

1. mintapélda

Folytatólagos többtámaszú öszvégerenda vizsgálata

**Tartószerkezet-rekonstrukciós Szakmérnöki Képzés a
BME Szilárdságtani és Tartószerkezeti Tanszéken**

Dr. Kovács Nauzika
egyetemi docens

BME, Hidak és Szerkezetek Tanszék

2018.

Tartalomjegyzék

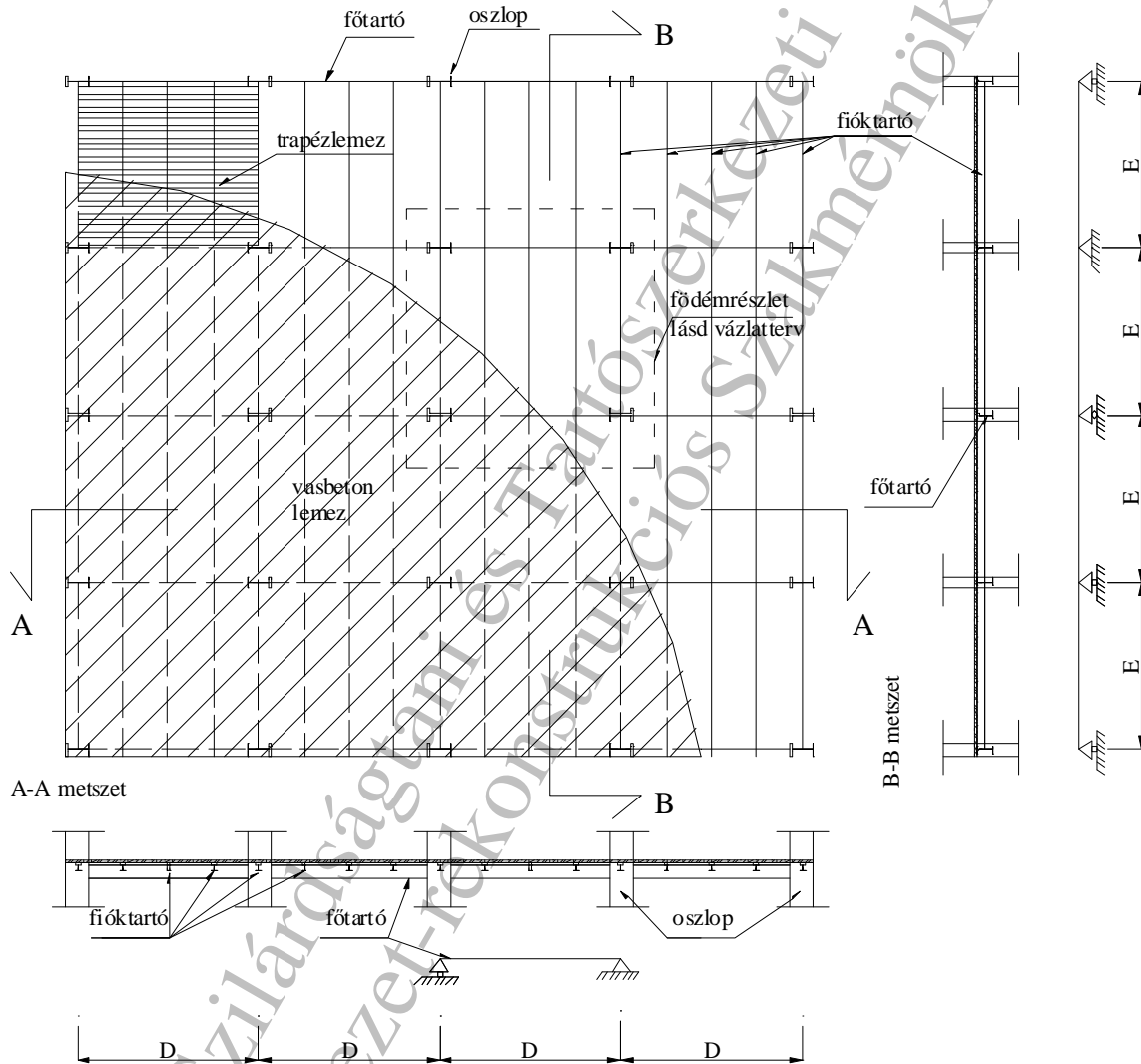
1. A számítás alapjául szolgáló adatok
 - 1.1 Vázlatterv
 - 1.2 A számításhoz felhasznált szabványok
 - 1.3 Számításba vehető fizikai jellemzők
 - 1.4 Alkalmazott anyagminőségek
2. Fióktartók méretezése építési állapotban
 - 2.1 Statikai váz, keresztmetszet, méretek
 - 2.2 Terhek építési állapotban, biztonsági tényezők
 - 2.3 Teherbírási határállapot ellenőrzése
 - 2.3.1 A keresztmetszet osztályba sorolása
 - 2.3.2 Igénybevételek meghatározása
 - 2.3.3 Vizsgálat hajlításra
 - 2.3.4 Vizsgálat nyírásra
 - 2.3.5 Hajlítás és nyírás kölcsönhatása
 - 2.3.6 Kifordulás vizsgálat
 - 2.4 Használhatósági határállapot
3. Fióktartók méretezése a beton megszilárdulása után
 - 3.1 Statikai váz, keresztmetszet, méretek
 - 3.1.1 Beton berepedésének a hatása
 - 3.1.2 Ideális keresztmetszeti jellemzők
 - 3.2 Terhek végleges állapotban, teherkombinációk, biztonsági tényezők
 - 3.3 Teherbírási határállapotok
 - 3.3.1 A keresztmetszet osztályba sorolása
 - 3.3.2 Igénybevételek meghatározása
 - 3.3.3 Képlékeny nyomatéki ellenállás
 - 3.3.4 Vizsgálat hajlításra
 - 3.3.5 Vizsgálat nyírásra
 - 3.3.6 Hajlítás és nyírás kölcsönhatása
 - 3.3.7 Kifordulás vizsgálat
 - 3.4 Használhatósági határállapot
 - 3.4.1 Minimális vasmenyiség meghatározása
 - 3.4.2 Repedéstágasság vizsgálat
 - 3.4.3 Lehajlás vizsgálat
4. A fióktartó együttműködő kapcsolatának méretezése
 - 4.1 A nyírt kapcsolat tervezési ellenállása
 - 4.2 Vizsgálat a szélső csuklós támasz és a pozitív nyomatéki hely között
 - 4.2.1 A hosszirányú tervezési nyíróerő teljes nyírt kapcsolat
 - 4.2.2 Csapok száma
 - 4.3 Vizsgálat a maximális pozitív hely és a közbenső megtámasztás között
 - 4.2.1 A hosszirányú tervezési nyíróerő teljes nyírt kapcsolat
 - 4.2.3 Csapok száma
 - 4.4 Keresztirányú vasalás

A hivatkozások: Dr. Kovács Nauzika: *Öszvérszerkezetek Tartószerkezeti Rekonstrukciós Szakmérnöki Képzés* jegyzetre vonatkoznak.

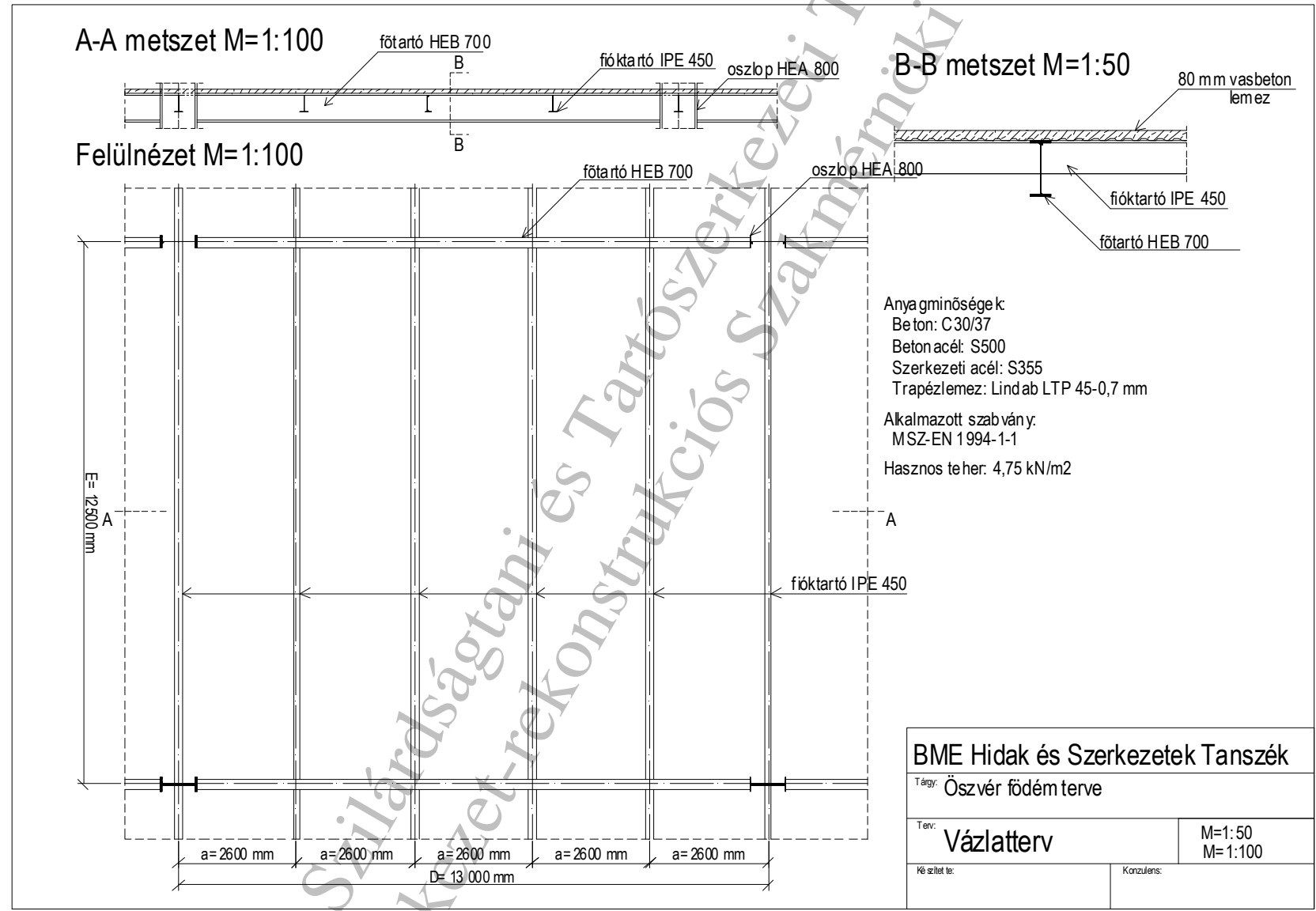
1. A számítás alapjául szolgáló adatok

A feladat egy $D \times E$ raszterávolságú öszvér födém megtervezése. A vasbeton lemezt főtartókból és fióktartókból álló tartórács támaszja meg, mely a vasbeton lemezzel együtt dolgozik. A főtartók kéttámaszú tartók, melyeket a $D = 13,0$ m-es távolságban álló oszlopok támasztanak alá. A főtartókra támaszkodnak a folytatólagos többtámaszú fióktartók, melyek támaszköze $E = 12,5$ m. A vasbeton lemez trapézlemez, a trapézlemez nem együtt dolgozó, hanem bennmaradó zsaluzatként szolgál.

Feladat: A folytatólagos többtámaszú, öszvér fióktartó méretezése EC4 szabvány szerint.



1.1. Vázlaterv



1.2 A számításához felhasznált szabványok

- MSZ EN 1990: 2004. A tartószerkezeti tervezés alapjai.
 MSZ EN 1991: 2002. Tartószerkezeteket érő hatások.
 MSZ EN 1992-1-1: 2004. Betonszerkezetek tervezése: Általános és az épületekre vonatkozó szabályok.
 MSZ EN 1993-1-1: 2005. Acélszerkezetek tervezése: Általános és az épületekre vonatkozó szabályok.
 MSZ EN 1994-1-1:2004. Öszvérszerkezetek: Általános és az épületekre vonatkozó szabályok.

1.3 Számításba vehető fizikai jellemzők

- $E_a := 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ acél rugalmassági modulus
 $\nu_a := 0.3$ acél Poisson tényező
 $G_a := \frac{E_a}{2 \cdot (1 + \nu_a)} = 80769.23 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ acél nyírási rugalmassági modulus
 $E_{\text{cm}} := 32000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ beton rugalmassági modulus rövid idejű terhekhez
 $E_{\text{c.eff}} := \frac{E_{\text{cm}}}{2} = 16000.00 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$ beton rugalmassági modulus rövid és tartós terhekhez (egyszerűsített módszer) - 4.6.2 szakasz
 $n := \frac{E_a}{E_{\text{c.eff}}} = 13.13$ rugalmassági modulusok aránya rövid és tartós terhekhez - 4.6.2 szakasz

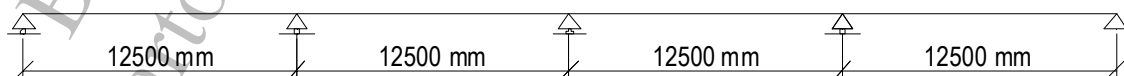
1.4 Alkalmazott anyagminőségek

- Szerkezeti acél: S355 $f_y := 35.5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$ $\varepsilon_w := \sqrt{\frac{23.5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{f_y}} = 0.81$
 Beton: C30/37 $f_{\text{ck}} := 3.0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$ $f_{\text{cd}} := \frac{f_{\text{ck}}}{1.5} = 2.00 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$
 Betonacél: S500 $f_{\text{sk}} := 50.0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$ $f_{\text{sd}} := \frac{f_{\text{sk}}}{1.15} = 43.48 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$

2. Fióktartó méretezése építési állapotban

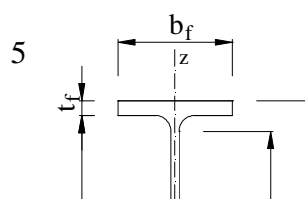
2.1. Statikai váz, keresztmetszet, méretek

Folytatólagos többtámaszú tartó



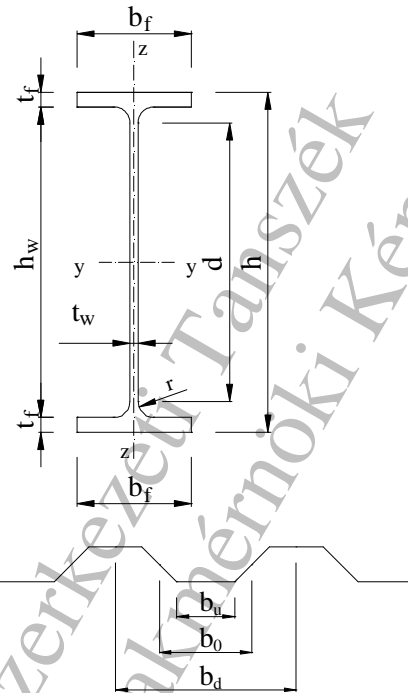
Támaszköz: $L_w := 12.5\text{m}$

Terhelési mező szélessége: $a := 2.6\text{m}$



IPE 450 szelvény:

| | |
|-------------------------|-----------------------------|
| $h := 450\text{mm}$ | $A_a := 98.8\text{cm}^2$ |
| $b_f := 190\text{mm}$ | $A_v := 50.85\text{cm}^2$ |
| $t_f := 14.6\text{mm}$ | $W_{pl} := 1702\text{cm}^3$ |
| $h_w := 420.8\text{mm}$ | $I_a := 33740\text{cm}^4$ |
| $t_w := 9.4\text{mm}$ | |
| $d := 378.8\text{mm}$ | |
| $r := 21\text{mm}$ | |

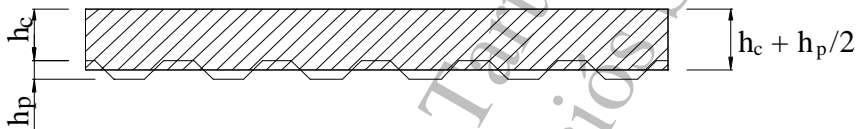


LTP 45-0.7 mm trapézlemez:

| | |
|-----------------------|-----------------------|
| $h_p := 43\text{mm}$ | $b_u := 77\text{mm}$ |
| $b_d := 180\text{mm}$ | $b_0 := 128\text{mm}$ |

Beton lemez:

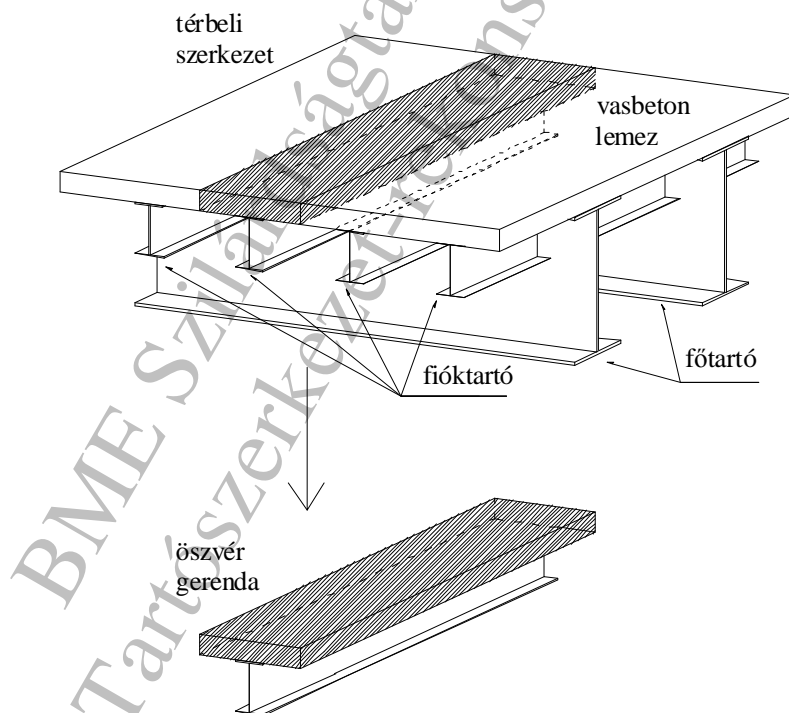
| |
|----------------------|
| $h_c := 80\text{mm}$ |
|----------------------|



helyettesítő vastagságú lemezzel számolunk

2.2. Terhek építési állapotban, biztonsági tényezők

Egy fióktartót, mint öszvér gerendát fogunk méretezni, ezért a terheket 1 fióktartóra redukáljuk.
Egy fióktartóra a terhelési sávja $a=2600\text{mm}$.



Állandó terhek:

$$\gamma_G := 1.35$$

-vasbeton lemez:

$$g_{vb} := 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$G_{vb} := g_{vb} \cdot a \cdot \left(h_c + \frac{h_p}{2} \right) = 6.33 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

-trapézlemez:

$$g_{tr} := 0.069 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$G_{tr} := g_{tr} \cdot a = 0.18 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

-acél fióktartó:

$$G_{ac} := 0.776 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Esetleges terhek:

$$\gamma_Q := 1.5$$

-építési teher:

$$q_{ép} := 0.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{ép} := q_{ép} \cdot a = 1.95 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Biztonsági tényezők ellenállás számításához:

$$\gamma_{M0} := 1.0$$

$$\gamma_{M1} := 1.0$$

$$\gamma_{M2} := 1.25$$

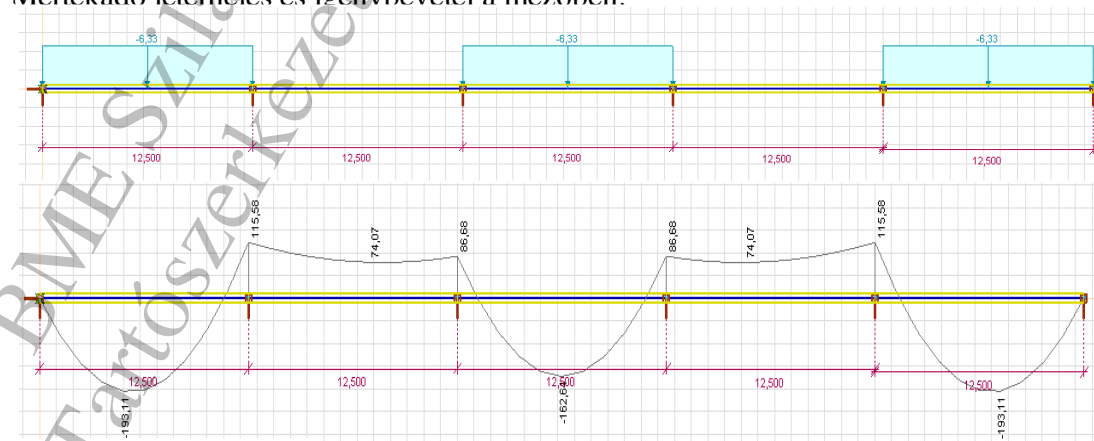
2.3. Teherbírási határállapot ellenőrzése**2.3.1. Keresztmetszet osztályba sorolása**

Táblázatból: Az IPE 450 szelvény hajításra 1. keresztmetszeti osztályba tartozik.

2.3.2. Igénybevételek meghatározása

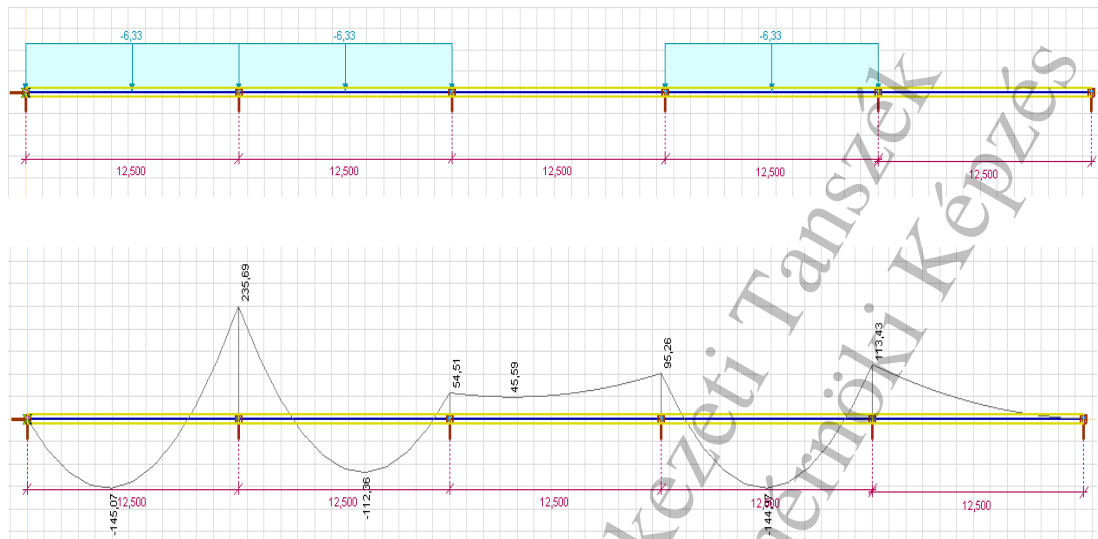
Az állandó terhek közül a trapézlemez és a fióktartó önsúlya totálisan hat, a vasbeton súlyát és az építési terhet parciálisan helyezük el a mezőre mértékadóan (1. teherkombináció) és a közbenső támaszra mértékadóan (2. teherkombináció), ezzel figyelmebe véve a lehetséges betonozási sorrendek közül a legkedvezőtlenebbeket.

Mértékadó leterhelés és igénybevétel a mezőben:



$$M_{Ed,m} := 193.11 \text{ kNm}$$

Mértékadó leterhelés és igénybevétel a közbenső támszál:



$$M_{Ed,t} := 235.69 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} := 98.64 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} := \max(M_{Ed,m}, M_{Ed,t}) = 235.69 \cdot \text{kNm}$$

2.3.3. Vizsgálat hajlításra

$$M_{c,Rd} := \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 604.21 \cdot \text{kNm}$$

$$\text{Hajlításra} := \text{if}(M_{c,Rd} > M_{Ed}, \text{"Megfelel"}, \text{"Nem felel meg"}) = \text{"Megfelel"}$$

$$\text{Kihasznátság} := \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = 39.01 \cdot \%$$

2.3.4. Vizsgálat nyírásra

$$V_{pl,Rd} := \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 1042.22 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Nyírásra} := \text{if}(V_{pl,Rd} > V_{Ed}, \text{"Megfelel"}, \text{"Nem felel meg"}) = \text{"Megfelel"}$$

$$\text{Kihasznátság} := \frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = 9.46 \cdot \%$$

2.3.5. Hajlítás és nyírás kölcsönhatása

$$\text{Hajlítás_nyírás_interakció} := \text{if}(0.5 \cdot V_{pl,Rd} > V_{Ed}, \text{"nem kell vizsgálni"}, \text{"vizsgálni kell"})$$

$$\text{Hajlítás_nyírás_interakció} = \text{"nem kell vizsgálni"}$$

2.3.6. Kifordulásvizsgálat

A kifordulásvizsgálat során az övmerevség vizsgálatot végezzük el. Először megnézzük, hogy az acél szelvény a teljes L hosszon megfelel-e kifordulásra. Majd, mivel nem felel meg, kiszámoljuk, hogy milyen távolságokra kell elhelyezni oldalirányú ideiglenes megtámasztás (az építés alatt), hogy ne legyen mértékadó építési állapotban (ideiglenes állapot) a kifordulás.

Kifordulásra a szélső mező a mértékadó.

$$k_{fl} := 1.1 \quad \lambda_1 := 76.4$$

$$k_c := 0.91 \quad \alpha := 0.34$$

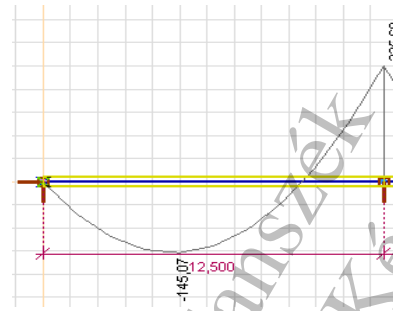
$$L_c := 12.5\text{m} \quad \lambda_{c0} := 0.5$$

$$A_{fz} := b_f \cdot t_f + t_w \cdot \frac{(h - 2 \cdot t_f)}{6} = 34.33 \cdot \text{cm}^2$$

$$I_{fz} := \frac{b_f^3 \cdot t_f}{12} + \frac{t_w^3 \cdot \frac{(h - 2 \cdot t_f)}{6}}{12} = 835.00 \cdot \text{cm}^4$$

$$i_{fz} := \sqrt{\frac{I_{fz}}{A_{fz}}} = 4.93 \cdot \text{cm}$$

$$\lambda_f := \frac{k_c \cdot L_c}{i_{fz} \cdot \lambda_1} = 3.02$$



$$\phi_k := \frac{1 + \alpha \cdot (\lambda_f - 0.2) + \lambda_f^2}{2} = 5.54$$

$$\chi := \frac{1}{\phi_k + \sqrt{\phi_k^2 - \lambda_f^2}} = 0.10$$

$$M_{b,Rd} := k_{fl} \cdot \chi \cdot \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 65.30 \cdot \text{kNm}$$

Kifordulásra := if ($M_{b,Rd} > M_{Ed,t}$, "Megfelel", "Nem felel meg") = "Nem felel meg"

Építési állapotban ideiglenes oldalirányú megtámasztást alkalmazunk:

$$k_{\omega} := 1.0$$

$$\text{Given } \frac{k_c \cdot L_c}{i_{fz} \cdot \lambda_1} = \lambda_{c0} \cdot \frac{M_{c,Rd}}{M_{Ed}}$$

$$L_{\omega} := \text{Find}(L_c) = 4.83 \text{ m}$$

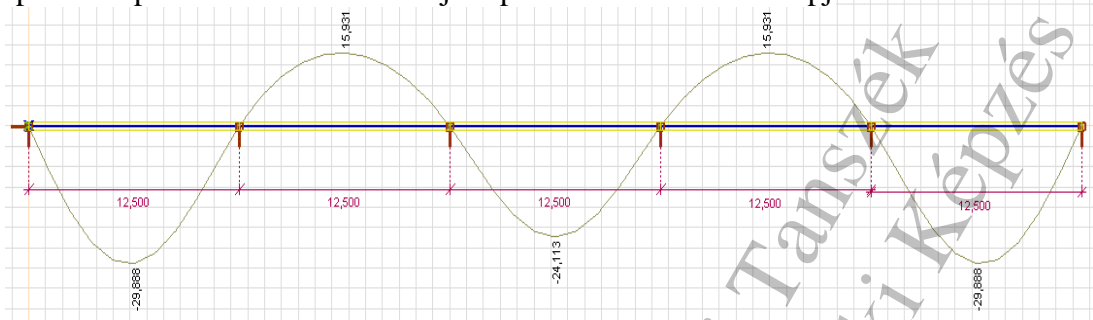
ennyi lehet max az L_c

$$\frac{L}{3} = 4.17 \text{ m} \quad \blacksquare < \blacksquare \quad L_c = 4.83 \text{ m}$$

A feszítáv mentén legalább 2 db oldalirányú megtámasztást kell alkalmazni a feszítáv harmadaiban, egymástól 4,17 m-re.

2.4. Használhatósági határállapot

Építési állapotban a mértékadó lehajlást parciális leterhelésből kapjuk.



$$e_{\max} := 29.888\text{mm}$$

$$\text{Lehajlásra} := \text{if} \left(\frac{L}{200} > e_{\max}, \text{"Megfelel"}, \text{"Nem felel meg"} \right) = \text{"Megfelel"}$$

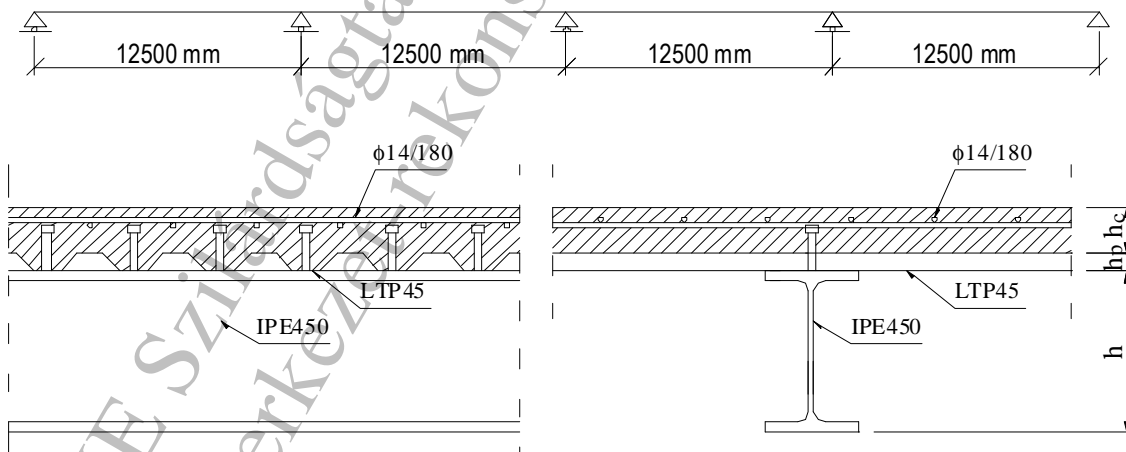
A végleges állapot lehajlásának ellenőrzéséhez majd a totális beton leterhelés kell, építési teher nélkül:



$$e_{\max.\text{totál}} := 16.333\text{mm}$$

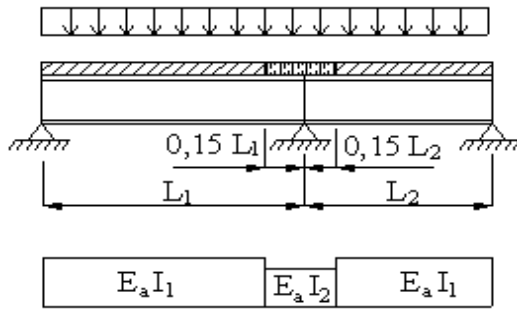
3. Fióktartó méretezése a beton megszilárdulása után

3.1. Statikai váz, keresztmetszet, méretek



3.1.1. Beton berepedésének a hatása

Tapasztalatból tudjuk, hogy teherbírasi határállapotbana a beton be fog repedni a támaszok felett, ezért berepedt analízist végzünk - 4.4 fejezet.



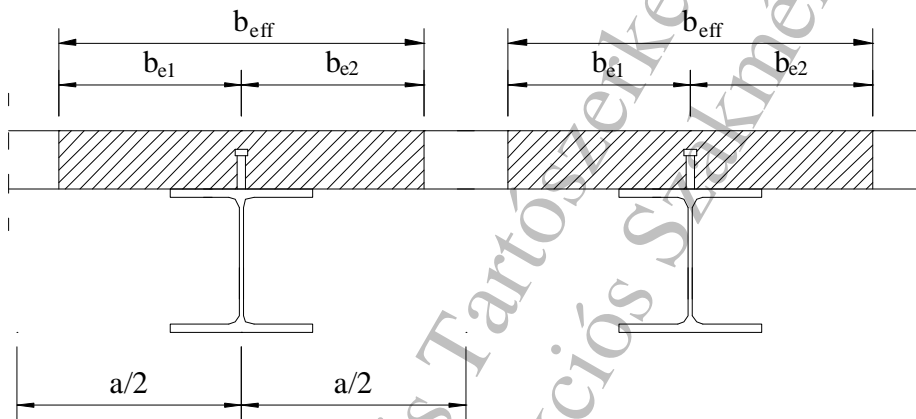
Támasz felett elhanyagoljuk a betont, csak az acél szelvény és a vasalás keresztmetszeti jellemzőivel számolunk.

Mezőben elhanyagoljuk a nyomott vasalást, csak az acél szelvény és a beton keresztmetszeti jellemzőivel számolunk.

3.1.2. Ideális keresztmetszeti jellemzők

Effektív szélesség számítása - 4.5.2 szakasz

Az effektív szélesség számításánál figyelembe kell venni, $l_{b,eff} \leq a$ fióktartók távolsága.



Szélső mező:

$$L_{e,1} := 0.85 \cdot L = 10.63 \text{ m}$$

$$b_{e1} := \frac{L_{e,1}}{8} = 1.33 \text{ m}$$

$$b_{eff,1} := \min(2b_{e1}, a) = 2.60 \text{ m}$$

Közbenső támasz:

$$L_{e,2} := 0.25 \cdot 2 \cdot L = 6.25 \text{ m}$$

$$b_{e2} := \frac{L_{e,2}}{8} = 0.78 \text{ m}$$

$$b_{eff,2} := \min(2b_{e2}, a) = 1.56 \text{ m}$$

Közbenső mező:

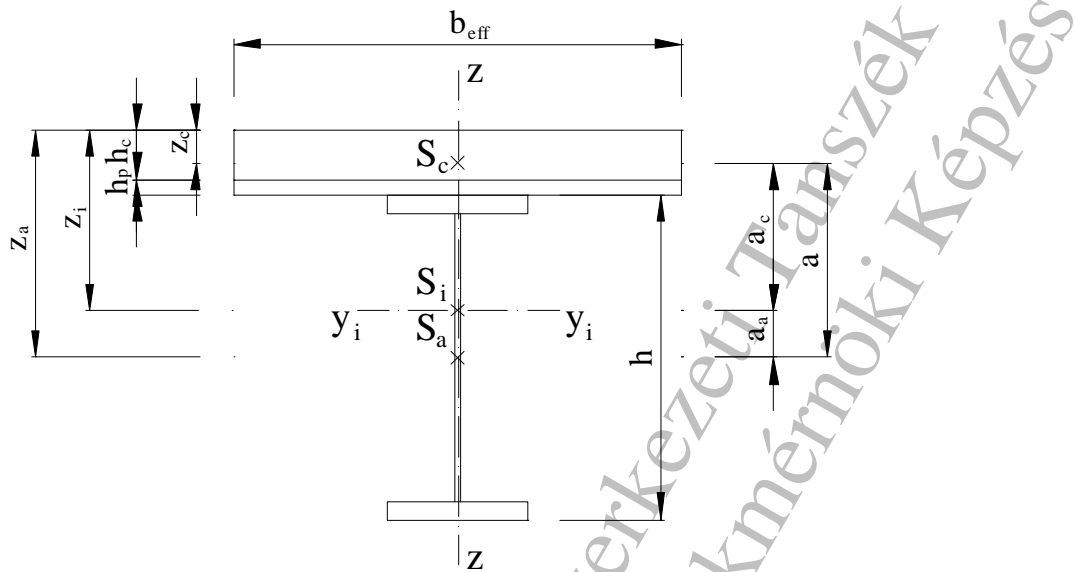
$$L_{e,3} := 0.7 \cdot L = 8.75 \text{ m}$$

$$b_{e3} := \frac{L_{e,3}}{8} = 1.09 \text{ m}$$

$$b_{eff,3} := \min(2b_{e3}, a) = 2.19 \text{ m}$$

Ideális keresztmetszeti tényezők számítása -4.7 fejezet

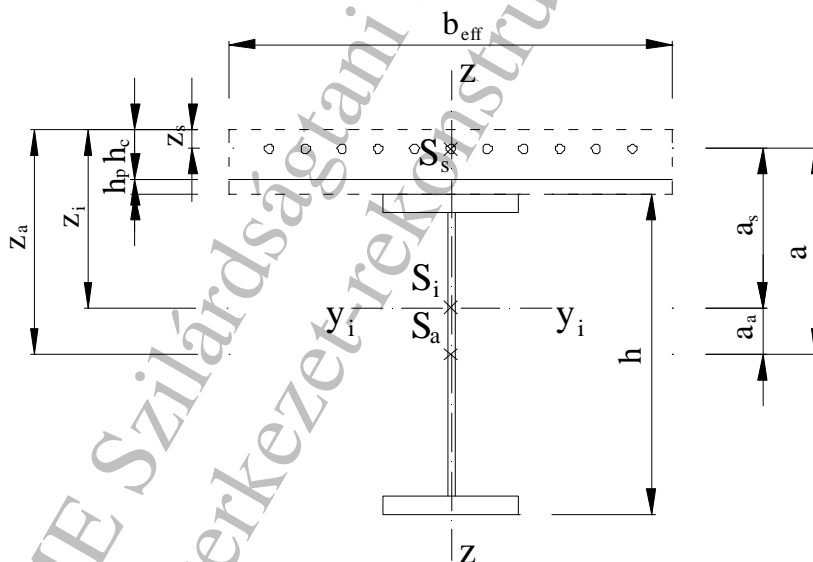
Jelölések mezőben:



$$z_a := \frac{h}{2} + h_c + h_p = 34.80 \cdot \text{cm}$$

$$z_c := \frac{\left(h_c + \frac{h_p}{2} \right)}{2} = 5.08 \cdot \text{cm}$$

Jelölések támasznál:



$$z_s := 45 \text{mm}$$

Szélső mező:

$$A_{c.1} := \left(h_c + \frac{h_p}{2} \right) \cdot b_{\text{eff}.1} = 2639.00 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{i1} := \frac{A_{c.1}}{n} + A_a = 299.87 \cdot \text{cm}^2$$

$$z_{i1} := \frac{A_a \cdot z_a + \frac{A_{c.1}}{n} \cdot z_c}{A_{i1}} = 14.87 \cdot \text{cm}$$

$$a_{a.1} := z_a - z_{i1} = 19.93 \cdot \text{cm}$$

$$a_{c.1} := z_{i1} - z_c = 9.79 \cdot \text{cm}$$

$$I_{c.1} := \frac{b_{\text{eff}.1} \cdot \left(h_c + \frac{h_p}{2} \right)^3}{12} = 22656.36 \cdot \text{cm}^4$$

$$I_{i1} := I_a + A_a \cdot a_{a.1}^2 + \frac{I_{c.1}}{n} + \frac{A_{c.1}}{n} \cdot a_{c.1}^2 = 94000.79 \cdot \text{cm}^4$$

Közbenső támasz:

$$\phi := 14 \text{mm} \quad s_s := 180 \text{mm}$$

$$A_s := \frac{\phi^2 \cdot \pi \cdot b_{\text{eff}.2}}{4 \cdot s} = 13.36 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{i2} := A_s + A_a = 112.16 \cdot \text{cm}^2$$

$$z_{i2} := \frac{A_a \cdot z_a + A_s \cdot z_s}{A_{i2}} = 31.19 \cdot \text{cm}$$

$$a_{a.2} := z_a - z_{i2} = 3.61 \cdot \text{cm}$$

$$a_{s.2} := z_{i2} - z_s = 26.69 \cdot \text{cm}$$

$$I_{i2} := I_a + A_a \cdot a_{a.2}^2 + A_s \cdot a_{s.2}^2 = 44546.56 \cdot \text{cm}^4$$

Közbenső mező:

$$A_{c.3} := \left(h_c + \frac{h_p}{2} \right) \cdot b_{\text{eff}.3} = 2220.31 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{i3} := \frac{A_{c.3}}{n} + A_a = 267.97 \cdot \text{cm}^2$$

$$z_{i3} := \frac{A_a \cdot z_a + \frac{A_{c.3}}{n} \cdot z_c}{A_{i3}} = 16.03 \cdot \text{cm}$$

$$a_{a.3} := z_a - z_{i3} = 18.77 \cdot \text{cm}$$

$$a_{c.3} := z_{i3} - z_c = 10.96 \cdot \text{cm}$$

$$I_{c.3} := \frac{b_{\text{eff}.3} \cdot \left(h_c + \frac{h_p}{2} \right)^3}{12} = 19061.85 \cdot \text{cm}^4$$

$$I_{i3} := I_a + A_a \cdot a_{a.3}^2 + \frac{I_{c.3}}{n} + \frac{A_{c.3}}{n} \cdot a_{c.3}^2 = 90302.87 \cdot \text{cm}^4$$

3.2. Terhek végleges állapotban, teherkombinációk, biztonsági tényezők

Állandó terhek:

$$\gamma_G := 1.35$$

-vasbeton lemez:

$$G_{vb} = 6.33 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

-trapézlemez:

$$G_{tr} = 0.18 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

-acél fióktartó:

$$G_{ac} = 0.78 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

-álmennyezet:

$$g_{\text{álm}} := 0.6 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$G_{\text{álm}} := g_{\text{álm}} \cdot a = 1.56 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

-gépészet:

$$g_{\text{gép}} := 1.0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$G_{\text{gép}} := g_{\text{gép}} \cdot a = 2.60 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Esetleges terhek:

$$\gamma_Q := 1.5$$

-hasznos teher:

$$q_h := 4.75 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Q_h := q_h \cdot a = 12.35 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Teherkombinációk:

THÁ: $\gamma_G \cdot \Sigma G + \gamma_Q \cdot Q$

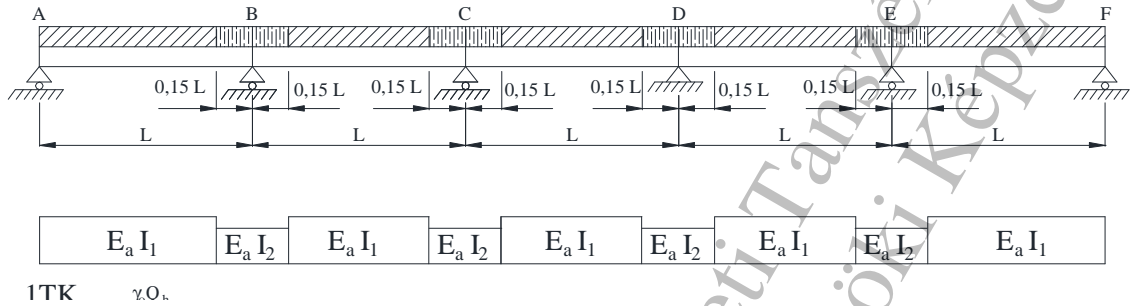
HHÁ: $\Sigma G + Q$

Az önsúly terheket totálisan a hasznos terheket parciálisan, a mezőre (1. teherkombináció) és a támaszra (2. teherkombináció) mértékadóan helyezzük el.

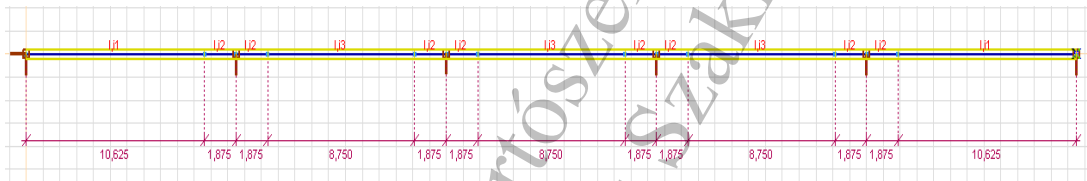
3.3. Teherbírási határállapotok

3.3.1. Igénybevételek meghatározása

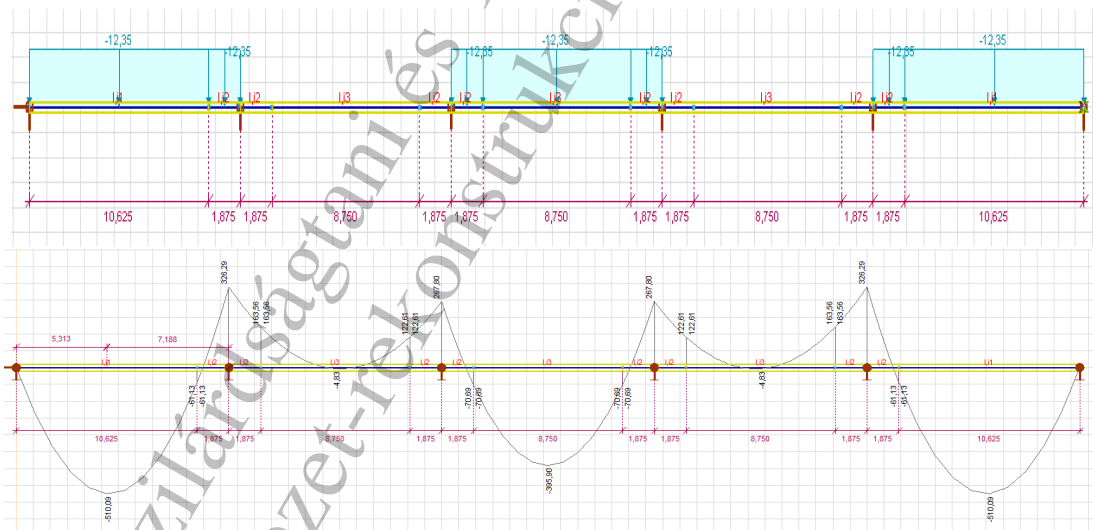
Modell:



Berepedt analízist végzünk, a fenti ábra szerint a mezőkben a repedésmentes km. feltételezésével számított ideális inerciákat, a támaszoknál a berepedt km. szerint számított inerciákat használjuk a modellhez.



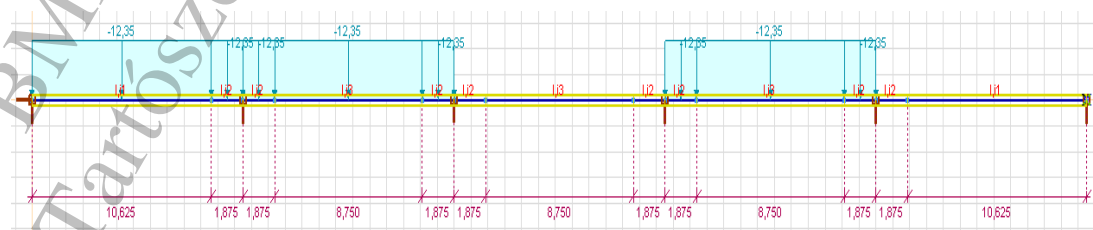
Mértékadó leterhelés és igénybevétel a mezőben:

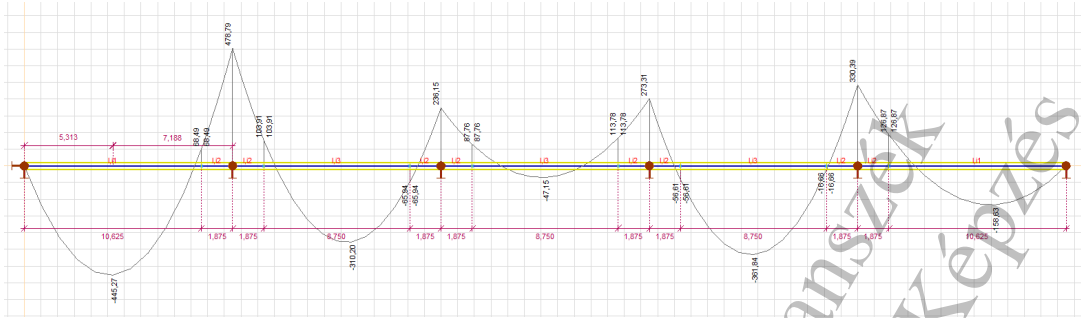


$$M_{Ed,m1} := 510.09 \text{ kNm}$$

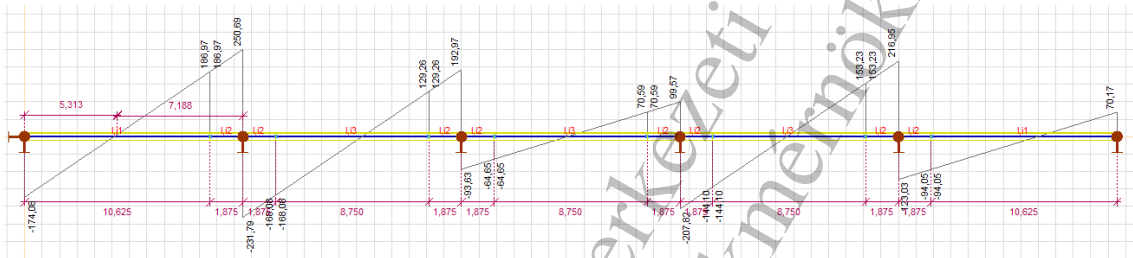
$$M_{Ed,m3} := 395.90 \text{ kNm}$$

Mértékadó leterhelés és igénybevétel a közbenső támasznál:





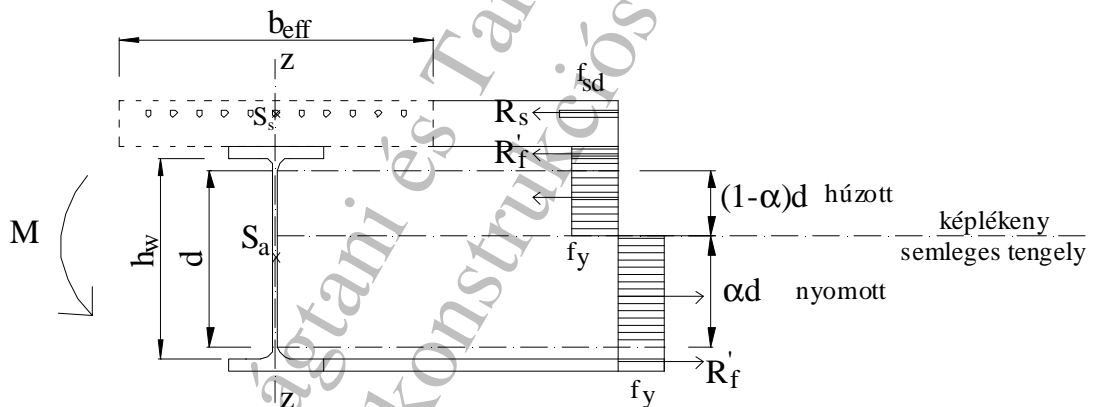
$$M_{Ed,t} := 478.79 \text{ kNm}$$



$$V_{Ed,o} := 250.69 \text{ kN}$$

3.3.2. Keresztmetszet osztályba sorolása - 5.2 szakasz

Közbenő támasznál:



$$R_s := A_s \cdot f_{sd} = 580.99 \cdot \text{kN}$$

vasalás ellenállása

$$R_a := A_a \cdot f_y = 3507.40 \cdot \text{kN}$$

acél szelvény ellenállása

$$R_f := b_f \cdot t_f \cdot f_y = 984.77 \cdot \text{kN}$$

acél szelvény felső és alsó öv ellenállása

$$R_g := d \cdot t_w \cdot f_y = 1264.06 \cdot \text{kN}$$

d magaságú (egyenes) gerincrész ellenállása

$$R_w := R_a - 2 \cdot R_f = 1537.86 \cdot \text{kN}$$

teljes gerinc (lekerekítésekkel együtt) ellenállása

$$A_{\text{képlékeny_seml_teng}} := \text{if}(R_s > R_a, \text{"betonban van"}, \text{"acélban van"}) = \text{"acélban van"}$$

$$A_{\text{képl_seml_teng}} := \text{if}(R_s > R_w, \text{"felső övben van"}, \text{"gerincben van"}) = \text{"gerincben van"}$$

$$\alpha := \frac{R_s + R_g}{2 \cdot R_w} = 0.73$$

$$d = 37.88 \cdot \text{cm}$$

$$R_{w.1} := (z_{pl.t} - h_c - h_p - t_f) \cdot t_w \cdot f_y = 478.44 \cdot \text{kN}$$

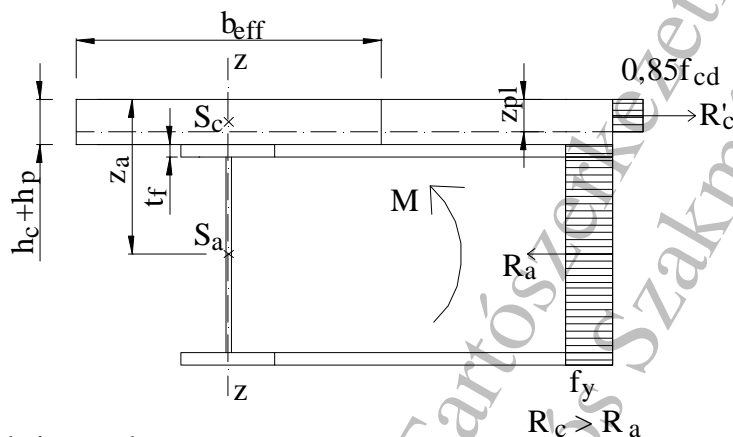
$$M_{pl.Rd.t} := R_a \cdot (z_a - z_s) - 2 \cdot R_f \cdot \left(\frac{t_f}{2} + h_c + h_p - z_s \right) - 2 \cdot R_{w.1} \cdot (z_{w.1} - z_s) = 737.54 \cdot \text{kNm}$$

Szélső mezőben:

$$R_c := 0.85 A_{c.1} \cdot f_{cd} = 4486.30 \cdot \text{kN}$$

$$R_a = 3507.40 \cdot \text{kN}$$

A_képl_sempl_teng := if ($R_c > R_a$, "betonban van", "acélban van") = "betonban van"



Vetületi egyenlet:

$$R_a - z_{pl.m1} \cdot b_{eff.1} \cdot 0.85 f_{cd} = 0$$

$$z_{pl.m1} := \text{Find}(z_{pl.m1}) = 7.94 \cdot \text{cm}$$

$$R_{c.1} := z_{pl.m1} \cdot b_{eff.1} \cdot f_{cd} = 4126.35 \cdot \text{kN}$$

Nyomatéki egyenlet:

$$M_{pl.Rd.m1} := R_a \cdot \left(z_a - \frac{z_{pl.m1}}{2} \right) = 1081.41 \cdot \text{kNm}$$

Közbenső mezőben:

$$R_c := 0.85 A_{c.3} \cdot f_{cd} = 3774.53 \cdot \text{kN}$$

A_képl_sempl_tengely := if ($R_c > R_a$, "betonban van", "acélban van") = "betonban van"

Vetületi egyenlet:

$$R_a - z_{pl.m3} \cdot b_{eff.3} \cdot 0.85 f_{cd} = 0$$

$$z_{pl.m3} := \text{Find}(z_{pl.m3}) = 9.43 \cdot \text{cm}$$

$$R_{c.3} := z_{pl.m3} \cdot b_{eff.3} \cdot f_{cd} = 4126.35 \cdot \text{kN}$$

Nyomatéki egyenlet:

$$M_{pl.Rd.m3} := R_a \cdot \left(z_a - \frac{z_{pl.m3}}{2} \right) = 1055.17 \cdot \text{kNm}$$

3.3.4. Vizsgálat hajlításra

Közbenső támasznál:

$$M_{pl.Rd.t} = 737.54 \cdot \text{kNm}$$

$$M_{Ed.t} = 478.79 \cdot \text{kNm}$$

$$\text{Hajlításra_támasznál} := \text{if}(M_{pl.Rd.t} > M_{Ed.t}, \text{"Megfelel"}, \text{"Nem felel meg"}) = \text{"Megfelel"}$$

$$\text{Kihasznáلتság} := \frac{M_{Ed.t}}{M_{pl.Rd.t}} = 64.92\%$$

Szélső mezőben:

$$M_{pl.Rd.m1} = 1081.41 \cdot \text{kNm}$$

$$M_{Ed.m1} = 510.09 \cdot \text{kNm}$$

$$\text{Hajlításra_sz_mező} := \text{if}(M_{pl.Rd.m1} > M_{Ed.m1}, \text{"Megfelel"}, \text{"Nem felel meg"}) = \text{"Megfelel"}$$

$$\text{Kihasznáلتság} := \frac{M_{Ed.m1}}{M_{pl.Rd.m1}} = 47.17\%$$

Közbenső mezőben:

$$M_{pl.Rd.m3} = 1055.17 \cdot \text{kNm}$$

$$M_{Ed.m3} = 395.90 \cdot \text{kNm}$$

$$\text{Hajlításra_k_mező} := \text{if}(M_{pl.Rd.m3} > M_{Ed.m3}, \text{"Megfelel"}, \text{"Nem felel meg"}) = \text{"Megfelel"}$$

$$\text{Kihasznáلتság} := \frac{M_{Ed.m3}}{M_{pl.Rd.m3}} = 37.52\%$$

3.3.5. Vizsgálat nyírásra - lásd 5.8 szakasz

$$V_{pl.Rd} = 1042.22 \cdot \text{kN}$$

képlékeny nyírási ellenállás

$$\text{Nyírásra} := \text{if}(V_{pl.Rd} > V_{Ed_ö}, \text{"Megfelel"}, \text{"Nem felel meg"}) = \text{"Megfelel"}$$

$$\text{Kihasznáلتság} := \frac{V_{Ed_ö}}{V_{pl.Rd}} = 24.05\%$$

3.3.6. Hajlítás és nyírás kölcsönhatása - lásd 5.8 szakasz

$$\text{Hajlítás_és_nyírás_interakcióját} := \text{if}(0.5V_{pl.Rd} < V_{Ed_ö}, \text{"Vizsgálni kell"}, \text{"Nem kell vizsgálni"})$$

$$\text{Hajlítás_és_nyírás_interakcióját} = \text{"Nem kell vizsgálni"}$$

3.3.7. Kifordulásvizsgálat - lásd 6.3 fejezet

M_{cr} meghatározása:

$$L = 12.50 \text{ m}$$

$$E_a = 21000.00 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$G_a = 8076.92 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$I_{afz} := \frac{b_f^3 \cdot t_f}{12} = 834.51 \cdot \text{cm}^4$$

$$I_{at} := \frac{1}{3} \cdot (2 \cdot b_f \cdot t_f^3 + h_w \cdot t_w^3) = 51.07 \cdot \text{cm}^4$$

$$\alpha := 4$$

$$a = 2.60 \text{ m}$$

$$b := 1 \text{ m}$$

$$\rho := \frac{A_s}{\left(h_c + \frac{h_p}{2}\right) \cdot b} = 0.01$$

$$I_2 := \frac{\left(h_c + \frac{h_p}{2}\right)^3 \cdot b}{12} = 8713.99 \cdot \text{cm}^4$$

$$EI_2 := E_a \cdot I_2 \cdot 6.5 \cdot \rho = 15659466.55 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}^2$$

$$k_1 := \frac{\alpha \cdot EI_2}{a \cdot b} = 2409.15 \cdot \text{kN}$$

$$h_s := h - t_f = 43.54 \cdot \text{cm}$$

$$k_2 := \frac{E_a \cdot t_w^3}{4 \cdot (1 - \nu_a^2) \cdot h_s} = 110.06 \cdot \text{kN}$$

$$k_s := \frac{k_1 \cdot k_2}{k_1 + k_2} = 105.25 \cdot \text{kN}$$

acélgerenda alsó övének oldalirányú megtámasztás közötti távolság,

acél rugalmassági modulusa

acél nyírási rugalmassági modulusa

az acéltartó alsó övének inercianyomatéka az I-tartó gyenge (z-z) tengelyére

az acélkeresztmetszet tiszta csavarásra vonatkozó inercianyomatéka

négy vagy több gerenda esetén a belső gerendákra

acéltartók távolsága

egységnyi szélességű betonsáv

vashányad

egységnyi szélességű betonsáv inerciája a saját súlyponti tengelyére

az együtt dolgozó lemez berepedt hajlítási merevségének egységnyi szélességre jutó értéke

a berepedt beton vagy együtt dolgozó födémlemez hajlítómerevsége az acélgerendák irányára

merőlegesen

acéltartó öveinek súlypontja közötti távolság

acélgerinc hajlítómerevsége betonba nem beágyazó gerenda esetén

a gerenda egység hosszra eső keresztirányú merevsége

$$I_y := I_a + A_s \cdot (a_{s,2} + a_{a,2})^2 = 46008.14 \cdot \text{cm}^4 \quad \text{a támasz fölötti ideális keresztmetszet inercianyomatóka az acéltartó súlyponti tengelyére}$$

$$I_{ay} := I_a = 33740.00 \cdot \text{cm}^4 \quad \text{acéltartó v-v tengelye körüli inerciája}$$

$$I_{az} := 1676 \text{cm}^4 \quad \text{acéltartó z-z tengelye körüli inerciája}$$

$$A_s := A_{i2} = 112.16 \cdot \text{cm}^2 \quad \text{a támasz fölötti ideális szelvény keresztmetszeti területe}$$

$$A_a = 98.80 \cdot \text{cm}^2 \quad \text{acéltartó keresztmetszeti területe}$$

$$i_x := \sqrt{\frac{I_{ay} + I_{az}}{A_a}} = 18.93 \cdot \text{cm}$$

$$z_{ca} := a_{a,1} + a_{c,1} = 29.72 \cdot \text{cm} \quad \text{acéltartó súlypontjának és a betonlemez középvezetési távolsága}$$

$$e := \frac{A \cdot I_{ay}}{A_a \cdot z_c \cdot (A - A_a)} = 96.43 \cdot \text{cm}$$

$$k := \frac{h_s \cdot \frac{I_y}{I_{ay}}}{\frac{h_s^2}{4} + i_x^2} = 1.14 \quad \text{kétszeresen szimmetrikus szelvényre}$$

C₄ meghatározása

| Terhelés és megtámasztások | Hajlítónyomatóki ábra | C ₄ értékek | | | | | | | | | |
|----------------------------|-----------------------|------------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|--|
| | | 0,50 | 0,75 | 1,00 | 1,25 | 1,50 | 1,75 | 2,00 | 2,25 | 2,50 | |
| | | 41,5 | 30,2 | 24,5 | 21,1 | 19,0 | 17,5 | 16,5 | 15,7 | 15,2 | |
| | | 33,9 | 22,7 | 17,3 | 14,1 | 13,0 | 12,0 | 11,4 | 10,9 | 10,6 | |
| | | 28,2 | 18,0 | 13,7 | 11,7 | 10,6 | 10,0 | 9,5 | 9,1 | 8,9 | |
| | | 21,9 | 13,9 | 11,0 | 9,6 | 8,8 | 8,3 | 8,0 | 7,8 | 7,6 | |

Meg kell találni a mértékadó mezőt a kifordulásvizsgálathoz. Az a mértékadó mező, ahol az M_{cr} értéke a legkisebb. Az M_{cr} ott a legkisebb, ahol a nyomatóki ábra alakjától függő tényező C₄ a legkisebb. A fenti táblázat segítségével meg kell találnunk az a mezőt, ahol a C₄ a legkisebb. A táblázat szerint és szemléletből, az a mértékadó mező, ahol a nyomatóki ábra a legrövidebb hosszban kerül a tartó súlyvonalára alá, vagyis a leghosszabb a kifordulási hossz az alsó övön.

A mértékadó mező :1 TK közbenső BC mező

$$M_{Ed.B.1} := 326.29 \text{ kNm} \quad M_{Ed.C.1} := 267.80 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed.BC.1} := 4.83 \text{ kNm} \quad \frac{M_{Ed.C.1}}{M_{Ed.B.1}} = 0.82$$

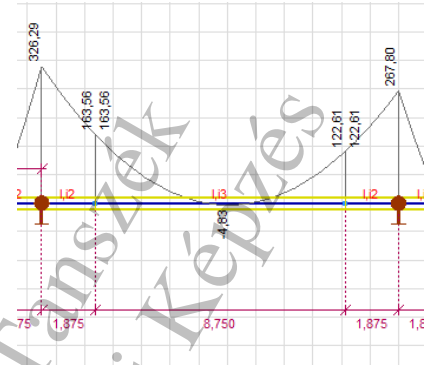
$$M_{0.BC.1} = 301.88 \cdot \text{kNm}$$

$$\psi_{BC.1} := \frac{M_{Ed.B.1}}{M_{0.BC.1}} = 1.08$$

$$9,6 < C_4 < 13,7$$

Lineáris interpolációval:

$$C_4 = 12.34$$



Rugalmas kritikus nyomaték

$$M_{cr} := \frac{k_c \cdot C_4}{L} \cdot \sqrt{\left(G_a \cdot I_{at} + \frac{k_s \cdot L^2}{\pi^2} \right)} \cdot E_a \cdot I_{afz} = 1943.95 \cdot \text{kNm}$$

Kifordulási ellenállás számítása:

$$M_{Rk} := M_{pl.Rd.t} = 737.54 \cdot \text{kNm}$$

$$\lambda_{LT} := \sqrt{\frac{M_{Rk}}{M_{cr}}} = 0.62$$

$$\alpha_{LT} := 0.34$$

$$\chi_{LT} := \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} = 0.83 \quad \phi_{LT} := \frac{1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2}{2} = 0.76$$

$$M_{b.Rd} := \chi_{LT} \cdot M_{pl.Rd.t} = 611.40 \cdot \text{kNm}$$

Ellenőrzés kifordulásra.

$$M_{b.Rd} = 611.40 \cdot \text{kNm}$$

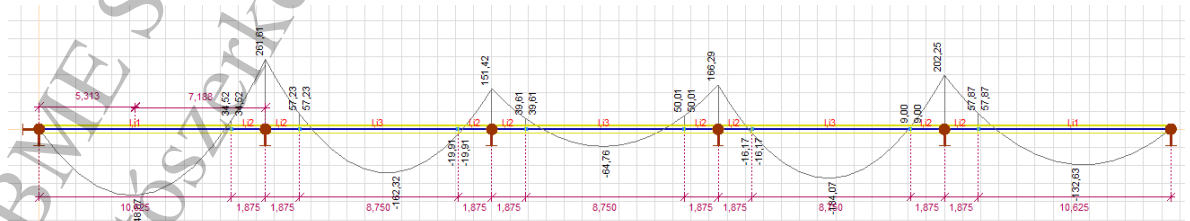
$$M_{Ed.t} = 478.79 \cdot \text{kNm}$$

$$\text{Kifordulásra} := \text{if}(M_{b.Rd} > M_{Ed.t}, \text{"Megfelel"}, \text{"Nem felel meg"}) = \text{"Megfelel"}$$

3.4. Használhatósági határállapotok

3.4.2. Repedéstágasság ellenőrzése - 9.4 szakasz

Nyomatéki ábra kvázi állandó teherkombinációban:



$$M_{támasz} := 261.61 \text{ kNm}$$

$$I_{12} = 44546.56 \cdot \text{cm}^4 \quad a_{s,2} = 26.69 \cdot \text{cm}$$

$$\sigma_{s0} := \frac{M_{\text{támasz}}}{I_{i2}} \cdot a_{s,2} = 156.74 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{feszültség a vasalásban a külső teherből}$$

$$f_{\text{ctm}} := 2.9 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$A_{\text{ct}} := b_{\text{eff}} \cdot 2 \cdot \left(h_c + \frac{h_p}{2} \right) = 1585.94 \cdot \text{cm}^2$$

$$\rho_s := \frac{A_s}{A_{\text{ct}}} = 0.01$$

$$\alpha_{\text{st}} := \frac{A_{i2} \cdot I_{i2}}{A_a \cdot I_a} = 1.50$$

$$\Delta\sigma_s := \frac{0.4 \cdot f_{\text{ctm}}}{\alpha_{\text{st}} \cdot \rho_s} = 91.85 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{feszültség a vasban a berepedt beton merevség növelő hatásából}$$

$$\sigma_{\text{st}} := \sigma_{s0} + \Delta\sigma_s = 248.60 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

| Acélfeszültség $\sigma_s \text{ N/mm}^2$ | Acélbetétek közötti maximális távolság (mm) w_k tervezési repedéstágasság esetén | | |
|---|---|----------------------|----------------------|
| | $w_k = 0,4\text{mm}$ | $w_k = 0,3\text{mm}$ | $w_k = 0,2\text{mm}$ |
| 160 | 300 | 300 | 200 |
| 200 | 300 | 250 | 150 |
| 240 | 250 | 200 | 100 |
| 280 | 200 | 150 | 50 |
| 320 | 150 | 100 | - |
| 360 | 100 | 50 | - |

$$\sigma_s := 290 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{vasalásban megengedhető feszültség (max } f_{\text{sk}} \text{ értékre vehető fel)}$$

$$w_k := 0.4\text{mm} \quad \text{repedéstágassági határ betartása esetén}$$

A fenti táblázatból az acélbetétek közötti maximális távolság:

$$\sigma_{s_tábl} := \begin{pmatrix} 160 \\ 200 \\ 240 \\ 280 \\ 320 \\ 360 \end{pmatrix} \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad s_{\text{max}} := \begin{pmatrix} 300 \\ 300 \\ 250 \\ 200 \\ 150 \\ 100 \end{pmatrix} \text{mm}$$

$$s_{\text{max}} := \text{linterp}(\sigma_{s_tábl}, s_{\text{max}}, \sigma_s) = 187.50 \cdot \text{mm}$$

Ellenőrzés:

$$\sigma_{st} = 248.60 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} \quad \blacksquare < \blacksquare \quad \sigma_s = 290.00 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\text{vasalás_feszültsége} := \text{if}(\sigma_{st} < \sigma_s, \text{"Megfelel"}, \text{"Nem felel meg"}) = \text{"Megfelel"}$$

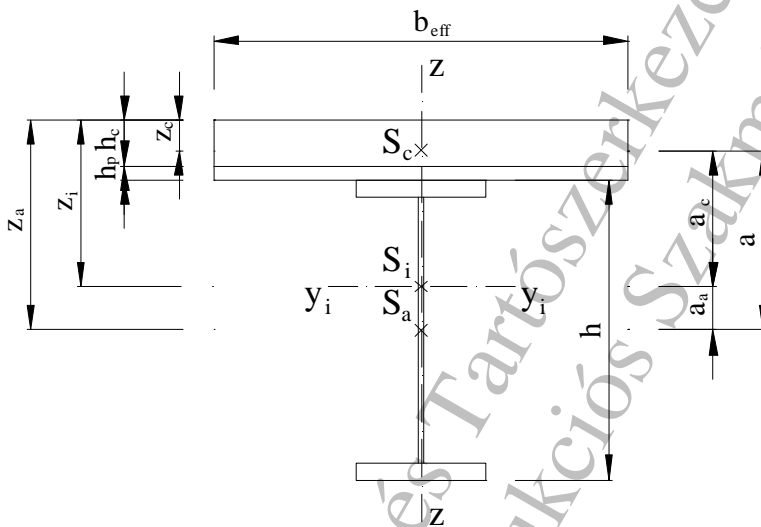
$$s = 180.00 \cdot \text{mm} \quad \blacksquare < \blacksquare \quad s_{\max} = 187.50 \cdot \text{mm}$$

$$\text{repedéstágasság} := \text{if}(s \leq s_{\max}, \text{"Megfelel"}, \text{"Nem felel meg"}) = \text{"Megfelel"}$$

3.4.2. Minimális vasmenyiség meghatározása - 7.4 szakasz

$$k_{sa} := 0.9$$

Abban a keresztmetszetben kell vizsgálni, ahol húzott a beton.



$$z_c = 29.72 \cdot \text{cm}$$

$$A_{c.2} := \left(h_c + \frac{h_p}{2} \right) \cdot b_{\text{eff}} \cdot 2 = 1585.94 \cdot \text{cm}^2 \quad n_0 := \frac{E_a}{E_{cm}} = 6.56$$

$$A_i := \frac{A_{c.2}}{n_0} + A_a = 340.47 \cdot \text{cm}^2$$

$$z_{i2} := \frac{A_a \cdot z_a + \frac{A_{c.2}}{n_0} \cdot z_c}{A_i} = 31.20 \cdot \text{cm}$$

$$a_c := z_{i2} - z_c = 1.47 \cdot \text{cm}$$

$$z_0 := a_c = 1.47 \cdot \text{cm}$$

$$k_{cs} := \frac{1}{1 + \frac{h_c}{2 \cdot z_0}} + 0.3 = 0.57$$

$$k_{cs} := \text{if}(k_c > 1, 1, k_c) = 0.57$$

$$k = 0.8$$

$$f_{ct,eff} := 3 \frac{N}{mm^2}$$

| Acélfeszültség σ_s N/mm ² | Maximális ϕ^* átmérő (mm) w_k tervezési repedéstágasság esetén | | |
|--|--|---------------|---------------|
| | $w_k = 0,4mm$ | $w_k = 0,3mm$ | $w_k = 0,2mm$ |
| 160 | 40 | 32 | 25 |
| 200 | 32 | 25 | 16 |
| 240 | 20 | 16 | 12 |
| 280 | 16 | 12 | 8 |
| 320 | 12 | 10 | 6 |
| 360 | 10 | 8 | 5 |
| 400 | 8 | 6 | 4 |
| 450 | 6 | 5 | - |

$$\sigma_s = 290.00 \cdot \frac{N}{mm^2} \quad \text{vasalásban megengedhető feszültség esetén és}$$

$$w_k = 0.40 \cdot mm \quad \text{repedéstágassági határ betartása esetén}$$

A fenti táblázatból az acélbetétek közötti maximális távolság:

$$\sigma_{s_tábl} := \begin{pmatrix} 160 \\ 200 \\ 240 \\ 280 \\ 320 \\ 360 \\ 400 \\ 450 \end{pmatrix} \frac{N}{mm^2} \quad \phi_{max} := \begin{pmatrix} 40 \\ 32 \\ 20 \\ 16 \\ 12 \\ 10 \\ 8 \\ 6 \end{pmatrix} mm$$

$$\phi_{max} := \text{linterp}(\sigma_{s_tábl}, \phi_{max}, \sigma_s) = 15.00 \cdot mm$$

Ellenőrzés:

$$A_s := \frac{\phi^2 \cdot \pi \cdot b_{eff} \cdot 2}{4 \cdot s} = 13.36 \cdot cm^2$$

$$A_{s,min} := k_s \cdot k_c \cdot k_f \cdot f_{ct,eff} \cdot \frac{A_{ct}}{\sigma_s} = 6.72 \cdot cm^2$$

$$\text{minimális_vasalás} := \text{if}(A_{s,min} < A_s, \text{"Megfelel"}, \text{"Nem felel meg"}) = \text{"Megfelel"}$$

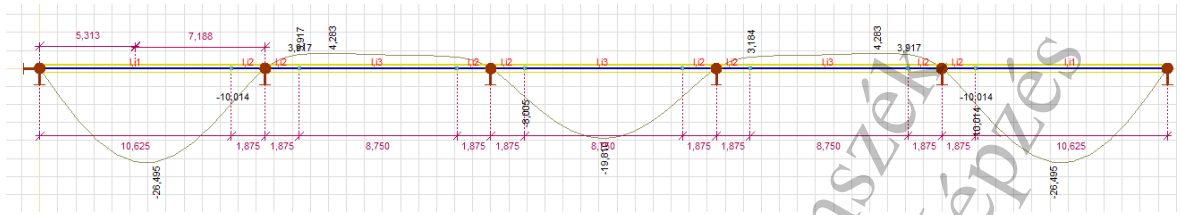
$$\phi_{max} = 15.00 \cdot mm \quad \text{maximális vasátmérő}$$

$$\phi = 14.00 \cdot mm \quad \text{alkalmazott vasátmérő}$$

$$\text{vasátmérő} := \text{if}(\phi \leq \phi_{max}, \text{"Megfelel"}, \text{"Nem felel meg"}) = \text{"Megfelel"}$$

3.4.3. Lehajlás ellenőrzése- 7.3 szakasz

$$e_{\max.\text{totál}} = 16.33 \cdot \text{mm}$$



$$e_{\text{öszvér}} := 26.495 \text{mm}$$

öszvér állapot karakterisztikus kombináció

$$e_{\max} := e_{\max.\text{totál}} + e_{\text{öszvér}} = 42.83 \cdot \text{mm}$$

$$\frac{L}{250} = 50.00 \cdot \text{mm}$$

$$\text{lehajlás} := \text{if} \left(e_{\max} < \frac{L}{250}, \text{"Megfelel"}, \text{"Nem felel meg"} \right) = \text{"Megfelel"}$$

4. Fióktartó együttdolgozó kapcsolatának a méretezése képléken elven

4.1. Nyírt kapcsolat tervezési ellenállása - 8.3.1 szakasz

$$d := 20 \text{mm}$$

$$h_{sc} := 95 \text{mm} \quad \blacksquare < \blacksquare \quad h_c + h_p = 123.00 \cdot \text{mm}$$

$$\frac{h_{sc}}{d} = 4.75 \quad \blacksquare > \blacksquare \quad 4 \quad \alpha := 1.0 \quad \gamma_V := 1.25$$

$$f_u := 51 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad \text{S355}$$

$$P_{Rd1} := \frac{0.8 \cdot f_u \cdot \frac{d^2 \cdot \pi}{4}}{\gamma_V} = 102.54 \cdot \text{kN}$$

$$P_{Rd2} := \frac{0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_V} = 90.93 \cdot \text{kN}$$

$$b_0 = 128.00 \cdot \text{mm} \quad n_r := 2$$

$$k_t := \frac{0.7}{\sqrt{n_r}} \cdot \frac{b_0}{h_p} \cdot \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) = 1.78$$

$$k_{tv} := \text{if} (k_t > 0.7, 0.7, k_t) = 0.70$$

$$P_{Rd} := k_t \cdot \min(P_{Rd1}, P_{Rd2}) = 63.65 \cdot \text{kN}$$

4.2. Vizsgálat a szélső csuklás támasz és a pozitív nyomatéki hely között

4.2.1. A hosszirányú tervezési nyíróerő teljes nyírt kapcsolat- 8.4.1 szakasz

$$N_c := \frac{0.85 \cdot A_{c.1} \cdot f_{cd}}{\gamma_{M0}} = 4486.30 \cdot \text{kN}$$

$$N_a := \frac{A_a \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 3507.40 \cdot \text{kN}$$

$$V_1 := \min(N_a, N_c) = 3507.40 \cdot \text{kN}$$

4.2.1. Csapok száma - 8.5 szakasz

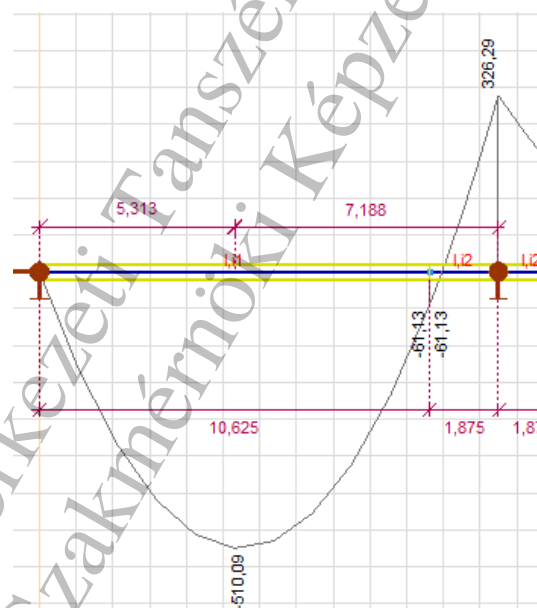
$$n_{\text{szükséges}} := \frac{V_1}{P_{Rd}} = 55.11$$

$$x := 5.313 \text{ m}$$

$$n_{\text{hullám}} := \frac{x}{b_d} = 29.52 \quad \blacksquare < \blacksquare n_{\text{szükséges}}$$

egy hullámba két csapot kell tenni

A csapokat a tartó hossza mentén egyenletesen osztjuk ki, a trapézlemez hullámai 2 db csap kerül



4.3. Vizsgálat a pozitív nyomatéki hely és a közbenső támasz között

4.3.1. A hosszirányú tervezési nyíróerő teljes nyírt kapcsolat- 8.4.1 szakasz

$$N_c = 4486.30 \cdot \text{kN} \quad N_a = 3507.40 \cdot \text{kN}$$

$$N_s := \frac{A_s \cdot f_{sd}}{\gamma_{M0}} = 580985.96 \text{ m} \cdot \text{kg} \cdot \text{s}^{-2.00}$$

$$V_1 := \min(N_a, N_c) + N_s = 4088.39 \cdot \text{kN}$$

4.3.2. Csapok száma - 8.5 szakasz

$$n_{\text{szükséges}} := \frac{V_1}{P_{Rd}} = 64.23$$

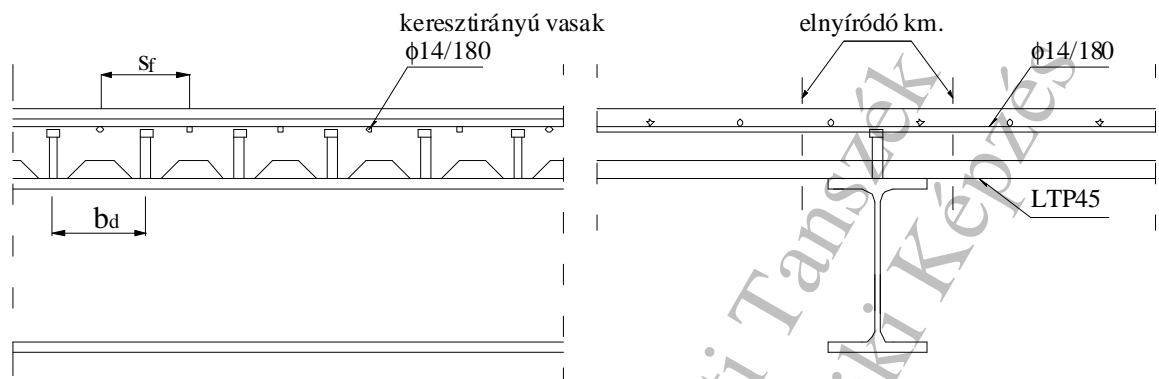
$$L - x = 7.19 \text{ m}$$

$$n_{\text{hullám}} := \frac{L - x}{b_d} = 39.93 \quad \blacksquare < \blacksquare n_{\text{szükséges}}$$

egy hullámba két csapot kell tenni

A csapokat a tartó hossza mentén egyenletesen osztjuk ki, a trapézlemez hullámai 2 db csap kerü

4.4. Keresztirányú vasalás - 8.6. szakasz



Hosszirányú fajlagos nyíróerő:

$$v_{Ed} := \frac{P_{Rd}}{b_d} = 353.60 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Fajlagos nyírási ellenállás:

$$\phi := 14\text{mm}$$

$$s_f := 180\text{mm}$$

keresztirányú vasak átmérője

keresztirányú vasak távolsága

$$A_{sf} := \frac{\phi^2 \cdot \pi}{4} = 1.54 \cdot \text{cm}^2$$

trapézlemez nyírási ellenállást elhanyagoljuk

Ellenőrzés:

$$\text{keresztirányú_vasalás} := \text{if} \left(\frac{2 \cdot A_{sf} \cdot f_{sd}}{s_f} > v_{Ed}, \text{"Megfelel"}, \text{"Nem felel meg"} \right) = \text{"Megfelel"}$$

BME Szilárdságtani és Tartószerkezeti Tanszék
Tartószerkezet-rekonstrukciós Szakmérnöki Képzés