mm×154mm)=0,0079
$a_H$=0, 4mm

15× 0, 0079×0, 4/(1+60×0, 0079)×10$^3$=70 mm > d =14 mm repedésre megfelel, pontosabb számítás nem szükséges.

## G3 vasbeton gerenda

G3-as gerenda méretezése hajlításra szabad tervezéssel:
/az itt kapott keresztmetszetet alkalmazzuk a G2-es gerenda esetében is/

G3-es vb gerenda teherszámítása:

Alapértékkel:

Tetőről: (2×Sz1+2×Sz2+9×Sz3+2×Sz4+2×Sz5)/15,48m=(2×30, 27+2×5 kN+9×3,09 kN+2×1,08 kN+2×2,05 kN)/15,48m =6, 76 kN/m

Koszorú súlya: 0,3m×0,25m×25kN/m$^3$=1, 88 kN/m

Tégla falazat súlya: Porotherm 38 Hs PROFI

2,5m×0,38×6,5 kN/m$^3$=6, 18 kN/m

Önsúly(feltételezett): 0,3m×0,3m×25 kN/m$^3$=2, 25 kN/m

Terhek a födémről, a töréskép alapján:

Terhelőmező: 6,72×0,62 + (5,72+1,22)/2×2,25 + 3,4×1,7/2 + 4,36 × 2,18 / 2 + 3,4×0,62 + 5,36×0,62=25 m$^2$

Vonalmenti terhelés: 25 m$^2$×6, 07 kN/m$^2$/15,48 m=9, 8 kN/m

Terhek összesen (alapértékkel): 6, 76 kN/m+1, 88 kN/m+6, 18 kN/m+2, 25kN/m+9, 8 kN/m= 26, 87 kN/m

Szélsőértékkel:

Tetőről: (2×Sz1+2×Sz2+9×Sz3+2×Sz4+2×Sz5)/15,48m=(2×40, 67+2×6, 53 kN+9×4,15 kN+2×1, 39 kN+2×2,76 kN)/15,48m =9, 05 kN/m

Koszorú súlya: 1,2×0,3m×0,25m×25kN/m$^3$=2, 26 kN/m

Tégla falazat súlya: Porotherm 38 Hs PROFI

1,2×2,5m×0,38×6,5 kN/m$^3$=7, 42 kN/m

Önsúly(feltételezett): 1,2×0,3m×0,3m×25 kN/m$^3$=2, 7 kN/m

Terhek a födémről, a töréskép alapján:

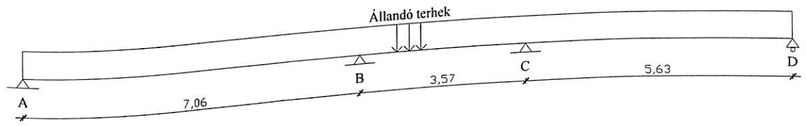
Terhelőmező: 6,72×0,62 + (5,72+1,22)/2×2,25 + 3,4×1,7/2 + 4,36 × 2,18 / 2 + 3,4×0,62 + 5,36×0,62=25 m$^2$

Vonalmenti terhelés: 25 m$^2$×7, 45 kN/m$^2$/15,48 m=12, 03 kN/m

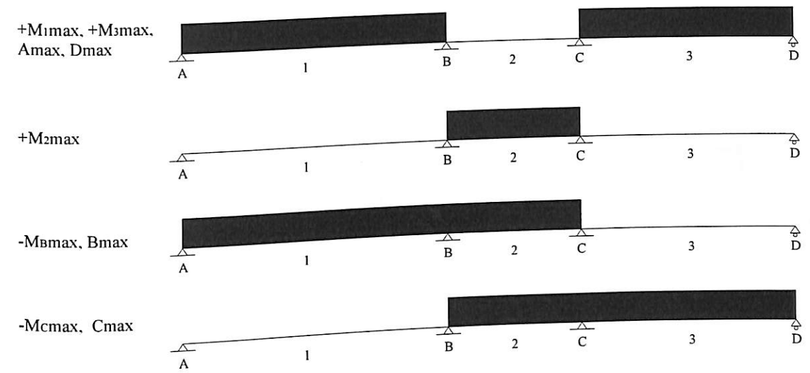
Terhek összesen (szélsőértékkel): 9, 05 kN/m+2, 26 kN/m+7, 42 kN/m+2, 7 kN/m+12, 03 kN/m= 33, 46 kN/m

Hasznos teherrel külön számolunk, a 4 tehereset miatt. Értéke:
$p_a$=0,5×1,5 kN/m$^2$=0,75 kN/m$^2$=1,15 kN/m
$p_{sz}$=1,4×1,5 kN/m$^2$=2,1 kN/m$^2$=3,22 kN/m

<u>Egyszerűsített statikai váz:</u>



Teherestek:

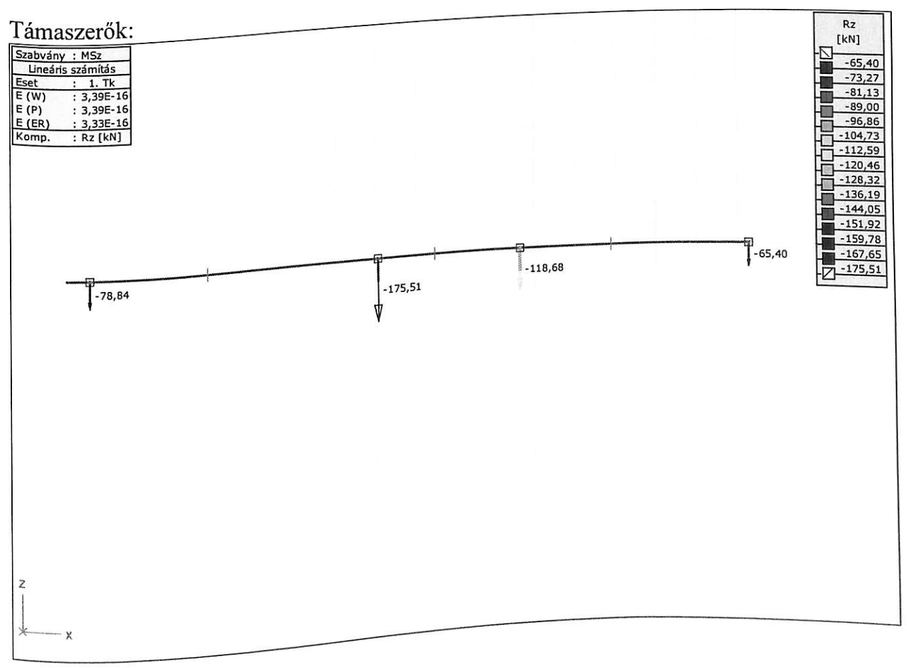



Igénybevételek számítása Axis programmal:

Alapértékkel:

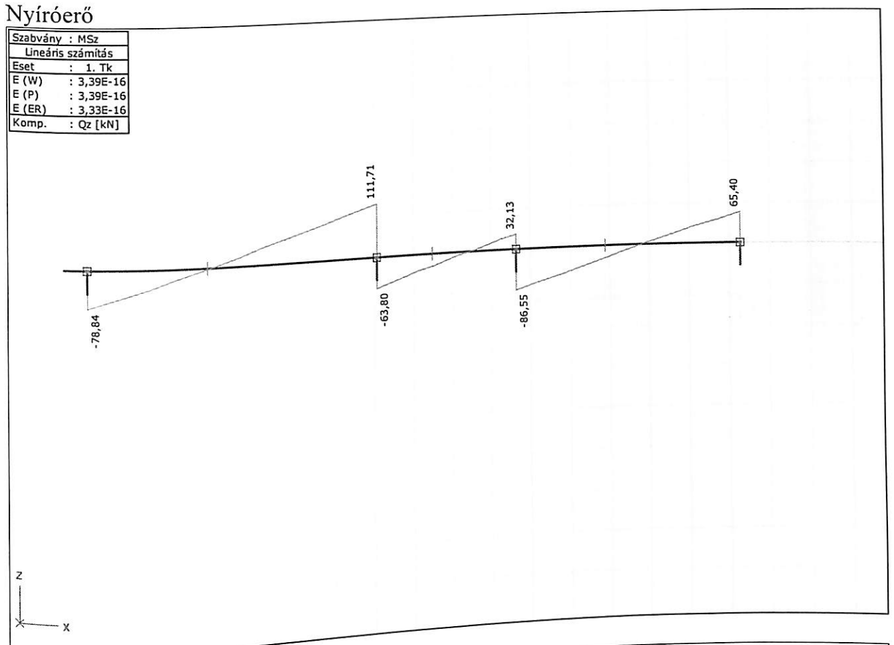
1. eset

Támaszerők:



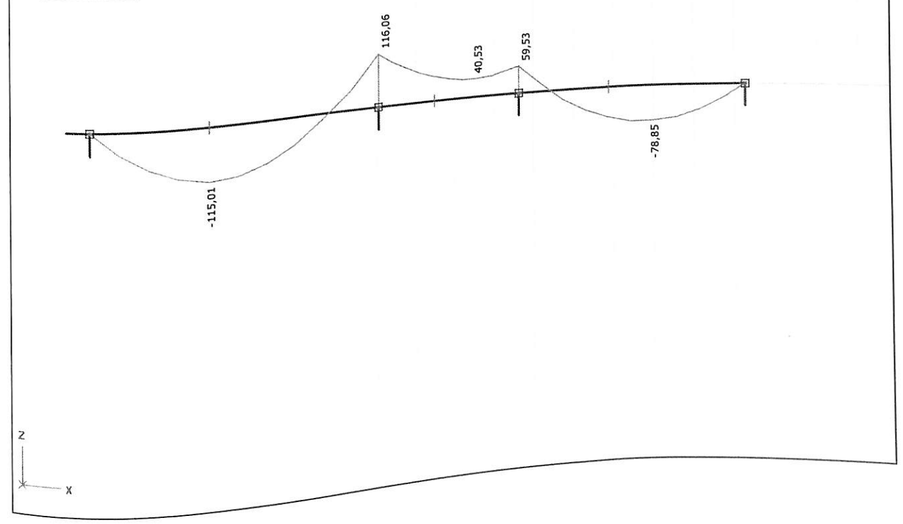
## Nyíróerő

| Szabvány : MSz |
|---|
| Lineáris számítás |
| Eset : 1. Tk |
| E (W) : 3,39E-16 |
| E (P) : 3,39E-16 |
| E (ER) : 3,33E-16 |
| Komp. : Qz [kN] |



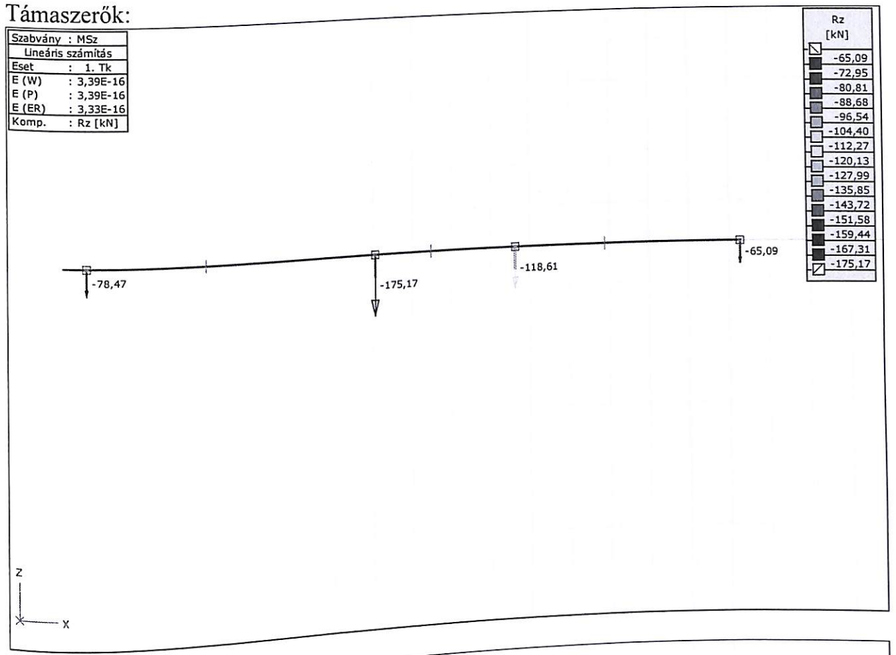

## Nyomaték

| Szabvány : MSz |
|---|
| Lineáris számítás |
| Eset : 1. Tk |
| E (W) : 3,39E-16 |
| E (P) : 3,39E-16 |
| E (ER) : 3,33E-16 |
| Komp. : My [kNm] |

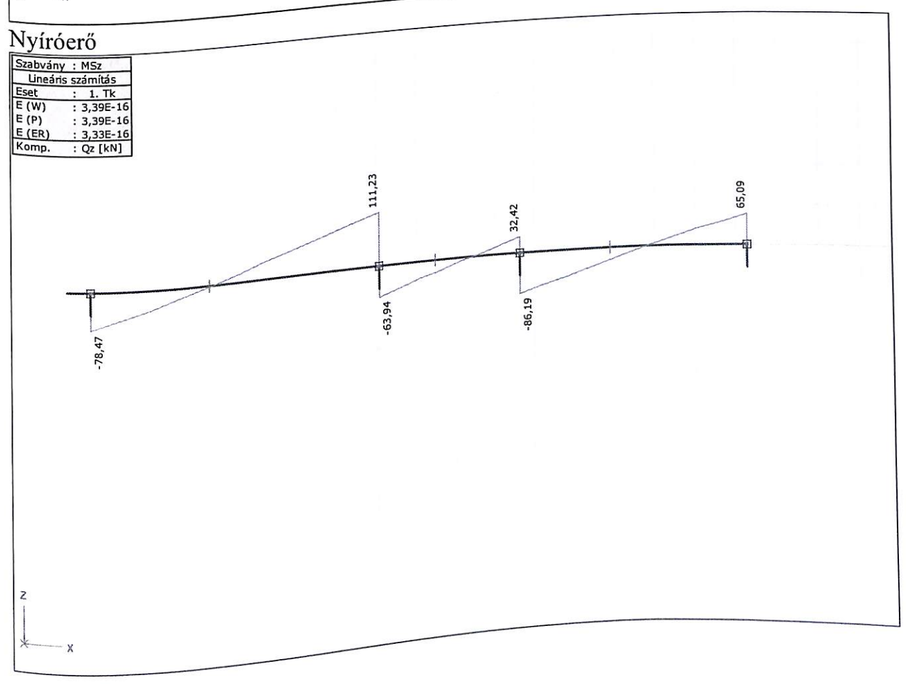


2. eset

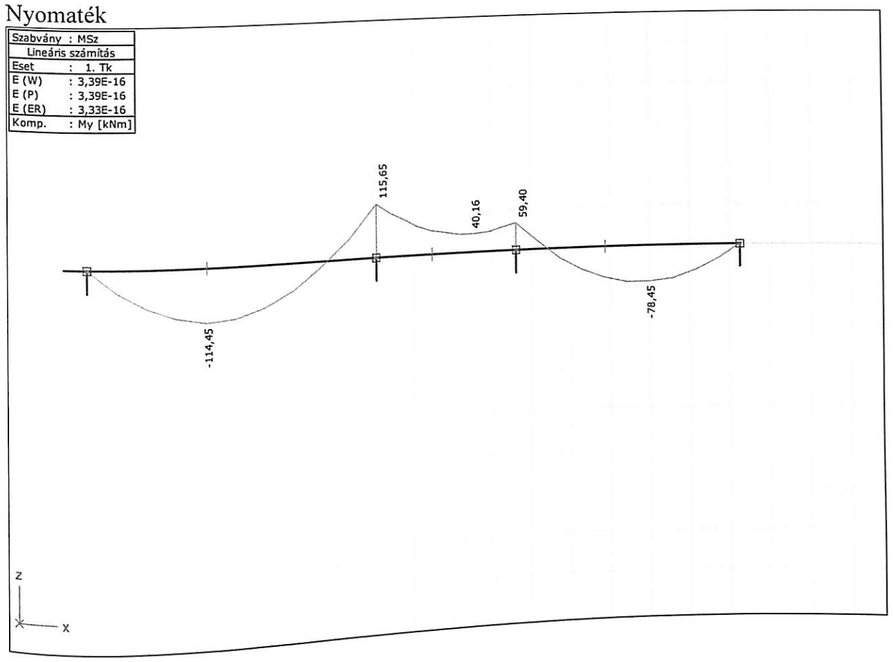
Támaszerők:




Nyíróerő

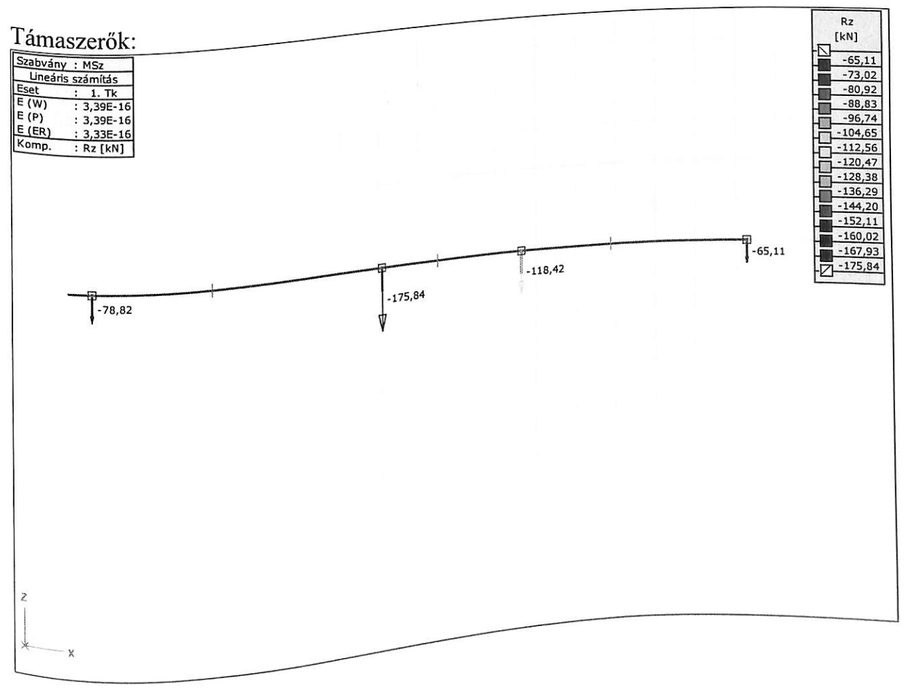


Nyomaték

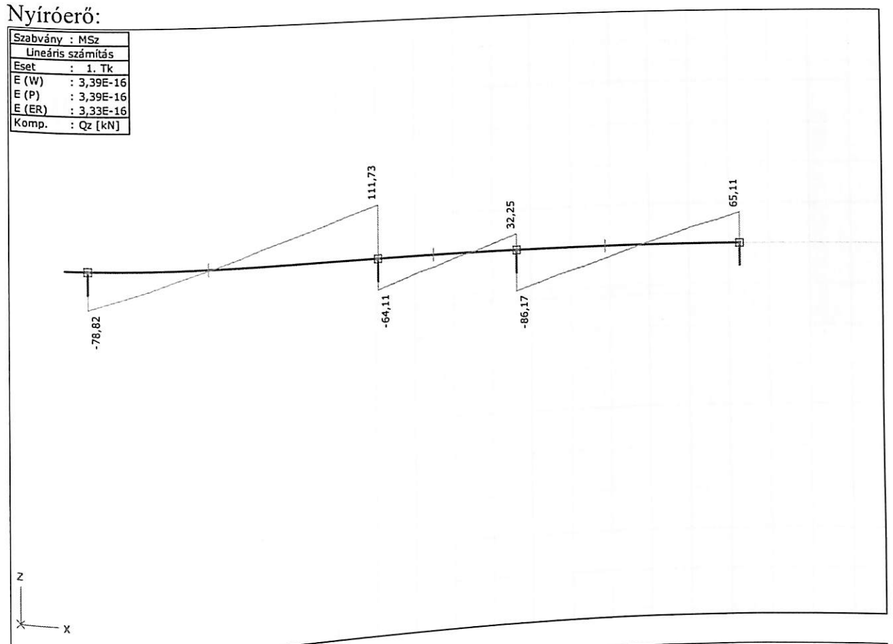



3. eset

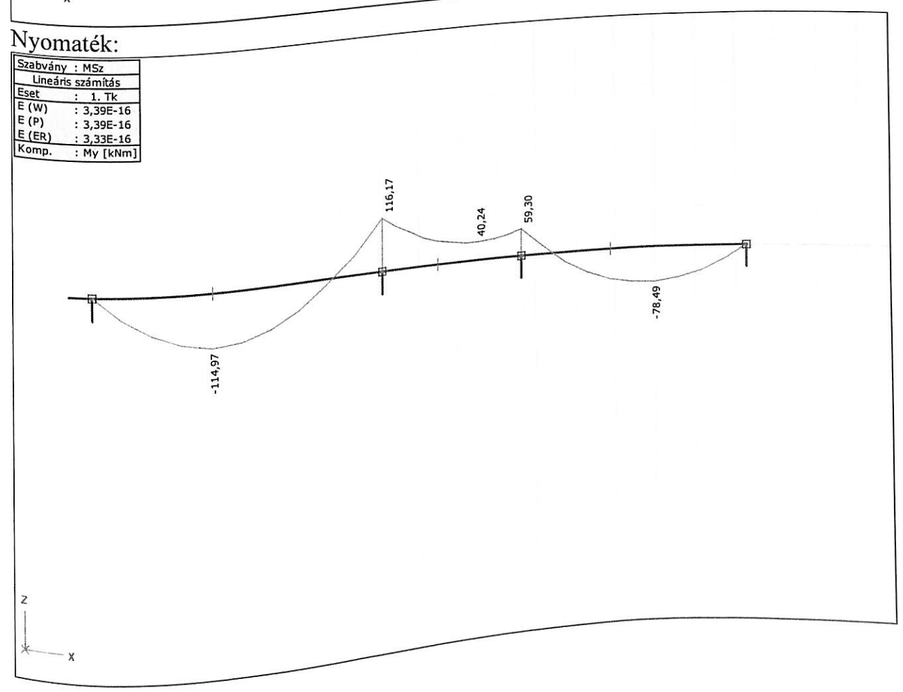
Támaszerők:



Nyíróerő:

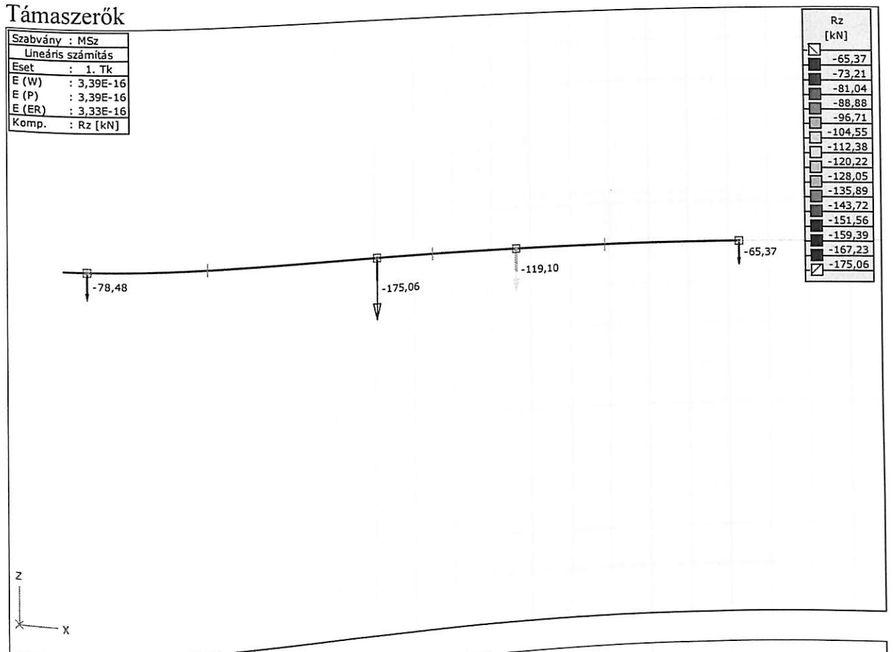



Nyomaték:

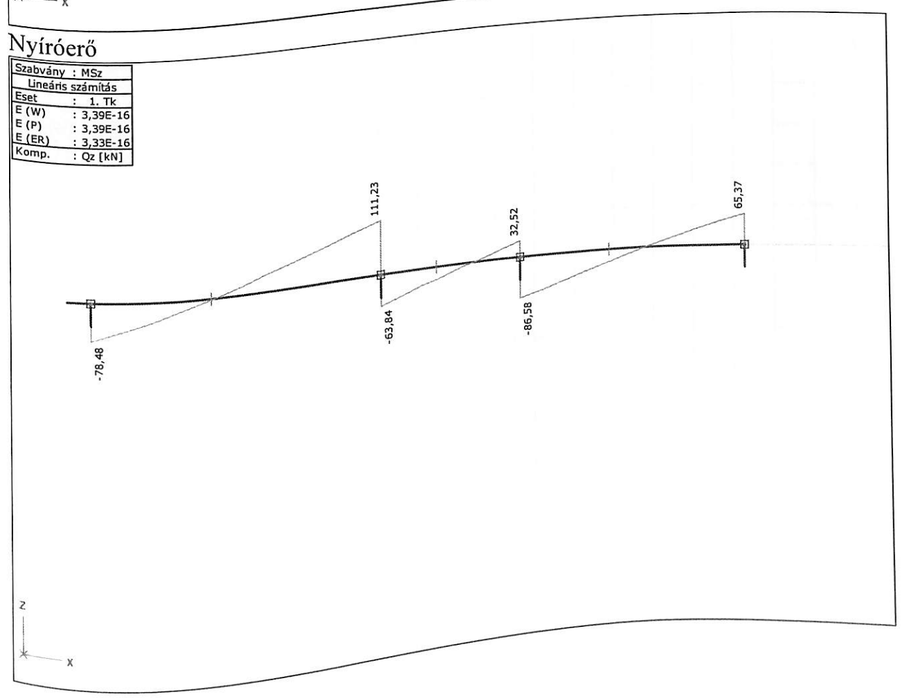


4. eset

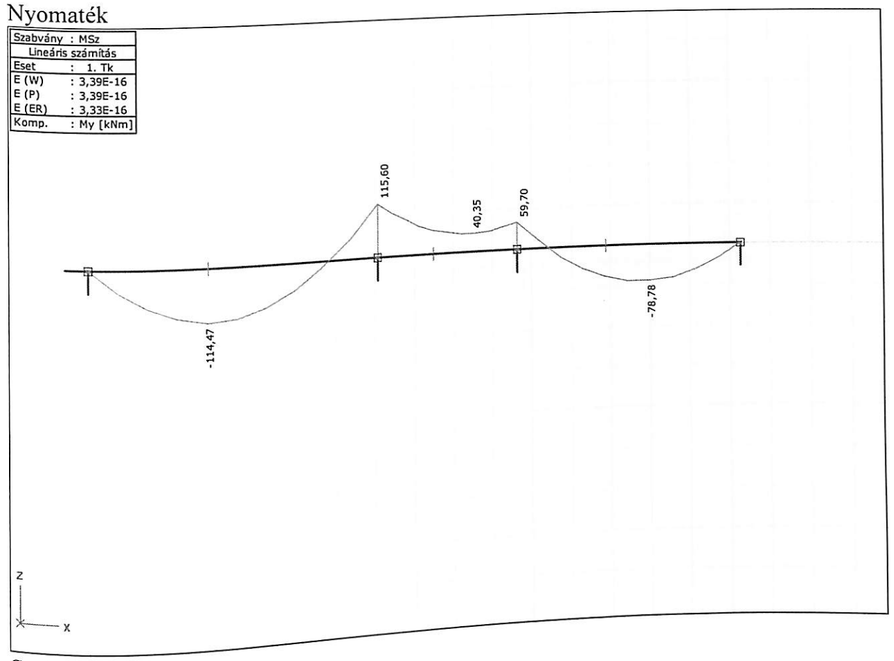
Támaszerők




Nyíróerő



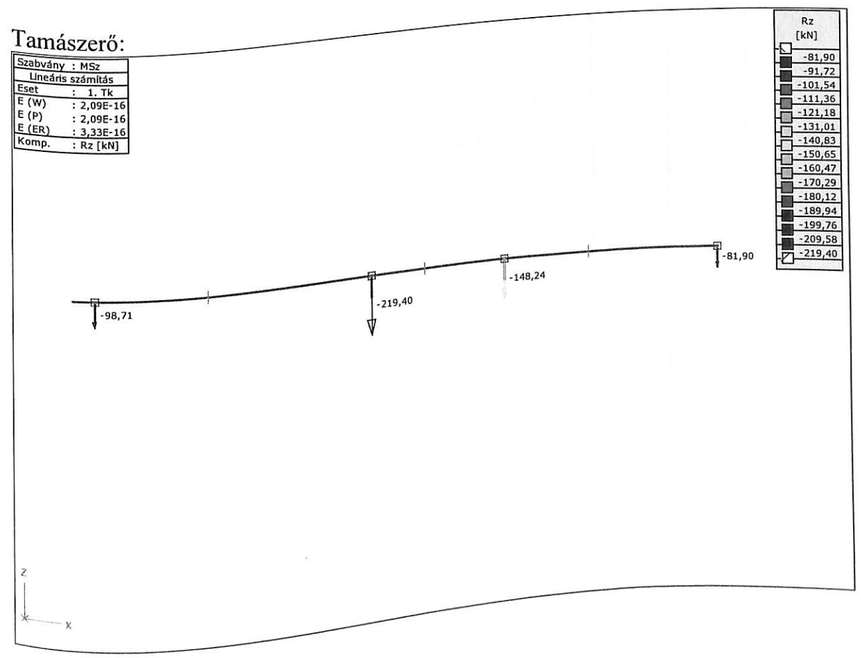
Nyomaték



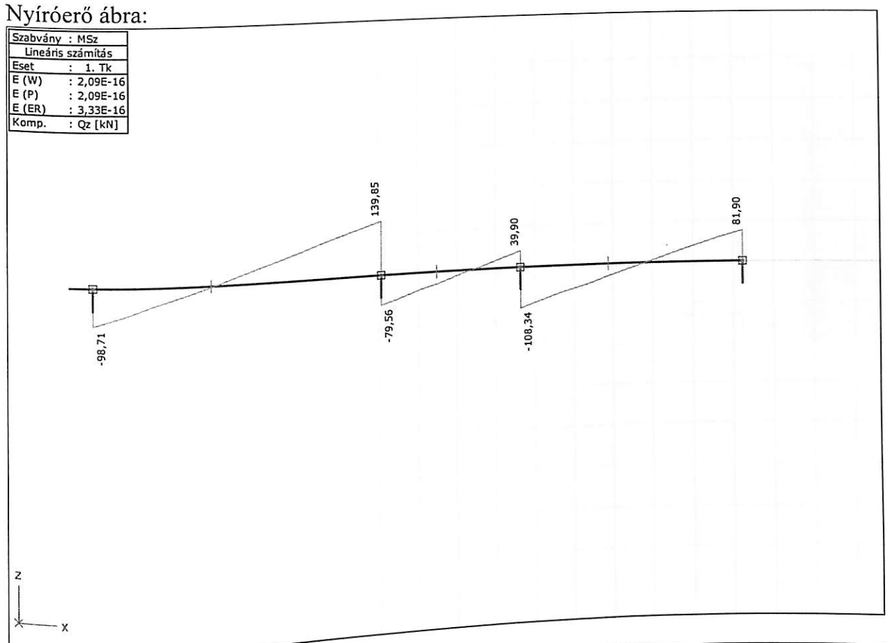

Szélsőértékkel:

1. eset

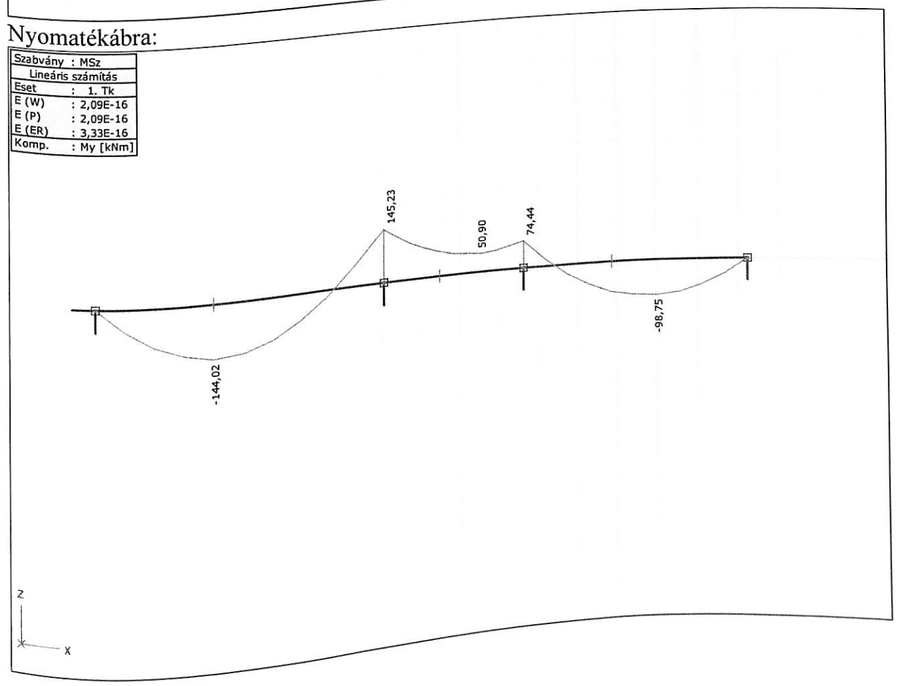
Tamászerő:



Nyíróerő ábra:

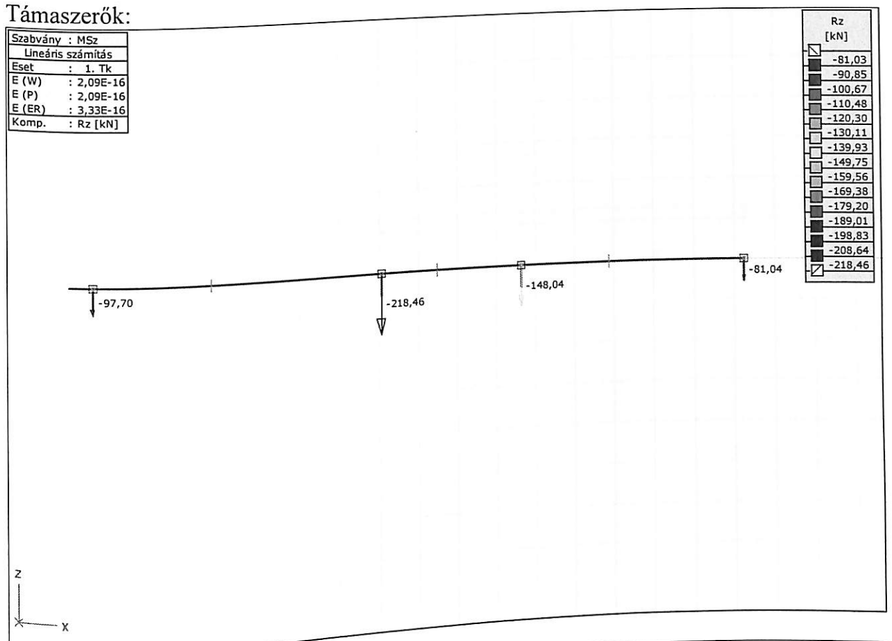



Nyomatékábra:

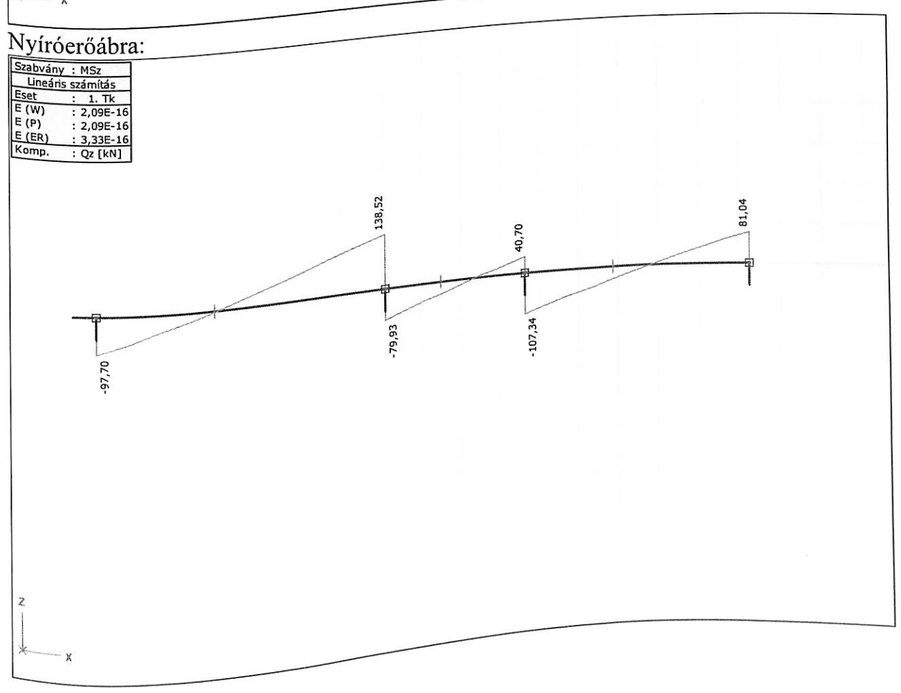


2. eset

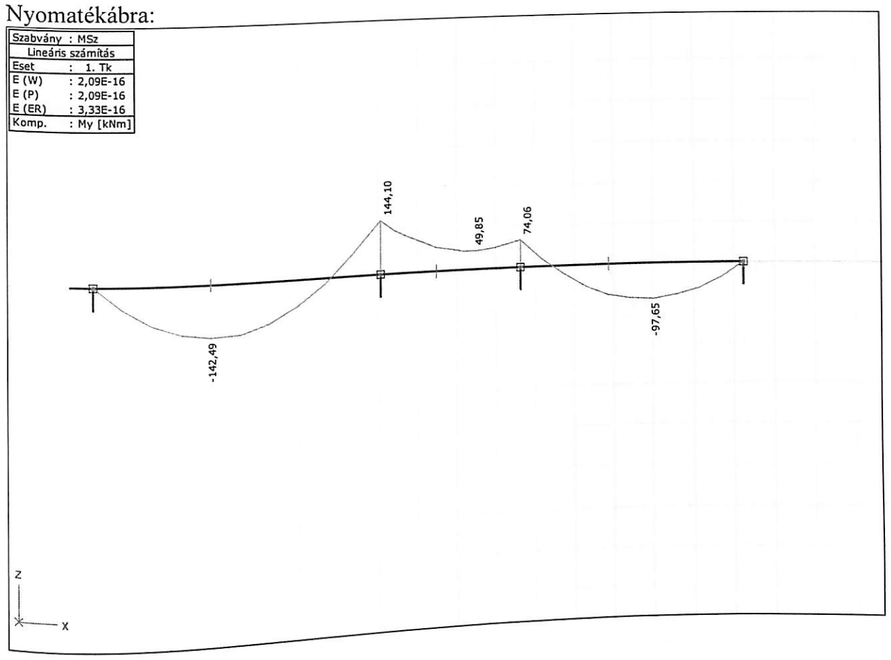
Támaszerők:




Nyíróerőábra:

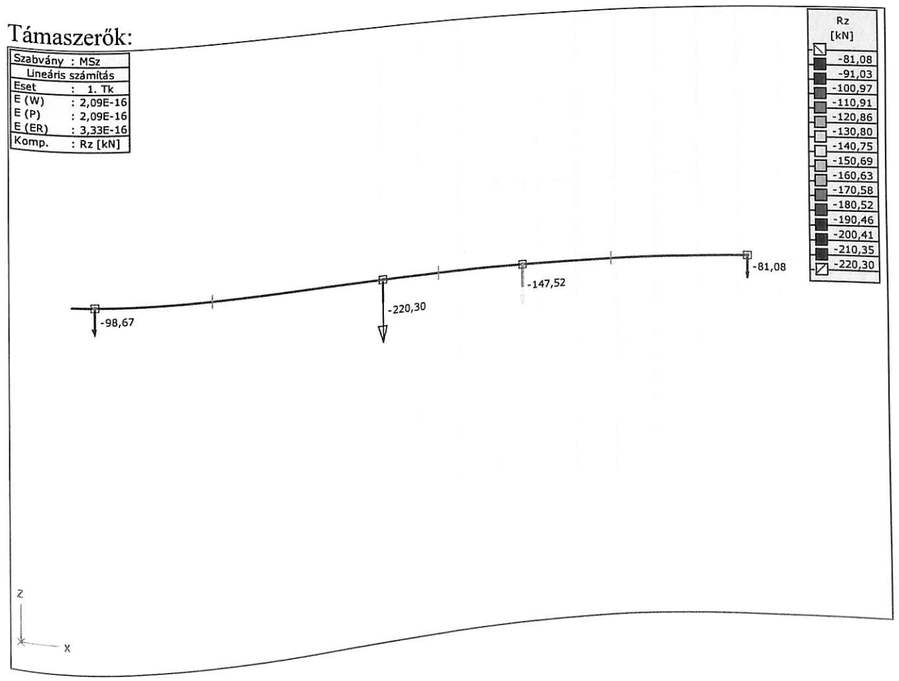


Nyomatékábra:

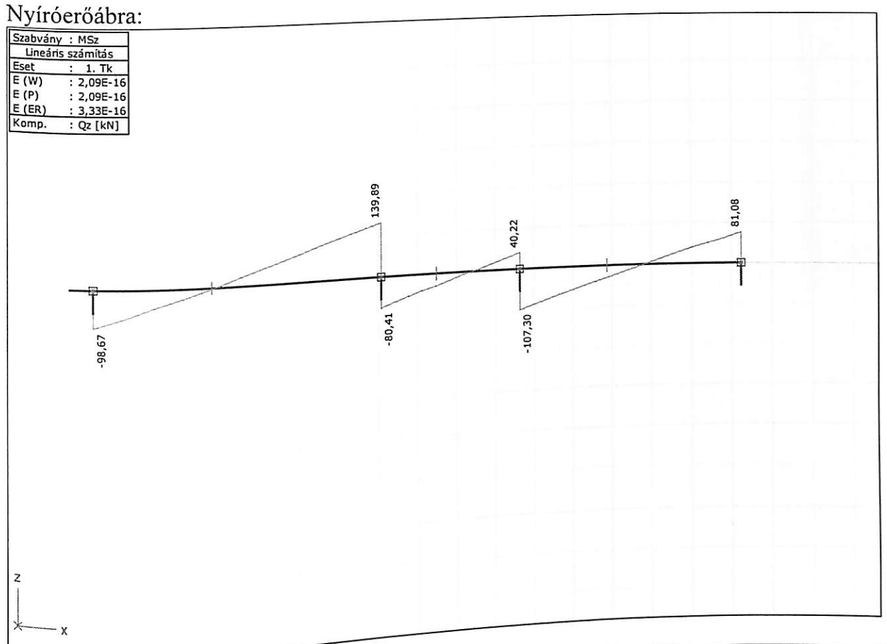



3. eset

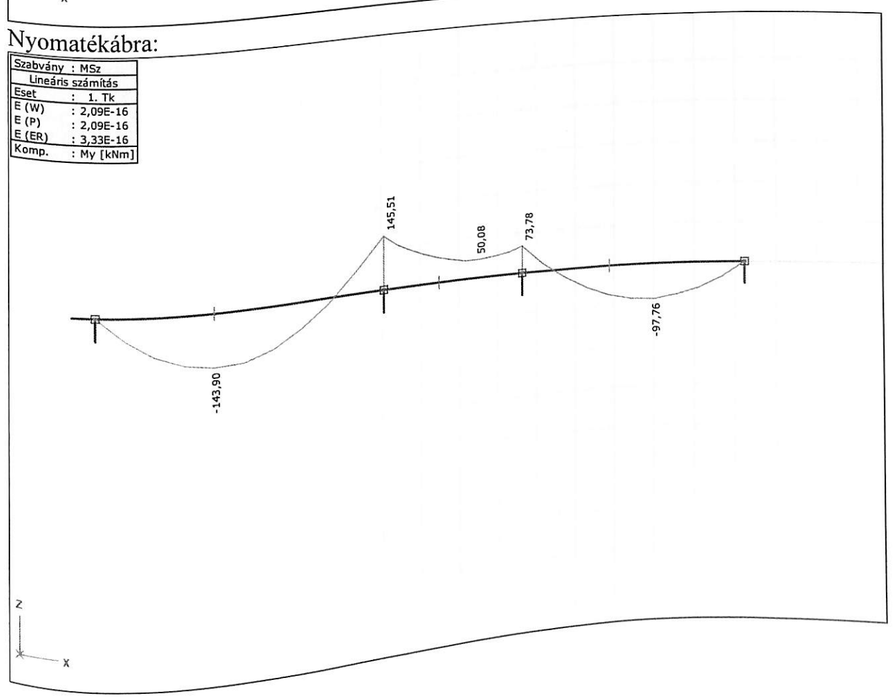
Támaszerők:



Nyíróerőábra:

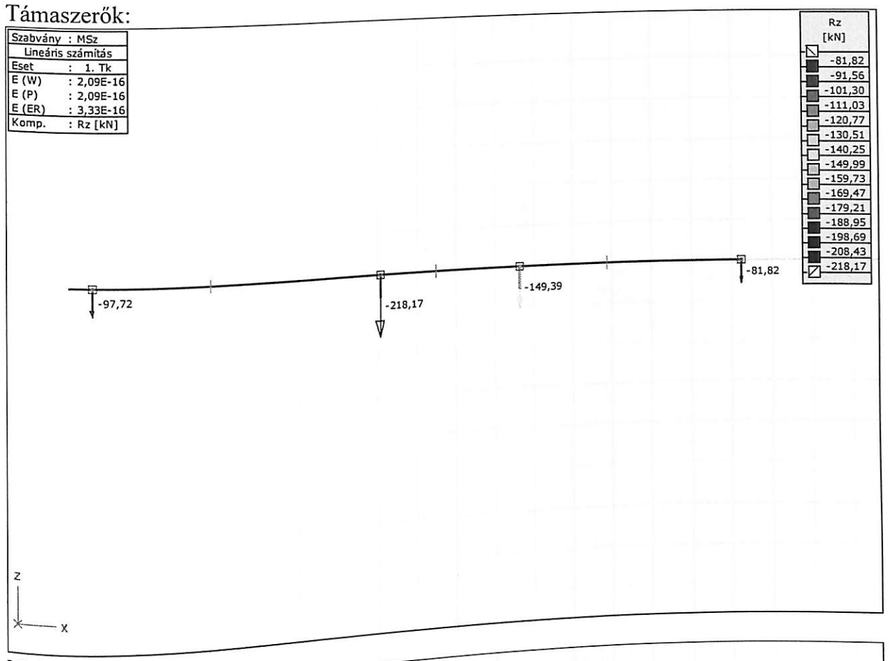



Nyomatékábra:

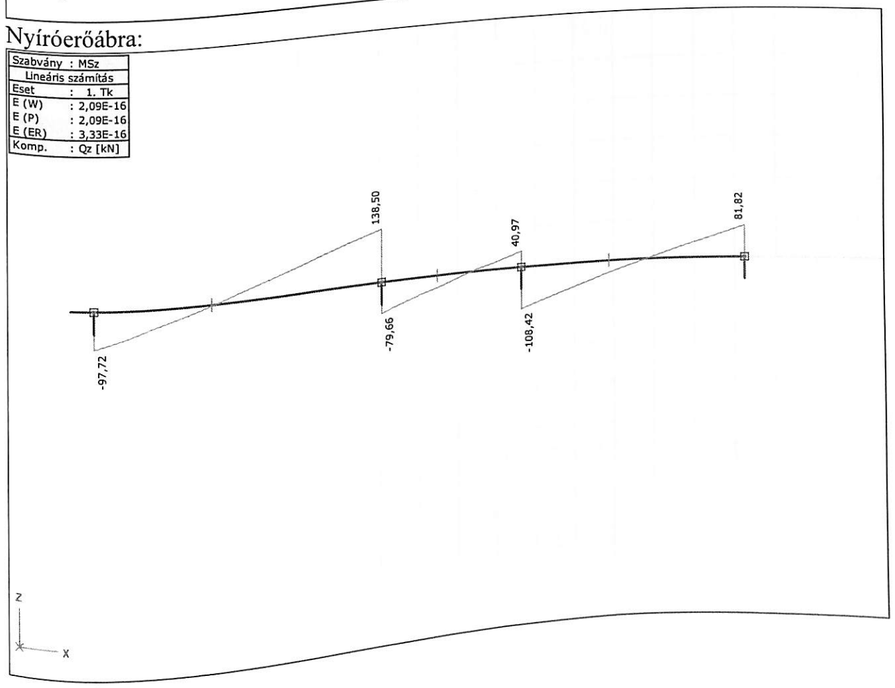



4. eset

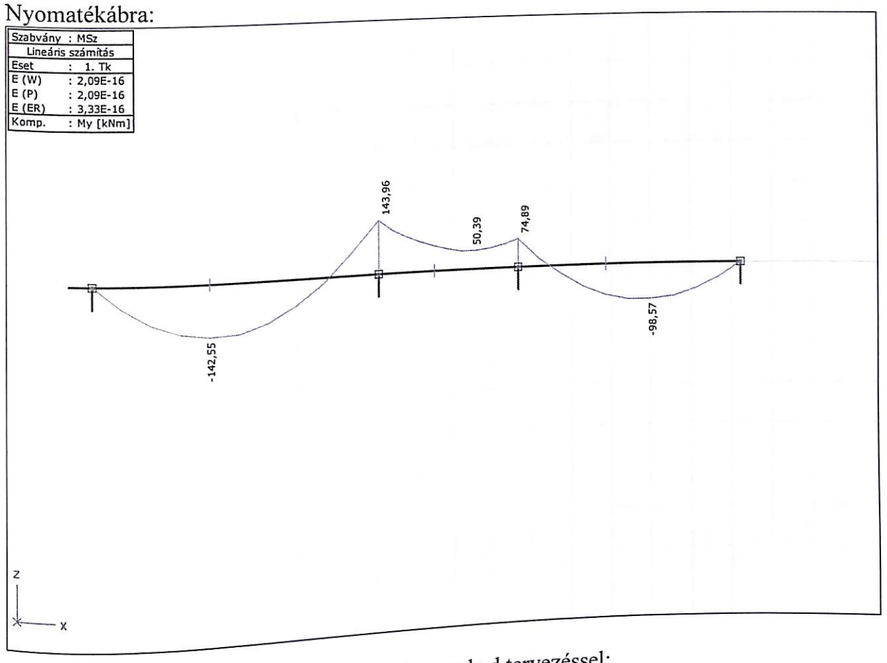
Támaszerők:




Nyíróerőábra:



Nyomatékábra:




G3-as vasbeton gerenda méretezése hajlításra szabad tervezéssel:

Betonminőség: C20-16/KK
$\sigma_{bH}$=14,5 N/mm$^2$
$\sigma_{hH}$=1,4 N/mm$^2$
a betonacélminősége: B. 60. 40.
$\sigma_{sH}$=350 N/mm$^2$
$\xi_0$=0, 48

a kenygyelek: ø8, B. 38. 24.
$\sigma_{sH}$=210 N/mm$^2$

Gerendamagasság meghatározása:

Mmax=145, 51 kNm

$h=\sqrt{(Mmax/(\xi \times b \times \sigma_{bH} \times (1-0,5 \times \xi))}=\sqrt{145, 51 \times 10^6/(0,48 \times 380 \times 14,5 \times (1-0,5 \times 0,48))}$=269 mm
c=20mm
a=20mm+8mm+16mm/2+10=46 mm
$h_t$=269 mm+46mm=315 mm, alkalmazott gerendamagasság 350mm

h=350mm-46mm=304 mm
$x_0$=304 mm×0,48=145, 92 mm
Betonacél szükséglet meghatározása:

B Támasznyomatékra(3. eset):

a = 46 mm
h = 304 mm
$x=h-\sqrt{(h^2-2\times M_M/(b\times \sigma_{bH}))}=304-\sqrt{(304^2-2\times 145,51\times 10^6/(380\times 14,5))}=105$ mm < $x_0$=145, 9 mm
$As=b\times \sigma_{bH}\times x/\sigma_{sH}=380$ mm × 14,5 N/mm$^2$ × 105 mm / 350 N/mm$^2$ = 1653 mm$^2$
Allakmazott vasalás: 6ø20

Szerkesztési szabályok:

$\mu=1885$ mm$^2$/(350 mm × 380 mm) × 100 = 1, 42 % > $\mu_{min}$ = 0, 3 % megfelel

A betonacélok közötti távolság:

(380 - (2×20 + 2×8 + 6 × 20))/ 5= 40,8 mm

C Támasznyomatékra(4. eset):

a = 46 mm
h = 304 mm
$x=h-\sqrt{(h^2-2\times M_M/(b\times \sigma_{bH}))}=304-\sqrt{(304^2-2\times 74,89\times 10^6/(380\times 14,5))}=48,6$ mm < $x_0$=145, 9 mm
$As=b\times \sigma_{bH}\times x/\sigma_{sH}=380$ mm × 14,5 N/mm$^2$ × 48, 6 mm / 350 N/mm$^2$ = 765, 1 mm$^2$
Allakmazott vasalás: 3ø20

Szerkesztési szabályok:

$\mu=942$ mm$^2$/(350 mm × 380 mm) × 100 = 0, 7 % > $\mu_{min}$ = 0, 3 % megfelel

A betonacélok közötti távolság:

(380 - (2×20 + 2×8 + 3 × 20))/ 2= 132 mm

1. Mezőnyomatékra(1. eset):

a = 46 mm
h = 304 mm
$x=h-\sqrt{(h^2-2\times M_M/(b\times \sigma_{bH}))}=304-\sqrt{(304^2-2\times 144,02\times 10^6/(380\times 14,5))}=103,6$ mm < $x_0$=73, 9 mm
$As=b\times \sigma_{bH}\times x/\sigma_{sH}=380$ mm × 14,5 N/mm$^2$ × 103,6 mm / 350 N/mm$^2$ = 1630 mm$^2$
Allakmazott vasalás: 6ø20

Szerkesztési szabályok:

$\mu=1885$ mm$^2$/(350 mm × 380 mm) × 100 mm = 1, 42 % > $\mu_{min}$ = 0, 3 % megfelel

A betonacélok közötti távolság:

(380 - (2×20 + 2×8 + 6 × 20))/ 5= 40,8 mm

3. Mezőnyomatékra(1. eset):

a = 46 mm
h = 304 mm
$x=h-\sqrt{(h^2-2\times M_M/(b\times \sigma_{bH}))}=304-\sqrt{(304^2-2\times 98,75\times 10^6/(380\times 14,5))}=66,15\ mm < x_0=73,9\ mm$
$As=b\times \sigma_{bH}\times x/\sigma_{sH}=380\ mm \times 14,5\ N/mm^2 \times 66,15\ mm / 350\ N/mm^2 = 1041\ mm^2$
Allakmazott vasalás: 5ø20

Szerkesztési szabályok:

$\mu=1571\ mm^2/(350\ mm \times 380\ mm) \times 100\ mm = 1,18\ \% > \mu_{min} = 0,3\ \%$ megfelel

A betonacélok közötti távolság:

$(380 - (2\times 20 + 2\times 8 + 5 \times 20))/ 4 = 56\ mm$

2. Mezőnyomatékra(1. eset):

a = 46 mm
h = 304 mm
$x=h-\sqrt{(h^2-2\times M_M/(b\times \sigma_{bH}))}=304-\sqrt{(304^2-2\times 50,9\times 10^6/(380\times 14,5))}= mm < x_0=32,1\ mm$
$As=b\times \sigma_{bH}\times x/\sigma_{sH}=380\ mm \times 14,5\ N/mm^2 \times 32,1\ mm / 350\ N/mm^2 = 505,3\ mm^2$
Allakmazott vasalás: 2ø20

Szerkesztési szabályok:

$\mu=628\ mm^2/(350\ mm \times 380\ mm) \times 100\ mm = 0,47\ \% > \mu_{min} = 0,3\ \%$ megfelel

A betonacélok közötti távolság:

$(380 - (2\times 20 + 2\times 8 + 2 \times 20))/ 1 = 284\ mm$

Kezdeti befogási nyomaték (1. eset):

$Mmax\times 20\% = 28,8\ kNm$

a = 46 mm
h = 304 mm
$x=h-\sqrt{(h^2-2\times M_M/(b\times \sigma_{bH}))}=304-\sqrt{(304^2-2\times 28,8\times 10^6/(380\times 14,5))}=17,7\ mm < x_0=32,1\ mm$
$As=b\times \sigma_{bH}\times x/\sigma_{sH}=380\ mm \times 14,5\ N/mm^2 \times 17,7\ mm / 350\ N/mm^2 = 278,6\ mm^2$
Allakmazott vasalás: 2ø20

Szerkesztési szabályok:

$\mu=628\ mm^2/(350\ mm \times 380\ mm) \times 100\ mm = 0,47\ \% > \mu_{min} = 0,3\ \%$ megfelel

A betonacélok közötti távolság:

$(380 - (2\times 20 + 2\times 8 + 2 \times 20))/ 1 = 284\ mm$

Kengyeltávolság:

$t_k$=Min(1,5×380=570, 350, 400) = 350 mm

Nyírásvizsgálat B és C támasz helyén(3. és 4. eset):

$T_{max}$=139, 89 kN
$T_{MR}$ 3/4$h_t$ távolságra:

139, 89/98, 71 :a/7,06 – a > a= 4, 14 m

139, 89/ $T_{MR}$ : 4,14/3,88 > $T_{MR}$=131, 1 kN

$T_{Hk}$=0, 68 × Ask × $\sigma_{sHk}$ × h/$t_k$= 0,68 ×101×210 ×304 / 350=12, 53 kN

$T_H$= $T_{Hb}$+ $T_{Hk}$ =80, 86 kN + 12, 53 kN = 93, 39 kN < $T_{MR}$ nem felel meg

131, 1 kN – 80, 86 kN= 50, 24 kN

$T_{Hk}$ = 0,68 × 101 × 210 × 304/ $t_k$ > 50, 24 kN => $t_k$= 50 mm

$T_{Hk}$=0, 68 × Ask × $\sigma_{sHk}$ × h/$t_k$= 0,68 ×101×210 ×304 / 50= 87,7 kN

$T_H$= $T_{Hb}$+ $T_{Hk}$ =80, 86 kN + 87, 7 kN = 169 kN < $T_{MR}$ megfelel

Nyírásvizsgálat A és D támasz helyén(1. eset):

$T_{max}$=98,71 kN
$T_{MR}$ 3/4$h_t$ távolságra:

a= 7, 06m - 4, 14 m = 2, 92 m

98, 71/ $T_{MR}$ : 2,92/2,66 > $T_{MR}$=89, 92 kN

$T_{Hb}$=0,5 × b × h × $\sigma_{hH}$ = 0,5 × 380 mm × 304 mm × 1,4 N/mm$^2$ = 80, 86 kN

$T_{Hk}$=0, 68 × Ask × $\sigma_{sHk}$ × h/$t_k$= 0,68 ×101×210 ×304 / 350=12, 53 kN

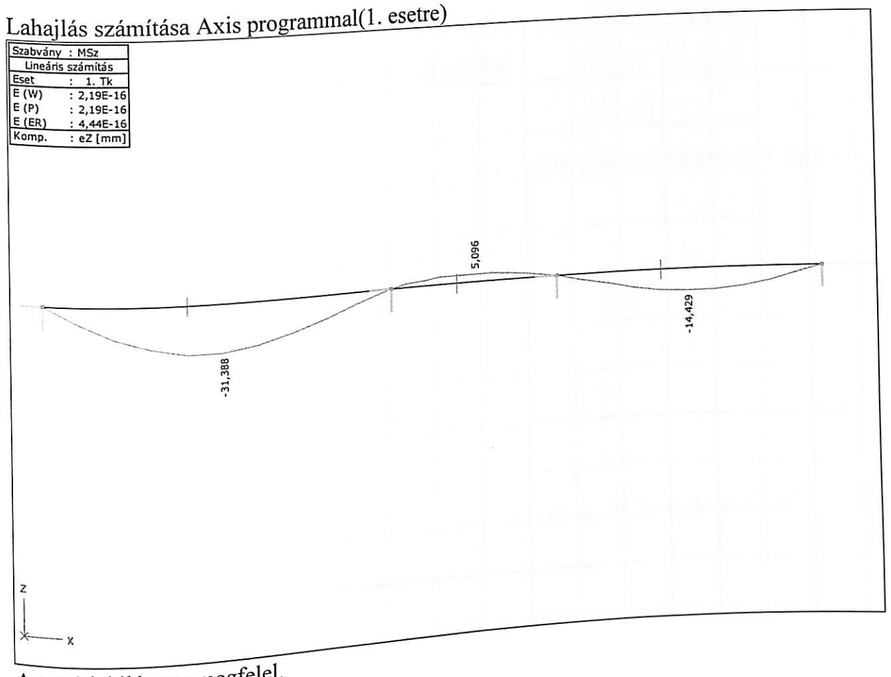
$T_H$= $T_{Hb}$+ $T_{Hk}$ =80, 86 kN + 12, 53 kN = 93, 39 kN > $T_{MR}$ a tartó nyírásra megfelel

Vasbeton tartó alakváltozásainak vizsgálata:

Lehajlás:

$f_h$=l/200=7060/200=35,3 mm

Lahajlás számítása Axis programmal(1. esetre)




A tartó lahjlásrara megfelel.

A tartó ellenőrzése repedésre:

$d \leq c \times \mu \times a_H/(1+60 \times \mu) \times 10^3$

c=15
d=20 mm
μ=0,0163
$a_H$=0, 4mm

15× 0, 0163×0, 4/(1+60×0, 0163)×$10^3$=49, 44 mm > d =20 mm repedésre megfelel,
pontosabb számítás nem szükséges.

**G2 vasbeton gerenda:**

G2-es gerenda méretezése hajlításra kötött tervezéssel:

Alapértékkel:

Tetőről: (2×Sz2+Sz3+2×Sz4+2×Sz5)/6, 76m=(2×5 kN+3, 09 kN+2×1, 08 kN+2×2, 05 kN) /5,5 m = 3, 51 kN/m

Koszorú súlya: 0,3m×0,25m×25kN/$m^3$=1, 88 kN/m

Tégla falazat súlya: Porotherm 38 Hs PROFI

2,5m×0,38×6,5 kN/$m^3$=6, 18 kN/m

Önsúly: 0,38m×0,35m×25 kN/$m^3$=3, 33 kN/m

Terhek a födémről, a töréskép alapján:

Terhelőmező: 0, 62 m × 5, 5 m + 4, 5 m × 2, 25 m/2 + 0, 62 m × 0, 31 m/2 =8, 57 $m^2$

Vonalmenti terhelés: 8,57 $m^2$×6, 07 kN/$m^2$/5, 5 m=9, 46 kN/m

Hasznos teher:
$p_a$=0, 5×1, 5 kN/$m^2$=0, 75 kN/$m^2$=1, 17 kN/m

Terhek összesen (alapértékkel): 3, 51 kN/m+1, 88 kN/m+6, 18 kN/m+3, 33 kN/m+9, 46 kN/m + 0, 12 kN/m= 25, 32 kN/m

Szélsőértékkel:

Tetőről: (2×Sz2+Sz3+2×Sz4+2×Sz5)/6, 76m=(2×6, 53 kN+4, 15 kN+2×1, 39 kN+2×2, 76 kN)/5, 5m =4, 64 kN/m

Koszorú súlya: 1,2×0,3m×0,25m×25kN/$m^3$=2, 26 kN/m

Tégla falazat súlya: Porotherm 38 Hs PROFI

1,2×2,5m×0,38×6,5 kN/$m^3$=7, 42 kN/m

Önsúly: 1,2×0,38m×0,35m×25 kN/$m^3$=3, 99 kN/m

Terhek a födémről, a töréskép alapján:

Terhelőmező: 0, 62 m × 5, 5 m + 4, 5 m × 2, 25 m/2 + 0, 62 m × 0, 31 m/2 =8, 57 $m^2$

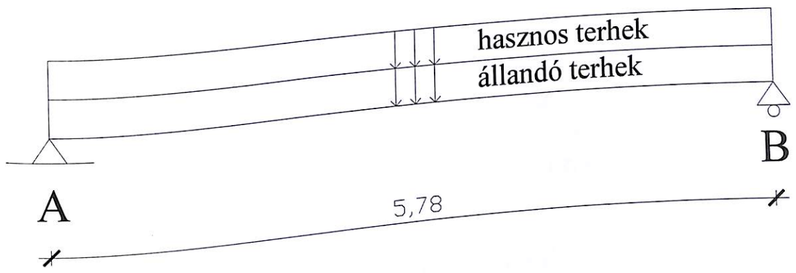
Vonalmenti terhelés: 8,57 $m^2$×7, 45 kN/$m^2$/5, 5 m=11, 61 kN/m

Hasznos teher:

$p_{sz}$=1, 4×1, 5 kN/m$^2$=2, 1 kN/m$^2$=3, 27 kN/m

Terhek összesen (szélsőértékkel): 4, 64 kN/m+2, 26 kN/m+7, 42 kN/m+3, 99 kN/m+11, 61 kN/m + 3, 27 kNm = 33, 19 kN/m

Egyszerűsített statikai váz:




A tartó igénybevételeinek számítása:

Támaszerők meghatározása:

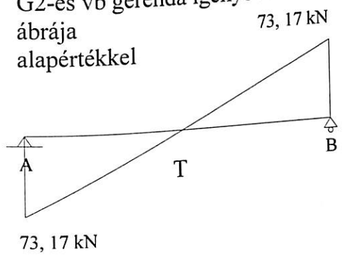
Alapéertékkel: 25, 32 kN/m × 5, 78 m / 2 = 73, 17 kN = A = B
Szélsőértékkel: 33, 19 kN/m × 5, 78 m / 2 = 95, 92 kN = A = B

Nyomatéki maximum meghatározása:

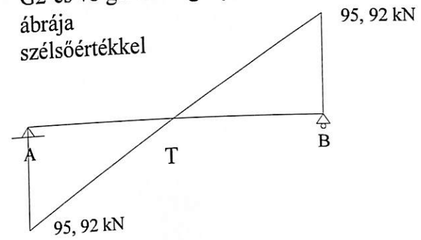
Alapértékkel: $q \times l^2 / 8$ = 25, 32 kN/m × (5, 78 m)$^2$ / 8 = 105 ,73 kNm
Szélsőértékkel: $q \times l^2 / 8$ = 33, 19 kN/m × (5, 78 m)$^2$ / 8 = 138, 6 kNm

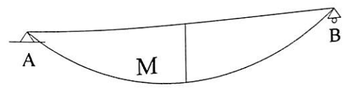
Igénybevételek:

G2-es vb gerenda igénybevételi ábrája alapértékkel

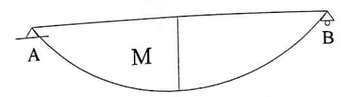



G2-es vb gerenda igénybevételi ábrája szélsőértékkel




105, 73 kNm




138, 6 kNm

G2-es vasbeton gerenda méretezése hajlításra kötött tervezéssel:

Betonminőség: C20-16/KK
$\sigma_{bH}$=14,5 N/mm$^2$
$\sigma_{hH}$=1,4 N/mm$^2$
a betonacélminősége: B. 60. 40.
$\sigma_{sH}$=350 N/mm$^2$
$\xi_0$=0, 48

a kenygyelek: ø8, B. 38. 24.
$\sigma_{sH}$=210 N/mm$^2$

Mmax=138, 6 kNm

c=20mm
a=20mm+20mm(mivel kersztezi a G3as gerendát)+8mm+16mm/2+10=66 mm

h=350mm-66mm=284 mm
$x_0$=284 mm×0,48=136, 32 mm

$M_0=b\times x_0 \times \sigma_{bH} \times(h-0,5\times x_0)$=380 mm × 136, 32 mm × 14, 5 N/mm$^2$ × (284mm-0,5×136,32 mm)=162, 19 kNm > $M_M$ = 138, 6 kNm, nem kell nyomott vas
Betonacél szükséglet meghatározása:

$x=h-\sqrt{(h^2-2\times M_M/(b\times \sigma_{bH}))}$=284-$\sqrt{(284^2-2\times 138,6\times 10^6/(380\times 14,5))}$=109, 79 mm < $x_0$=145, 9 mm
$A_S=b\times \sigma_{bH}\times x/ \sigma_{sH}$=380 mm × 14,5 N/mm$^2$ × 109, 79 mm / 350 N/mm$^2$ = 1728 mm$^2$
Allakmazott vasalás: 6ø20

Szerkesztési szabályok:

$\mu$=1885 mm$^2$/(350 mm × 380 mm) × 100 = 1, 42 % > $\mu_{min}$ = 0, 3 % megfelel

A betonacélok közötti távolság:

(380 - (2×20 + 2×8 + 6 × 20))/ 5= 40,8 mm

Felülhúzott vas mennyiségének meghatározása:

Mmax = 20% × 138, 6 kNm = 27, 72 kNm

$x=h-\sqrt{(h^2-2\times M_M/(b\times \sigma_{bH}))}=284-\sqrt{(284^2-2\times 27,72\times 10^6/(380\times 14,5))}$=18, 3 mm < $x_0$=145, 9 mm
As=b× $\sigma_{bH}$×x/ $\sigma_{sH}$=380 mm × 14,5 N/mm$^2$ × 18,3 mm / 350 N/mm$^2$ = 288 mm$^2$
Allakmazott vasalás: 2ø14

Ellenőrzés nyírásra:

Kengyeltávolság:

$t_k$=Min(1,5×380=570, 350, 400) = 350 mm

$T_{max}$=95,92 kN
$T_{MR}$ 3/4$h_t$ távolságra:

a= 2, 89 m

95, 92/ $T_{MR}$ : 2, 89/2, 63 > $T_{MR}$=87, 29 kN

$T_{Hb}$=0,5 × b × h × $\sigma_{hH}$ = 0,5 × 380 mm × 304 mm × 1,4 N/mm$^2$ = 80, 86 kN

$T_{Hk}$=0, 68 × Ask × $\sigma_{sHk}$ × h/$t_k$= 0,68 ×101×210 ×304 / 350=12, 53 kN

$T_H$= $T_{Hb}$+ $T_{Hk}$ =80, 86 kN + 12, 53 kN = 93, 39 kN > $T_{MR}$ a tartó nyírásra megfelel

Vasbeton tartó alakváltozásainak vizsgálata:

Lehajlás:

$f_h$=l/200=5500/200=27,5 mm

$f_{max}=5/384\times q_a\times l_0^4/(E\times I_x)=5/384\times 25,32\times 3780^4/(28,8\times 10^3\times 253,3\times 10^6)$=10, 1 mm
megfelel

Redpedésvizsgálat:

$d\leq c\times\mu\times a_H/(1+60\times\mu)\times 10^3$

c=15

d=20 mm
$\mu$= As/(b×h)=1728mm$^2$/(380mm×304mm)=0,015
$a_H$=0, 4mm

15× 0, 015×0, 4/(1+60×0, 015)×10$^3$=47, 4 mm > d =20 mm repedésre megfelel, pontosabb számítás nem szükséges.

## G4-es vb gerenda

Teherszámítása:

Alapértékkel:

Önsúly(feltételezett): 0,38m×0,2 m×25 kN/m$^3$=1, 9 kN/m

Terhek a födémről, a töréskép alapján:

Terhelőmező: (3,4 m + 1,69m)/2+(0, 14 m + 4,5 m)/2 = 9, 8 m$^2$

Vonalmenti terhelés: 9, 8 m$^2$×6, 07 kN/m$^2$/3, 4 m=17, 5 kN/m

Terhek összesen (alapértékkel): 1, 9 kN/m+17, 5 kN/m = 19, 4 kN/m

Szélsőértékkel:

Önsúly(feltételezett): 1,2×0,38m×0,2 m×25 kN/m$^3$=2, 3 kN/m

Terhek a födémről, a töréskép alapján:

Terhelőmező: (3,4 m + 1,69m)/2+(0, 14 m + 4,5 m)/2 = 9, 8 m$^2$

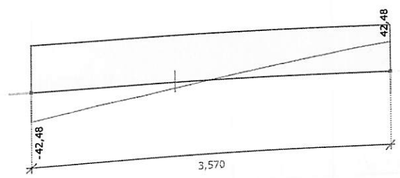
Vonalmenti terhelés: 9, 8 m$^2$×7, 45 kN/m$^2$/3, 4 m=21, 5 kN/m

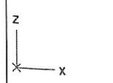
Terhek összesen (alapértékkel): 2, 3 kN/m+21, 5 kN/m = 23, 8 kN/m

Igénybevételek számítása Axis programmal:

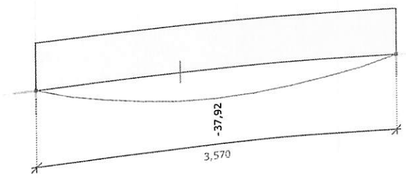
Szélsőértékkel:

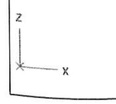
| Szabvány : MSz |
|---|
| Lineáris számítás |
| Eset : ST1 |
| E (W) : 2,81E-16 |
| E (P) : 2,81E-16 |
| E (ER) : 2,22E-16 |
| Komp. : Qz [kN] |




| Szabvány : MSz |
|---|
| Lineáris számítás |
| Eset : ST1 |
| E (W) : 2,81E-16 |
| E (P) : 2,81E-16 |
| E (ER) : 2,22E-16 |
| Komp. : My [kNm] |



G4-es vasbeton gerenda méretezése hajlításra szabad tervezéssel:

Betonminőség: C20-16/KK
$\sigma_{bH}$=14,5 N/mm$^2$
$\sigma_{hH}$=1,4 N/mm$^2$
a betonacélminősége: B. 60. 40.
$\sigma_{sH}$=350 N/mm$^2$
$\xi_0$=0, 48

a kenygyelek: ø8, B. 38. 24.
$\sigma_{sH}$=210 N/mm$^2$

Gerendamagasság meghatározása:

Mmax=37, 92 kNm

$h=\sqrt{(Mmax/(\xi \times b \times \sigma_{bH} \times (1-0,5 \times \xi))}=\sqrt{37, 92 \times 10^6/(0,48 \times 380 \times 14,5 \times (1-0,5 \times 0,48))}=137$ mm
c=20mm
a=20mm+8mm+16mm/2+10=46 mm
$h_t$=137mm+46mm=183 mm, alkalmazott gerendamagasság 200mm

h=200mm-46mm=154 mm
$x_0$=154 mm×0,48=73, 9mm

Betonacél szükséglet meghatározása:

Mezősznyomatékra:

Mmax=37, 92 kNm

a = 46 mm
h = 154 mm
$x=h-\sqrt{(h^2-2 \times M_M/(b \times \sigma_{bH}))}=154-\sqrt{(154^2-2 \times 37, 92 \times 10^6/(380 \times 14,5))}=54, 24$ mm < $x_0$=73, 9 mm
$As=b \times \sigma_{bH} \times x/\sigma_{sH}$=380 mm × 14,5 N/mm$^2$ × 54, 24 mm / 350 N/mm$^2$ = 854 mm$^2$
Allakmazott vasalás: 5ø16

Szerkesztési szabályok:

$\mu$=1005 mm$^2$/(200 mm × 380 mm) × 100 = 1, 32 % > $\mu_{min}$ = 0, 3 % megfelel

A betonacélok közötti távolság:

(300 - (2×20 + 2×8 + 5 × 16))/ 4= 41 mm

Támasznyomatékra:

Mmax×20%=7, 58 kNm

a = 46 mm
h = 154 mm

$x=h-\sqrt{(h^2-2\times M_M/(b\times \sigma_{bH}))}=154-\sqrt{(154^2-2\times 7,58\times 10^6/(380\times 14,5))}=9,2$ mm < $x_0=73,9$ mm
$A_s=b\times \sigma_{bH}\times x/\sigma_{sH}=380$ mm × 14,5 N/mm$^2$ × 9,2 mm / 350 N/mm$^2$ = 144, 83 mm$^2$
Allakmazott vasalás: 2ø10

Kengyeltávolság:

$t_k=\text{Min}(1,5\times 380=570, 200, 400)$ = 200 mm

Nyírásvizsgálat:

$T_{max}=42,48$ kN
$T_{MR}$ 3/4$h_t$ távolságra:

$T_{MR}=42,48$ kN/1, 785 m× 1, 635 m =38, 91 kN

$T_H=T_{Hb}+T_{Hk}=0,5\times b\times h\times \sigma_{hH}+0,68\times Ask\times \sigma_{sHk}\times h/t_k=0,5\times 380\times 154\times 1,4+0,68\times 101\times 210\times 155/200=31,13$ kN + 11, 78 kN=42, 91 kN > $T_{MR}=38,9$ kN, tehát a tartó megfelel nyírásra

G4-es gerenda alakváltozásainak vizsgálata:

Lehajlás:

$f_H=3570$ mm/300=11, 99 mm

$f_{max}=5/384\times q_a\times l_0^4/(E\times I_x)=5/384\times 19,4\times 3570^4/(28,8\times 10^3\times 253,3\times 10^6)=5,6$ mm megfelel

$Ix=200^3\times 380/12=253,3\times 10^6$ mm

Redpedésvizsgálat:

$d\leq c\times \mu\times a_H/(1+60\times \mu)\times 10^3$

c=15
d=20 mm
$\mu=As/(b\times h)=1005mm^2/(380mm\times 154mm)=0,017$
$a_H=0,4$mm

$15\times 0,017\times 0,4/(1+60\times 0,017)\times 10^3=50,5$ mm > d =16 mm repedésre megfelel, pontosabb számítás nem szükséges.

## G5-ös vb gerenda

Teherszámítása:

Alapértékkel:

Önsúly(feltételezett): $0,38m\times 0,2$ m×25 kN/m$^3$=1, 9 kN/m

Terhek a födémről, a töréskép alapján:

Terhelőmező: (3,5+4,68)/2×0,59+3,4×1,69/2+0,5×0,5/2×2 = 5, 54 $m^2$

Vonalmenti terhelés: 5,54 $m^2$×6, 07 kN/$m^2$/4,39 m=7,66 kN/m

Terhek összesen (alapértékkel): 1, 9 kN/m+7, 66 kN/m = 9, 6 kN/m

G4-es vasbeton gerenda reakció ereje: 34, 6 kN

<u>Szélsőértékkel:</u>

Önsúly(feltételezett): 1,2×0,38m×0,2 m×25 kN/$m^3$=2, 3 kN/m

Terhek a födémről, a töréskép alapján:

Terhelőmező: (3,5+4,68)/2×0,59+3,4×1,69/2+0,5×0,5/2×2 = 5, 54 $m^2$

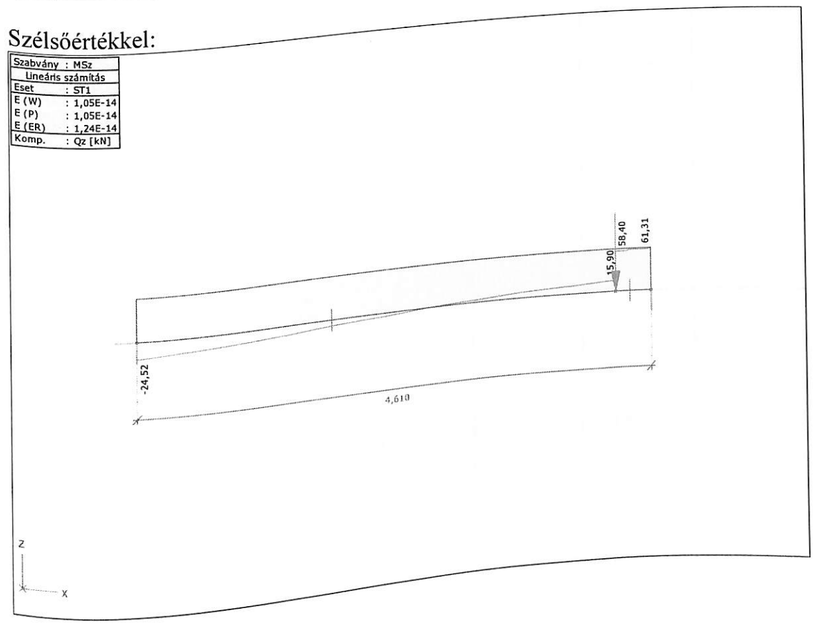
Vonalmenti terhelés: 5, 54 $m^2$×7, 45 kN/$m^2$/4, 39 m=9, 4 kN/m

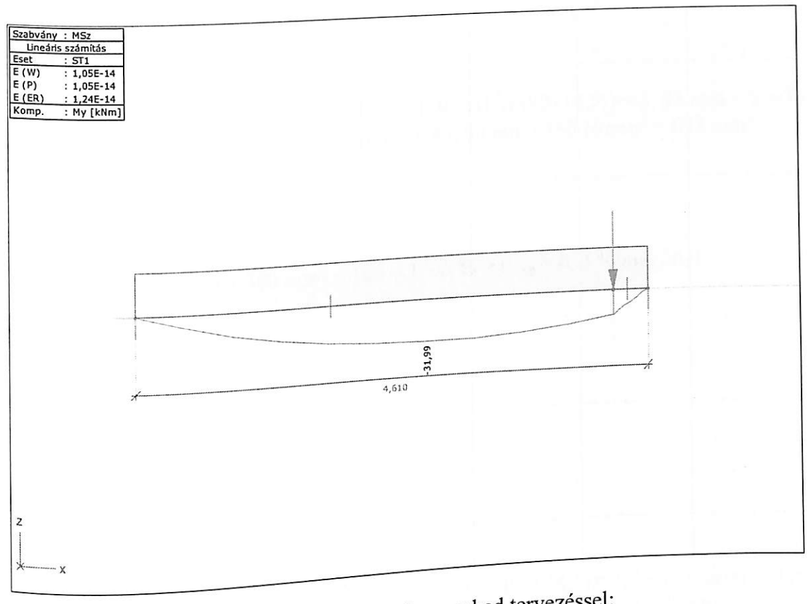
Terhek összesen (szésőértékkel): 2, 3 kN/m+9, 4 kN/m = 11, 7 kN/m

G4-es vasbeton gerenda reakció ereje: 42, 5 kN

<u>Igénybevételek számítása Axis programmal:</u>

Szélsőértékkel:






G5-ös vasbeton gerenda méretezése hajlításra szabad tervezéssel:

Betonminőség: C20-16/KK
$\sigma_{bH}$=14,5 N/mm$^2$
$\sigma_{hH}$=1,4 N/mm$^2$
a betonacélminősége: B. 60. 40.
$\sigma_{sH}$=350 N/mm$^2$
$\xi_0$=0, 48

a kenygyelek: ø8, B. 38. 24.
$\sigma_{sH}$=210 N/mm$^2$

Gerendamagasság meghatározása:

Mmax=31, 99 kNm

$h=\sqrt{(Mmax/(\xi \times b \times \sigma_{bH} \times (1-0,5 \times \xi))}=\sqrt{(31,99 \times 10^6/(0,48 \times 380 \times 14,5 \times (1-0,5 \times 0,48))}=126$ mm
c=20mm
a=20mm+8mm+16mm/2+10=46 mm
$h_t$=126mm+46mm=172 mm, alkalmazott gerendamagasság 200mm

h=200mm-46mm=154 mm
$x_0$=154 mm×0,48=73, 9mm

Betonacél szükséglet meghatározása:

Mezősznyomatékra:

Mmax=31, 99 kNm

a = 46 mm
h = 154 mm
$x=h-\sqrt{(h^2-2\times M_M/(b\times \sigma_{bH}))}=154-\sqrt{(154^2-2\times 31,99\times 10^6/(380\times 14,5))}=43,98\ mm < x_0=73,9\ mm$
$As=b\times \sigma_{bH}\times x/\sigma_{sH}=380\ mm \times 14,5\ N/mm^2 \times 43,98\ mm / 350\ N/mm^2 = 692\ mm^2$
Allakmazott vasalás: 4ø16

Szerkesztési szabályok:

$\mu=804\ mm^2/(200\ mm \times 380\ mm) \times 100 = 1,06\ \% > \mu_{min} = 0,3\ \%$ megfelel

A betonacélok közötti távolság:

$(300 - (2\times 20 + 2\times 8 + 4 \times 16))/ 3 = 60\ mm$

Támasznyomatékra:

$Mmax\times 20\% = 6,4\ kNm$

a = 46 mm
h = 154 mm
$x=h-\sqrt{(h^2-2\times M_M/(b\times \sigma_{bH}))}=154-\sqrt{(154^2-2\times 6,4\times 10^6/(380\times 14,5))}=7,7\ mm < x_0=73,9\ mm$
$As=b\times \sigma_{bH}\times x/\sigma_{sH}=380\ mm \times 14,5\ N/mm^2 \times 7,7\ mm / 350\ N/mm^2 = 121\ mm^2$
Allakmazott vasalás: 2ø10

Kengyeltávolság:

$t_k=Min(1,5\times 380=570, 200, 400) = 200\ mm$

Nyírásvizsgálat:

$T_{max}=61,31\ kN$
$T_{MR}$ $3/4h_t$ távolságra:

$T_{MR}=61,31 - (61,31- 58,4)/0,31\times 0,16=59,8\ kN$

$T_H= T_{Hb} + T_{Hk}=0,5 \times b \times h \times \sigma_{hH} + 0,68 \times Ask \times \sigma_{sHk} \times h/t_k= 0,5 \times 380 \times 154 \times 1,4 + 0,68 \times 101 \times 210 \times 154 / 100=41\ kN + 22,2\ kN= 63,2\ kN > T_{MR}=59,8\ kN$, tehát a tartó nyírásra megfelel

<u>G5-ös gerenda alakváltozásainak vizsgálata:</u>

<u>Redpedésvizsgálat:</u>

$d\leq c\times \mu\times a_H/(1+60\times \mu)\times 10^3$

c=15
d=20 mm
$\mu= As/(b\times h)=1005mm^2/(380mm\times 154mm)=0,017$
$a_H=0,4mm$

15× 0, 017×0, 4/(1+60×0, 017)×$10^3$=50, 5 mm > d =16 mm repedésre megfelel, pontosabb számítás nem szükséges.

## G6-os vb gerenda

Teherszámítása:

Alapértékkel:

Önsúly(feltételezett): 0,38m×0,2 m×25 kN/$m^3$=1, 9 kN/m

Terhek a födémről, a töréskép alapján:

Terhelőmező: 1,99 m × 4,5 m /2 = 4, 48 $m^2$

Vonalmenti terhelés: 4,48 $m^2$×6, 07 kN/$m^2$/4,5 m=6,04 kN/m

Terhek összesen (alapértékkel): 1, 9 kN/m+6,04 kN/m = 7,94 kN/m

Szélsőértékkel:

Önsúly(feltételezett): 1,2×0,38m×0,2 m×25 kN/$m^3$=2, 3 kN/m

Terhek a födémről, a töréskép alapján:

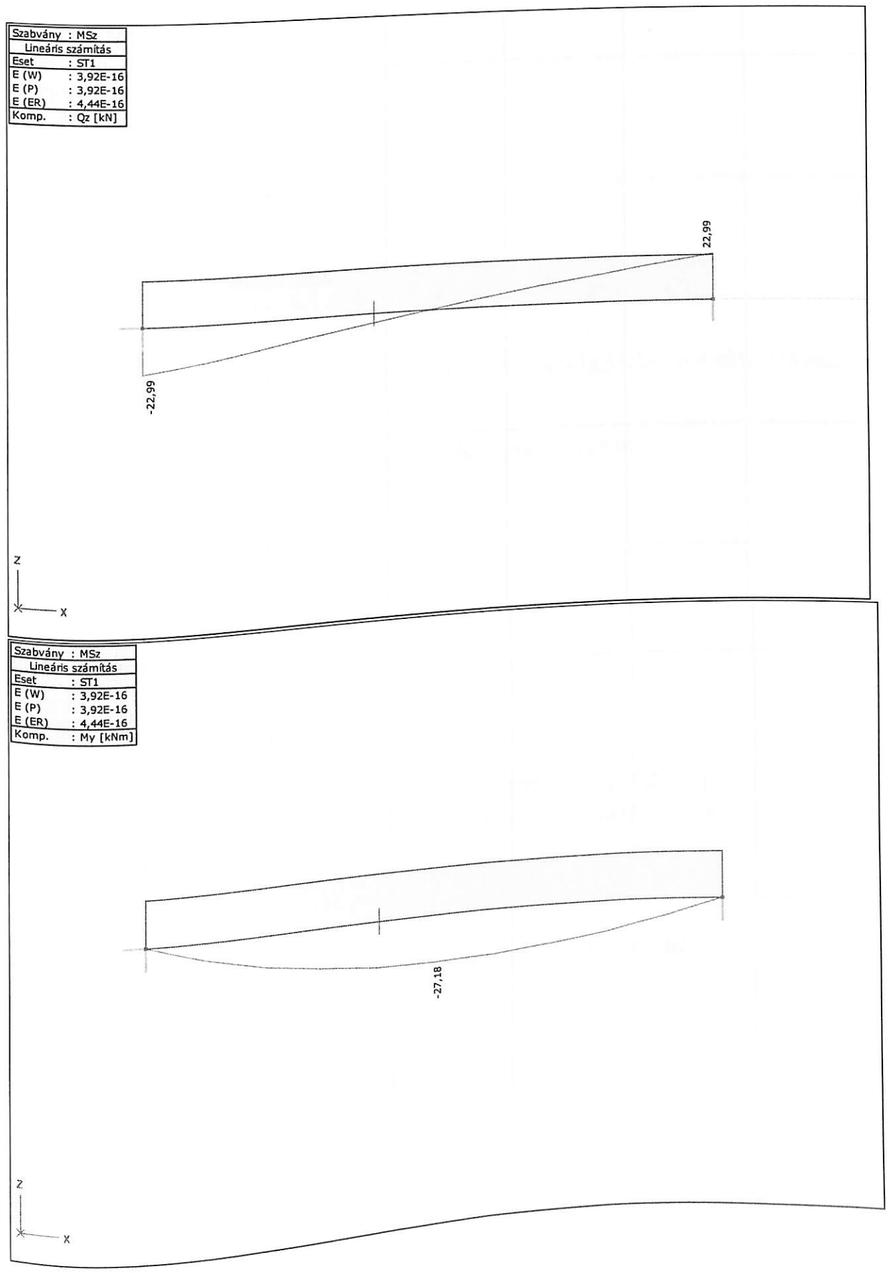
Terhelőmező: 1,99 m × 4,5 m /2 = 4, 48 $m^2$

Vonalmenti terhelés: 4, 48 $m^2$×7, 45 kN/$m^2$/4, 5 m=7, 42 kN/m

Terhek összesen (szésőértékkel): 2, 3 kN/m+7, 42 kN/m = 9, 72 kN/m

Igénybevételek számítása Axis programmal:

Szélsőértékkel:



<u>G6-os vasbeton gerenda méretezése hajlításra szabad tervezéssel:</u>

Betonminőség: C20-16/KK
$\sigma_{bH}$=14,5 N/mm$^2$
$\sigma_{hH}$=1,4 N/mm$^2$
a betonacélminősége: B. 60. 40.
$\sigma_{sH}$=350 N/mm$^2$
$\xi_0$=0, 48

a kenygyelek: ø8, B. 38. 24.
$\sigma_{sH}$=210 N/mm$^2$

<u>Gerendamagasság meghatározása:</u>

Mmax=27, 18 kNm

$h=\sqrt{(Mmax/(\xi \times b \times \sigma_{bH} \times (1-0,5 \times \xi))}=\sqrt{(27,18 \times 10^6/(0,48 \times 380 \times 14,5 \times (1-0,5 \times 0,48))}=116$ mm
c=20mm
a=20mm+8mm+16mm/2+10=46 mm
$h_t$=116mm+46mm=162 mm, alkalmazott gerendamagasság 200mm

h=200mm-46mm=154 mm
$x_0$=154 mm×0,48=73, 9mm

Betonacél szükséglet meghatározása:

Mezősznyomatékra:

Mmax=27, 18 kNm

a = 46 mm
h = 154 mm
$x=h-\sqrt{(h^2-2 \times M_M/(b \times \sigma_{bH}))}=154-\sqrt{(154^2-2 \times 27,18 \times 10^6/(380 \times 14,5))}=36,3$ mm < $x_0$=73, 9 mm
$As=b \times \sigma_{bH} \times x/\sigma_{sH}$=380 mm × 14,5 N/mm$^2$ × 36, 3 mm / 350 N/mm$^2$ = 571 mm$^2$
Allakmazott vasalás: 3ø16

Szerkesztési szabályok:

$\mu$=603 mm$^2$/(200 mm × 380 mm) × 100 = 0, 79 % > $\mu_{min}$ = 0, 3 % megfelel

A betonacélok közötti távolság:

(300 - (2×20 + 2×8 + 3 × 16))/ 2= 98 mm

Támasznyomatékra:

Mmax×20%=5,44 kNm

a = 46 mm

h = 154 mm
$x=h-\sqrt{(h^2-2\times M_M/(b\times \sigma_{bH}))}=154-\sqrt{(154^2-2\times 5,44\times 10^6/(380\times 14,5))}= 6,55\ mm < x_0=73,9\ mm$
$As=b\times \sigma_{bH}\times x/ \sigma_{sH}=380\ mm \times 14,5\ N/mm^2 \times 6,55\ mm / 350\ N/mm^2 = 103\ mm^2$
Allakmazott vasalás: 2ø10

Kengyeltávolság:

$t_k=Min(1,5\times 380=570, 200, 400) = 200\ mm$

Nyírásvizsgálat:

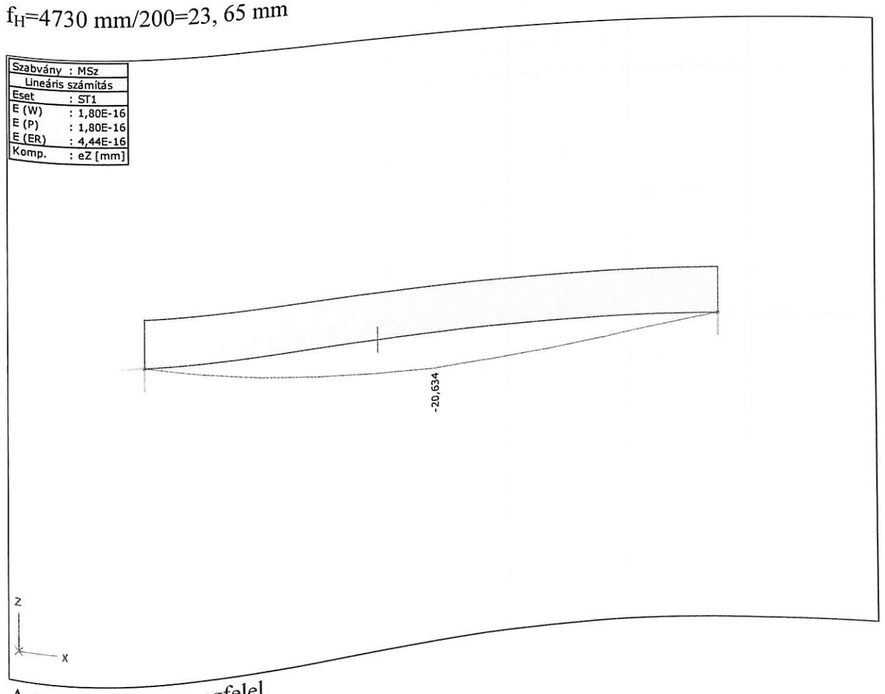
$T_{max}=22,99\ kN$
$T_{MR}$ $3/4h_t$ távolságra:

$T_{MR}=22,99\ kN / 2,365 \times 2,215= 21,5\ kN$

$T_H= T_{Hb} + T_{Hk}=0,5 \times b \times h \times \sigma_{hH} + 0,68 \times Ask \times \sigma_{sHk} \times h/t_k= 0,5 \times 380 \times 154 \times 1,4 + 0,68 \times 101 \times 210 \times 155 / 200=31,13\ kN + 11,78\ kN= 42,91\ kN < T_{MR}=59,8\ kN$, tehát a tartó megfelel

Lehjalás:

$f_H=4730\ mm/200=23,65\ mm$




A tartó lehajlásra megfelel.

Redpedésvizsgálat:

$d \leq c \times \mu \times a_H/(1+60\times\mu)\times 10^3$

c=15
d=20 mm
$\mu$= As/(b×h)=603mm$^2$/(380mm×154mm)=0,01
$a_H$=0, 4mm

15× 0, 01×0, 4/(1+60×0, 01)×10$^3$=37, 5 mm > d =16 mm repedésre megfelel, pontosabb számítás nem szükséges.

## G7-es vb gerenda

Teherszámítása:

Alapértékkel:

Önsúly(feltételezett): 0,38m×0,2 m×25 kN/m$^3$=1, 9 kN/m

Terhek a födémről, a töréskép alapján:

Terhelőmező: 2, 18 m × 4,36 m /2 = 4, 75 m$^2$

Vonalmenti terhelés: 4,75 m$^2$×6, 07 kN/m$^2$/4,36 m=6,6 kN/m

Terhek összesen (alapértékkel): 1, 9 kN/m+6,6 kN/m = 8,5 kN/m

Szélsőértékkel:

Önsúly(feltételezett): 1,2×0,38m×0,2 m×25 kN/m$^3$=2, 3 kN/m

Terhek a födémről, a töréskép alapján:

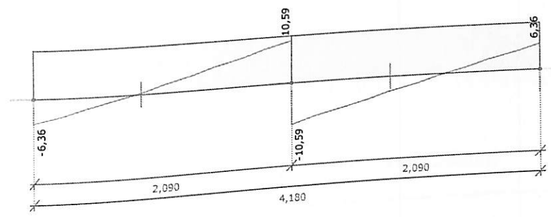
Terhelőmező: 2,18 m × 4,36 m /2 = 4, 75 m$^2$

Vonalmenti terhelés: 4, 75 m$^2$×7, 45 kN/m$^2$/4,36 m=8, 11 kN/m

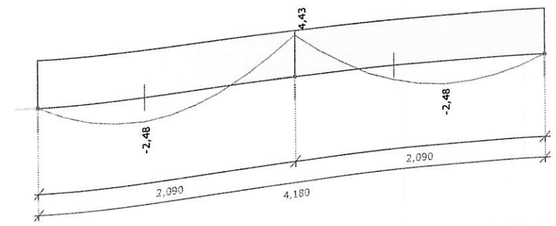
Terhek összesen (szésőértékkel): 2, 3 kN/m+8, 11 kN/m = 10, 41 kN/m

Igénybevételek számítása Axis programmal:

| Szabvány : MSz | |
|---|---|
| Lineáris számítás | |
| Eset | : ST1 |
| E (W) | : 1,51E-16 |
| E (P) | : 1,51E-16 |
| E (ER) | : 2,22E-16 |
| Komp. | : Qz [kN] |




| Szabvány : MSz | |
|---|---|
| Lineáris számítás | |
| Eset | : ST1 |
| E (W) | : 1,51E-16 |
| E (P) | : 1,51E-16 |
| E (ER) | : 2,22E-16 |
| Komp. | : My [kNm] |




G7-es vasbeton gerenda méretezése hajlításra szabad tervezéssel:

Betonminőség: C20-16/KK
$\sigma_{bH}$=14,5 N/mm$^2$

$\sigma_{hH}$=1,4 N/mm$^2$
a betonacélminősége: B. 60. 40.
$\sigma_{sH}$=350 N/mm$^2$
$\xi_0$=0, 48

a kenygyelek: ø8, B. 38. 24.
$\sigma_{sH}$=210 N/mm$^2$

Gerendamagasság meghatározása:

Mmax=4, 43 kNm

h=$\sqrt{}$(Mmax/($\xi$×b× $\sigma_{bH}$×(1-0,5×$\xi$))=$\sqrt{}$(4, 43 ×10$^6$/(0,48×380×14,5×(1-0,5×0,48))=47 mm
c=20mm
a=20mm+8mm+16mm/2+10=46 mm
$h_t$=47mm+46mm=93 mm, alkalmazott gerendamagasság 200mm

h=200mm-46mm=154 mm
$x_0$=154 mm×0,48=73, 9mm

Betonacél szükséglet meghatározása:

Támasznyomatékra:

Mmax=4, 43 kNm

a = 46 mm
h = 154 mm
x=h-$\sqrt{}$(h$^2$-2×$M_M$/(b× $\sigma_{bH}$))=154-$\sqrt{}$(154$^2$-2×4, 43×10$^6$/(380×14,5))=5, 31 mm < $x_0$=73, 9 mm
As=b× $\sigma_{bH}$×x/ $\sigma_{sH}$=380 mm × 14,5 N/mm$^2$ × 5,31 mm / 350 N/mm$^2$ = 55 mm$^2$ < $A_{smin}$= 228 mm$^2$
Allakmazott vasalás: 2ø14

Szerkesztési szabályok:

$\mu$=308 mm$^2$/(200 mm × 380 mm) × 100 = 0, 4 % > $\mu_{min}$ = 0, 3 % megfelel

A betonacélok közötti távolság:

(300 - (2×20 + 2×8 + 3 × 16))/ 2= 98 mm

Mezőnyomatékra nem végezzük el a méretezést, mivel a fenti esetben is elegendő volt a minimális vasmennyiség. Így itt is 2ø14-es vasalást alkalmazunk.

Kengyeltávolság:

$t_k$=Min(1,5×380=570, 200, 400) = 200 mm

Nyírásvizsgálat:

$T_{max}$=10,59 kN
$T_{MR}$ 3/4$h_t$ távolságra:

$T_H = T_{Hb} + T_{Hk}$=0,5 × b × h × $\sigma_{hH}$ + 0, 68 × Ask × $\sigma_{sHk}$ × h/$t_k$= 0,5 × 380 × 154 × 1,4 + 0,68 ×101×210 ×155 / 200=31, 13 kN + 11, 78 kN= 42, 91 kN < $T_{MR}$=10,59 kN, tehát a tartó megfelel

## G8-as vb gerenda

Teherszámítása:

Alapértékkel:

Önsúly(feltételezett): 0,2m×0,2 m×25 kN/$m^3$=1 kN/m

Terhek a födémről, a töréskép alapján:

Terhelőmező: (3,5+4,68)/2×0,59= 2, 41 $m^2$

Vonalmenti terhelés: 2,41 $m^2$×6, 07 kN/$m^2$/3,5 m= 4,18 kN/m

Terhek összesen (alapértékkel): 1 kN/m+4,18 kN/m = 5, 18 kN/m

L1-es vasbeton lépcső reakció ereje: 14, 8 kN

Szélsőértékkel:

Önsúly(feltételezett): 1,2×0,2m×0,2 m×25 kN/$m^3$= 1,2 kN/m

Terhek a födémről, a töréskép alapján:

Terhelőmező: (3,5+4,68)/2×0,59 = 2, 41 $m^2$

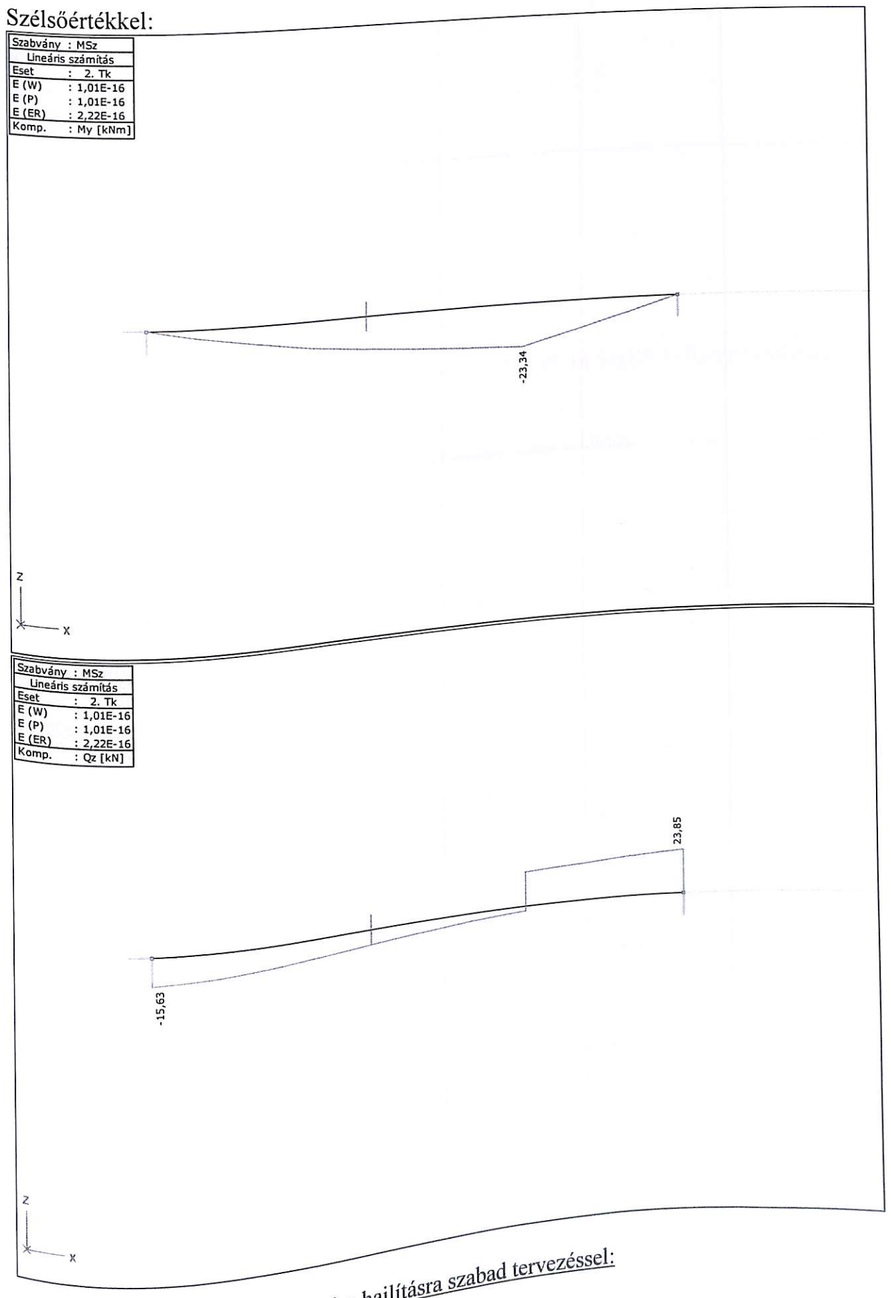
Vonalmenti terhelés: 2, 41 $m^2$×7, 45 kN/$m^2$/3, 5 m=5,13 kN/m

Terhek összesen (szésőértékkel): 1,2 kN/m+5,13 kN/m = 6, 33 kN/m

L1-es vasbeton lépcső reakció ereje: 20, 7 kN

Igénybevételek számítása Axis programmal:

Szélsőértékkel:




G8-as vasbeton gerenda méretezése hajlításra szabad tervezéssel:

Betonminőség: C20-16/KK
$\sigma_{bH}$=14,5 N/mm$^2$
$\sigma_{hH}$=1,4 N/mm$^2$
a betonacélminősége: B. 60. 40.
$\sigma_{sH}$=350 N/mm$^2$
$\xi_0$=0, 48

a kenygyelek: ø8, B. 38. 24.
$\sigma_{sH}$=210 N/mm$^2$

Gerendamagasság meghatározása:

Mmax=23, 34 kNm

$h=\sqrt{(Mmax/(\xi \times b \times \sigma_{bH} \times (1-0,5 \times \xi))}=\sqrt{(23,34 \times 10^6/(0,48 \times 200 \times 14,5 \times (1-0,5 \times 0,48))}=148$ mm
c=20mm
a=20mm+8mm+16mm/2+10=46 mm
$h_t$=148mm+46mm=194 mm, alkalmazott gerendamagasság 200mm

h=200mm-46mm=154 mm
$x_0$=154 mm×0,48=73, 9mm

Betonacél szükséglet meghatározása:

Mezőnyomatékra:

Mmax=23, 34 kNm

a = 46 mm
h = 154 mm
$x=h-\sqrt{(h^2-2 \times M_M/(b \times \sigma_{bH}))}=154-\sqrt{(154^2-2 \times 23, 34 \times 10^6/(200 \times 14,5))}=66, 71$ mm < $x_0$=73, 9 mm
$As=b \times \sigma_{bH} \times x/ \sigma_{sH}$=200 mm × 14,5 N/mm$^2$ × 66,71 mm / 350 N/mm$^2$ = 553 mm$^2$
Alkalmazott vasalás: 3ø16

Szerkesztési szabályok:

$\mu$=603 mm$^2$/(200 mm × 200 mm) × 100 = 1, 5 % > $\mu_{min}$ = 0, 3 % megfelel

A betonacélok közötti távolság:

(200 - (2×20 + 2×8 + 3 × 16))/ 2= 48 mm

Kengyeltávolság:

$t_k$=Min(1,5×380=570, 200, 400) = 200 mm

Támasznyomatékra:

Mmax=4, 67 kNm

a = 46 mm
h = 154 mm
$x=h-\sqrt{(h^2-2\times M_M/(b\times \sigma_{bH}))}=154-\sqrt{(154^2-2\times 4,\ 67\times 10^6/(380\times 14,5))}=5,\ 6\ mm < x_0=73,\ 9\ mm$
$As=b\times \sigma_{bH}\times x/\ \sigma_{sH}=380\ mm \times 14,5\ N/mm^2 \times 5,6\ mm / 350\ N/mm^2 = 89\ mm^2$
Allakmazott vasalás: 2ø10

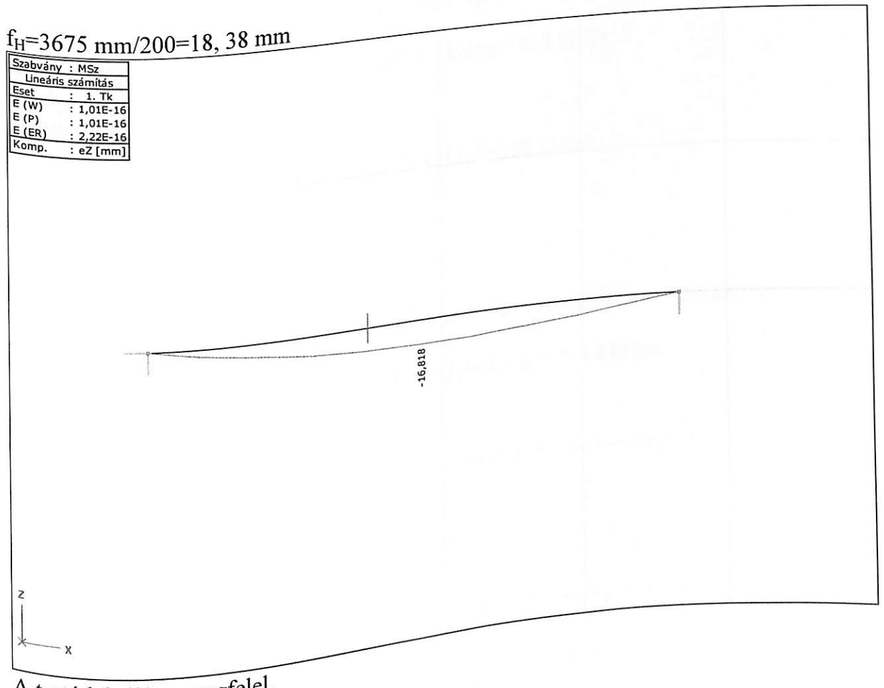
Nyírásvizsgálat:

$T_{max}=23,85\ kN$
$T_{MR}$ $3/4h_t$ távolságra nem érdemes számolni, mert a tartó így is bőven megfelel nyírásra.

$T_H= T_{Hb} + T_{Hk}=0,5 \times b \times h \times \sigma_{hH} + 0,\ 68 \times Ask \times \sigma_{sHk} \times h/t_k= 0,5 \times 200 \times 154 \times 1,4 + 0,68 \times 101 \times 210 \times 155 / 200=21,\ 56\ kN + 11,\ 78\ kN= 33,\ 34\ kN < T_{max}=23,85\ kN$, tehát a tartó megfelel

Lehajlás:

$f_H=3675\ mm/200=18,\ 38\ mm$




A tartó lehajlásra megfelel.

Redpedésvizsgálat:

$d \leq c\times\mu\times a_H/(1+60\times\mu)\times 10^3$

c=15
d=20 mm
$\mu= As/(b\times h)=603mm^2/(380mm\times 154mm)=0,01$

$a_H$=0, 4mm

15× 0, 01×0, 4/(1+60×0, 01)×$10^3$=37, 5 mm > d =16 mm repedésre megfelel, pontosabb számítás nem szükséges.

## G9-es vb gerenda

Teherszámítása:

Alapértékkel:

Önsúly(feltételezett): 0,38m×0,2 m×25 kN/$m^3$=1,9 kN/m

Terhek a födémről, a töréskép alapján:

Terhelőmező: 1, 42m×0, 71 m /2= 0, 5 $m^2$

Vonalmenti terhelés: 0, 5 $m^2$×(6, 07 kN/$m^2$+0,5×1,5 kN/$mm^2$)/1,42 m= 2,4 kN/m

Terhek összesen (alapértékkel): 1,9 kN/m+2,4 kN/m = 4, 3 kN/m

Szélsőértékkel:

Önsúly(feltételezett): 1,2×0,38m×0,2 m×25 kN/$m^3$=2,28 kN/m

Terhek a födémről, a töréskép alapján:

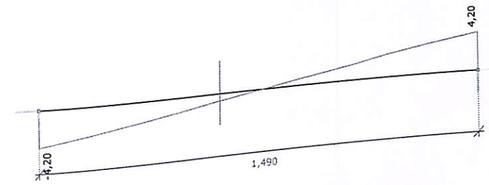
Terhelőmező: 1, 42m×0, 71 m /2= 0, 5 $m^2$

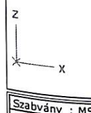
Vonalmenti terhelés: 0, 5 $m^2$×(7, 45 kN/$m^2$+1,4×1,5 kN/$mm^2$)/1,42 m= 3,36 kN/m

Terhek összesen (szelsőértékkel): 2,28 kN/m+3,36 kN/m = 5, 64 kN/m

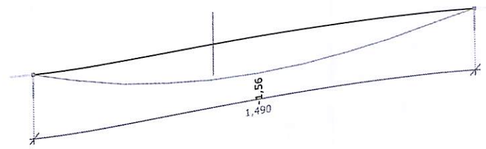
Igénybevételek számítása Axis programmal:

| Szabvány | : MSz |
|---|---|
| Lineáris számítás | |
| Eset | : 1. Tk |
| E (W) | : 4,20E-16 |
| E (P) | : 4,20E-16 |
| E (ER) | : 4,44E-16 |
| Komp. | : Qz [kN] |




| Szabvány | : MSz |
|---|---|
| Lineáris számítás | |
| Eset | : 1. Tk |
| E (W) | : 4,20E-16 |
| E (P) | : 4,20E-16 |
| E (ER) | : 4,44E-16 |
| Komp. | : My [kNm] |







G9-es vasbeton gerenda méretezése hajlításra szabad tervezéssel:

Betonminőség: C20-16/KK
$\sigma_{bH}$=14,5 N/mm$^2$

$\sigma_{hH}$=1,4 N/mm$^2$
a betonacélminősége: B. 60. 40.
$\sigma_{sH}$=350 N/mm$^2$
$\xi_0$=0, 48

a kenygyelek: ø8, B. 38. 24.
$\sigma_{sH}$=210 N/mm$^2$

Gerendamagasság meghatározása:

Mmax=1, 56 kNm

h=$\sqrt{}$(Mmax/($\xi$×b× $\sigma_{bH}$×(1-0,5×$\xi$))=$\sqrt{}$(1, 56 ×10$^6$/(0,48×380×14,5×(1-0,5×0,48))=28 mm
c=20mm
a=20mm+8mm+16mm/2+10=46 mm
$h_t$=28mm+46mm=74 mm, alkalmazott gerendamagasság 200mm

h=200mm-46mm=154 mm
$x_0$=154 mm×0,48=73, 9mm

Betonacél szükséglet meghatározása:

Mezőnyomatékra:

Mmax=1, 56 kNm

a = 46 mm
h = 154 mm
x=h-$\sqrt{}$(h$^2$-2×$M_M$/(b× $\sigma_{bH}$))=154-$\sqrt{}$(154$^2$-2×4, 43×10$^6$/(380×14,5))=1, 85 mm < $x_0$=73, 9 mm
As=b× $\sigma_{bH}$×x/ $\sigma_{sH}$=380 mm × 14,5 N/mm$^2$ × 1,85 mm / 350 N/mm$^2$ = 29 mm$^2$ < $A_{smin}$= 228 mm$^2$
Allakmazott vasalás: 2ø14

Szerkesztési szabályok:

$\mu$=308 mm$^2$/(200 mm × 380 mm) × 100 = 0, 4 % > $\mu_{min}$ = 0, 3 % megfelel

Kezdeti befogási nyomatékra nem érdemes méretezni a kicsi terhelés miatt.
Alkalmazott vasalás: 2ø10

## G10-es vb gerenda

Teherszámítása:

Alapértékkel:

Önsúly(feltételezett): 0,38m×0,2 m×25 kN/m$^3$=1,9 kN/m

Terhek a födémről, a töréskép alapján:

Terhelőmező: (3, 08 m + 4, 5 m) / 2 × 0, 71 m = 2, 69 $m^2$

Vonalmenti terhelés: 2, 69 $m^2$×(6, 07 kN/$m^2$+0,5×1,5 kN/$mm^2$)/4, 73 m = 3, 87 kN/m

Terhek összesen (alapértékkel): 1, 9 kN/m+3, 87 kN/m = 5, 77 kN/m

Szélsőértékkel:

Önsúly(feltételezett): 1,2×0,38m×0,2 m×25 kN/$m^3$=2,28 kN/m

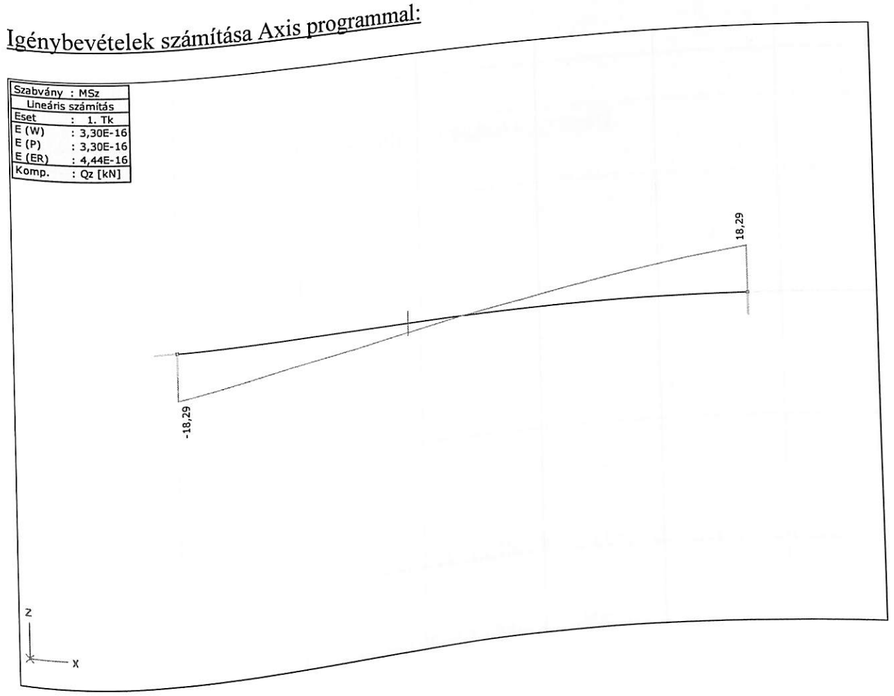
Terhek a födémről, a töréskép alapján:

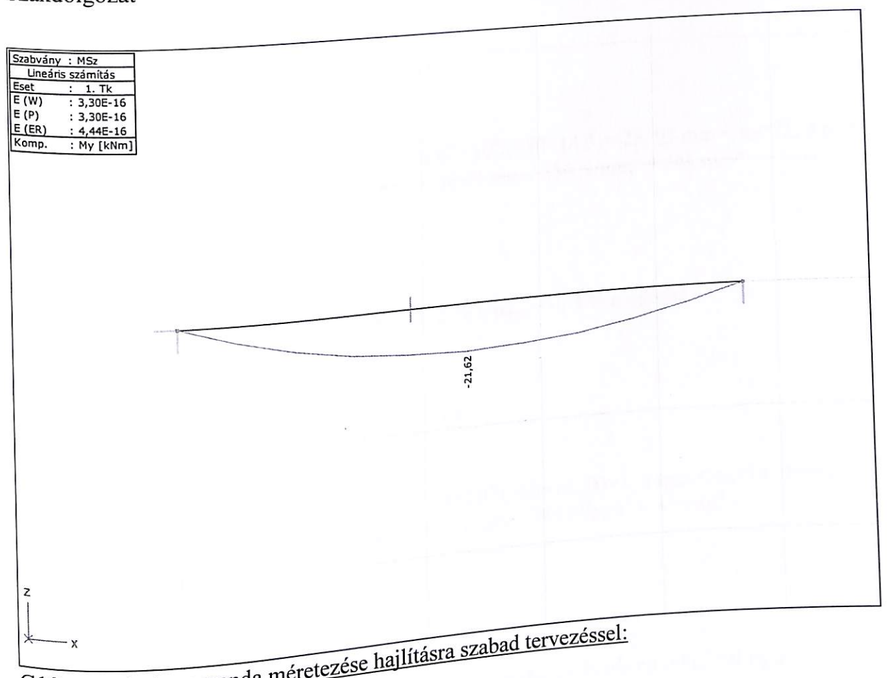
Terhelőmező: (3, 08 m + 4, 5 m) / 2 × 0, 71 m = 2, 69 $m^2$

Vonalmenti terhelés: 2, 69 $m^2$×(7, 45 kN/$m^2$+1,4×1,5 kN/$mm^2$)/4,73 m = 5, 43 kN/m

Terhek összesen (szelsőértékkel): 2,28 kN/m+5,43 kN/m = 7, 71 kN/m

Igénybevételek számítása Axis programmal:






G10-es vasbeton gerenda méretezése hajlításra szabad tervezéssel:

Betonminőség: C20-16/KK
$\sigma_{bH}$=14,5 N/mm$^2$
$\sigma_{hH}$=1,4 N/mm$^2$
a betonacélminősége: B. 60. 40.
$\sigma_{sH}$=350 N/mm$^2$
$\xi_0$=0, 48

a kenygyelek: ø8, B. 38. 24.
$\sigma_{sH}$=210 N/mm$^2$

Gerendamagasság meghatározása:

Mmax=21, 62 kNm

$h=\sqrt{(Mmax/(\xi \times b \times \sigma_{bH} \times (1-0,5 \times \xi))}=\sqrt{(21,62 \times 10^6/(0,48 \times 380 \times 14,5 \times (1-0,5 \times 0,48))}=104$ mm
c=20mm
a=20mm+8mm+16mm/2+10=46 mm
$h_t$=104mm+46mm=160 mm, alkalmazott gerendamagasság 200mm

h=200mm-46mm=154 mm
$x_0$=154 mm×0,48=73, 9mm

Betonacél szükséglet meghatározása:

Mezőnyomatékra:

Mmax=21, 62 kNm

a = 46 mm
h = 154 mm
$x=h-\sqrt{(h^2-2\times M_M/(b\times \sigma_{bH}))}=154-\sqrt{(154^2-2\times 21{,}62\times 10^6/(380\times 14{,}5))}=28$, 03 mm < $x_0$=73, 9 mm
$As=b\times \sigma_{bH}\times x/\ \sigma_{sH}$=380 mm × 14,5 N/mm$^2$ × 28,03 mm / 350 N/mm$^2$ = 441 mm$^2$
Alkalmazott vasalás: 3ø16

Szerkesztési szabályok:

$\mu$=603 mm$^2$/(200 mm × 380 mm) × 100 = 0, 8 % > $\mu_{min}$ = 0, 3 % megfelel

Kezdeti befogási nyomaték:

Mmax=21, 62 kNm× 20%=4,32 kNm
a = 46 mm
h = 154 mm
$x=h-\sqrt{(h^2-2\times M_M/(b\times \sigma_{bH}))}=154-\sqrt{(154^2-2\times 4{,}32\times 10^6/(380\times 14{,}5))}=5$, 2 mm < $x_0$=73, 9 mm
$As=b\times \sigma_{bH}\times x/\ \sigma_{sH}$=380 mm × 14,5 N/mm$^2$ × 5, 2 mm / 350 N/mm$^2$ = 82 mm$^2$
Alkalmazott vasalás: 2ø10

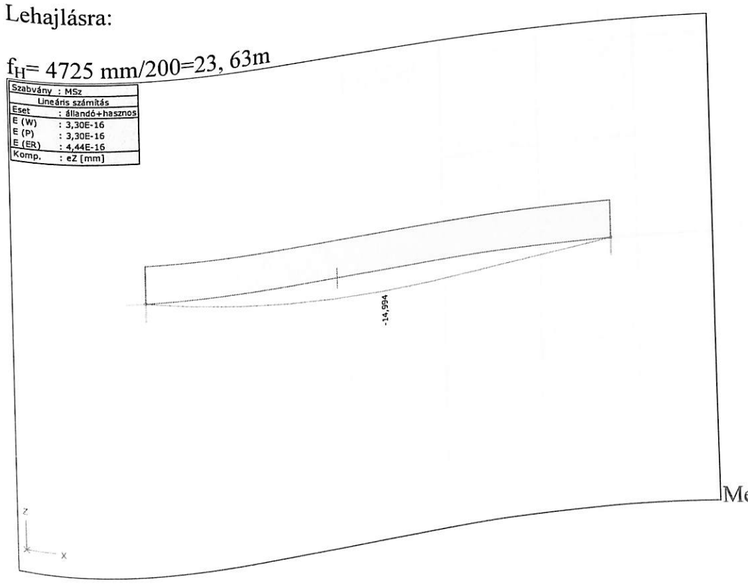
<u>Nyírásvizsgálat:</u>

$T_{max}$=12,29 kN
$T_{MR}$ 3/4$h_t$ távolságra nem érdemes számolni, mert a tartó így is bőven megfelel nyírásra.

$T_H=T_{Hb}+T_{Hk}$=0,5 × b × h × $\sigma_{hH}$ + 0, 68 × Ask × $\sigma_{sHk}$ × h/$t_k$= 0,5 × 380 × 154 × 1,4 + 0,68 ×101×210 ×155 / 200=41 kN + 11, 78 kN= 53 kN < $T_{max}$= 12, 3 kN, tehát a tartó megfelel

Lehajlásra:

$f_H$= 4725 mm/200=23, 63m




Megfelel.

## G11-es vb gerenda

Teherszámítása:

Alapértékkel:

Önsúly(feltételezett): 0,33m×0,7 m×25 kN/m$^3$=5,78 kN/m

Terhek a födémről, a töréskép alapján:

Terhelőmező: 4, 5 m × 0, 31 m = 1, 40 m$^2$

Vonalmenti terhelés: 1, 4 m$^2$×(6, 07 kN/m$^2$+0,5×1,5 kN/mm$^2$)/4,5 m = 2, 1 kN/m

Terhek összesen (alapértékkel): 5, 78 kN/m+2, 1 kN/m = 7, 88 kN/m

G3-a gerenda támaszereje: 78, 8 kN

Szélsőértékkel:

Önsúly(feltételezett): 1,2×0,33m×0,7 m×25 kN/m$^3$= 6, 4 kN/m

Terhek a födémről, a töréskép alapján:

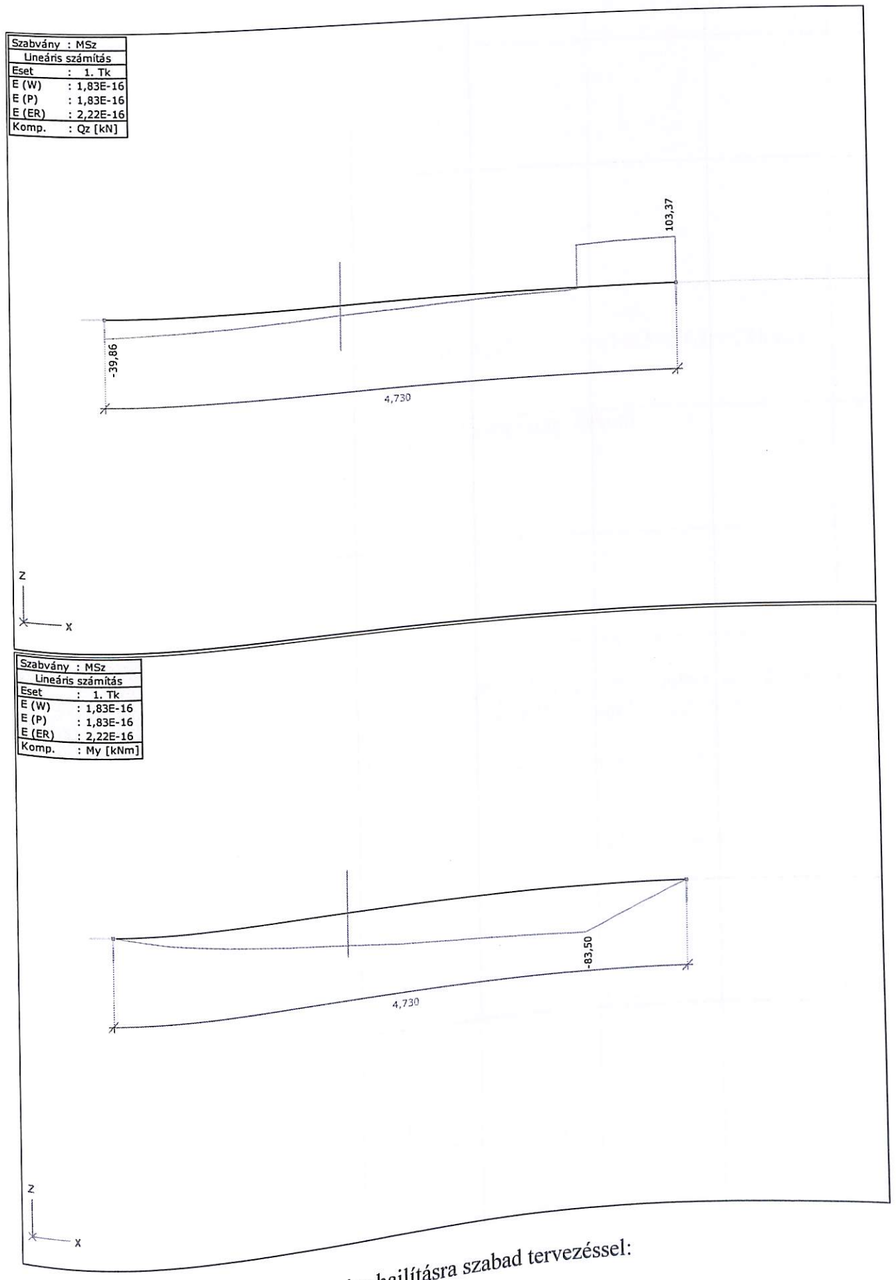
Terhelőmező: 4, 5 m × 0, 31 m = 1, 40 m$^2$

Vonalmenti terhelés: 1, 4 m$^2$×(7, 45 kN/m$^2$+1,4×1,5 kN/mm$^2$)/4,5 m = 2, 97 kN/m

Terhek összesen (szelsőértékkel): 6,4 kN/m+2,97 kN/m = 9, 37 kN/m

G3-a gerenda támaszereje: 98, 7 kN

Igénybevételek számítása Axis programmal:




G11-es vasbeton gerenda méretezése hajlításra szabad tervezéssel:

Betonminőség: C20-16/KK
$\sigma_{bH}$=14,5 N/mm$^2$

$\sigma_{hH}$=1,4 N/mm$^2$
a betonacélminősége: B. 60. 40.
$\sigma_{sH}$=350 N/mm$^2$
$\xi_0$=0, 48

a kenygyelek: ø8, B. 38. 24.
$\sigma_{sH}$=210 N/mm$^2$

Gerendamagasság meghatározása:

Mmax=83, 50 kNm

$h=\sqrt{(Mmax/(\xi \times b \times \sigma_{bH} \times (1-0,5 \times \xi))}=\sqrt{83,5 \times 10^6/(0,48 \times 330 \times 14,5 \times (1-0,5 \times 0,48))}$=218 mm
c=20mm
a=20mm+8mm+16mm/2+10=46 mm
$h_t$=218 mm+46mm=264 mm, alkalmazott gerendamagasság 300mm

h=300mm-46mm=254 mm
$x_0$=254 mm×0,48=121, 92 mm
Betonacél szükséglet meghatározása:

Mezőnyomatékra:

a = 46 mm
h = 254 mm
$x=h-\sqrt{(h^2-2 \times M_M/(b \times \sigma_{bH}))}=254-\sqrt{(244^2-2 \times 83,5 \times 10^6/(330 \times 14,5))}$=81,9 mm < $x_0$=121, 9 mm
$As=b \times \sigma_{bH} \times x/ \sigma_{sH}$=330 mm × 14,5 N/mm$^2$ × 81,9 mm / 350 N/mm$^2$ = 1120 mm$^2$
Allakmazott vasalás: 4ø20= 1257 mm$^2$

Szerkesztési szabályok:

$\mu$=1257 mm$^2$/(330 mm × 300 mm) × 100 = 1, 26 % > $\mu_{min}$ = 0, 3 % megfelel

A betonacélok közötti távolság:

(330 - (2×20 + 2×8 + 4 × 20))/ 3= 64,7 mm

Felülhúzott vasmennyiség meghatározása 1120 mm$^2$ × 20%= 224 mm2, alkalmazott 2 ø12.

Kengyeltávolság:

$t_k$=Min(1,5×330=495, 300, 400) = 300 mm

Nyírásvizsgálat:

$T_{max}$=103, 37 kN
$T_{MR}$ 3/4$h_t$ távolságra:
$T_{MR}$=98, 1 kN

$T_{Hk}$=0, 68 × Ask × $\sigma_{sHk}$ × h/$t_k$= 0,68 ×101×210 ×254 / 300=12, 2 kN

$T_{Hk}$=0, 5 × b × $\sigma_{hH}$ × h= 0,5 ×330×1,4 ×254 = 58,67 kN

$T_H$= $T_{Hb}$+ $T_{Hk}$ =58,67 kN + 12, 2 kN = 70, 9 kN < $T_{MR}$ nem felel meg

98, 1 kN – 58, 7 kN= 39, 4 kN

$T_{Hk}$ = 0,68 × 101 × 210 × 254/ $t_k$ > 39, 4 kN => $t_k$= 50 mm

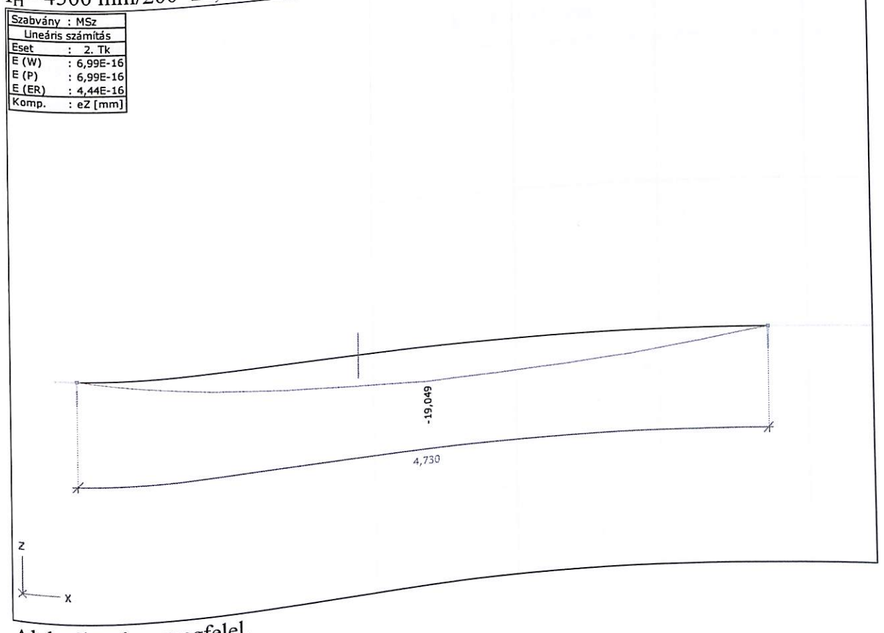
$T_{Hk}$=0, 68 × Ask × $\sigma_{sHk}$ × h/$t_k$= 0,68 ×101×210 ×254 / 50= 73,3 kN

$T_H$= $T_{Hb}$+ $T_{Hk}$ =58, 67 kN + 73,3, kN = 132 kN < $T_{MR}$ megfelel

Ellenőrzés alakváltozásra:

Lehajlás:

$f_H$= 4500 mm/200=22, 5m




Alakváltozásra megfelel.

## G12-es vb gerenda

Teherszámítása:

Alapértékkel:

Önsúly(feltételezett): 0,33m×0,2 m×25 kN/$m^3$=1,65 kN/m

Terhek a födémről, a töréskép alapján:

Terhelőmező: 3, 6 m × 0, 31 m = 1, 12 $m^2$

Vonalmenti terhelés: 1, 12 $m^2$×(6, 07 kN/$m^2$+0,5×1,5 kN/$mm^2$)/3,6 m = 2, 1 kN/m

Terhek összesen (alapértékkel): 1,65 kN/m+2, 1 kN/m = 3,8 kN/m

Szélsőértékkel:

Önsúly(feltételezett): 1,2×0,33m×0,2 m×25 kN/$m^3$= 2 kN/m

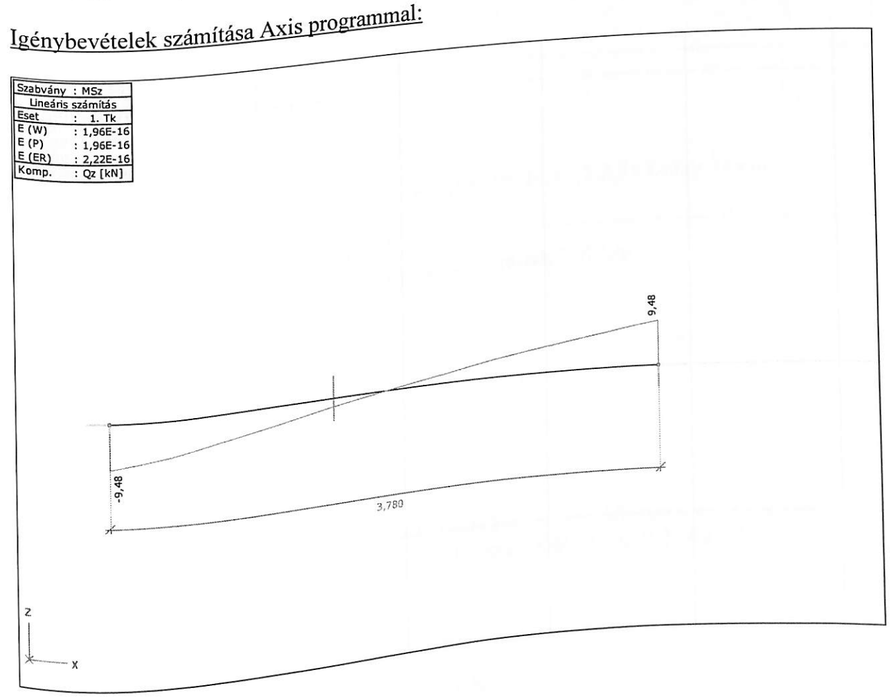
Terhek a födémről, a töréskép alapján:

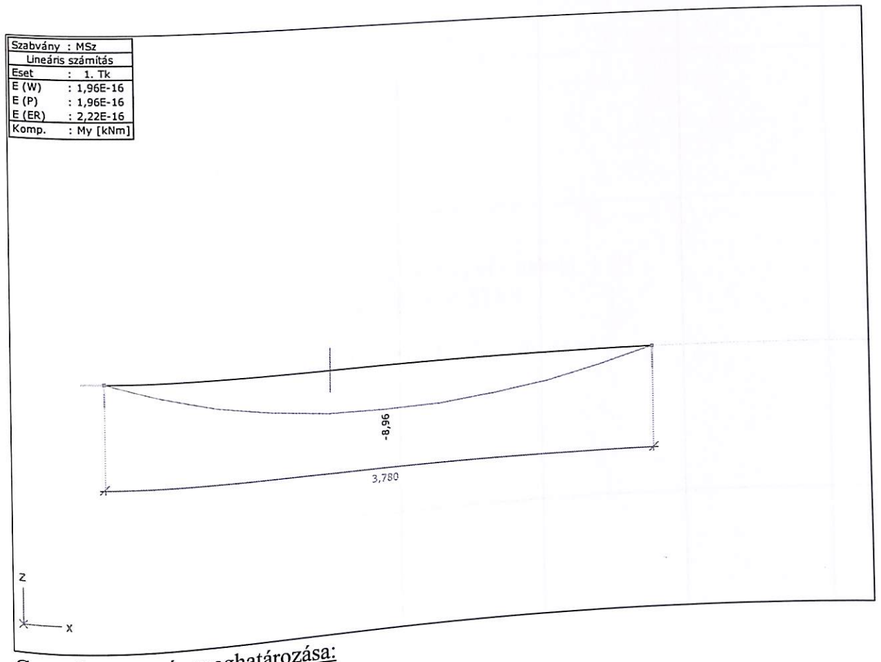
Terhelőmező: 3, 6 m × 0, 31 m = 1, 12 $m^2$

Vonalmenti terhelés: 1, 12 $m^2$×(7, 45 kN/$m^2$+1,4×1,5 kN/$mm^2$)/3,6 m = 2, 97 kN/m

Terhek összesen (szelsőértékkel): 2 kN/m+2,97 kN/m = 5 kN/m

Igénybevételek számítása Axis programmal:






Gerendamagasság meghatározása:

Mmax= 9 kNm

$h=\sqrt{(Mmax/(\xi \times b \times \sigma_{bH} \times (1-0,5 \times \xi))}=\sqrt{9 \times 10^6/(0,48 \times 330 \times 14,5 \times (1-0,5 \times 0,48))}=72$ mm

c=20mm

a=20mm+8mm+16mm/2+10=46 mm

$h_t$=72 mm+46mm=118 mm, alkalmazott gerendamagasság 200 mm

h=200mm-46mm=154 mm

$x_0$=154 mm×0,48=73, 92 mm

Betonacél szükséglet meghatározása:

Mezőnyomatékra:

a = 46 mm

h = 254 mm

$x=h-\sqrt{(h^2-2 \times M_M/(b \times \sigma_{bH}))}=154-\sqrt{(154^2-2 \times 9 \times 10^6/(330 \times 14,5))}=12,7$ mm < $x_0$=73, 9 mm

$As=b \times \sigma_{bH} \times x/\sigma_{sH}$=330 mm × 14,5 N/mm$^2$ × 12,7 mm / 350 N/mm$^2$ = 174 mm$^2$

Allakmazott vasalás: 2ø12= 226 mm$^2$

Szerkesztési szabályok:

$\mu$=226 mm$^2$/(330 mm × 200 mm) × 100 = 0, 34 % > $\mu_{min}$ = 0, 3 % megfelel

Felülhúzott vasmennyiség meghatározása 174 mm$^2$ × 20%= 224 mm$^2$, alkalmazott 2 ø10.

Kengyeltávolság:

$t_k$=Min(1,5×330=495, 200, 400) = 200 mm

Nyírásvizsgálat

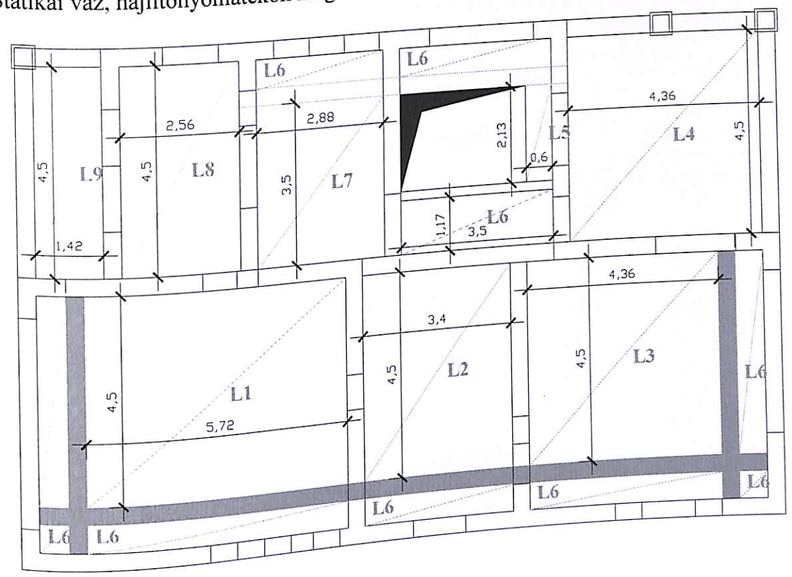
$T_{max}$=9, 48 kN
$T_{MR}$ 3/4$h_t$ távolságra:

$T_{Hk}$=0, 68 × Ask × $\sigma_{sHk}$ × h/$t_k$= 0,68 ×101×210 ×154 / 200=11, 1 kN
$T_{Hk}$=0, 5 × b × $\sigma_{hH}$ × h= 0,5 ×330×1,4 ×154 = 35,57 kN

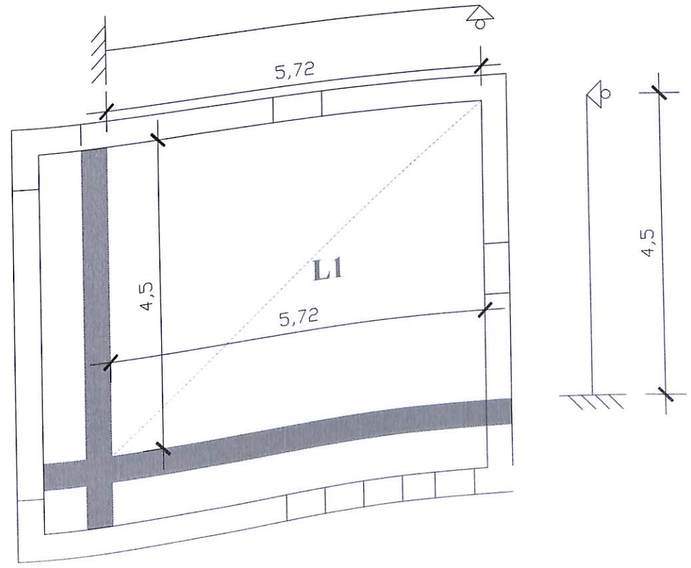
$T_H$= $T_{Hb}$+ $T_{Hk}$ =35,57 kN + 11, 1 kN = 47,6 kN > $T_{max}$ megfelel

## Földszint feletti födém méretezése:

Statikai váz, hajlítónyomatékok megharázosása a Marcus módszerrel.




### L1-es födémrész:



Terhelések:

Alapértékkel: $q_a = g_a$ + haszos teher = 6, 07 kN/m$^2$ + 0, 5 × 1, 5 kN/m$^2$ = 6, 82 kN/m$^2$
Szélsőértékkel: $q_{sz} = g_{sz}$ + haszos teher = 7, 45 kN/m$^2$ + 1, 4 × 1, 5 kN/m$^2$ = 9, 55 kN/m$^2$

Terhelések meghatározása Marcus módszerrel (szélsőértékkel):

$l_x/l_y$ = 5, 72 m / 4, 5 m = 1, 27 > két irányba teherhordó

$l_{0x}$= 5, 72 m × 1, 05 = 6, 01 m
$l_{0y}$= 4, 50 m × 1, 05 = 4, 73 m

$c_x=c_y=2/384$

$a= (c_y / c_x)\times (l_y^4 / l_x^4) = 1 \times (4, 73\ m)^4/(6, 01\ m)^4=0, 384$

$q_x=a/(1+a)\times q_{sz}=0,384/(1+0,384)\times 9,55 = 2, 65$ kN/m$^2$
$q_y=1/(1+a)\times q_{sz}=1/(1+0,384)\times 9,55 = 6, 9$ kN/m$^2$

Terhelések meghatározása Marcus módszerrel (alaértékkel):

$l_x/l_y$ = 5, 72 m / 4, 5 m = 1, 27 > két irányba teherhordó

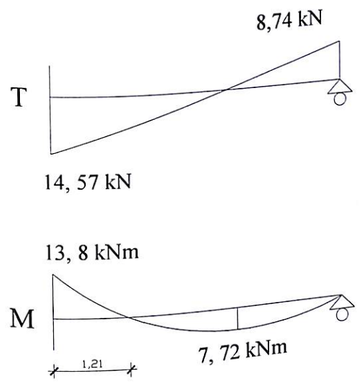
$l_{0x}$= 5, 72 m × 1, 05 = 6, 01 m
$l_{0y}$= 4, 50 m × 1, 05 = 4, 73 m

$c_x=c_y=1/384$

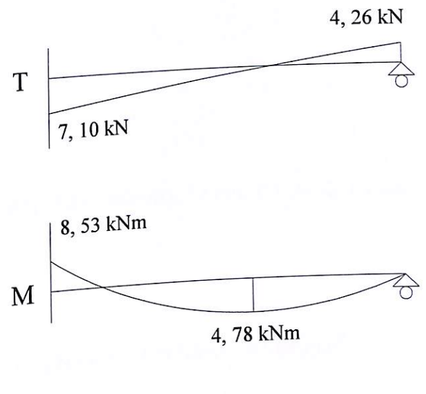
$a= (c_y / c_x)\times (l_y^4 / l_x^4) = 1 \times (4, 73\ m)^4/(6, 01\ m)^4=0, 384$

$q_x=a/(1+a)\times q_{sz}=0,384/(1+0,384)\times 6, 82 = 1, 89$ kN/m$^2$
$q_y=1/(1+a)\times q_{sz}=1/(1+0,384)\times 6, 82 = 4, 93$ kN/m$^2$

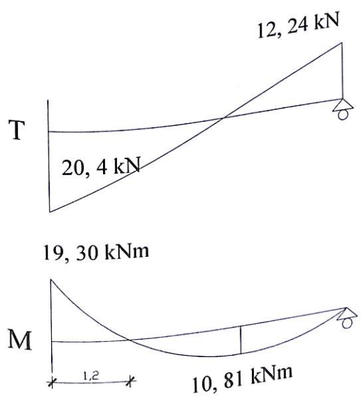
L1-es födémrész igénybevételi ábrája
alapértékkel y irányban



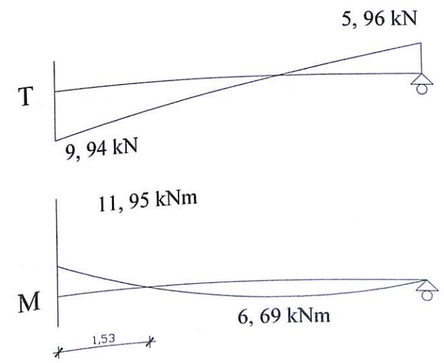

L1-es födémrész igénybevételi ábrája
alapértékkel x irányban




L1-es födémrész igénybevételi ábrája
szélsőértékkel y irányban




L1-es födémrész igénybevételi ábrája
szélsőértékkel x irányban




<u>L1-es födémrész méretezése hajlításra kötött tervezéssel:</u>

Betonminőség: C20-16/KK
$\sigma_{bH}$=14,5 N/mm$^2$
$\sigma_{hH}$=1,4 N/mm$^2$

a betonacélminősége: B. 60. 40.
$\sigma_{sH}$=350 N/mm$^2$
$\xi_0$=0, 48
feltételezett átmérő: ø8

h= 100 mm- (20 mm+ 8mm/2 + 8mm)=68 mm
$x_0=h \times \xi_0$ = 68 mm× 0, 48 = 32, 64 mm

Y irány:

1. eset támasznyomaték:

Mmax = 19, 34 kNm

$x_1=h-\sqrt{(h^2-2\times M/(\sigma_{bH}\times b)}=68-\sqrt{(68^2-2\times 19,34\times 10^6/(14,5\times 1000)}$=23, 77 mm < $x_0$ = 32, 64 mm

Tervezés:

$\Sigma F_{xo}=0$
$As \times \sigma_{sH} - b \times x \times \sigma_{bH} = 0$
$As= b \times x \times \sigma_{bH}/ \sigma_{sH}$=1000mm × 23, 77 mm × 14,5 N/mm$^2$ / 350 N/mm$^2$ = 984 mm$^2$

Akalmazott: ø12/100mm = 1131 mm$^2$ > $A_{smin}=b\times h_t\times 0,03$=300 mm$^2$

2. mezőnyomaték:

Mmax = 6, 69 kNm

$x_1=h-\sqrt{(h^2-2\times M/(\sigma_{bH}\times b)}=68-\sqrt{(68^2-2\times 6,69\times 10^6/(14,5\times 1000)}$= 7, 16 mm < $x_0$ = 32, 64 mm

Tervezés:

$\Sigma F_{xo}=0$
$As \times \sigma_{sH} - b \times x \times \sigma_{bH} = 0$
$As= b \times x \times \sigma_{bH}/ \sigma_{sH}$=1000mm × 7, 16 mm × 14,5 N/mm$^2$ / 350 N/mm$^2$ = 296 mm$^2$ <
$A_{smin}=b\times h_t\times 0,03$=300 mm$^2$

Akalmazott: ø8/150mm = 333 mm$^2$

A csukló helyén ébredő negatív nyomatékok felvételére a mezőnyomatékra tervezett vasmennyiség 20%-át irányozzunk elő. Tehát: ø6/200mm

X irány:

1. eset támasznyomaték:

Mmax = 11, 95 kNm

$x_1=h-\sqrt{(h^2-2\times M/(\sigma_{bH}\times b)}=68-\sqrt{(68^2-2\times 11,95\times 10^6/(14,5\times 1000)}$=13, 45 mm < $x_0$ = 32, 64 mm

Tervezés:

$\Sigma F_{xo}=0$
$As \times \sigma_{sH} - b \times x \times \sigma_{bH} = 0$
$As= b \times x \times \sigma_{bH}/ \sigma_{sH}=1000mm \times 13, 45\ mm \times 14,5\ N/mm^2 / 350\ N/mm^2 = 557\ mm^2$

Akalmazott: ø12/150mm = $754\ mm^2 > A_{smin}=b \times h_t \times 0,03=300\ mm^2$

2. mezőnyomaték:

Mmax = 6, 69 kNm

$x_1=h-\sqrt{(h^2-2 \times M/(\sigma_{bH} \times b)}=68-\sqrt{(68^2-2 \times 6, 69 \times 10^6/(14,5 \times 1000)}= 7, 16\ mm < x_0 = 32, 64\ mm$

Tervezés:

$\Sigma F_{xo}=0$
$As \times \sigma_{sH} - b \times x \times \sigma_{bH} = 0$
$As= b \times x \times \sigma_{bH}/ \sigma_{sH}=1000mm \times 7, 16\ mm \times 14,5\ N/mm^2 / 350\ N/mm^2 = 297\ mm^2 <$
$A_{smin}=b \times h_t \times 0,03=300\ mm^2$

Akalmazott: ø8/150mm = $333\ mm^2$

A csukló helyén ébredő negatív nyomatékok felvételére a mezőnyomatékra tervezett vasmennyiség 20%-át irányozzunk elő. Tehát: ø6/200mm
Födém alakváltozásainak vizsgálata:

<u>Lehajlás:</u>

$f_H=4500\ mm/200=22, 5\ mm$

$f_{max}=1/384 \times q_a \times l_0^4/(E \times I_x)=1/384 \times 4, 93 \times 4730^4/(28, 8 \times 10^3 \times 83, 3 \times 10^6)=2, 67\ mm$ megfelel

$Ix=100^3 \times 1000/12=83, 3 \times 10^6\ mm$

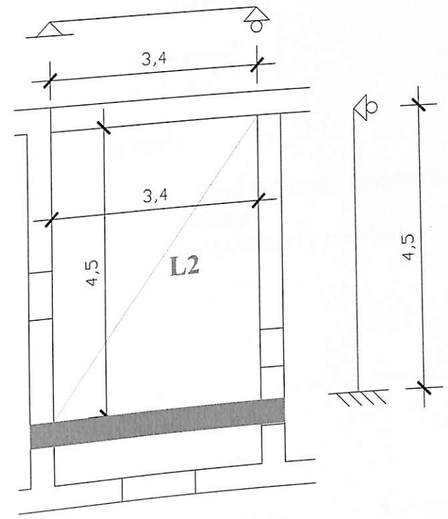
Redpedésvizsgálat:

$d \leq c \times \mu \times a_H/(1+60 \times \mu) \times 10^3$

c=15
d=20 mm
$\mu= As/(b \times h)=1028mm^2/(1000mm \times 68mm)=0,017$
$a_H=0, 4mm$

$15 \times 0, 0015 \times 0, 4/(1+60 \times 0, 0015) \times 10^3=50, 5\ mm > d = 12\ mm$ repedésre megfelel, pontosabb számítás nem szükséges.

**L2-es födémrész:**




Terhelések:

Alapértékkel: $q_a = g_a$ + haszos teher = 6, 07 kN/m$^2$ + 0, 5 × 1, 5 kN/m$^2$ = 6, 82 kN/m$^2$
Szélsőértékkel: $q_{sz} = g_{sz}$ + haszos teher = 7, 45 kN/m$^2$ + 1, 4 × 1, 5 kN/m$^2$ = 9, 55 kN/m$^2$

Terhelések meghatározása Marcus módszerrel (alaértékkel):

$l_y/l_x$ = 4, 5 m / 3, 4 m = 1, 32 > két irányba teherhordó

$l_{0x}$= 3, 4 m × 1, 05 = 3, 57 m
$l_{0y}$= 4, 50 m × 1, 05 = 4, 73 m

$c_x$=5/384
$c_y$=1/384

a= ($c_x$ / $c_y$)× ($l_x^4$ / $l_y^4$) = 5 × (3, 57 m)$^4$/(4, 73 m)$^4$=1, 62

$q_y$=a/(1+a)×$q_{sz}$=1,62/(1+1,62)×6, 82 = 4, 22 kN/m$^2$
$q_x$=1/(1+a)×$q_{sz}$=1/(1+1,62)×6, 82 = 2, 6 kN/m$^2$

Terhelések meghatározása Marcus módszerrel (szélsőértékkel):

$l_y/l_x$ = 4, 5 m / 3, 4 m = 1, 32 > két irányba teherhordó

$l_{0x}$= 3, 4 m × 1, 05 = 3, 57 m
$l_{0y}$= 4, 50 m × 1, 05 = 4, 73 m

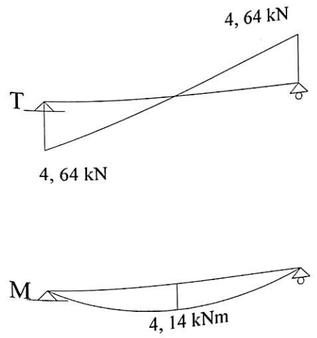
$c_x$=5/384
$c_y$=1/384

$a= (c_x / c_y)\times (l_x^4 / l_y^4) = 5 \times (3, 57\ m)^4/(4, 73\ m)^4=1, 62$

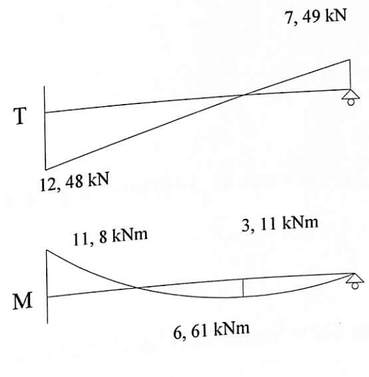
$q_y=a/(1+a)\times q_{sz}=1, 62/(1+1, 62)\times 9, 55 = 5, 9\ kN/m^2$
$q_x=1/(1+a)\times q_{sz}=1/(1+1, 62)\times 9, 55 = 3, 65\ kN/m^2$

Igénybevételek számítása Axis programmal:

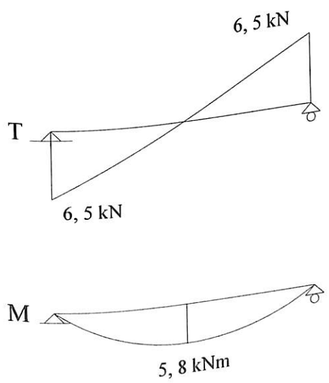
L2-es födémrész igénybevételi ábrája alapértékkel x irányban



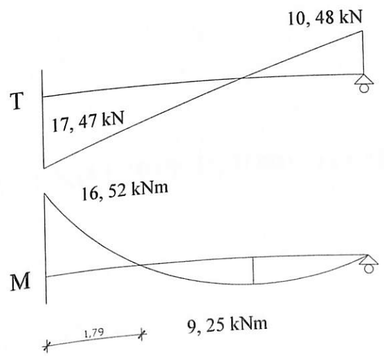

L2-es födémrész igénybevételi ábrája alapértékkel y irányban




L2-es födémrész igénybevételi ábrája szélsőértékkel x irányban




L2-es födémrész igénybevételi ábrája szélsőértékkel y irányban



L2-es födémrész méretezése hajlításra kötött tervezéssel:

Betonminőség: C20-16/KK
$\sigma_{bH}$=14,5 N/mm$^2$
$\sigma_{hH}$=1,4 N/mm$^2$
a betonacélminősége: B. 60. 40.
$\sigma_{sH}$=350 N/mm$^2$
$\xi_0$=0, 48
feltételezett átmérő: ø8

h= 100 mm- (20 mm+ 8mm/2 + 8mm)=68 mm
$x_0=h \times \xi_0$ = 68 mm× 0, 48 = 32, 64 mm

X irány:

1. mezőnyomaték:

Mmax = 5, 8 kNm

$x_1=h-\sqrt{(h^2-2\times M/(\sigma_{bH}\times b)}=68-\sqrt{(68^2-2\times 5,8\times 10^6/(14,5\times 1000)}$= 6, 16 mm < $x_0$ = 32, 64 mm

Tervezés:

$\Sigma F_{xo}=0$
$As \times \sigma_{sH} - b \times x \times \sigma_{bH} = 0$
$As= b \times x \times \sigma_{bH}/ \sigma_{sH}$=1000mm × 6, 16 mm × 14,5 N/mm$^2$ / 350 N/mm$^2$ = 255 mm$^2$ <
$A_{smin}=b\times h_t\times 0,03$=300 mm$^2$

Akalmazott: ø8/150mm = 333 mm$^2$

A csukló helyén ébredő negatív nyomatékok felvételére a mezőnyomatékra tervezett vasmennyiség 20%-át irányozzunk elő. Tehát: ø6/200mm

Y irány:

1. eset támasznyomaték:

Mmax = 16, 52 kNm

$x_1=h-\sqrt{(h^2-2\times M/(\sigma_{bH}\times b)}=68-\sqrt{(68^2-2\times 16, 52\times 10^6/(14,5\times 1000)}$= 19, 57 mm < $x_0$ = 32, 64 mm

Tervezés:

$\Sigma F_{xo}=0$
$As \times \sigma_{sH} - b \times x \times \sigma_{bH} = 0$
$As= b \times x \times \sigma_{bH}/ \sigma_{sH}$=1000mm × 19, 57 mm × 14,5 N/mm$^2$ / 350 N/mm$^2$ = 810 mm$^2$ <
$A_{smin}=b\times h_t\times 0,03$=300 mm$^2$

Akalmazott: ø12/100mm = 1131 $mm^2$

2. mezőnyomaték:

Mmax = 9, 25 kNm

$x_1=h-\sqrt{(h^2-2\times M/(\sigma_{bH}\times b)}=68-\sqrt{(68^2-2\times 9,25\times 10^6/(14,5\times 1000)}= 10, 14 \text{ mm} < x_0 = 32, 64 \text{ mm}$

Tervezés:

$\Sigma F_{xo}=0$
$As \times \sigma_{sH} - b \times x \times \sigma_{bH} = 0$
$As= b \times x \times \sigma_{bH}/ \sigma_{sH}=1000mm \times 10, 14 mm \times 14,5 N/mm^2 / 350 N/mm^2 = 420 mm^2 <$
$A_{smin}=b\times h_t\times 0,03=300 mm^2$

Akalmazott: ø10/150mm = 524 $mm^2$

Födém alakváltozásainak vizsgálata:

Lehjalás:

$f_H=3570 mm/200=17, 85 mm$

$f_{max}=5/384\times q_a\times l_0^4/(E\times I_x)=5/384\times 2,6\times 3570^4/(28, 8\times 10^3\times 83, 3\times 10^6)= 2,29 mm$ megfelel

$Ix=100^3\times 1000/12=83, 3\times 10^6 mm$

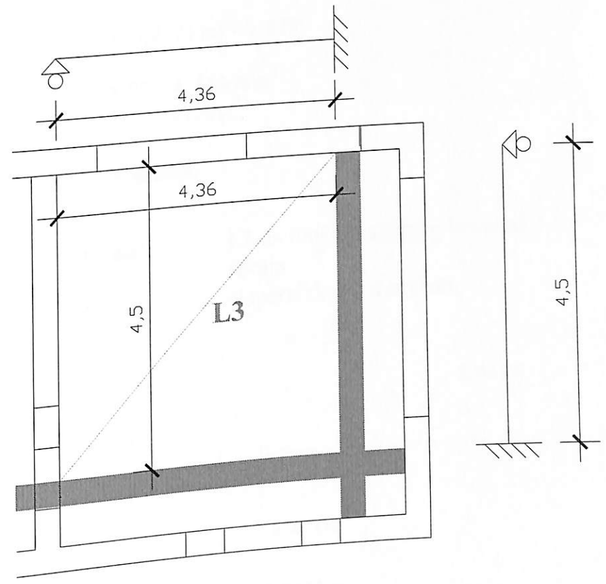
Redpedésvizsgálat:

$d\leq c\times\mu\times a_H/(1+60\times\mu)\times 10^3$

c=15
d=20 mm
$\mu= As/(b\times h)=1131mm^2/(1000mm\times 68mm)=0,017$
$a_H=0, 4mm$

$15\times 0, 017\times 0, 4/(1+60\times 0, 017)\times 10^3=50, 5 mm > d =12 mm$ repedésre megfelel, pontosabb számítás nem szükséges.

**L3-as födémrész:**




Terhelések:

Alapértékkel: $q_a = g_a$ + haszos teher = 6, 07 kN/m$^2$ + 0, 5 × 1, 5 kN/m$^2$ = 6, 82 kN/m$^2$
Szélsőértékkel: $q_{sz} = g_{sz}$ + haszos teher = 7, 45 kN/m$^2$ + 1, 4 × 1, 5 kN/m$^2$ = 9, 55 kN/m$^2$

Terhelések meghatározása Marcus módszerrel (alaértékkel):

$l_y/l_x$ = 4, 5 m / 4, 36 m = 1, 03 > két irányba teherhordó

$l_{0x}$= 4, 36 m × 1, 05 = 4, 58 m
$l_{0y}$= 4, 50 m × 1, 05 = 4, 73 m

$c_x=c_y$=2/384

$a= (c_x / c_y)\times (l_x^4 / l_y^4)$ = 1 × (4, 58 m)$^4$/(4, 73 m)$^4$=0, 879

$q_y$=a/(1+a)×$q_{sz}$=0,879/(1+0,879)×6, 82 = 3, 19 kN/m$^2$
$q_x$=1/(1+a)×$q_{sz}$=1/(1+0,879)×6, 82 = 3, 63 kN/m$^2$

Terhelések meghatározása Marcus módszerrel (szélsőértékkel):

$l_y/l_x$ = 4, 5 m / 4, 36 m = 1, 03 > két irányba teherhordó

$l_{0x}$= 4, 36 m × 1, 05 = 4, 58 m
$l_{0y}$= 4, 50 m × 1, 05 = 4, 73 m

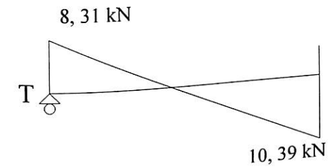
$c_x=c_y=2/384$

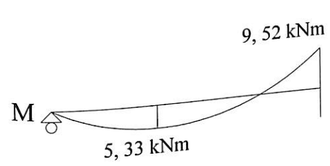
$a= (c_x / c_y)\times (l_x^4 / l_y^4) = 1 \times (4, 58\ m)^4/(4, 73\ m)^4=0, 879$

$q_y=a/(1+a)\times q_{sz}=0,879/(1+0,879)\times 9, 55 = 4, 47\ kN/m^2$
$q_x=1/(1+a)\times q_{sz}=1/(1+0,879)\times 9, 55 = 5, 08\ kN/m^2$

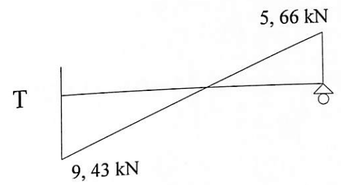
Igénybevételek számítása Axis programmal:

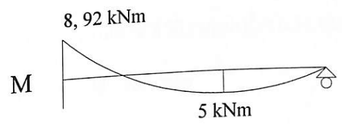
L3-as födémrész igénybevételi ábrája
alapértékkel x irányban



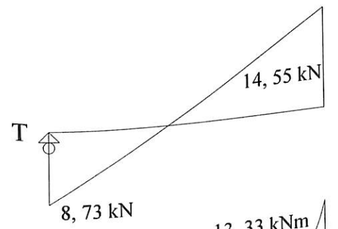



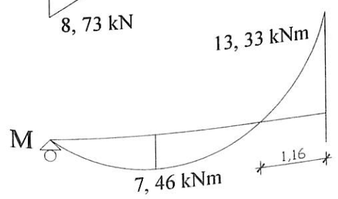

L3-as födémrész igénybevételi ábrája
alapértékkel y irányban



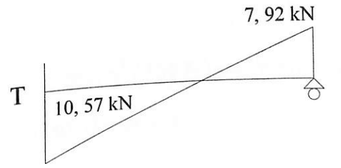



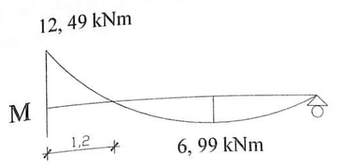

L3-as födémrész igénybevételi ábrája
szélsőrétékkel x irányban




L3-as födémrész igénybevételi ábrája
szélsőrétékkel y irányban



L3-as födémrész méretezése hajlításra kötött tervezéssel:

Betonminőség: C20-16/KK
$\sigma_{bH}$=14,5 N/mm$^2$
$\sigma_{hH}$=1,4 N/mm$^2$
a betonacélminősége: B. 60. 40.
$\sigma_{sH}$=350 N/mm$^2$
$\xi_0$=0, 48
feltételezett átmérő: ø8

h= 100 mm- (20 mm+ 8mm/2 + 8mm)=68 mm
$x_0=h \times \xi_0$ = 68 mm× 0, 48 = 32, 64 mm

X irány:

1. eset támasznyomaték:

Mmax = 13, 33 kNm

$x_1=h-\sqrt{(h^2-2\times M/(\sigma_{bH}\times b)}=68-\sqrt{(68^2-2\times 13,33\times 10^6/(14,5\times 1000)}$= 15, 22 mm < $x_0$ = 32, 64 mm

Tervezés:

$\Sigma F_{xo}=0$
$As \times \sigma_{sH} - b \times x \times \sigma_{bH} = 0$
$As= b \times x \times \sigma_{bH}/ \sigma_{sH}$=1000mm × 15, 22 mm × 14,5 N/mm$^2$ / 350 N/mm$^2$ = 631 mm$^2$

Akalmazott: ø12/150mm = 754 mm$^2$ > $A_{smin}=b\times h_t\times 0,03$=300 mm$^2$

2. mezőnyomaték:

Mmax = 7, 46 kNm

$x_1=h-\sqrt{(h^2-2\times M/(\sigma_{bH}\times b)}=68-\sqrt{(68^2-2\times 7,46\times 10^6/(14,5\times 1000)}$= 8, 04 mm < $x_0$ = 32, 64 mm

Tervezés:

$\Sigma F_{xo}=0$
$As \times \sigma_{sH} - b \times x \times \sigma_{bH} = 0$
$As= b \times x \times \sigma_{bH}/ \sigma_{sH}$=1000mm × 8, 04 mm × 14,5 N/mm$^2$ / 350 N/mm$^2$ = 333 mm$^2$

Akalmazott: ø8/150mm = 333 mm$^2$ > $A_{smin}=b\times h_t\times 0,03$=300 mm$^2$

A csukló helyén ébredő negatív nyomatékok felvételére a mezőnyomatékra tervezett vasmennyiség 20%-át irányozzunk elő. Tehát: ø6/200mm

Y irány:

1. eset támasznyomaték:

Mmax = 12, 49 kNm

$x_1=h-\sqrt{(h^2-2\times M/(\sigma_{bH}\times b)}=68-\sqrt{(68^2-2\times 12,49\times 10^6/(14,5\times 1000)}= 14,14 \text{ mm} < x_0 = 32,64 \text{ mm}$

Tervezés:

$\Sigma F_{xo}=0$
$As \times \sigma_{sH} - b \times x \times \sigma_{bH} = 0$
$As= b \times x \times \sigma_{bH}/ \sigma_{sH}=1000\text{mm} \times 14,14 \text{ mm} \times 14,5 \text{ N/mm}^2 / 350 \text{ N/mm}^2 = 586 \text{ mm}^2$

Akalmazott: ø12/150mm = $754 \text{ mm}^2 > A_{smin}=b\times h_t\times 0,03=300 \text{ mm}^2$

2. mezőnyomaték:

Mmax = 6, 99 kNm

$x_1=h-\sqrt{(h^2-2\times M/(\sigma_{bH}\times b)}=68-\sqrt{(68^2-2\times 6,99\times 10^6/(14,5\times 1000)}= 7,5 \text{ mm} < x_0 = 32,64 \text{ mm}$

Tervezés:

$\Sigma F_{xo}=0$
$As \times \sigma_{sH} - b \times x \times \sigma_{bH} = 0$
$As= b \times x \times \sigma_{bH}/ \sigma_{sH}=1000\text{mm} \times 7,5 \text{ mm} \times 14,5 \text{ N/mm}^2 / 350 \text{ N/mm}^2 = 311 \text{ mm}^2$
Akalmazott: ø8/150mm = $333 \text{ mm}^2 > A_{smin}=b\times h_t\times 0,03=300 \text{ mm}^2$

A csukló helyén ébredő negatív nyomatékok felvételére a mezőnyomatékra tervezett vasmennyiség 20%-át irányozzunk elő. Tehát: ø6/200mm

<u>Födém alakváltozásainak vizsgálata:</u>

<u>Lehajlás:</u>

$f_H=4580 \text{ mm}/200=22,9 \text{ mm}$

$f_{max}=2/384\times q_a\times l_0^4/(E\times I_x)=1/384\times 3,63\times 4580^4/(28,8\times 10^3\times 83,3\times 10^6)=3,47 \text{ mm}$ megfelel

$Ix=100^3\times 1000/12=83,3\times 10^6 \text{ mm}$

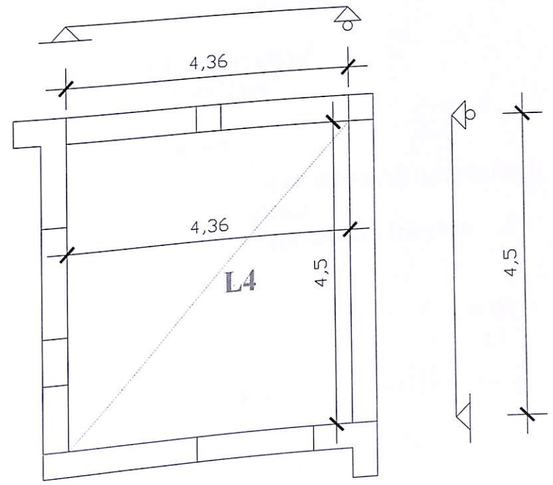
<u>Redpedésvizsgálat:</u>

$d\leq c\times\mu\times a_H/(1+60\times\mu)\times 10^3$

c=15
d=20 mm
$\mu= As/(b\times h)=754 \text{ mm}^2/(1000\text{mm}\times 68\text{mm})=0,011$
$a_H=0,4\text{mm}$

$15\times 0,011\times 0,4/(1+60\times 0,011)\times 10^3=40 \text{ mm} > d = 12 \text{ mm}$ repedésre megfelel, pontosabb számítás nem szükséges.

**L4-es födémrész:**




Terhelések:

Alapértékkel: $q_a = g_a$ + haszos teher = 6, 07 kN/m$^2$ + 0, 5 × 1, 5 kN/m$^2$ = 6, 82 kN/m$^2$
Szélsőértékkel: $q_{sz} = g_{sz}$ + haszos teher = 7, 45 kN/m$^2$ + 1, 4 × 1, 5 kN/m$^2$ = 9, 55 kN/m$^2$

Terhelések meghatározása Marcus módszerrel (alaértékkel):

$l_y/l_x$ = 4, 5 m / 4, 36 m = 1, 03 > két irányba teherhordó

$l_{0x}$= 4, 36 m × 1, 05 = 4, 58 m
$l_{0y}$= 4, 50 m × 1, 05 = 4, 73 m

$c_x$=$c_y$=5/384

a= ($c_x$ / $c_y$)× ($l_x^4$ / $l_y^4$) = 1 × (4, 58 m)$^4$/(4, 73 m)$^4$=0, 879

$q_y$=a/(1+a)×$q_{sz}$=0,879/(1+0,879)×6, 82 = 3, 19 kN/m$^2$
$q_x$=1/(1+a)×$q_{sz}$=1/(1+0,879)×6, 82 = 3, 63 kN/m$^2$

Terhelések meghatározása Marcus módszerrel (szélsőértékkel):

$l_y/l_x$ = 4, 5 m / 4, 36 m = 1, 03 > két irányba teherhordó

$l_{0x}$= 4, 36 m × 1, 05 = 4, 58 m
$l_{0y}$= 4, 50 m × 1, 05 = 4, 73 m

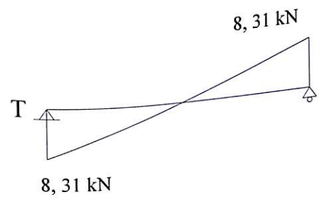
$c_x$=5/384
$c_y$=5/384

a= $(c_x / c_y) \times (l_x^4 / l_y^4) = 1 \times (4, 58\ m)^4/(4, 73\ m)^4$=0, 879

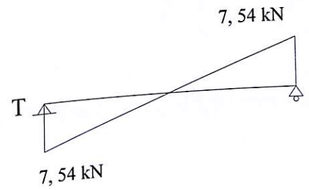
$q_y$=a/(1+a)×$q_{sz}$=0,879/(1+0,879)×9, 55 = 4, 47 kN/m$^2$
$q_x$=1/(1+a)×$q_{sz}$=1/(1+0,879)×9, 55 = 5, 08 kN/m$^2$

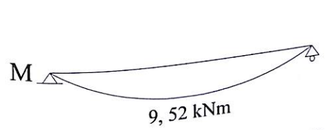
Igénybevételek számítása Axis programmal:

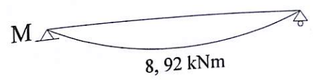
L4-es födémrész igénybevételi ábrája
alapértékkel x irányban



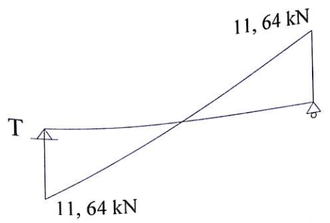

L4-es födémrész igénybevételi ábrája
alapértékkel y irányban



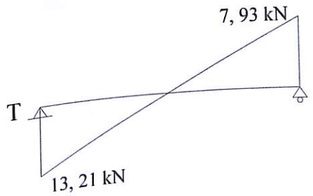



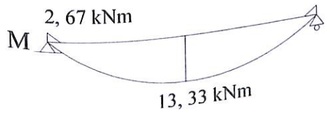



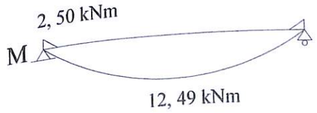

L4-es födémrész igénybevételi ábrája
szélsőrétékkel x irányban




L4-es födémrész igénybevételi ábrája
szélsőrétékkel y irányban



L4-es födémrész méretezése hajlításra kötött tervezéssel:

Betonminőség: C20-16/KK
$\sigma_{bH}$=14,5 N/mm$^2$
$\sigma_{hH}$=1,4 N/mm$^2$
a betonacélminősége: B. 60. 40.
$\sigma_{sH}$=350 N/mm$^2$
$\xi_0$=0, 48
feltételezett átmérő: ø8

h= 100 mm- (20 mm+ 8mm/2 + 8mm)=68 mm
$x_0=h \times \xi_0$ = 68 mm× 0, 48 = 32, 64 mm

X irány:

1. eset mezőnyomaték:

Mmax = 13, 33 kNm

$x_1=h-\sqrt{(h^2-2\times M/(\sigma_{bH}\times b)}=68-\sqrt{(68^2-2\times 13,32\times 10^6/(14,5\times 1000)}=15,21$ mm < $x_0$ = 32, 64 mm

Tervezés:

$\Sigma F_{xo}=0$
As × $\sigma_{sH}$ – b × x × $\sigma_{bH}$ = 0
As= b × x × $\sigma_{bH}$/ $\sigma_{sH}$=1000mm × 15, 21 mm × 14,5 N/mm$^2$ / 350 N/mm$^2$ = 630 mm$^2$

Akalmazott: ø10/100mm = 785 mm$^2$ > $A_{smin}=b\times h_t\times 0,03$=300 mm$^2$

2. támasznyomaték:

Mmax = 2, 67 kNm

A csukló helyén ébredő negatív nyomatékok felvételére a mezőnyomatékra tervezett vasmennyiség 20%-át irányozzunk elő. Tehát: ø6/150mm

Y irány:

1. eset mezőnyomaték:

Mmax = 12, 49 kNm

$x_1=h-\sqrt{(h^2-2\times M/(\sigma_{bH}\times b)}=68-\sqrt{(68^2-2\times 12,50\times 10^6/(14,5\times 1000)}=14,15$ mm < $x_0$ = 32, 64 mm

Tervezés:

$\Sigma F_{xo}=0$
As × $\sigma_{sH}$ – b × x × $\sigma_{bH}$ = 0

$As= b \times x \times \sigma_{bH}/ \sigma_{sH}=1000mm \times 14, 15 mm \times 14,5 N/mm^2 / 350 N/mm^2 = 586 mm^2$

Akalmazott: ø10/100mm = $785 mm^2 > A_{smin}=b \times h_t \times 0,03=300 mm^2$

2. támasznyomaték:

Mmax = 2, 5 kNm

A csukló helyén ébredő negatív nyomatékok felvételére a mezőnyomatékra tervezett vasmennyiség 20%-át irányozzunk elő. Tehát: ø6/150mm

Födém alakváltozásainak vizsgálata:

Lehajlás:

$f_H=4580 mm/200=22, 9 mm$

$f_{max}=5/384 \times q_a \times l_0^4/(E \times I_x)=5/384 \times 3, 63 \times 4580^4/(28, 8 \times 10^3 \times 83, 3 \times 10^6)=8, 7 mm$ megfelel

$Ix=100^3 \times 1000/12=83, 3 \times 10^6 mm$

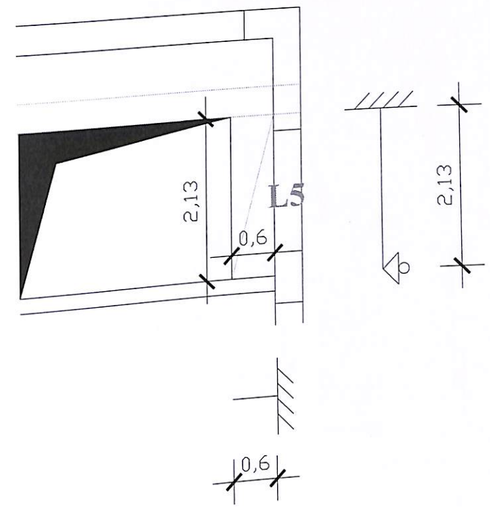
Redpedésvizsgálat:

$d \leq c \times \mu \times a_H/(1+60 \times \mu) \times 10^3$

c=15
d=20 mm
$\mu= As/(b \times h)=785 mm^2/(1000mm \times 68mm)=0,012$
$a_H=0, 4mm$

$15 \times 0, 012 \times 0, 4/(1+60 \times 0, 012) \times 10^3= 42 mm > d =10 mm$ repedésre megfelel, pontosabb számítás nem szükséges.

**L5- ös födémrész:**

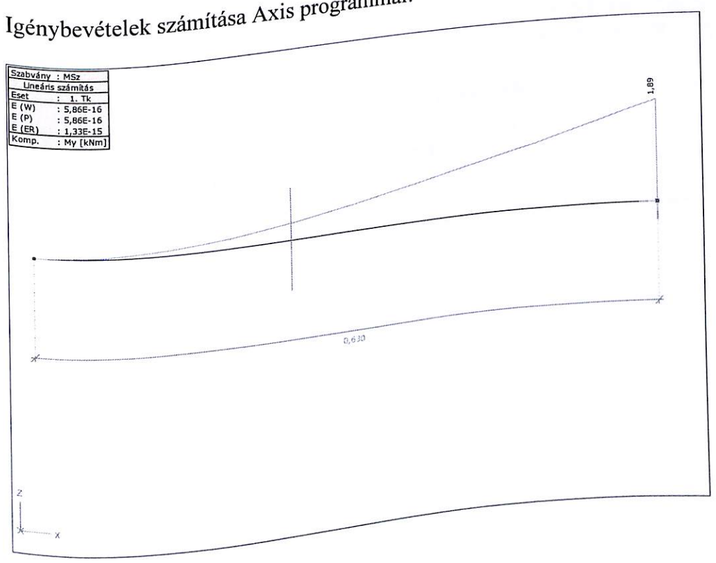



Terhelések:

Alapértékkel: $q_a = g_a$ + haszos teher = 6, 07 kN/m$^2$ + 0, 5 × 1, 5 kN/m$^2$ = 6, 82 kN/m$^2$
Szélsőértékkel: $q_{sz} = g_{sz}$ + haszos teher = 7, 45 kN/m$^2$ + 1, 4 × 1, 5 kN/m$^2$ = 9, 55 kN/m$^2$

$l_y/l_x$ = 2, 13 m / 0, 6 m = 3, 55 < egy irányba teherhordó

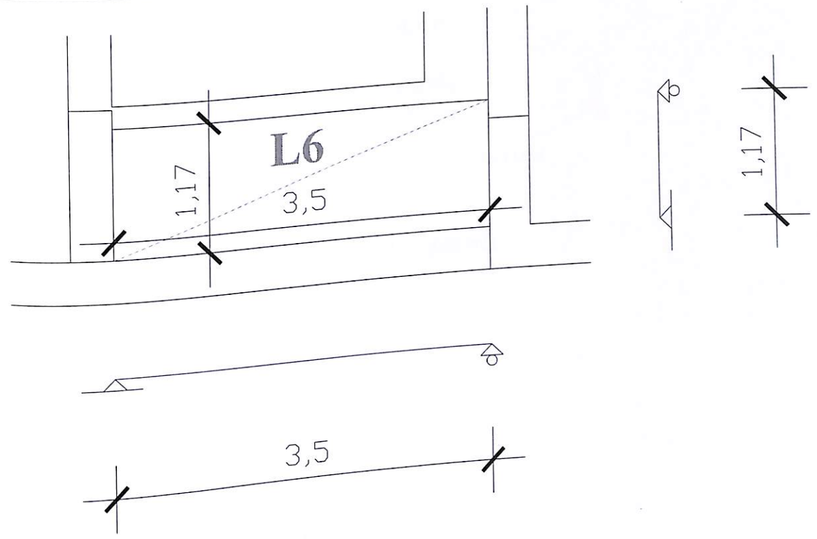
Igénybevételek számítása Axis programmal:



Max=1, 89 kNm

Felülhúzásra a minimális vasmennyiséget, ø8/150mm használjuk, mellékirányban ennek 20%-át. Tehát: Tehát: ø6/200mm

**L6- os födémrész:**




Terhelések:

Alapértékkel: $q_a = g_a$ + haszos teher = 6, 07 kN/m$^2$ + 0, 5 × 1, 5 kN/m$^2$ = 6, 82 kN/m$^2$
Szélsőértékkel: $q_{sz} = g_{sz}$ + haszos teher = 7, 45 kN/m$^2$ + 1, 4 × 1, 5 kN/m$^2$ = 9, 55 kN/m$^2$

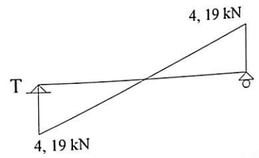
Terhelések meghatározása Marcus módszerrel (alaértékkel):

$l_x/l_y$ = 3, 5 m / 1, 17 m = 3 > egy irányba teherhordó

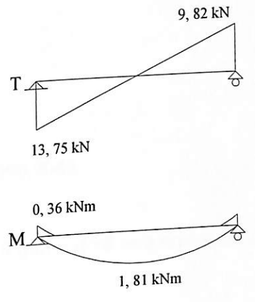
Igénybevételek számítása Axis programmal:

$l_0$ = 1, 17 m × 1, 05 = 1, 23 m

födémrész igénybevételi ábrája alapértékkel




födémrész igénybevételi ábrája szélsőértékkel




<u>L6-os födémrész méretezése hajlításra kötött tervezéssel:</u>

Betonminőség: C20-16/KK
$\sigma_{bH}$=14,5 N/mm$^2$
$\sigma_{hH}$=1,4 N/mm$^2$
a betonacélminősége: B. 60. 40.
$\sigma_{sH}$=350 N/mm$^2$
$\xi_0$=0, 48
feltételezett átmérő: ø8

h= 100 mm- (20 mm+ 8mm/2 + 8mm)=68 mm
$x_0=h \times \xi_0$ = 68 mm× 0, 48 = 32, 64 mm

Mmax = 1, 81 kNm

$x_1=h-\sqrt{(h^2-2\times M/(\sigma_{bH}\times b)}=68-\sqrt{(68^2-2\times 1,81\times 10^6/(14,5\times 1000)}=1, 86$ mm < $x_0$ = 32, 64 mm

Tervezés:

$\Sigma F_{xo}=0$
$As \times \sigma_{sH} - b \times x \times \sigma_{bH} = 0$
$As= b \times x \times \sigma_{bH}/ \sigma_{sH}$=1000mm × 1, 86 mm × 14,5 N/mm$^2$ / 350 N/mm$^2$ = 77 mm$^2$

Akalmazott: ø8/150mm = 333 mm$^2$ > $A_{smin}=b\times h_t\times 0,03$=300 mm$^2$

Mellékirányba: 20% =60 mm$^2$ alkalmazott: ø6/200

<u>Födém alakváltozásainak vizsgálata:</u>

Lehajlás:

$f_H$=1230 mm/200=6, 15 mm

$f_{max}=5/384\times q_a\times l_0^4/(E\times I_x)=5/384\times 6,82\times 1440^4/(28,8\times 10^3\times 83,3\times 10^6)=0,08$ mm megfelel

$Ix=100^3\times 1000/12=83,3\times 10^6$ mm

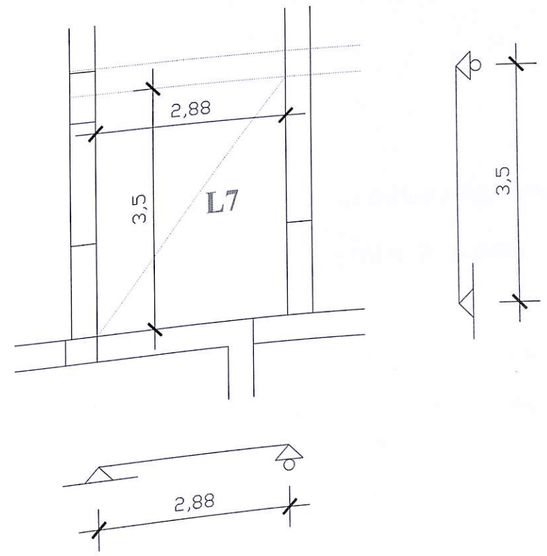
Redpedésvizsgálat:

$d\leq c\times\mu\times a_H/(1+60\times\mu)\times 10^3$

c=15
d=20 mm
$\mu$= As/(b×h)=333mm$^2$/(1000mm×68mm)=0,0049
$a_H$=0, 4mm

$15\times 0,0049\times 0,4/(1+60\times 0,0049)\times 10^3=38$ mm > d =8 mm repedésre megfelel, pontosabb számítás nem szükséges.

**L7-es födémrész:**




Terhelések:

Alapértékkel: $q_a = g_a$ + haszos teher = 6, 07 kN/m$^2$ + 0, 5 × 1, 5 kN/m$^2$ = 6, 82 kN/m$^2$
Szélsőértékkel: $q_{sz} = g_{sz}$ + haszos teher = 7, 45 kN/m$^2$ + 1, 4 × 1, 5 kN/m$^2$ = 9, 55 kN/m$^2$

Terhelések meghatározása Marcus módszerrel (alaértékkel):

$l_y/l_x$ = 3, 5 m / 2, 88 m = 1, 22 > két irányba teherhordó

$l_{0x}$= 2, 88 m × 1, 05 = 3, 02 m
$l_{0y}$= 3, 50 m × 1, 05 = 3, 68 m

$c_x=c_y=5/384$

$a= (c_x / c_y)\times (l_x^4 / l_y^4) = 1 \times (2,\ 88\ m)^4/(3,\ 5\ m)^4=0,\ 458$

$q_y=a/(1+a)\times q_{sz}=0{,}458/(1+0{,}458)\times 6,\ 82 = 2,\ 14\ kN/m^2$
$q_x=1/(1+a)\times q_{sz}=1/(1+0{,}458)\times 6,\ 82 = 4,\ 68\ kN/m^2$

Terhelések meghatározása Marcus módszerrel (szélsőértékkel):

$l_y/l_x = 3,\ 5\ m / 2,\ 88\ m = 1,\ 22 >$ két irányba teherhordó

$l_{0x}= 2,\ 88\ m \times 1,\ 05 = 3,\ 02\ m$
$l_{0y}= 3,\ 50\ m \times 1,\ 05 = 3,\ 68\ m$

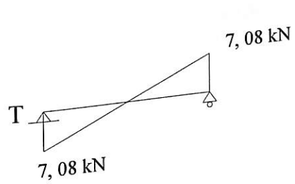
$c_x=5/384$
$c_y=5/384$

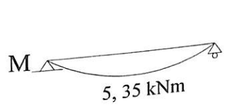
$a= (c_x / c_y)\times (l_x^4 / l_y^4) = 1 \times (2,\ 88\ m)^4/(3,\ 50\ m)^4=0,\ 458$

$q_y=a/(1+a)\times q_{sz}=0{,}458/(1+0{,}458)\times 9,\ 55 = 3\ kN/m^2$
$q_x=1/(1+a)\times q_{sz}=1/(1+0{,}458)\times 9,\ 55 = 6,\ 55\ kN/m^2$

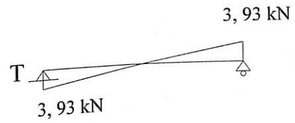
<u>Igénybevételek számítása Axis programmal:</u>

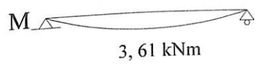
L7-es födémrész igénybevételi ábrája alapértékkel x irányban



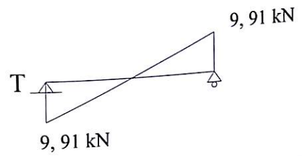



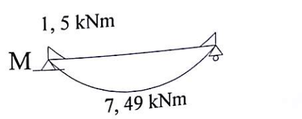

L7-es födémrész igénybevételi ábrája alapértékkel y irányban



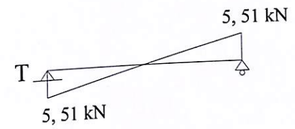



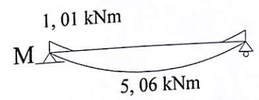
L7-es födémrész igénybevételi ábrája
szélsőrétékkel x irányban




L7-es födémrész igénybevételi ábrája
szélsőrétékkel y irányban




<u>L7-es födémrész méretezése hajlításra kötött tervezéssel:</u>

Betonminőség: C20-16/KK
$\sigma_{bH}$=14,5 N/mm$^2$
$\sigma_{hH}$=1,4 N/mm$^2$
a betonacélminősége: B. 60. 40.
$\sigma_{sH}$=350 N/mm$^2$
$\xi_0$=0, 48
feltételezett átmérő: ø8

h= 100 mm- (20 mm+ 8mm/2 + 8mm)=68 mm
$x_0$=h × $\xi_0$ = 68 mm× 0, 48 = 32, 64 mm

X irány:

1. eset mezőnyomaték:

Mmax = 7, 49 kNm

$x_1$=h-√(h$^2$-2×M/($\sigma_{bH}$×b)=68-√(68$^2$-2×7, 49×10$^6$/(14,5×1000)=8, 05 mm < $x_0$ = 32, 64 mm

Tervezés:

$\Sigma F_{xo}$=0
As × $\sigma_{sH}$ – b × x × $\sigma_{bH}$ = 0
As= b × x × $\sigma_{bH}$/ $\sigma_{sH}$=1000mm × 8,05 mm × 14,5 N/mm$^2$ / 350 N/mm$^2$ = 333 mm$^2$

Akalmazott: ø8/150mm = 333 mm$^2$ > $A_{smin}$=b×$h_t$×0,03=300 mm$^2$

2. támasznyomaték:

Mmax×20%=7, 49 kNm × 0 ,2 = 1, 5 kNm

A csukló helyén ébredő negatív nyomatékok felvételére a mezőnyomatékra tervezett vasmennyiség 20%-át irányozzunk elő. Tehát: ø6/200mm

Y irány:

1. eset mezőnyomaték:

Mmax = 5, 06 kNm

$x_1=h-\sqrt{(h^2-2\times M/(\sigma_{bH}\times b)}=68-\sqrt{(68^2-2\times 5,06\times 10^6/(14,5\times 1000)}= 5, 34 \text{ mm} < x_0 = 32, 64 \text{ mm}$

Tervezés:

$\Sigma F_{xo}=0$
$As \times \sigma_{sH} - b \times x \times \sigma_{bH} = 0$
$As= b \times x \times \sigma_{bH}/ \sigma_{sH}=1000mm \times 5, 34 \text{ mm} \times 14,5 \text{ N/mm}^2 / 350 \text{ N/mm}^2 = 221 \text{ mm}^2$

Akalmazott: ø8/150mm = 333 $mm^2 > A_{smin}=b\times h_t\times 0,03=300 \text{ mm}^2$

2. támasznyomaték:

Mmax = 1, 01 kNm

A csukló helyén ébredő negatív nyomatékok felvételére a mezőnyomatékra tervezett vasmennyiség 20%-át irányozzunk elő. Tehát: ø6/200mm

<u>Födém alakváltozásainak vizsgálata:</u>

<u>Lehajlás:</u>

$f_H=3024 \text{ mm}/200= 15,12 \text{ mm}$

$f_{max}=5/384\times q_a\times l_0^4/(E\times I_x)=5/384\times 4, 68\times 3024^4/(28, 8\times 10^3\times 83, 3\times 10^6)=2, 12 \text{ mm megfelel}$

$Ix=100^3\times 1000/12=83, 3\times 10^6 \text{ mm}$

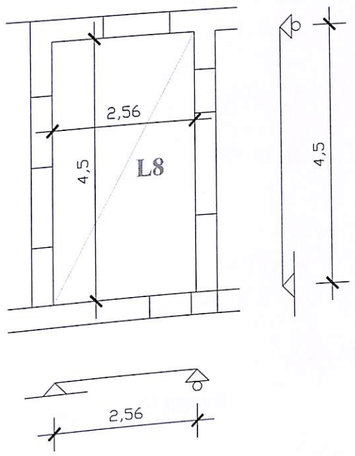
<u>Redpedésvizsgálat:</u>

$d\leq c\times\mu\times a_H/(1+60\times\mu)\times 10^3$

c=15
d=20 mm
$\mu= As/(b\times h)=333 \text{ mm}^2/(1000mm\times 68mm)=0,0049$
$a_H=0, 4mm$

$15\times\ 0,\ 0049\times 0,\ 4/(1+60\times 0,\ 0049)\times 10^3 = 22,\ 7\ mm > d = 8\ mm$ repedésre megfelel, pontosabb számítás nem szükséges.

**L8-as födémrész:**




Terhelések:

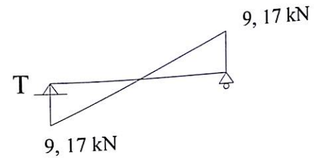
Alapértékkel: $q_a = g_a$ + haszos teher = 6, 07 kN/m$^2$ + 0, 5 × 1, 5 kN/m$^2$ = 6, 82 kN/m$^2$
Szélsőértékkel: $q_{sz} = g_{sz}$ + haszos teher = 7, 45 kN/m$^2$ + 1, 4 × 1, 5 kN/m$^2$ = 9, 55 kN/m$^2$

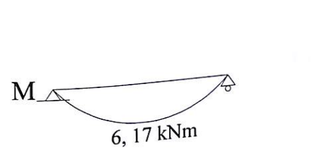
$l_y/l_x$ = 4, 5 m / 2, 56 m = 1, 76 > egy irányba teherhordó

$l_0$= 2, 56 m × 1, 05 = 2, 69 m

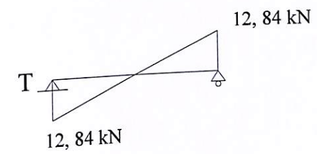
Igénybevételek meghatározása AXIS programmal:

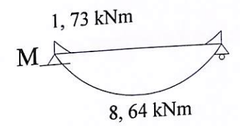
L8-as födémrész igénybevételi ábrája alapértékkel




L8-as födémrész igénybevételi ábrája szélsőrétékkel




<u>L8-as födémrész méretezése hajlításra kötött tervezéssel:</u>

Betonminőség: C20-16/KK
$\sigma_{bH}$=14,5 N/mm$^2$
$\sigma_{hH}$=1,4 N/mm$^2$
a betonacélminősége: B. 60. 40.
$\sigma_{sH}$=350 N/mm$^2$
$\xi_0$=0, 48
feltételezett átmérő: ø8

h= 100 mm- (20 mm+ 8mm/2 + 8mm)=68 mm
$x_0$=h × $\xi_0$ = 68 mm× 0, 48 = 32, 64 mm

Mmax = 8, 64 kNm

$x_1$=h-√(h$^2$-2×M/($\sigma_{bH}$×b)=68-√(68$^2$-2×8, 64×10$^6$/(14,5×1000)= 9, 41 mm < $x_0$ = 32, 64 mm

Tervezés:

$\Sigma F_{xo}$=0
As × $\sigma_{sH}$ – b × x × $\sigma_{bH}$ = 0
As= b × x × $\sigma_{bH}$/ $\sigma_{sH}$=1000mm × 9, 41 mm × 14,5 N/mm$^2$ / 350 N/mm$^2$ = 390 mm$^2$

Akalmazott: ø8/100mm = 503 mm$^2$ > $A_{smin}$=b×$h_t$×0,03=300 mm$^2$

Mellékirányba: 20% =60 mm$^2$ alkalmazott: ø6/200

Födém alakváltozásainak vizsgálata:

Lehjalás:

$f_H$=2560 mm/200=12, 18 mm

$f_{max}$=5/384×$q_a$×$l_0^4$/(E×$I_x$)=5/384×6, 82×2690$^4$/(28, 8 × $10^3$ × 83, 3 × $10^6$)= 1,94 mm megfelel

Ix=$100^3$×1000/12=83, 3 × $10^6$ mm

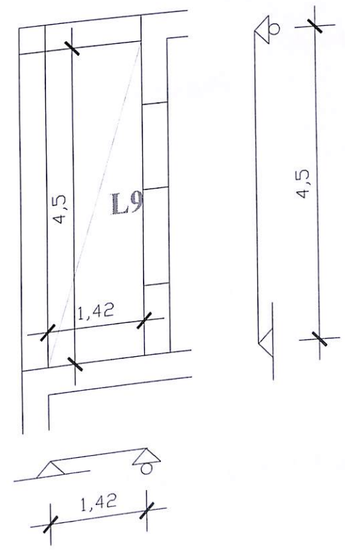
Redpedésvizsgálat:

d≤c×μ×$a_H$/(1+60×μ)×$10^3$

c=15
d=20 mm
μ= As/(b×h)= 503 $mm^2$/(1000mm×68mm)=0,0074
$a_H$=0, 4mm

15× 0, 0074×0, 4/(1+60×0, 0074)×$10^3$=30,7 mm > d =8 mm repedésre megfelel, pontosabb számítás nem szükséges.

**L9-es födémrész:**




Terhelések:

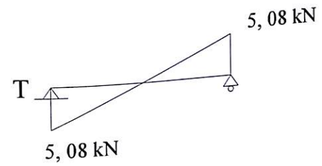
Alapértékkel: $q_a$ = $g_a$ + haszos teher = 6, 07 kN/$m^2$ + 0, 5 × 1, 5 kN/$m^2$ = 6, 82 kN/$m^2$
Szélsőértékkel: $q_{sz}$ = $g_{sz}$ + haszos teher = 7, 45 kN/$m^2$ + 1, 4 × 1, 5 kN/$m^2$ = 9, 55 kN/$m^2$

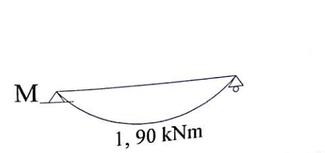
$l_y/l_x$ = 4, 5 m / 1, 42 m = 3, 17 > egy irányba teherhordó

$l_0$= 1, 42 m × 1, 05 = 1, 491 m

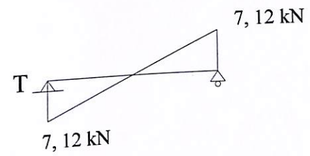
Igénybevételek meghatározása AXIS programmal:

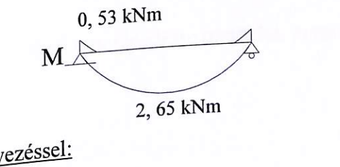
L9-es födémrész igénybevételi ábrája alapértékkel




L9-es födémrész igénybevételi ábrája szélsőértékkel




L8-as födémrész méretezése hajlításra kötött tervezéssel:

Betonminőség: C20-16/KK
$\sigma_{bH}$=14,5 N/mm$^2$
$\sigma_{hH}$=1,4 N/mm$^2$
a betonacélminősége: B. 60. 40.
$\sigma_{sH}$=350 N/mm$^2$
$\xi_0$=0, 48
feltételezett átmérő: ø8

h= 100 mm- (20 mm+ 8mm/2 + 8mm)=68 mm
$x_0$=h × $\xi_0$ = 68 mm× 0, 48 = 32, 64 mm

Mmax = 2, 65 kNm

$x_1$=h-√(h$^2$-2×M/($\sigma_{bH}$×b)=68-√(68$^2$-2×2, 65×10$^6$/(14,5×1000)= 2, 74 mm < $x_0$ = 32, 64 mm

Tervezés:

$\Sigma F_{x0}$=0
As × $\sigma_{sH}$ – b × x × $\sigma_{bH}$ = 0
As= b × x × $\sigma_{bH}$/ $\sigma_{sH}$=1000mm × 2, 74 mm × 14,5 N/mm$^2$ / 350 N/mm$^2$ = 114 mm$^2$

Akalmazott: ø8/150mm = 333 mm$^2$ > $A_{smin}$=b×$h_t$×0,03=300 mm$^2$

Mellékirányba: 20% =60 $mm^2$ alkalmazott: ø6/200

Födém alakváltozásainak vizsgálata:

Lehajlás:

$f_H$=1420 mm/200=7, 1 mm

$f_{max}=5/384\times q_a\times l_0^4/(E\times I_x)=5/384\times 6,82\times 1491^4/(28,8\times 10^3\times 83,3\times 10^6)=0,18$ mm megfelel

$Ix=100^3\times 1000/12=83,3\times 10^6$ mm

Redpedésvizsgálat:

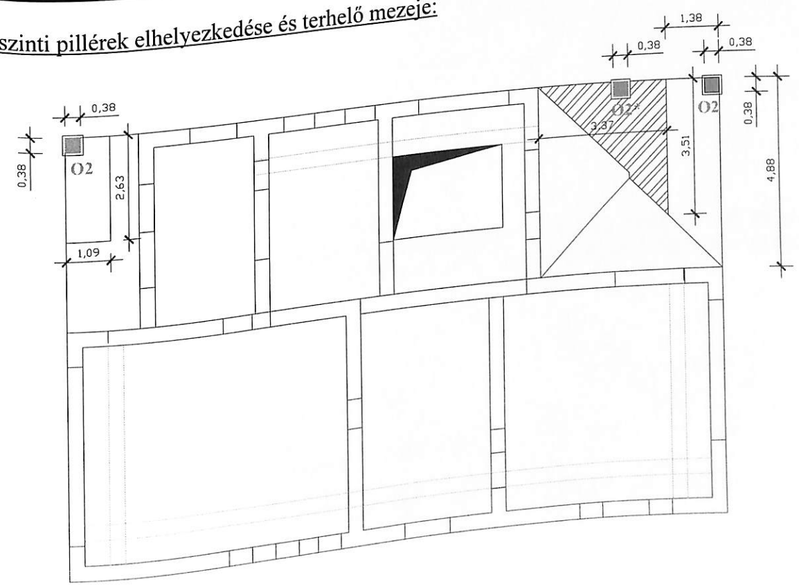
$d\leq c\times\mu\times a_H/(1+60\times\mu)\times 10^3$

c=15
d=20 mm
$\mu$= As/(b×h)= 333 $mm^2$/(1000mm×68mm)=0,0049
$a_H$=0, 4mm

$15\times 0,0049\times 0,4/(1+60\times 0,0049)\times 10^3=21,8$ mm > d =8 mm repedésre megfelel, pontosabb számítás nem szükséges.

**Földszinti O2-es vasbeton pillér méretezése:**

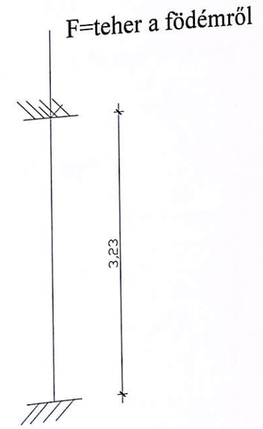
Földszinti pillérek elhelyezkedése és terhelő mezeje:




(csillagozva a mértékadó eset)

Egyszerűsített statikai váz:

O2 vasbeton pillér




Pillér magasság(emeletmagasság): 3,23 m
$\upsilon$= 1
$l_0$=3230 mm

O2-es vasbeton pillér méretezése központos nyomásra, kötött tervezéssel:

Betonminőség: C20-16/KK
$\sigma_{bH}$=14,5 N/mm$^2$
$\sigma_{hH}$=1,4 N/mm$^2$
a betonacélminősége: B. 60. 40.
$\sigma_{sH}$=350 N/mm$^2$
$\xi_0$=0, 48
feltételezett átmérő: ø10

Terhelő mező: 3, 37 m × 3, 51 m / 2 = 5, 91 m$^2$
$F_a$=5, 91 m$^2$×6, 07 kN/m$^2$+0, 38 m×0, 38 m×3, 23 m×25 kN/m$^3$+0, 5 × 1,5 kN/m$^2$= 48, 25 kN
$F_{sz}$=5, 91 m$^2$×7, 45 kN/m$^2$ + 1, 2×0,38 m×0,38 m×3,23 m×25 kN/m$^3$+1,4×1,5 kN/m$^2$= 60 kN

c= 20 mm
a=20+8+0,5×10=33 mm
h= 380 mm -33 mm= 347 mm
$l_0$/h=3230mm/347mm= 9, 31 < 25, => $\varphi$= 0, 745
$A_b$=380 mm × 380 mm=144400 mm$^2$
$N_b$=Ab× $\sigma_{bH}$=144400 mm$^2$ × 14, 5 N/mm$^2$ = 2 093 800 N

$A_s$'= 1/ $\sigma_{sH}$'($N_M$/$\varphi$-$N_b$)=1 / 350 N/mm2 × (60 000/0, 745 – 2 093 800) = > minimális vasalás is megfelel

Alkalmazott: 4ø10 – As= 314 mm$^2$