



Diplomatervezés

Művészeti tábor Budafok

Kerekes Adria Flóra
2020. 05. 22.

Tartószerkezet – kiemelt szakág

Tartalomjegyzék

Bevezetés.....	3
Az előfeszítés módszerei	3
Előfeszített szerkezet.....	4
Utófeszített szerkezet	4
A szerkezet számítása	5
Összegzés.....	5
Források	6
Számítások.....	6

Előfeszített téglaszerkezetek

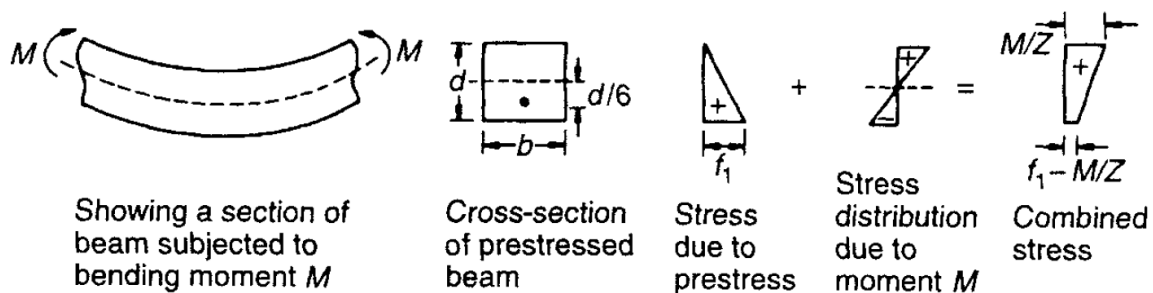
angol szakirodalom alapján

Bevezetés

Az építésben a téglaszerkezeteket már 4000 éve használják. E hosszú történelmi múlt alatt a tartószerkezeti mérnökök körében általánosan elfogadott tényé vált, hogy ez a szerkezet elavult, különösen az újonnan kifejlesztett vasbeton vagy szerkezeti acél mellett. Nem meglepő tehát, hogy a téglaszerkezeteket ritkán alkalmazzák az építészetben teherhordó elemekként, a kis léptékű épületek teherhordó falain kívül. A valóságban azonban a téglá ennél sokkal több mindenre alkalmas, és lehet reális opció a különböző teherhordó szerkezetek konstruálásakor.

A téglaszerkezetek nagy ellenállással bírnak nyomásra, viszont relatíve nagyon gyengék húzásra. Így az olyan szerkezetek esetén, ahol jellemzően fellép húzás is, önmagában nem lehet beépíteni. Jó megoldás azonban, ha vasalt szerkezetet vagy előfeszítést alkalmazunk.

Az előfeszítés több szempontból is előnyösebb, mint a szerkezet vasalása. Egy vasalt téglaszerkezet esetében csak a semleges tengely feletti rész fog aktívan dolgozni a fellépő nyomóerők ellen, ezzel szemben az előfeszített téglaszerkezet esetében az egész keresztmetszet dolgozik.



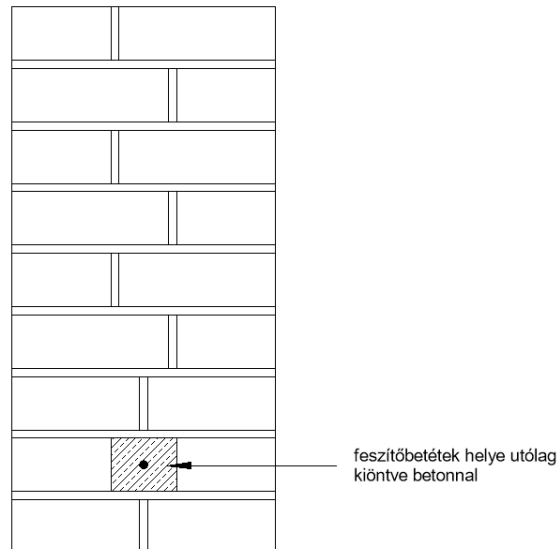
1. ábra: Egy előfeszített szerkezetben az egész keresztmetszet aktívan dolgozik a fellépő nyomatékok ellen
[Showing a section of beam subjected to bending moment M – Az M hajlítónyomatéknak kitett gerendaszakasz bemutatása; Cross-section of prestressed beam – Az előfeszített gerenda keresztmetszete; Stress due to prestress – Az előfeszítés következtében kialakuló feszültség; Stress distribution due to moment M – Feszültségeloszlás az M hajlítónyomaték következtében; Combined stress – A kombinált feszültség] (1)

A megfelelő mértékű előfeszítés esetén a téglaszerkezet berepedése és a lehajlása csökkenthető, vagy akár teljesen elkerülhető. Jelen esetben a cél egy olyan téglagerenda konstruálása, melyben egyáltalán nem alakul ki a szerkezet húzás miatti berepedése.

Az általam betervezett szerkezet külföldön ismert és használt rendszer, de Magyarországon tudomásunk szerint még nem alkalmazták. Az előfeszített téglaszerkezet tervezésére vonatkozó szabályokat tartalmazza az *EUROCODE 6, FALAZOTT SZERKEZETEK TERVEZÉSE SZABVÁNY*. Az általam tervezett épület megfelelő lenne a szerkezet első alkalmazására Magyarországon, mivel a 7,50 m-es fesztávolság elég nagy, hogy egy ilyen megoldásra már szükség legyen, azonban nem túl nagy ahhoz, hogy nagyon kockázatosá váljon a szerkezet kivitelezése.

Az előfeszítés módszerei

A téglaszerkezetek előfeszítésére a betonszerkezeteknél használt módszerekhez hasonló eljárásokat alkalmaznak. A téglaszerkezet falazásakor kihagynak egy üreget, és ebben helyezik el a feszítéshez használt huzalokat. Gerenda esetén ez a keresztmetszet alsó részében található.



2. ábra: Jellemző feszített téglagerenda keresztmetszet

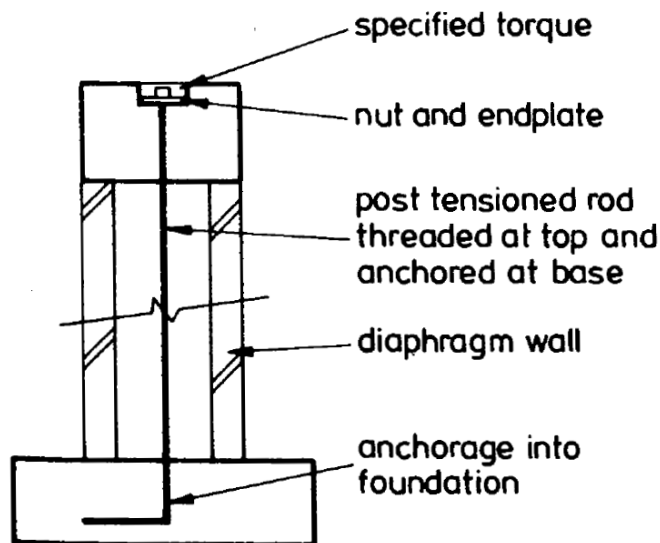
Előfeszített szerkezet

A huzalok feszítése a kívánt értékre külső rögzítések között történik. A huzalt a rögzítésekből lassan engedik ki, amikor a téglaszerkezet és a kihagyott üregbe öntött beton is elérte a megfelelő szilárdságot. Ezalatt a huzalokban fellépő erők átadódnak a betonnak, majd a téglaszerkezetnek.

A kész szerkezetet ezután építik be az épületbe.

Utófeszített szerkezet

A huzalok megfeszítése azután történik, hogy a téglaszerkezet már elérte a megfelelő szilárdságot. A feszítőhuzal egyik végét le kell horgonyozni – erre alkalmas lehet falak esetében a vasbeton alapperenda, gerendák esetében a vasbeton koszorú. A vasbeton szerkezetet méretezni kell erre a teherre is. A téglaszerkezet másik végére szintén egy vasbeton elem kerül, aminek a közepén lévő lyukban vezetik át a feszítőhuzalt. A huzal megfeszítése során keletkező erőket egy fémlemez osztja szét a vasbeton elemre, ami pedig továbbadja a téglaszerkezetnek.



3. ábra: Utófeszített téglaszerkezet keresztmetszete

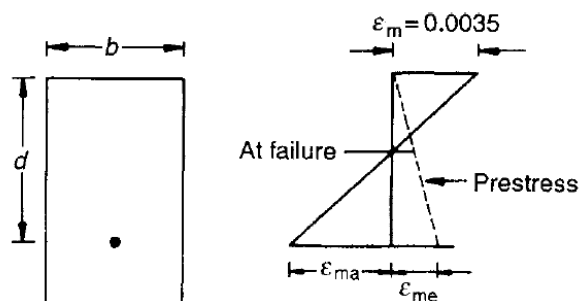
[specified torque – meghatározott nyomaték; nut and endplate – anyacsavar és véglemez; post tensioned rod threaded at top and anchored at base - utófeszített rúd, felül menetes és alul lehorgonyzott; diaphragm wall – diafragma fal; anchorage into foundation – lehorgonyzás az alapozáshoz] (2)

A szerkezet számítása

Kísérleti jelleggel elkészítettem a számításokat egy előfeszített téglagerendához 7,50 m fesztáv esetén. A méretezés során azt vettem figyelembe, hogy a gerendának 50 év múlva is állékonynak és tartószerkezeti szempontból teherbíráásra alkalmasnak kell maradnia.

Az előfeszítéskor alkalmazott feszítőerő csökkeni fog azonnali és hosszútávú feszültségveszteségek miatt is. Az azonnali feszültségveszteségeket a feszítőhuzalok esetleges megcsúszása okozza, amikor a feszítőerő átadódik a téglaszerkezetre. A hosszútávú feszültségveszteségeket okozhatja a feszítőhuzalok relaxációja, a kúszás, a zsugorodás és a téglaszerkezet nedvességtartalom-változása miatti mozgás. Ezek miatt a jelenségek miatt a feszítés számításakor a huzaloknak nem a teljes feszítési kapacitását vesszük figyelembe (1700 N/mm^2), hanem egy csökkentett mennyiséget, ami 50 év múlva is biztosan meglesz még (900 N/mm^2).

A szerkezet számítása során a legfontosabb az, hogy az előfeszítést úgy alkalmazzuk, hogy semmilyen terhelés esetén ne léphessen fel húzás a gerenda keresztmetszetében. Ehhez a vasbetonnál is szokásos módszert alkalmazza a szakirodalom, vagyis a téglá maximális fajlagos megnyúlása $0,0035$ lehet.



4. ábra: Előfeszített téglagerendában fellépő fajlagos megnyúlás a tönkremenetelkor
[At failure – Tönkremenetelkor; Prestress – Előfeszítés; b – a téglagerenda szélessége; d – a téglagerenda aktív magassága tönkremenetelkor; ϵ_m – a téglá eredő fajlagos megnyúlása; ϵ_{ma} – a téglá fajlagos megnyúlása a terhek következtében; ϵ_{me} – a téglá fajlagos megnyúlása az előfeszítés következtében] (1)

A számítások alapján az ehhez a határállapothoz tartozó nyomaték $468,03 \text{ kNm}$, ennél nagyobb nyomatéki igénybevétel esetén a téglá bereped. A tervezett tetőszerkezet önsúlya, a téglagerenda önsúlya és a maximális hőteher figyelembevételével a maximális nyomatéki igénybevétel $139,01 \text{ kNm}$, a szerkezetben tehát nem fog repedés kialakulni.

A gerenda lehajlását szintén a vasbetonhoz hasonló módszerrel számolja a szakirodalom. A vasbeton első feszültségi állapotához tartozó módszerrel számolja, mivel ez az az eset, ahol a szerkezet repedésmentes. A gerenda lehajlásának számításakor az előfeszítést úgy kell figyelembe venni, hogy az megemeli a szerkezetet. A kialakuló lehajlás így lényegesen kisebb lesz, mintha a gerenda nem lenne előfeszítve.

A rövidtávon kialakuló lehajlás az előfeszítés figyelembevétele nélkül $15,61 \text{ mm}$, azzal együtt azonban csak $0,82 \text{ mm}$. A megengedett lehajlás 25 mm , így a szerkezet megfelel.

A téglagerendában fellépő kúszás miatt hosszútávon a lehajlás mértéke nő. Ezt is figyelme véve a lehajlás $1,23 \text{ mm}$ -re adódik, a szerkezet tehát ekkor is megfelel.

Összegzés

A számítások során igazoltuk, hogy a szerkezet elvileg megfelel gerendaként az adott fesztáv áthidalására. Természetesen a kivitelezéskor még felmerülnek konstrukciós kérdések, ám ezek egy előfeszítésre szakosodott kivitelező cég segítségével megoldható problémák. A diplomaterv keretén belül ezekkel a kérdésekkel nem foglalkozunk.

Források

- (1) Hendry, A.W. - Sinha, B.P. – Davies, S.R. (2004): DESIGN OF MASONRY STRUCTURES. Third edition of Load Bearing Brickwork Design, I I. fejezet, p. 202-221.
<https://www.uop.edu.jo/download/Research/members/%5BArchitecture%5D%5D%5BDesign%5D%5Bof%5D%5Bmasonry%5D%5Bstructures.pdf> [letöltve: 2020. 05. 07.]
- (2) Schultz, A.E. - Scolforo, M.J. (1991): AN OVERVIEW OF PRESTRESSED MASONRY
https://www.researchgate.net/publication/282879431_An_Overview_of_Prestressed_Masonry [letöltve: 2020. 05. 07.]

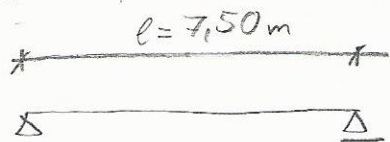
Egyéb:

EUROCODE 6, FALAZOTT SZERKEZETEK TERVEZÉSE SZABVÁNY

Számítások

Kiállítóter - előfeszített téglagerenda

Statikai modell:



Teherelemzés:

- tető önsúly

anyag	vastagság [m]	térfogatsúly [kN/m ³]	Felületi önsúly [kN/m ²]
Fémlemezfedés	$7 \cdot 10^{-4}$	27	0,019
kőzetgyapot - hőszig.	0,20	0,8	0,16
fém tartóprofil	0,02	0,25	0,005
vasbeton födém	0,05	25	1,25
trapézlemez + vasbeton	0,10	$0,45 + 5$	$0,045 + 0,5$

$$g_{k,t} = 1,979 \text{ kN/m}^2$$

- hóteher

$$s_k = \mu_i \cdot s_i = 0,8 \cdot 1,25 = 1,0 \text{ kN/m}^2$$

- szélteher

$$\text{torlónyomás: } q_p(z) = 0,409 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{h}{d} = \frac{6,50}{15,50} = 0,42$$

$$c_{szélny} = +0,72$$

$$w_k^+ = +0,72 \cdot 0,409 = +0,29 \text{ kN/m}^2$$

$$c_{szélsz} = -0,35$$

$$w_k^- = -0,35 \cdot 0,409 = -0,14 \text{ kN/m}^2$$

Teherkombinációk:

1. kiemelt hó + egyidejű szél

$$p_{Ed} = \gamma_G \cdot g_{k,t} + \gamma_S \cdot s_k = 1,35 \cdot 1,979 + 1,5 \cdot 1,0 = 4,17 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{Ed}^+ = \Psi_0 \cdot \gamma_{w,r} \cdot w_k^+ = 0,6 \cdot 1,5 \cdot 0,29 = +0,26 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{Ed}^- = \Psi_0 \cdot \gamma_{w,r} \cdot w_k^- = 0,6 \cdot 1,5 \cdot (-0,14) = -0,13 \text{ kN/m}^2$$

2. kiemelt szél + egyidejű hó

$$p_{Ed} = \gamma_g \cdot g_{k,lt} + \gamma_s \cdot s_k = 1,35 \cdot 1,979 + 0,5 \cdot 1,5 \cdot 1,0 = 3,42 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{Ed}^+ = \gamma_w \cdot w_k^+ = 1,5 \cdot 0,29 = +0,44 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{Ed}^- = \gamma_w \cdot w_k^- = 1,5 \cdot (-0,14) = -0,21 \text{ kN/m}^2$$

3. rendkívüli hó

$$p_{Ed} = g_{k,lt} + C_{esi} \cdot s_k = 1,979 + 2,0 \cdot 1,0 = 3,98 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{Ed}^+ = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{Ed}^- = 0 \text{ kN/m}^2$$

Igénybevételek:

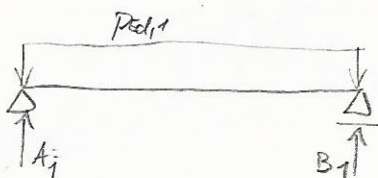
1. teherkomb.

$$t = 3,67 \text{ m}$$

$$l = 7,50 \text{ m}$$

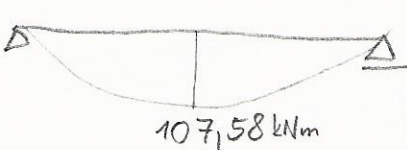
$$p_{Ed,1} = 3,67 \cdot 4,17 = 15,30 \text{ kN/m}$$

$$A_1 = B_1 = \frac{p_{Ed,1} \cdot l}{2} = 57,38 \text{ kN}$$



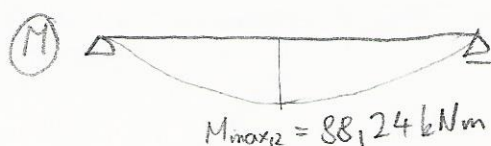
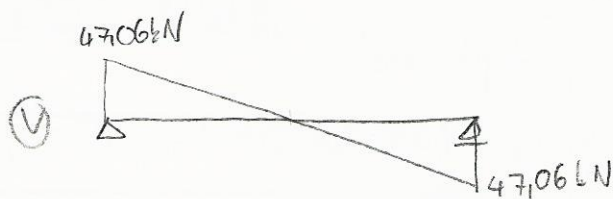
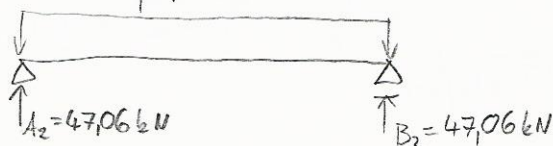
$$V_{\max} = 57,38 \text{ kN}$$

$$M_{\max,1} = \frac{p_{Ed,1} \cdot l^2}{8} = \frac{15,3 \cdot 7,5^2}{8} = 107,58 \text{ kNm}$$



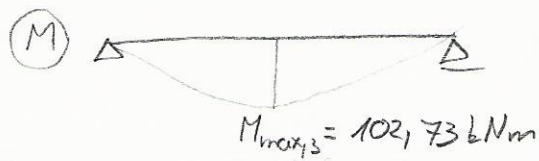
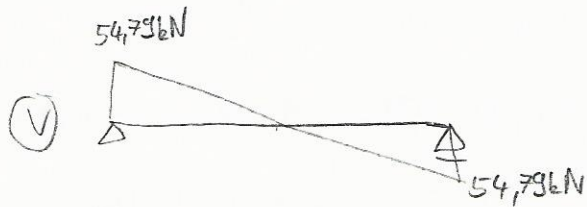
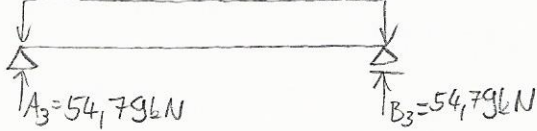
2. teherkomb.

$$p_{Ed,2} = 3,67 \cdot 3,42 = 12,55 \text{ kN/m}$$



3. teherkombó.

$$P_{E_d/3} = 3,67 \cdot 3,98 = 14,61 \text{ kN/m}$$



$$N_{max} = N_{min} = 0 \text{ kN}$$

$$V_{min} = 47,06 \text{ kN}$$

$$M_{min} = 88,24 \text{ kNm}$$

$$V_{max} = 57,38 \text{ kN}$$

$$M_{max} = 107,58 \text{ kNm}$$

Tégla gerenda - keresztmetszet közelítő számítása:

$$f_{cb} = 19,2 \text{ N/mm}^2$$

$$g = 21 \text{ kN/m}^3$$

$$f_{tc} = 0,15 \cdot 19,2 = 9,6 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ct} = f_{ts} = 0$$

$$f_{cs} = 0,14 \cdot 19,2 = 7,68 \text{ N/mm}^2$$

$$f_m = 5 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{habarcs}$$

$$M_{max} = 107,58 \text{ kNm}$$

$$M_i = 0,3 \cdot M_{max} = 32,27 \text{ kNm} \rightarrow \text{becsült gerendaönsúly alapján}$$

$$x_1 = \frac{I}{f_{cs}} \geq \frac{(107,58 + 32,27) \cdot 10^6}{7,68 - 0} = 18,21 \cdot 10^6$$

$$x_2 = \frac{I}{x \cdot f_{tc}} \geq \frac{(107,58 + 32,27) \cdot 10^6}{0,8 \cdot 9,6} = 18,21 \cdot 10^6 \quad x = 0,8 \rightarrow \text{becsült}$$

$$b = 320 \text{ mm}$$

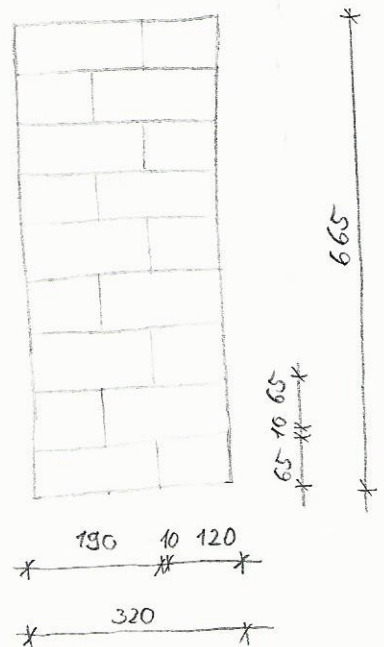
$$d = \left(\frac{x_2 \cdot l}{b} \right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{18,21 \cdot 10^6 \cdot 7,5}{320} \right)^{\frac{1}{2}} = 653,30 \text{ mm}$$

↓ 1 tégl magasságát figyelembe véve

$$d = 9 \cdot 65 + 8 \cdot 10 = 665 \text{ mm}$$

$$M_i = \frac{0,320 \cdot 0,665 \cdot 21 \cdot 7,5^2}{8} = 31,42 \text{ kNm} < 32,27 \text{ kNm} \checkmark$$

$$A = 320 \cdot 665 = 212800 \text{ mm}^2$$



A lehajlás egyszerűsített ellenőrzése

$$P_{ed} = 15,30 + 0,32 \cdot 0,665 \cdot 21 = 15,30 + 4,47 = 19,77 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{max}} = \frac{P_{ed} \cdot l^2}{8} = \frac{19,77 \cdot 7,5^2}{8} = 139,01 \text{ kNm}$$

$$P_{qp} = g_{k1} + g_{k1q} + \psi_2 \cdot s_2 = 7,26 + 4,47 + 0 \cdot 1,0 = 11,73 \text{ kN/m} = 11,73 \text{ N/mm}$$

$$w = \frac{5}{384} \cdot \frac{P_{qp} \cdot l^4}{E \cdot I} = \frac{5}{384} \cdot \frac{11,73 \cdot 7500^4}{3946,85 \cdot 7842,12 \cdot 10^6} = 15,61 \text{ mm}$$

$$f_k = K \cdot f_{tk}^{0,7} \cdot f_m^{0,3} = 0,5 \cdot 9,6^{0,7} \cdot 5^{0,3} = 3,95 \text{ N/mm}^2$$

$$E = 1000 \cdot f_k = 3946,85 \text{ N/mm}^2$$

$$I = \frac{b \cdot d^3}{12} = \frac{320 \cdot 665^3}{12} = 7842,12 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$w_{\text{eng}} = \frac{l}{300} = 25 \text{ mm} > 15,61 \text{ mm}$$

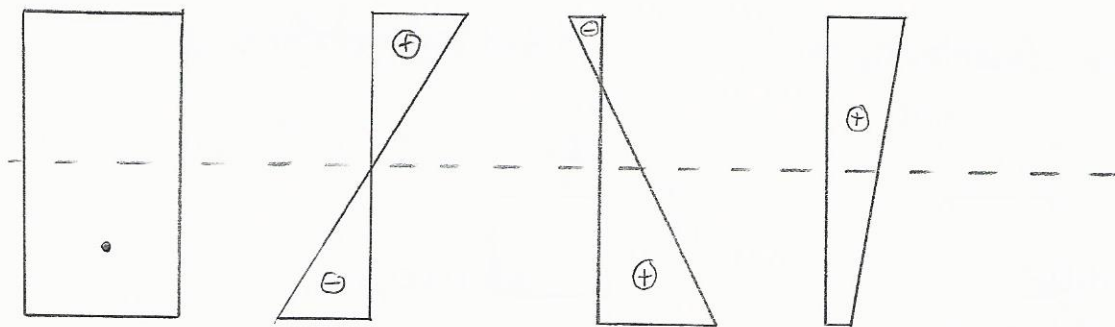
+ a feszítés miatt w még kisebb lesz



MEGFELEL

Tégla gerenda előfeszítése

Feszültségek



teher előfeszítés összegezve → ez a cél

Hasonló, mint az előfeszített vasbeton, de a téglagerendában nem lehet húzás egyáltalán.

Előfeszítés

Az előfeszítő erő (P) ugyanakkora a gerenda egész hosszában, de a hajlítónyomaték változó. P kiülbontosságát a kritikus keresztmetszetenél számítjuk ki. De ezt a gerenda többi részén lehetséges, hogy csökkentenünk kell, hogy a feszítésből a dődő feszültséget a megengedhető határon belül tartsuk. A kiülbontosság szélsőértékei:

$$e_{\min} = \frac{w_2}{A} + \frac{M_i - w_2 \cdot f_{tt}}{P}$$

$$e_{\max} = -\frac{w_1}{A} - \frac{M_s - w_1 \cdot f_{ts}}{XP}$$

Mivel az előfeszített gerendában nem lehet húzás, és $M=0$ a gerenda végénél (feltámasztás helye), így:

$$e_{\min} = \frac{w_2}{A} = \frac{18,21 \cdot 10^6}{212800} = 85,57 \text{ mm}$$

Az előfeszítő erő:

$$P_{\text{szüks}} = \frac{M_{\max} \cdot A}{X \cdot (w_1 + w_2)} = \frac{139,01 \cdot 10^6 \cdot 212800}{0,8 \cdot (18,21 \cdot 10^6 + 18,21 \cdot 10^6)} = 1015,28 \text{ kN}$$

Használjunk 6 db $\phi 16$ feszítőhuzalt

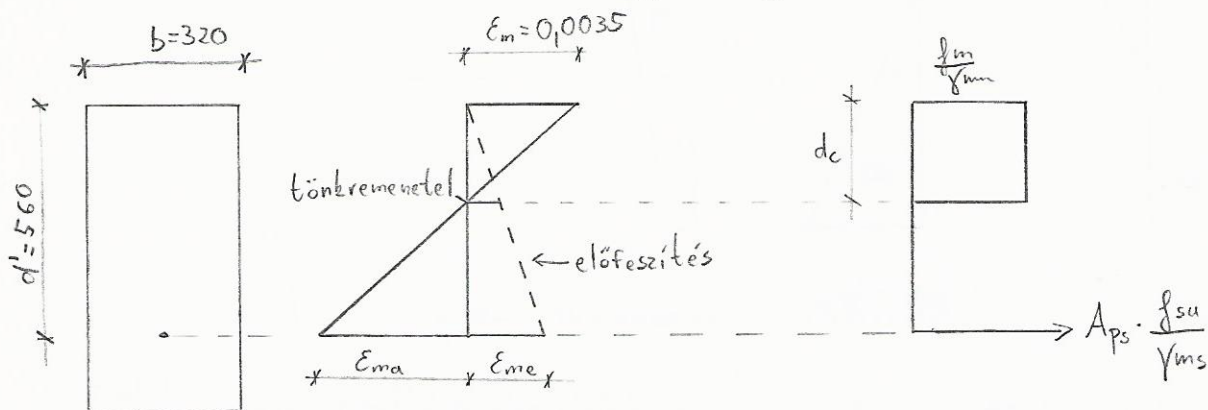
$$A_s = 1206 \text{ mm}^2 \quad f_{ft} = 300 \text{ N/mm}^2 \rightarrow 50 \text{ év múlva is biztosan megmarad} \quad f_{st} = 1700 \text{ N/mm}^2 \quad E_s = 195 \text{ kN/mm}^2$$

$$P = 300 \cdot 1206 = 1085,4 \text{ kN}$$

Tönkrementel a téglá repedése miatt:

A téglá megreped, ha $\epsilon_m = 0,0035$ ϵ_m : a téglá fajlagos nyúlása

Fajlagos nyúlás és feszültség diagram a tönkrementelkor:



ϵ_{ma} : fajlagos nyúlás a terhek következtében, téglá

ϵ_{me} : fajlagos nyúlás az előfeszítés következtében, téglá

Feszítőszál fajlagos nyúlás:

$$\epsilon_{su} = \epsilon_{sa} + \epsilon_{se}$$

ϵ_{sa} : terhek miatt kialakuló fajlagos nyúlás, feszítőhuzal

ϵ_{se} : hatékony előfeszítés miatt kialakuló fajlagos nyúlás, feszítőhuzal

\hookrightarrow a veszteségek nélkül

$$\epsilon_{sa} = \epsilon_{ma} + \epsilon_{me}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_{me} &= \frac{1}{E} \left(\frac{P}{A} + \frac{P e_y}{I} \right) = \frac{1015,28 \cdot 10^3}{3946,85} \left(\frac{1}{212800} + \frac{60 \cdot 60}{7842,12 \cdot 10^6} \right) = \\ &= 257,238 \left(4,689 \cdot 10^{-6} + 4,591 \cdot 10^{-7} \right) = 0,001327 \end{aligned}$$

$$\epsilon_{se} = \frac{\delta l}{E_s} = \frac{300}{195 \cdot 10^3} = 4,615 \cdot 10^{-3}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_{su} &= \epsilon_m \left(\frac{d' - d_c}{d_c} \right) + \epsilon_{me} + \epsilon_{se} = 0,0035 \left(\frac{560 - d_c}{d_c} \right) + 0,001327 + 0,004615 = \\ &= \frac{1,96}{d_c} - 0,0035 + 0,005942 = \frac{1,96}{d_c} + 0,002442 \end{aligned}$$

$$d_c = \frac{1,96}{\epsilon_{su} - 0,002442}$$

$$\frac{f_b \cdot b \cdot d_c}{\gamma_m} = A_s \cdot f_{su}$$

$$\frac{21 \cdot 320 \cdot d_c}{2} = 1206 \cdot f_{su}$$

$$f_{su} = \frac{21 \cdot 320}{2 \cdot 1206} \cdot d_c$$

$$f_{su} = 2,786 \cdot d_c$$

$$f_{su} = \frac{1,526 \cdot 1,96}{\epsilon_{su} - 0,002442}$$

$$f_{su} = \frac{2,99}{\epsilon_{su} - 0,002442}$$

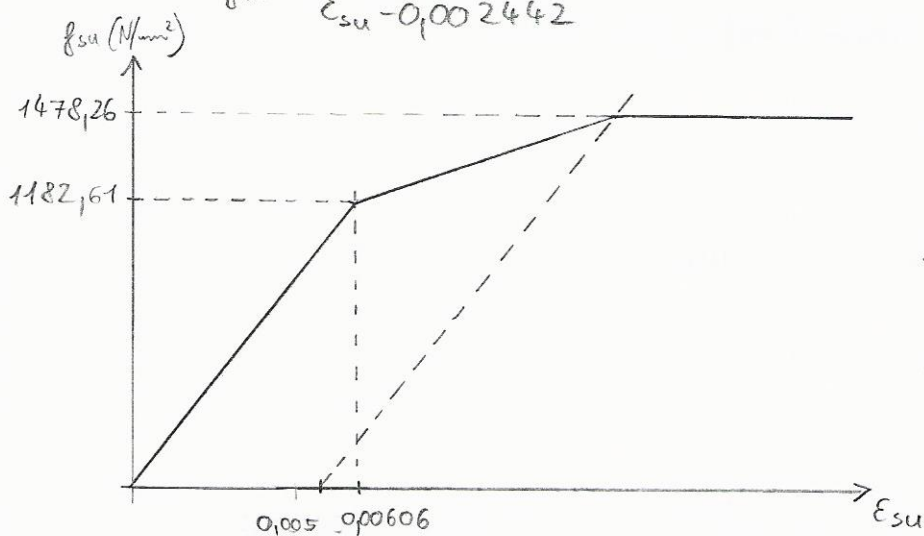
$$f_{su} = E_s \cdot \epsilon_{su} = \frac{2,99}{\epsilon_{su} - 0,002442}$$

$$195 \cdot 10^3 \cdot \epsilon_{su} = \frac{2,99}{\epsilon_{su} - 0,002442}$$

$$\epsilon_{su}^2 - 0,002442 \cdot \epsilon_{su} = 1,53 \cdot 10^{-5}$$

$$\epsilon_{su1} = 0,00532$$

$$\epsilon_{su2} = -0,00288 \quad \downarrow$$



$$\frac{f_{sk}}{\gamma_s} = \frac{1700}{1,15} = 1478,26 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{0,8 \cdot f_{sk}}{\gamma_s} = \frac{0,8 \cdot 1700}{1,15} = 1182,61 \text{ N/mm}^2$$

$$\epsilon_{su} = \frac{f_s}{E_s} = \frac{1182,61}{195 \cdot 10^3} = 0,00606$$

$$f_{su} = 1038,92 \text{ N/mm}^2 \quad \epsilon_{su} = 0,00532 \quad \lambda_2 = 0,5$$

$$d_c = \frac{1038,92}{2,786} = 372,91 \text{ mm}$$

Határállapothoz tartozó nyomaték:

$$M_u = A_s \cdot f_{su} (d' - \lambda_2 \cdot d_c) = 1206 \cdot 1038,92 (560 - 0,5 \cdot 372,91) = \underline{\underline{468,03 \text{ kNm}}}$$

$$M_u > M_{max} = 139,01 \text{ kNm} \quad \checkmark$$


MEGFELEL

Lehajlás számítása rövid- és hosszú távon:

A rövid távú lehajlás az előfeszítésből és a terhekből adódik.

A kúszás jelensége miatt ellenőrizni kell a hosszú távú lehajlás is. Jelen helyzetben repedésmentes gerendát feltételezünk.

$$M_{\max} = 139,01 \text{ kNm}$$

Lehajlás az előfeszítés miatt 

$$w_f = -\frac{P \cdot e \cdot l^2}{8 \cdot E \cdot I} = -\frac{1085,4 \cdot 10^3 \cdot 60 \cdot 7500^2}{8 \cdot 3946,85 \cdot 7842,12 \cdot 10^6} = -\frac{3,663 \cdot 10^{15}}{2,476 \cdot 10^{14}} = -14,79 \text{ mm}$$

Teher okozta lehajlás (korábbi számítás):

$$w_t = 15,61 \text{ mm}$$

Rövid távú lehajlás:

$$w_r = w_f + w_t = -14,79 + 15,61 = \underline{0,82 \text{ mm}} < w_{\text{eng}}$$

Hosszú távú lehajlás:

$$\phi = 1,5 \rightarrow \text{kúszási tényező}$$

$$w_h = w_r \cdot \phi = 0,82 \cdot 1,5 = \underline{1,23 \text{ mm}} < w_{\text{eng}}$$

$$w_{\text{eng}} = 25 \text{ mm}$$

MEGFELEL

A lehajlást tehát a vasbeton első feszültségi állapotához hasonló módon számítjuk, amikor a szerkezet még nem repedt be. Az előfeszítés figyelembevételével a gerenda lehajlása jelentősen csökken.

A rövidtávú lehajlás az előfeszítés figyelembevétele előtt 15,61 volt, így azonban csak 0,82 mm.