

A Magyar Keleti Vasút Nagyvárad–Kolozsvár–Brassó fővonala és a hozzácsatlakozó szárnyvonalak

Dr. Horváth Ferenc¹, Dr. Kubinszky Mihály²

¹ny. MÁV mérnök, főtanácsos, ²ny. egyetemi tanár

(folytatás a Műszaki Szemle előző számából)

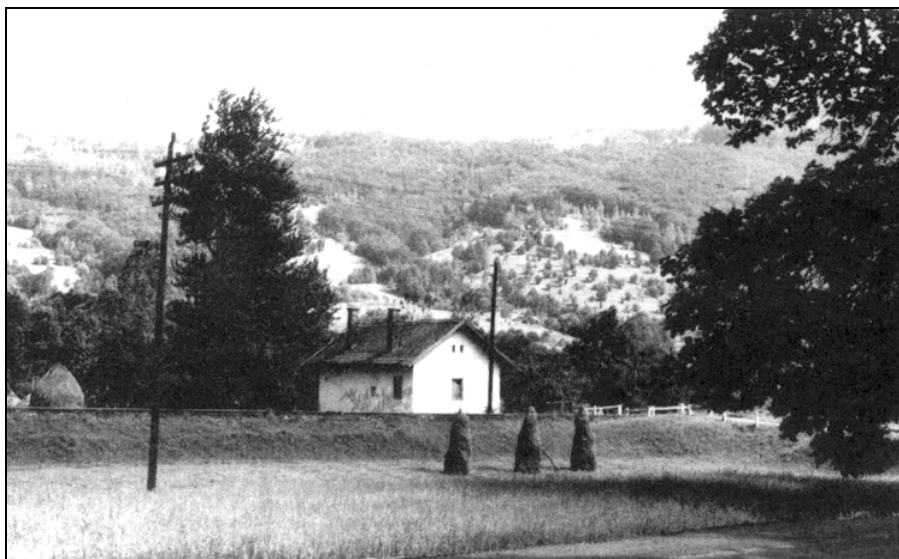
Abstract

Ferenc Horváth's book presents the evolution of the Transylvanian railway network and the related developments. We publish fragments of this book on the pages of the Technical Review. This paper presents the buildings pertaining to the Eastern Railway.

3.5. A Magyar Keleti Vasút magasépítési munkái

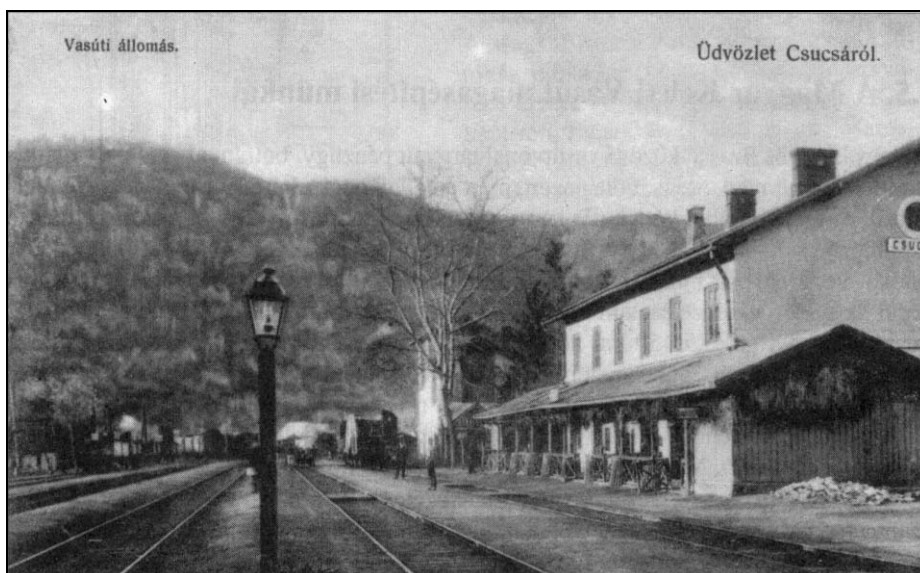
A Nagyvárad és Brassó közötti vasútvonal tárgyalt pénzügyi botrányai hatással voltak a vasútvonal építményeire is. Főleg azért, mert a vállalkozók eltértek az engedélyezett tervektől, és ehhez utólag kértek, de nem kaptak hozzájárulást. Továbbá azért is, mert a vállalkozó család módon négy szakaszra osztotta a vonalat, s a könnyebben megvalósíthatókat vette először munkába, aminek következtében az állami közbelépést követően végül az eredeti elképzelésektől eltérő szabványok szerint fejezték be az építési munkákat. Az Erdélyt átszelő 450 km hosszú törzsvonalon végül is jelentős számú épületet emeltek: 37 felvételi épület (amelyből 18-nak volt fedett utasperonja) szolgálta a személyforgalmat, 32 áruraktár az áruforgalmat, 8 mozdonyszín és 16 vízállomás a vontatást. Az erdélyi tájképet is tarkító vonalórházak száma 227 volt, tehát mintegy 2 km-ként állott egy (36. ábra). Mindezeket lakások és egyéb üzemi létesítmények egészítették ki. A Nagyvárad–Kolozsvár vasútvonalon a jellegzetes a kétszintes, sima nyeregtetős (vágánnyal párhuzamos gerincű) felvételi épület volt. Földszintjén – mint általában az akkor épült felvételi épületeknél – a forgalmi szolgálat, a táviráda, a málházó és az állomásfőnökség irodái, míg az emeleten lakások helyezkedtek el. Az említett épülettípus (Csucsá, Bánffyhunad stb.) (37. ábra) a vágányok oldalán veranda-perontetővel épült.

A kolozsvári épület (38. ábra) kilenc ablaktengelyes alkotás volt, amelyhez még kétoldalt földszintes épületszárnyak csatlakoztak. Az épület így jelentős hosszúságú is volt.



36. ábra

Őrház a Királyhágó közelében



37. ábra
Csucs vasúti állomás



38. ábra
Kolozsvár felvételi épület (1870)

A Kolozsvártól Segesvárig terjedő építési szakaszon állnak a legszolidabb épületek. Erdemben hasonlóak a Kolozsvárnál ismertetett elrendezéshez, de ablakaik nem keretezettek, amivel a város és vidéki létesítmény közötti különbséget némileg érzékeltették. Ez a „típus” épült a vonal szinte valamennyi érdemleges forgalmú állomásán (Gyéres, Kocsárd, Nagyenyed, Kiskapus, Erzsébetváros (39. ábra), Segesvár stb.).

Ezt követően néhány egyszerűbb kivitelű állomásépülettel is találkozunk, így Ágostonfalva kétszintes, 7 ablaktengelyes épülettömbje a déli vonalszakaszra jellemző.

A Magyar Keleti Vasút állami tulajdonba vétele az említett jeles épülettípusokkal így már kezdetben éreztette hatását. Természetes, hogy a továbbiakban is a MÁV szabványterveit alkalmazták, így az állomás átépítése alkalmából Balázsfalva II. osztályú felvételi épülethez jutott (40. ábra). A MÁV építette Erdély egyik legrepresentatívabb épületét a MÁV Igazgatóság Magasépítési osztály főmérnökének, Pfaff Ferencnek és munkatársainak tervei szerint a XX. század első éveiben Kolozsvárott (41. ábra). A Pfaff Ferenc által már több magyar városi épületnél alkalmazott, historizáló stílusú, főként reneszánsz formaelemeket alkalmazó, ismert architektúra egyik legnemesebb példájával találkozunk itt. A középső kétszintes épülettömböt az állomás-előtér olda-

lán két toronnyal szegélyezett nagy íves üvegezett kapu nyitotta meg a belépő előtt, a vágányok felőli oldalon az íves bevilágító félköríves lunettaként mutatkozott a veranda-perontető felett. A középső épülettömböt összetett, festői hatást keltő tetőidom zárta és kőbábos párkány szegélyezte. Hosszú földszintes épületszárnyak kétoldalt a középső tömbben levő előcsarnokhoz kapcsolták a várótermeket, itt voltak a szolgálati irodák és helyiségek is. A két épületvégen ismét kétszintes, összetett tetővel koronázott épülettömbök álltak.



39. ábra

Erzsébetváros állomás felvételi épülete



40. ábra

Balázsfalva állomás felvételi épülete

Különösen artisztikus az épületet záró végső oldalhomlokzatok kialakítása, lizénászerű falkiugrásokban díszesen kialakított három-három ablaktengelysorral. Az egész épületen a nyerstégla falfelület élénk színe és az ablakkeretek valamint az épületsarkok kvádermintáinak világos tónusa gondoskodtak a nagyon tetszetős összhatásról.



41. ábra

Kolozsvár felvételi épülete (1900 körül)

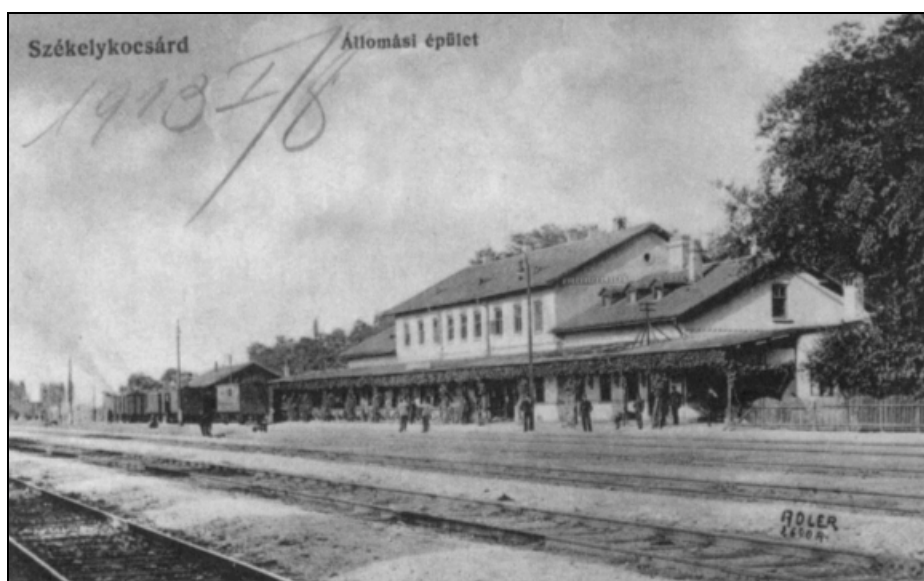
Pfaff Ferenc egyik legsikerültebb munkájának lehet tekinteni ezt a városhoz méltó pályaudvari felvételi épületet. Pfaff Ferencről (1851-1913) megjegyzendő, hogy a magyar vasúti építészet kimagasló képességű egyénisége volt. Erdélyben Gyimesbükk, Piski, Arad, Nagykároly és Szatmárnémeti vasútállomások tervezése, illetve átépítése is nevéhez fűződik. A MÁV az első világháború előtt bővítette a székelykocsárdi felvételi épületet is, a régi mellé egy, az összekötő szárnyhoz csatolt, két emeletes tömb közé fogott, földszintes épület-szárnyat helyezett. Itt is a mozgalmas tetőidom a megnyerő látvány (42. ábra).

A Magyar Keleti Vasút törzsvonalához csatlakozó jelentős szárnyvonalak közül a Gyulafehérvár–Marosvásárhely közötti szakaszon az említett kompozíciókhoz hasonló felvételi épületeket emeltek. Az 1871-ben megnyitott Gyulafehérvár–Marosvásárhely vonal végpontján még az első MÁV szabványterveknek megfelelő tekintélyes hosszúságú, 15 ablaktengelyes épülettömböt építettek. A Kiskapus–Nagyszeben vonalon kisebb épületek (Nagselyk, Ladamos) létesültek.

A XIX. század végén egymáshoz nagyon hasonló, szolid architektonikus kompozícióval, szinte díszetlenül, mégis a jól tagolt arányokkal a városokhoz méltó új felvételi épületeket emeltek Nagyszeben és Brassó állomásokon.

Érdekes, aszimmetrikus kompozíciójú a Kiskapus–Nagyszeben vasútvonalon a MÁV által a fürdőhely jelentőségéhez és idényforgalmához igazított új felvételi épület Vízakna állomáson (43. ábra).

A vontatási telepek közül a kolozsvári fűtőház összetett csarnokhajókból képezett, MÁV szabványtervek alapján épült (44. ábra). A műhely helyszínrajzát 1875-ből a 45. ábra mutatja be.



42. ábra

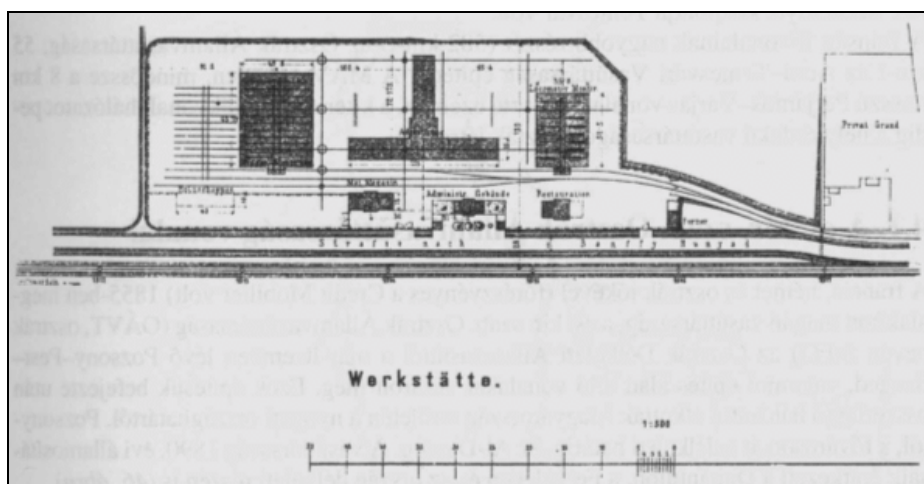
Székelykocsárdi vasútállomás



43. ábra
Vizakna felvételi épülete



44. ábra
Kolozsvári fűtőház



45. ábra
A kolozsvári műhely helyszínrajza 1875-ből

Dr. Horváth Ferenc–Dr. Kubinszky Mihály
MAGYAR VASÚTI ÉPÍTKEZÉSEK ERDÉLYBEN című könyv alapján

Merevbetétes vasbeton pillérek

Dr. Kiss Zoltán¹, Dr. Köllő Gábor², Dr. Kopenetz Lajos², Orbán Zsolt³

¹Kolozsvári Műszaki Egyetem, docens,

²Kolozsvári Műszaki Egyetem professzor

³PFT, Kolozsvár

Abstract

Technical peoples from ancient times attempt to discover new materials to improve the properties of the buildings structural elements.

This article wish to demonstrate that the properties of elements can be improve even if they are made from usual materials, but used in an intelligent way. Therefore the high resistance concrete combined with flexible and rigid steel could be an efficient solution.

In this article are presented the mathematical relations for rectangular or circular columns calculated using different norms.

1. Bevezetés

Egy pillér kialakításánál három szempontot kell figyelembe venni:

- a minden igényt kielégítő optimális formát,
- a kihajlást,
- teherbírás és duktilitást.

Az oszlopok formája különböző lehet, a jól bevált kör vagy négyszög-keresztmetszet mellett az egészen különleges keresztmetszetűig.

A forma kiválasztása, az esztétikai szemponton túl, a kihajlás függvénye.

A nyomott rudak alapproblémája a kihajlás, amelynek elméletét kb. 250 évvel ezelőtt Euler dolgozta ki, s elvei azóta – bizonyos továbbfejlesztésekkel – lényegében a mai napig érvényben maradtak. Az elmélet szerint, a nyomott vagy a nyomott-hajlított rúd teherbírását az elem *karcsúsága* ($\lambda = \frac{l_0}{i}$) vagy a *hajlékonysága*

($\lambda_a = \frac{l_0}{h}$) határozza meg.

A karcsúság vagy hajlékonyság nagyságának függvényében szokás beszélni zömök vagy karcsú oszlopról:

- a *zömök oszlopnál* ($\lambda_a \leq 10$; $(\lambda_a \leq 8,6)$) a teherbírás megszűnése az anyagi szilárdság kimerülésének következtében jön létre, és az alakváltozásnak másodrendű szerepe van;
- *karcsú oszlopról* ($10 < \lambda_a \leq 30$) akkor beszélünk, ha a teherbírás kimerülése az alak minőségi megváltozásának következtében megy végbe, és a szilárdságnak csak másodrendű szerepe van.

Az elméleti kihajlási hosszat ($l_0 = \beta l$) az oszlop épületszerkezeten belüli helye és kapcsolásai határozzák meg, az inerciasugarat (i) pedig a keresztmetszet méretei.

A *kihajlási hossz* tulajdonképpen a kihajlott rúdtengely két egymásután következő hajlásváltó (inflexiós) pontja közötti távolság. Az l_0 hosszúságú rudat mindkét végén csuklós megfogású pillérnek tekintjük.

A szakirodalom általában az elméleti eseteket mutatja be; a gyakorlatban elég nagy a bizonytalanság, mivel a szabványok más-más értékeket tartalmaznak a felhasznált építőanyag, a szerkezet merevsége és a terhelés függvényében.

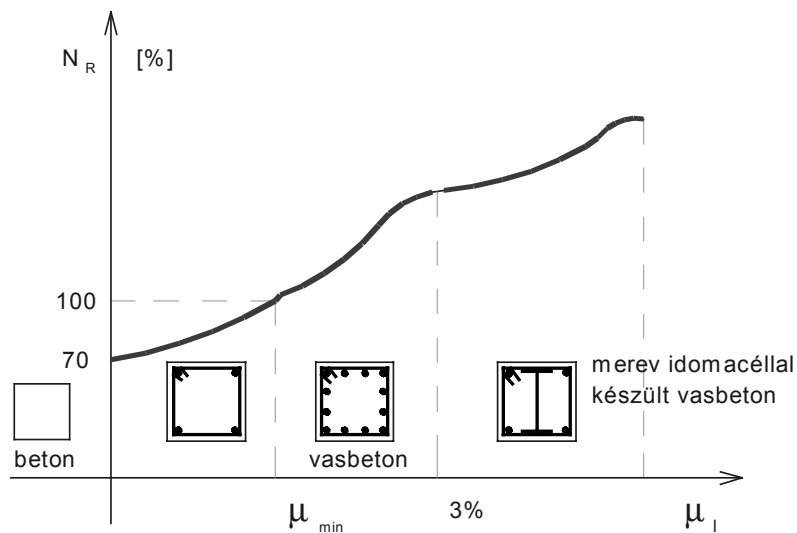
Az *inerciasugarat* a keresztmetszet növelésével tudjuk kedvezően befolyásolni, esetleg úgy, hogy a legnagyobb keresztmetszetek a legnagyobb kihajlás helyére kerüljenek. Másfelől az oszlopok függőleges és vízszintes terhelései a hídnyílással vagy a magassággal egyenes arányban növekednek. Ehhez szintén a *keresztmetszet növelésével* lehet a legjobban alkalmazkodni.

A szerkezeti méretek növelésének azonban számos korlátja van.

Az alaprajzi kialakítás, a funkcióból eredő szempontok miatt legtöbbször kizárhatja, de mindenesetre erősen korlátozza a méretnövelés lehetőségeit. Így a pillérek karcsúsága igen nagy lehet, szinte a megengedett határt érintik ($\lambda = \frac{l_0}{h} = 25...30$). A felsorolt lehetőségek közötti ellentét azonnal észrevehető. Egyrészt a te-

teherbírás és stabilitás biztosításának érdekében állandóan növelni kellene a pillér keresztmetszetét, másrészt a gazdaságosság és a funkcionális igények határt szabnak ezeknek a lehetőségeknek.

A megoldást legtöbbször a nagyobb szilárdságú anyagok alkalmazása jelenti. Itt elsősorban a magas szilárdságú betonokra gondolunk, mert a nagy szilárdságú acélok használata a szerkezet duktilitásának drasztikus csökkenéséhez vezethet. Ezért inkább az acélbetét mennyiségének a növelése a járható út, akár idomacélok használatával is. Tehát a hosszirányú vasalás a döntő, növeli a teherbírást (1. ábra).

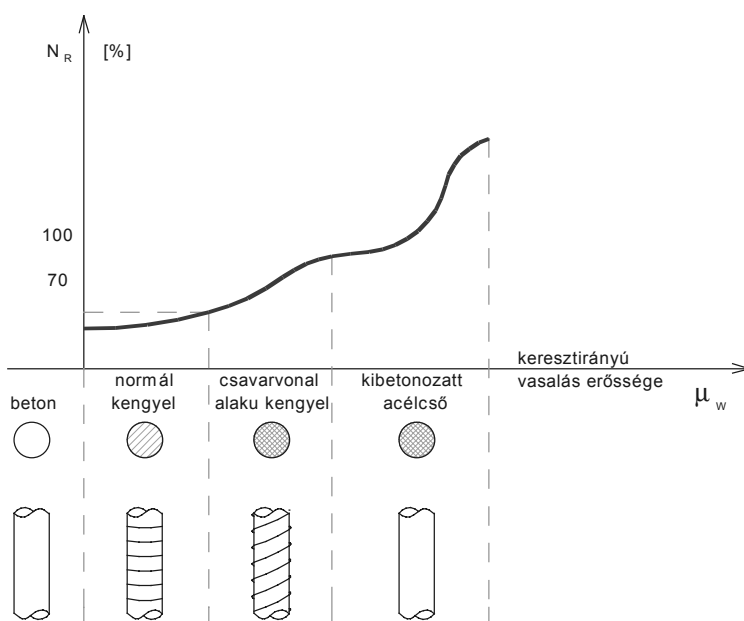


1. ábra

Hosszvasalás szerepe az oszlop teherbírásában

Fontos körülmény, hogy a hosszmenti nyomott betét kihajlását a környező beton csak addig gátolja, amíg annak szilárdsága nem merül ki.

A kísérleti adatok szerint a keresztirányú vasalás (kengyel) szerepe elsősorban abban jelentkezik, hogy gátolja a beton keresztirányú tágulását, és ezzel növeli az oszlop teherbírását. A keresztirányú vasalás mértékének minőségi határát a 2. ábra szemlélteti.



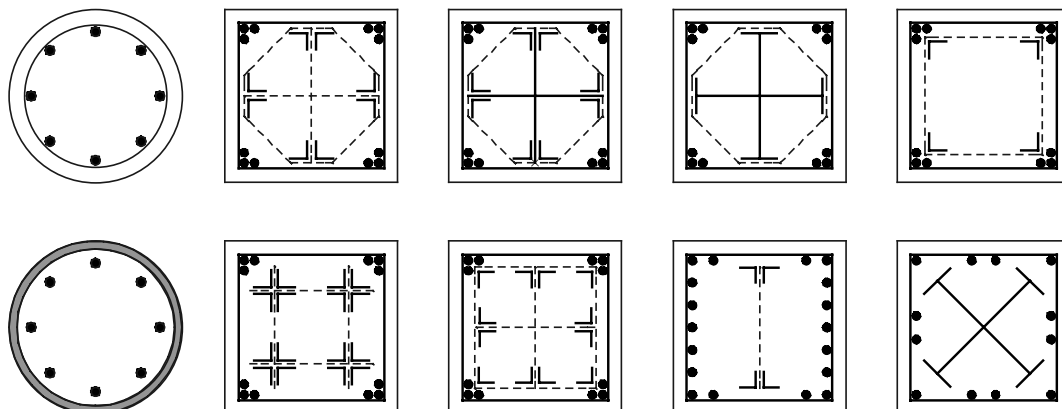
2. ábra

Keresztvasalás szerepe az oszlop teherbírásában

Az 1. és 2. ábrát tanulmányozva az egyik legkedvezőbb megoldásnak a kibetonozott acélcső tekinthető, melyet csak tetéz a zsaluzat szükségtelensége.

Másfelől, heves földrengésnek kitett szerkezeteknél a nagyobb keresztmetszetű pillérek alkalmazása szinte megszokott a tervezők körében. Ezzel elsősorban a keresztmetszetek kisebb igénybevételét szeretnék elérni. Ez rendben is volna, ha egyben nem növelnék jelentősen a szerkezet merevségét is. A kérdés megoldásához abból indulunk ki, hogy a statikus merevség fokozása sok esetben nemhogy előnyös, hanem kifejezetten hátrányos a szeizmikus hatás ellen. Nem túlméretezni, hanem hajlékonyra, képlékeny alakváltozásra alkalmassá kell tenni a vasbeton szerkezetet (elsősorban a pilléreteket), persze a szerkezet megengedett maximális kihajlása mellett.

Ezt adott keresztmetszet esetén csak a vasalás megfelelő kialakításával lehet elérni. Jól megválasztott vasalási rendszerrel többszörösére lehet emelni a vasbeton pillérek duktilitási képességét. Ezért esik a választás a nagyon erős terhelésnek kitett pillérekénél (A, B és C zóna) a merev acélbetétes vasalásra (3. ábra).



3. ábra

Vasbeton pillérek keresztmetszetének kialakítása acélidomok segítségével

A merev acélbetétek alkalmazása mellett szólt az a tény is, hogy a román szabvány kifejezetten megtiltja a teljes hosszanti fajlagos vasmennyiség 2,5%-nál nagyobbra vételét. Az előírás tulajdonképpen a túlvasalt keresztmetszet rideg törését hivatott megakadályozni, értéke a nyomott hajlított vasbeton keresztmetszet nyomott betonöv magasságának korlátozásából ($x < 0.4h_0$) vezethető le.

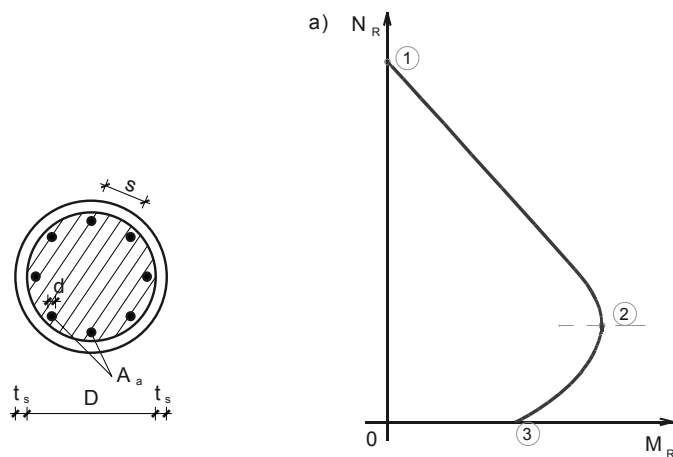
Igaz, hogy a kapott érték körülbelül 6%, de a betonacél toldása miatt a megengedett vashányadot a felére kell csökkenteni. A merevbetétes vasbeton oszlopok használata elég új keletű, ezért viselkedésük tanulmányozása igen időszerű.

2. A nyomott-hajlított keresztmetszet terhelési vonala

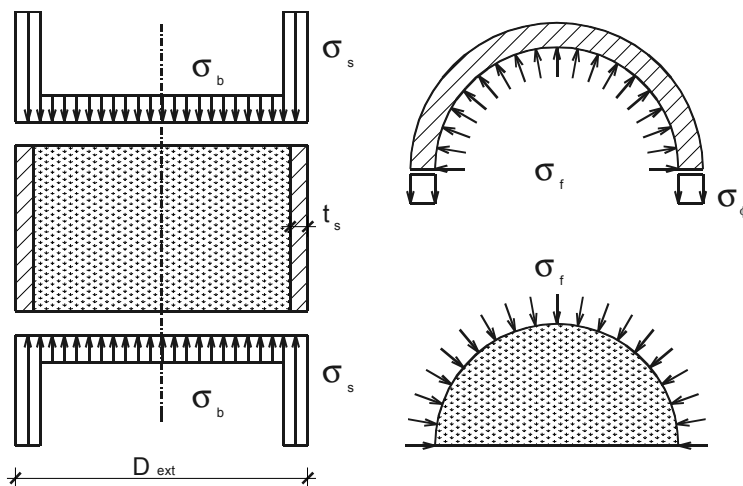
2.1. Kibetonozott acélcső

Mint ismeretes, egy tetszőleges e mértékadó külpontossághoz meghatározhatók a vasbeton-keresztmetszet törési feltételét jelentő N_R és $M_R = N_{Re}$ értékek. Több N_R és M_R értékpár egy koordináta rendszerben ábrázolva meghatározza a keresztmetszet terhelési görbáját (4. ábra).

Egy kellő nagyságú tengelyirányú, külső nyomóerő hatására a kibetonozott acélcső belsejében a két anyag (beton és acél) felületén egy sugárirányú feszültség keletkezik (5. ábra), ami a nyomott betonmagot kéttengelyű feszültségi állapotba hozza, míg az acélköpenyben gyűrű húzófeszültséget eredményez. Az így keletkezett feszültségek összetéve a tengelyirányú nyomófeszültséggel az acélköpeny teherbírásának csökkenését eredményezik, másfelől a beton szilárdsága nagy mértékben megnő a kedvező kétirányú feszültségi állapota miatt. Így a beton teherbírásának növekedése ellensúlyozza az acélköpeny teherbírásának csökkenését.



4. ábra
A körkeresztmetszet teherbírési görbéje



5. ábra
Feszültségek eloszlása körkeresztmetszetű kibetonozott acélcső esetén

- A teherbírési vonal nevezetes pontjainak meghatározásához az alábbi alapfeltételekkel élhetünk (6. ábra);
- az acélcsőben levő beton számítási szilárdságát a következőképpen határozzuk meg:

$$R_{bd} = mR_c \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (2.1)$$

$$m = 1 + \left(\frac{R_a}{R_c} + 25 \right) \frac{t}{D} \leq 2$$

- az acélköpeny falának és az alkalmazott hosszanti betonacél együttes vastagsági méretei

$$t = t_s + t_a \text{ [mm]} \quad (2.2)$$

- a két acél (cső és hosszanti betét) egyezményes szilárdsága:

$$R_{as} = \frac{t_s R_s + t_a R_a}{t} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (2.3)$$

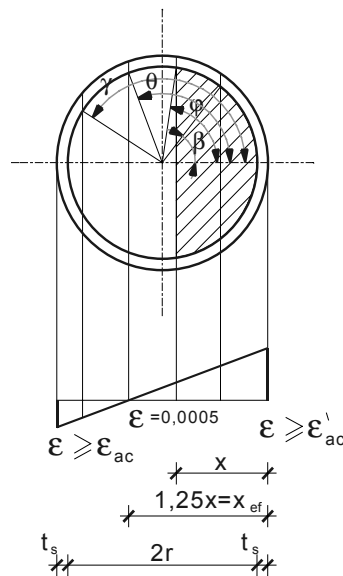
– a cső helyettesítő sugara:

$$r = \frac{D - 2t_a}{2} \quad [\text{mm}] \quad (2.4)$$

ahol:

- t_s – a cső falvastagsága;
- $t_a = \frac{\pi d^2}{4s}$ – a betonacél fajlagos keresztmetszete;
- d – a hosszanti vasbetét keresztmetszetének átmérője;
- s – a hosszanti vasbetét közötti távolság;
- D – az acélcső, belső átmérője;
- R_s, R_a – az acélcső valamint a hosszanti acélbetétek számítási szilárdsága (határfeszültsége);
- R_c – a beton határfeszültsége (az egyirányú nyomófeszültség számítási értéke).

Figyelembe véve a következő paramétereket (7. ábra)



6. ábra

*Számítási paraméterek kör-keresztmetszetre
(kibetonozott acélcső)*

$$\varphi = \arccos\left(1 - 0,8 \frac{x_{ef}}{r}\right) \leq 180^\circ \quad (2.5)$$

$$\theta = \arccos\left(1 - \frac{x_{ef}}{r}\right) \leq 180^\circ \quad (2.6)$$

$$\beta = \arccos\left(1 - 0,8 \frac{x_{ef}}{r \xi_o}\right) \leq 180^\circ \quad (2.7)$$

$$\gamma = \arccos\left(1 - 0,8 \frac{x_{ef}}{r \xi_o}\right) \leq 180^\circ \quad (2.8)$$

$$\xi_o = \frac{2,8}{3,5 + \frac{R_a}{E_s} 103}; \quad \xi_o' = \frac{2,8}{3,5 - \frac{R_a}{E_s} 103} \quad (2.9)$$

az elfordulási tengely helyétől függően ha

$$0 < x_{ef} < \infty \quad (2.10)$$

a teherbírási vonal N_R, M_R értékpárja a következő kifejezésekkel számítható:

$$N_R = \frac{r^2}{2} (\varphi - \sin \varphi \cos \varphi) R_{bd} + N_{aR}' + N_{aR} \quad (2.11)$$

$$M_R = \frac{r^3}{3} \sin^3 \varphi R_{bd} + M_{aR}' + M_{aR} \quad (2.12)$$

ahol

$$N_{aR}' = rt \left\{ [\omega]_0^\beta R_{as} + 515 [\omega]_\beta^0 - 412 \frac{[\omega]_\beta^0 - [\sin \omega]_\beta^0}{1 - \cos \varphi} \right\} \quad (2.13)$$

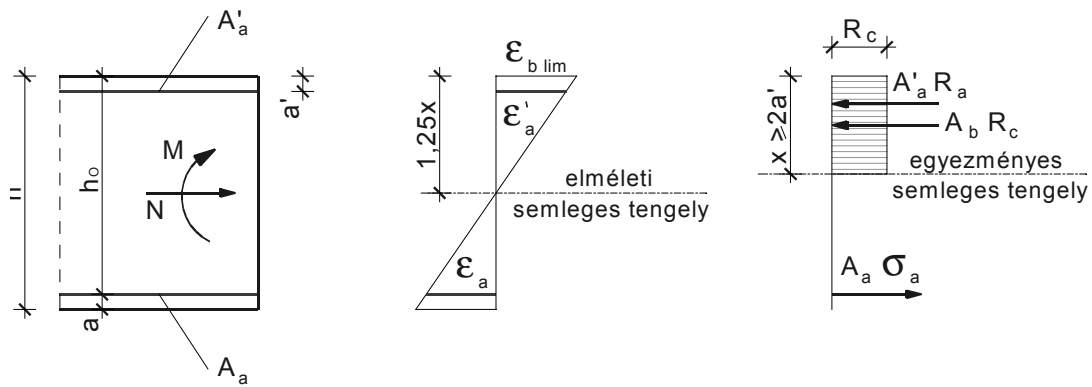
$$N_{aR} = -rt \left\{ [\omega]_\gamma^\pi R_{as} + 515 [\omega]_0^\pi - 412 \frac{[\omega]_\theta^\gamma - [\sin \omega]_\theta^\gamma}{1 - \cos \varphi} \right\} \quad (2.14)$$

$$M_{aR}' = r^2 t \left\{ [\sin \omega]_0^\beta R_{as} + 515 [\sin \omega]_\beta^\theta - \frac{412}{1 - \cos \varphi} \left([\sin \omega]_\beta^\theta - \frac{1}{2} [\omega]_\beta^\theta - \frac{1}{4} [\sin 2\omega]_\beta^\theta \right) \right\} \quad (2.15)$$

$$M_{aR} = r^2 t \left\{ [\sin \omega]_\gamma^\pi R_{as} + 515 [\sin \omega]_\theta^\gamma - \frac{412}{1 - \cos \varphi} \left([\sin \omega]_\theta^\gamma - \frac{1}{2} [\omega]_\theta^\gamma - \frac{1}{4} [\sin 2\omega]_\theta^\gamma \right) \right\} \quad (2.16)$$

A 8. és 9. egyenleteknél a gyűrűfeszültségek számításakor a másodrendű tagokat elhanyagoltuk.

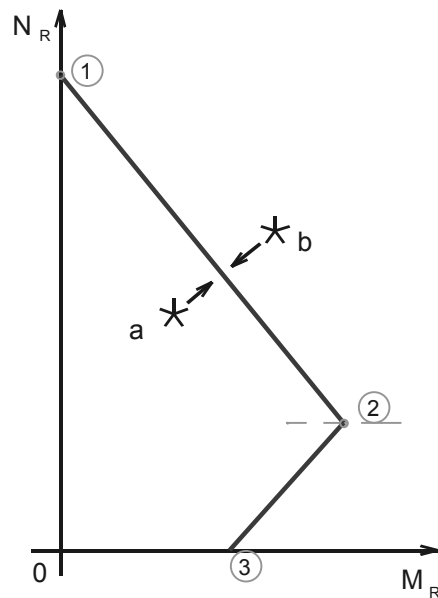
A ξ_o és ξ_o' paramétereket a 7. ábra szerint állapítottuk meg, figyelembe véve a beton határalakváltozásának $\varepsilon_{blim}=3,5\%$ értékét.



7. ábra

Hipotézisek külpontosan nyomott kibetonozott acélcső metszetének számolására

A számítás analitikai nehézségei miatt valójában csak egy egyszerűsített terhelési vonal alkalmazható a gyakorlatban (8. ábra).



8. ábra

A keresztmetszet egyszerűsített teherbírasi görbéje

A terhelési vonal három nevezetes pontjához tartozó teherbírasi értékpár az alábbiak szerint számítható:

- az „1” pont koordinátái (9.b. ábra)

$$N_{R1} = r^2 \pi R_{bd} + 2rt \pi R_{as} \leq 2r^2 \pi R_{bd} \quad (2.17)$$

$$M_{R1} = 0 \quad (2.18)$$

- a „2” pont koordinátái (9.c. ábra)

$$N_{R2} = 1,173r^2 R_{bd} \quad (2.19)$$

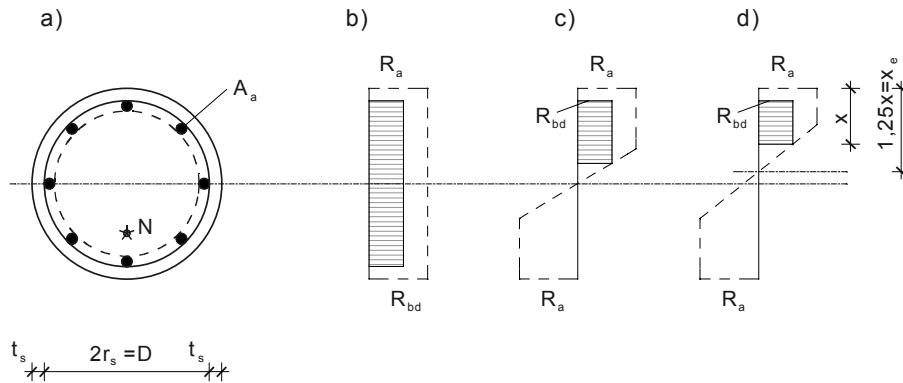
$$M_{R2} = 0,627r^2 R_{bd} + tr^2(3,13R_{as} + 224,5) \quad (2.20)$$

Az esethez az $x = 0,82$ elfordulási tengely tartozik.

– a „3” pont koordinátái (9.d. ábra)

$$N_{R3} = 0 \quad (2.21)$$

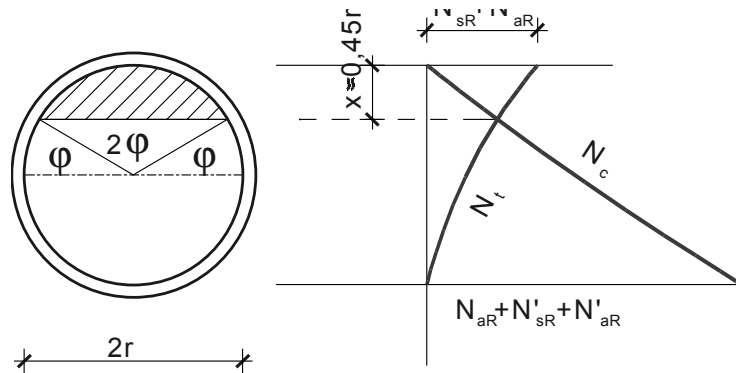
$$M_{R3} = 0,388r^3 R_{bd} + tr^2(3,27R_{as} + 95,65) \quad (2.22)$$



9. ábra

Feszültségi állapotok kör-keresztmetszetű kibetonozott acélcsőben különböző N és M igénybevételekre

A nyomott öv magasságát a $x \cong 0,45r$ értékre vettük fel a 10. ábra szerint.

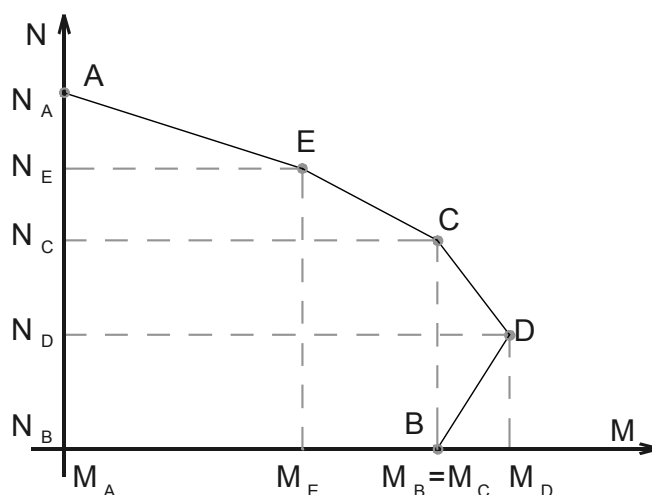


10. ábra

A tiszta hajlításra igénybevett kibetonozott acélcső-keresztmetszet nyomott övének magassága

A kibetonozott acélcső tervezésénél a következőképpen járunk el: tetszőlegesen megválasztjuk a következő értékeket: D , t_s , A_a , R_c , R_a , R_s ; a (2.17); (2.18); (2.19); (2.20); (2.21); (2.22) kifejezésekkel meghatározzuk a teherbírási vonalat; ha az „a” pont a terhelési vonalon belül található, akkor a kezdetben felvett értékek nagyobbak a szükségesnél (az a pont a külső terhelés); ha kívül helyezkedik el, akkor a kezdetben felvett értékek igen kicsik, tehát a következőképpen növelni kell (a b pont a külső terhelés).

Az EUROCODE 4 szabvány hasonló módon oldja meg a kérdést, valamivel pontosabban (5 pontos törtvonallal) közelítve meg a teherbírási görbét (11. ábra).



11. ábra

A kibetonozott acélcső terhelési vonal EC4 szerint

Egy külpontosan nyomott kibetonozott acélcső axiális teherbírása a következő, ha az acél és a beton képlékeny állapotban van (2. ábra).

$$N_{pl,Rd} = A_s \eta_2 R_s + A_{bnet} R_c \left(1 + \eta_1 \frac{t_s}{D_{ext}} \frac{R_s}{R_c}\right) + A_a R_a \quad (2.23)$$

ahol

D_{ext} – a cső külső átmérője;

$A_{bnet} = A_b - A_a$ – a tiszta betonkeresztmetszet felülete;

$$\eta_1 = \eta_{10} \left(1 + \frac{10e_o}{D_{ext}}\right); \quad (2.24)$$

$$\eta_2 = \eta_{20} (1 - \eta_{20}) \frac{10e_o}{D_{ext}}; \quad (2.25)$$

$$\eta_{10} = 4,9 - 18,5\bar{\lambda} + 17\bar{\lambda}^2 \geq 0; \quad (2.26)$$

$$\eta_{20} = 0,25(3 + 2\bar{\lambda}) \leq 1,0; \quad (2.27)$$

$e_o = \frac{M}{N}$ – eredeti külpontosság.

Amikor $\bar{\lambda} > 0,5$ vagy $e_o > \frac{d}{10}$ feltételek teljesülnek, az η_1 és η_2 tényezők a 0 valamint az 1 értéket veszik fel.

A pillér karcsúsága a következő képlettel határozható meg:

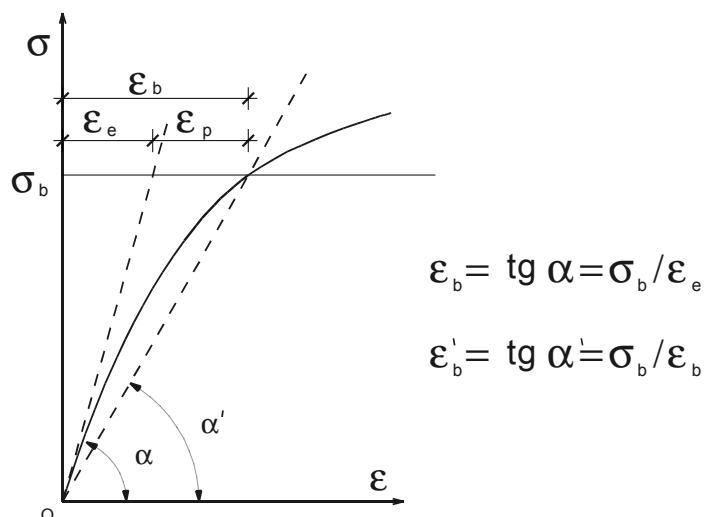
$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rd}}{N_{kr}}} \quad (2.28)$$

ahol az $N_{pl,Rd}$ normálerőt a (2.23) összefüggéssel számoljuk úgy, hogy a határfeszültségek helyett a jellemző szilárdságokat használjuk (R_{ak} , R_{sk} , R_{ck}) és a kritikus axiális erőt.

$$N_{kr} = \frac{(EI)_e}{e_o^2} \quad (2.29)$$

$$(EI)_e = E_a I_a + 0,8 E_{bd} I_b + E_s I_s \quad (2.30)$$

A beton rugalmassági tényezőjét a szekáns modulus csökkentésével kapjuk (12. ábra).



12. ábra
A beton alakváltozási modulusai

$$E_{bd} = \frac{E'_b}{1,35} \quad (2.31)$$

A határnyomaték a következő képlettel számítható (13. b. ábra):

$$M_{\max,Rd} = W_{ps} R_s + 0,5 W_{pb} R_c + W_{pa} R_a \quad (2.32)$$

ahol

$$W_{pb} = \frac{(D_{ext} - 2t_s)^3}{6} \quad (2.33)$$

$$W_{ps} = \frac{D_{ext}^3}{6} - W_{pb} \quad (2.34)$$

$$W_{pa} = \sum_{i=1}^n [A_{ai} y_{ai}] \quad (2.35)$$

y_{ai} – az egyes acélbetét keresztmetszetének és a pillér teljes keresztmetszetének súlypontjai között mért távolság.

A kibetonozott acélcső keresztmetszetének $2h_n$ magasságban felvett hajlító nyomatéka (13.c. ábra):

$$M_{n,Rd} = W_{psn} R_s + 0,5W_{pbn} + W_{pan} R_a \quad (2.36)$$

ahol:

$$W_{pbn} = (D_{ext} - 2t_s)h_n^2 - W_{pan} \quad (2.37)$$

$$W_{psn} = 2t_s h_n^2 \quad (2.38)$$

$$h_n = \frac{A_{bnet} R_c - A_a (2R_a - R_c)}{2D_{ext} R_c + 4t_s (2R_s - R_c)} \quad (2.39)$$

Az anyagok képlékeny állapotában számított határnyomaték (9.c. ábra):

$$M_{pl,Rd} = M_{max,Rd} - M_{n,Rd} \quad (2.40)$$

A teherbírás görbe öt nevezetes pontja a következő:

- az „A” pont koordinátái (központos határnyomóerő)

$$N_A = N_{pl,Rd} \quad (2.41)$$

$$M = 0 \quad (2.42)$$

- a „B” pont koordinátái (a határnyomaték)

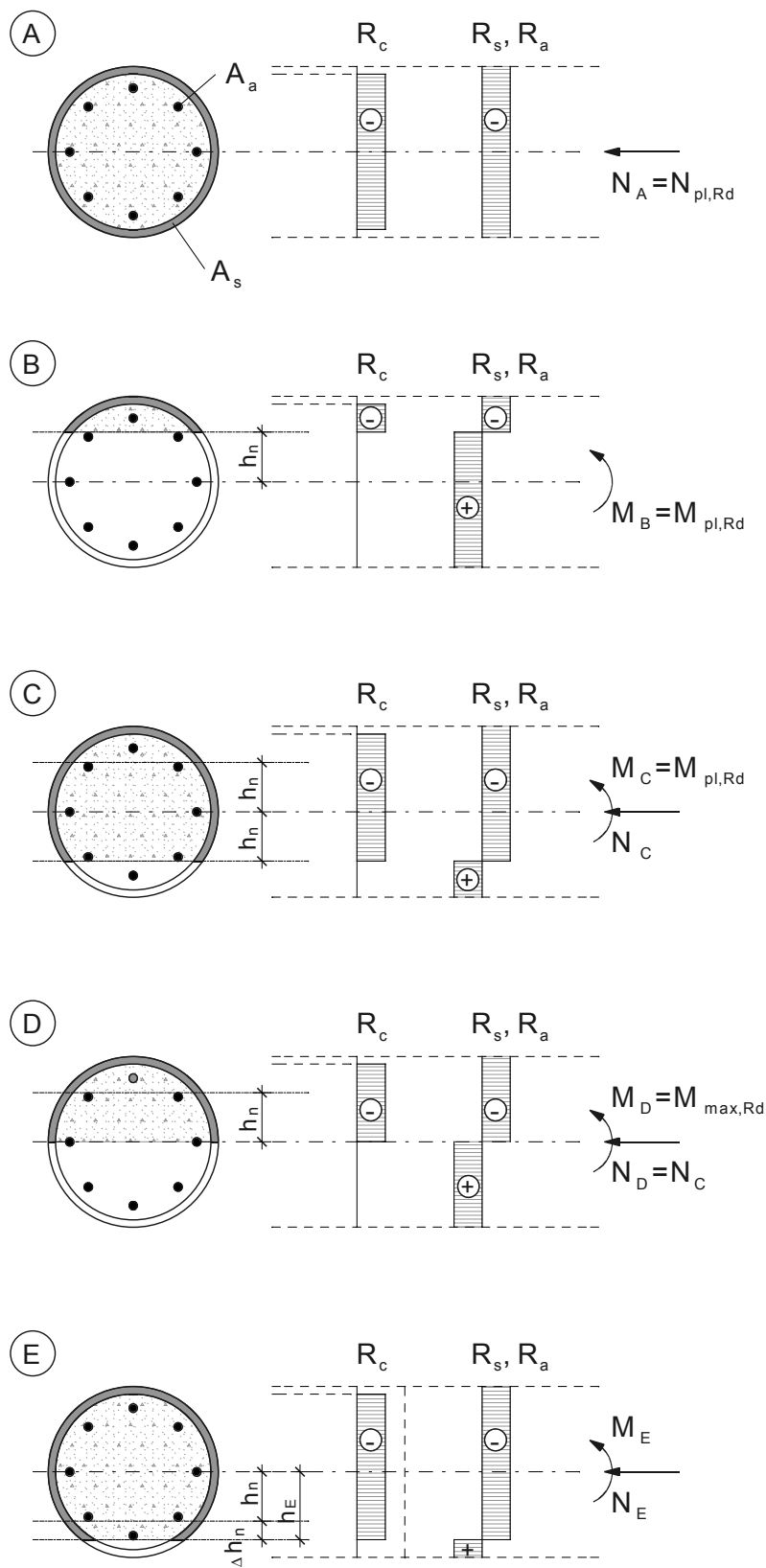
$$N_B = 0 \quad (2.43)$$

$$M_B = M_{pl,Rd} \quad (2.44)$$

- a „C” pont koordinátái

$$N_C = A_{bnet} R_c \quad (2.45)$$

$$M_C = M_{pl,Rd} \quad (2.46)$$



13. ábra

*A nyomó és húzófeszültségek eloszlása
a nyomott öv nagyságának függvényében
kör-keresztetű kibetonozott acélcsőnél*

- a „D” pont koordinátái

$$N_D = 0,5 A_{bnet} R_c \quad (2.47)$$

$$M_D = M_{\max, Rd} \quad (2.48)$$

- az „E” pont koordinátái

$$N_E = \frac{N_{pl, Rd} + N_c}{2} \quad (2.49)$$

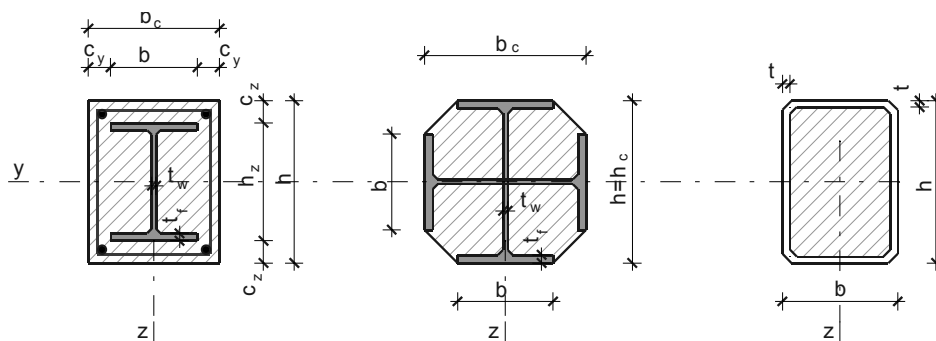
$$M_E = M_{\max, Rd} - M_{n, Rd}^E \quad (2.50)$$

A $M_{n, Rd}^E$ hajlítónyomaték a (2.36) képlettel számítható, ahol a (2.37) és (2.38) összefüggésekben a h_n értékét a h_E mérettel helyettesítjük.

$$h_E = \frac{N_{pl, Rd} - A_{bnet} R_c - A_a^E (2R_a - R_c)}{2D_{ext} R_c + 4t_s (2R_s - R_c)} \quad (2.51)$$

2.2 Négyzög-keresztmetszetű pillér

Az idomacélok félig vagy teljesen a betonban lehetnek (14. ábra).



14. ábra

Vasbeton pillérek négyzög-keresztmetszetének kialakítása acélidomok segítségével

A teherbírasi görbének nevezetes pontjait a következőképpen kapjuk (15. ábra):

- az A pont

$$N_A = N_{pl, Rd} \quad (2.52)$$

$$M_A = 0 \quad (2.53)$$

- a B pont

$$N_B = 0 \quad (2.54)$$

$$M_B = M_{pl, Rd} \quad (2.55)$$

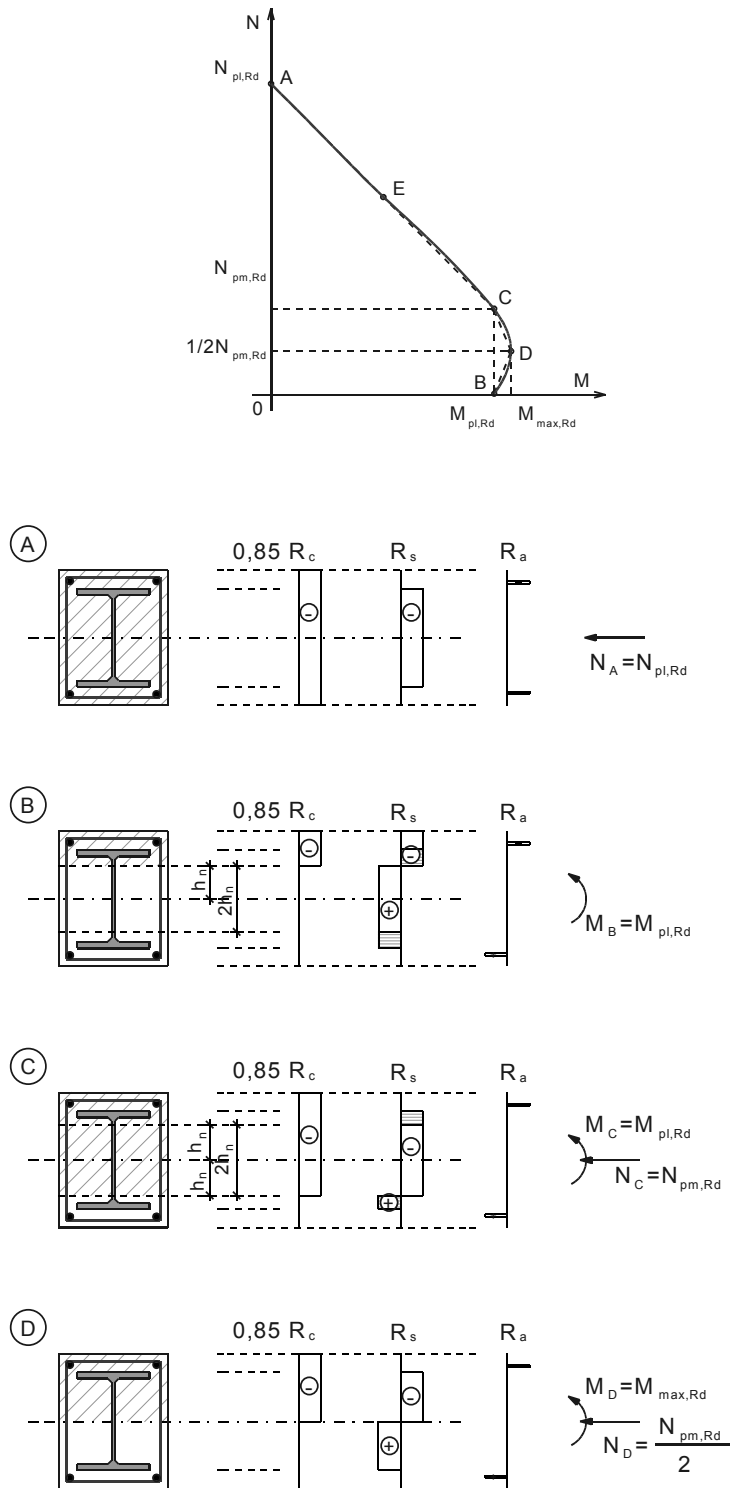
- a C pont

$$N_C = N_{pm, Rd} = 0,85 A_b R_c \quad (2.56)$$

$$M_C = M_{pl,Rd} \quad (2.57)$$

– a D pont

$$N_D = \frac{1}{2} N_{pm,Rd} \quad (2.58)$$



15. ábra

A nyomó és húzófeszültségek eloszlása a nyomott öv nagyságának függvényében négyzög-keresztmetszetű kibetonozott acélcsőnél

ahol:

$$M_{\max,Rd} = W_{ps} R_s + 0,425 W_{pb} R_c + W_{pa} R_a \quad (2.59)$$

W_{ps} , W_{pb} , W_{pa} – keresztmetszeti tényezők

$$N_{pl,Rd} = A_s R_s + A_a R_a + 0,85 A_{b,net} R_c \quad (2.60)$$

$$M_{pl,Rd} = M_{\max,Rd} - M_{n,Rd} \quad (2.61)$$

$$M_{n,Rd} = W_{pan} R_a + W_{pbn} \frac{1}{2} R_c + W_{psn} R_s \quad (2.62)$$

ahol

W_{pan} , W_{pbn} , W_{psn} – a normálvas, a beton és az idomacél képlékeny keresztmetszeti tényezője.

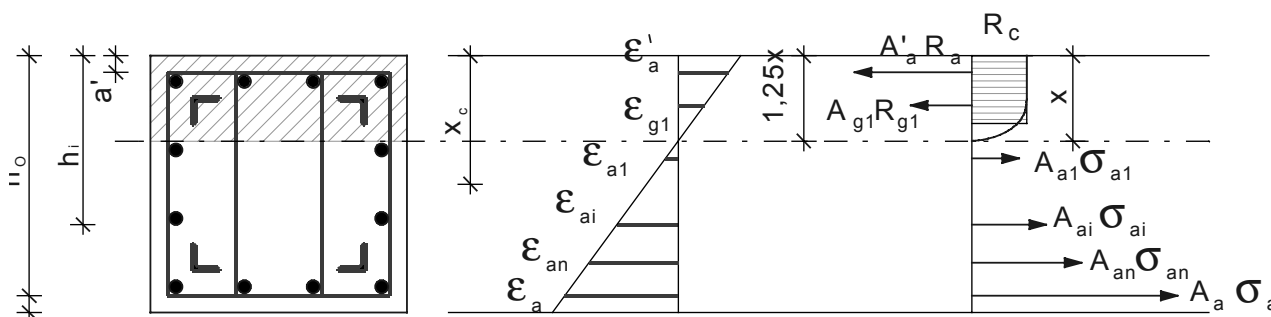
A fenti módszert csak akkor lehet alkalmazni ha az idomacél mennyisége kellően nagy:

$$0,2 \leq \delta \leq 0,8$$

ahol

$$\delta = \frac{A_s R_s}{A_s R_s + A_a R_a + 0,85 A_{b,net} R_c} \quad (2.63)$$

Ha δ kisebb mint 0,2 akkor a vasbeton számítási szabályait alkalmazzuk a keresztmetszet méretezésénél (16. ábra).



16. ábra

ha $x < 2a'$

$$M_{cap} = N(x_G - a') + A_a R_a h_a + \sum A_{ai} \sigma_{ai} (h_i - a') \quad (2.64)$$

ha $2a' \leq x \leq x_b$

$$N = A_b R_c + A'_a R_a - A_a R_a - \sum A_{ai} \sigma_{ai} \quad (2.65)$$

$$M_{cap} = -N(h_o - x_G) + S_b R_c + A'_a R_a h_a - \sum A_{ai} \sigma_{ai} (h_o - h_i) \quad (2.66)$$

ha $x > x_b$

$$N = A_b R_c + A'_a R_a - A_a R_a - \sum A_{ai} \sigma_{ai} \quad (2.67)$$

$$M_{cap} = -N(h_o - x_G) + S_b R_c + A'_a R_a h_a - \sum A_{ai} \sigma_{ai} (h_o - h_i) \quad (2.68)$$

Készült a SAPIENTIA Alapítvány támogatásával.

Bibliográfia

- [1.] EUROCODE4 Calculul structurilor mixte din oțel-beton. Exemple de calcul. Edited by V. Păcurar & I. M. Aribert. Tempus Phare Complementary Measures Proiect 01198. Implementing of Sturctural Eurocodes in Romanian Civil Engineering Standards.
- [2.] Kiss Zoltán, Oneț T. Beton armat. Editura U.T. PRESS Cluj-Napoca 1999
- [3.] STAS 10107/0-90, Construcții civile și industriale. Calculul și alcătuirea elementelor din beton, beton armat și beton precomprimat.
- [4.] Szalai K., Vasbetonszerkezetek. Tankönyvkiadó, Budapest, 1988.

Az acélhidak elavulás–felmérésének gyakorlati kérdései

Moga P.¹, Köllő G.¹, Guşiu Şt.², Orbán Zs.³

¹Kolozsvári Műszaki Egyetem, professzor

²Kolozsvári Műszaki Egyetem, tanársegéd

³PFT, Kolozsvár

Abstract

In this paper some practical aspects concerning the safety estimation of the steel bridges – reliability respectively, through the basis factors which define the technical construction state are presented.

The obtained results during the technical expert examination on some bridges from central and north Transylvania county, conducted to the conclusion that steel bridges can be included in the high reliability construction category, in condition of a minimum maintenance works during their life time, respectively can reach or even exceed the usually forecast life time (about 100 years).

Bevezető

Ebben a tanulmányban egy pár gyakorlati kérdést tárgyalunk, amelyek az acélhidak biztonságos üzemeltetésével és élettartamával kapcsolatosak, valamint elemezzük azokat a tényezőket, amelyek alapján a híd műszaki állapota meghatározható.

Azok a hídszakértői vizsgálatok, amelyeket Észak és Közép–Erdélyben végeztünk el, olyan következtetésekhez vezettek amelyek szerint az acélhidak hosszú élettartamú szerkezetek, azzal a feltétellel, hogy a szükséges karbantartási munkálatokat megfelelő szinten végezzék el. Ilyen esetben elérhető, sőt még túl is léphető a 100 éves élettartam.

A tartósság vagy a biztonságos üzemeltetés minden termék számára a minőség egyik jellemzője és kifejezhető az ún. „idő komponenssel”.

Az élettartam (tartósság) értelmezése általában valószínűségi számítási alapokon nyugszik. Az élettartam az a t_0 idő, amit egy bizonyos valószínűséggel állapítunk meg és amely idő alatt a szerkezetnek meg kell felelnie azoknak az elvárásoknak amiért megtervezték és megalkották.

Ha a tartósságot, élettartamot valószínűségként értelmezzük, akkor meg lehet állapítani az értékét egy 0 és 1 közötti számmal (vagy százalékban).

A tartósság elmélete a mérnöki tudományoknak egy olyan ága, amelynek az alapját a valószínűség, számítás elmélete valamint a matematikai statisztika képezi.

Ezen tanulmány olyan gyakorlati kérdéseket tárgyal a hídszerkezetek tartósságának köréből, amelyek befolyásolják a szerkezetet három fontos fázisban:

- a szerkezet megalkotásának fázisában (tervezés)
- a szerkezet kivitelezésének fázisában (kivitelezés)
- a szerkezet üzemeltetésében, (a hídszerkezet üzemben tartása a feltételezett élettartam alatt).

Ebben a fázisban szükséges:

- a szerkezet időbeli megfigyelése
- karbantartási munkálatok elvégzése
- megerősítési munkálatok elvégzése

Üzembeli normál elavulások (károsodások)

A hidak elavulása az üzemeltetésük alatt egy természetes folyamat, amely az élettartam alatt progresszívan megy végbe és amely az élettartam végén a szerkezet kicseréléséhez vezet.

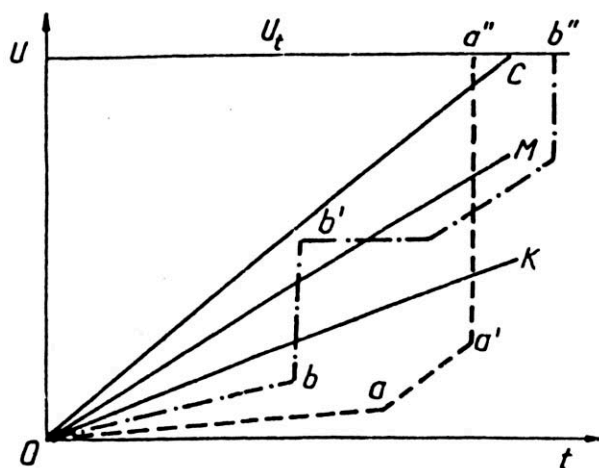
Az élettartam alatti elavulási folyamat függ a hídszerkezet tervezésétől, a kivitelezési munkálatok minőségétől, az üzemeltetéstől valamint a karbantartási munkálatoktól.

Azért, hogy az építmény teljes költségei minél kisebbek legyenek, szükséges, hogy a biztonságos üzemeltetés minél hosszabb ideig lehetséges legyen és ez az időtartam legalább akkora legyen – ha nem nagyobb – mint a híd tervezett élettartama, amely az acélhidaknál kb. 100 év. Ebben az esetben a híd tartóssága magas értékű, és számszerűen 100%-nak tekinthetjük. A rendeltetésszerű használat természetesen rongálja, koptatja a hidat vagy annak egyes részeit, de ez a hatás lassú és általában nem csökkenti a híd élettartamát.

Az acélhidak elavulási folyamatait a következőképpen osztályozhatjuk:

- Fizikai, dinamikai hatások okozta elavulás
 - a pályaszerkezet elavulása
 - a szögecsék és a csavarok szorítóhatásának csökkenése
 - a saruk elavulása (károsodása)
- Fizikai elavulás (statikai hatások)
 - acélkorrózió
 - acélelőregedés és fáradás
 - húzóerő csökkenés a kábelekből
- Balesetek okozta elavulás
 - hídelemek alakváltozása (ütközés, tűz, saruk elmozdulása)
 - hídsaruk elmozdulása vagy elmozdulásuk ellehetetlenedése.
- Erkölcsi elavulás
 - a kicserélhetőség értékének csökkenése (tervezési és kivitelezési idő csökkenése, új nagyszilárd-ságú anyagok megjelenése)
 - a szerkezet gazdasági hatékonyságának csökkenése (sebesség és tengelyterhelés növekedése)

Ha az üzemeltetés időtartama alatt az elavulás folytonos, akkor az idő-elavulás grafikonon egy egyenes (1.ábra), gyorsabb elavulás OC egyenes, kisebb elavulás OM egyenes.



1. ábra

Az elavulás tart a maximális elavulás felé (u_t), amely azt az elavulást jelenti, amelyen az építmény már biztonságosan nem üzemeltethető.

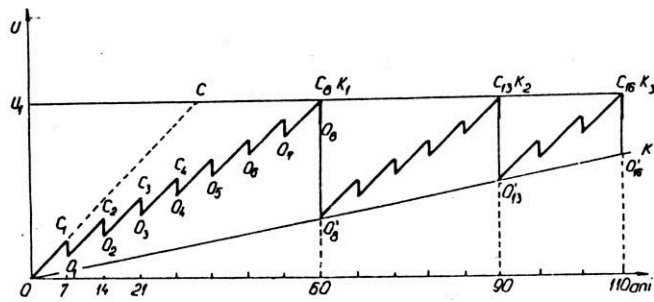
A valós elavulás általában nem arányos az idővel, így a fáradás által gerjesztett elavulás periódusa 80 év, ami alatt nem befolyásolja a szerkezet biztonságos üzemeltetését, majd megjelennek a fáradási repedések (a, a', 1. ábra) ami után be is következhet a fáradási törés (a' – a'', 1. ábra)

Az öregedési elavulás kezdetben egy lassú folyamat (0-b) amely fokozott terhelés esetén ugrásszerűen megnövekedhet (b – b'), ami után még üzemben lehet tartani az illető építőelemet a repedések megjelenéséig, majd a teljes tönkremenetelig (b'').

Az acél fáradásával és előregedésével ellentétben bizonyos elavulások az üzemeltetés kezdetén erőteljesebbek, mint a szögecsék meglazulása (a vasúti hidaknál).

Az acélhidaknál az elavulás részleges megszüntetése bizonyos időszakonkénti előtervezett karbantartási munkálatokkal történik.

A karbantartási munkálatok ciklusait vázlatosan a 2. ábra mutatja be.



2. ábra

A gyors elavulás (OC egyenes) megállítására érdekében rövid időintervallumban (kb. 7 év) felülvizsgálat és karbantartási munkálatokkal lassítják az elavulás mértékét, anélkül, hogy befolyásolnák a lassú elavulást (OK egyenes).

Amikor ezt az elavulás mértéke indokolja (erőteljesebb elavulás esetén) a hídszerkezeten teljes felújítási (karbantartási) munkálatokat kell végezni (K_1, K_2, \dots pontok) (2. ábra).

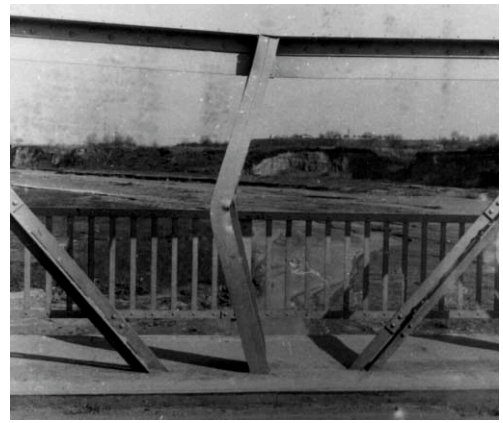
Megfigyelhető, hogy ezek a teljes felújítási munkák sem változtatják a híd lassú elavulását (OK egyenes). Ezek a teljes felújítási munkálatok közötti intervallumok csökkennek a híd „öregedésével”. Amikor a karbantartási munkálatok nagyon gyakran válnak szükségessé, akkor gazdaságilag már nem indokoltak, a hídszerkezetet egy új szerkezettel kell kicserélni.

A 3...18. ábrák olyan károsodott hídszerkezeteket mutatnak be, amelyek Észak- és Közép-Erdély közútjain üzemelnek, és amelyeket műszaki vizsgálatok során ismertünk meg.



3. ábra

A felső szélrács ütközés által okozott alakváltozása



4. ábra

A rácsos főtartó függőleges elemének ütközés okozta alakváltozása



5. ábra

A főtartók teljes stabilitásvesztése

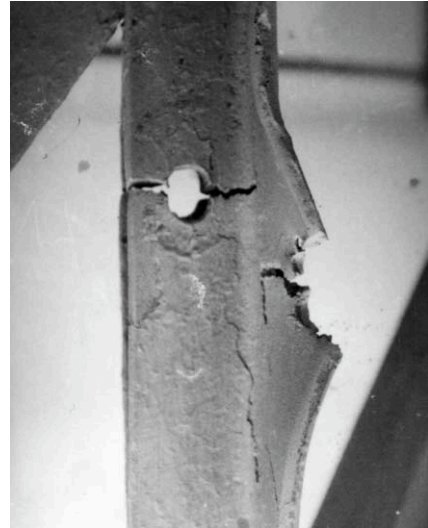


6. ábra

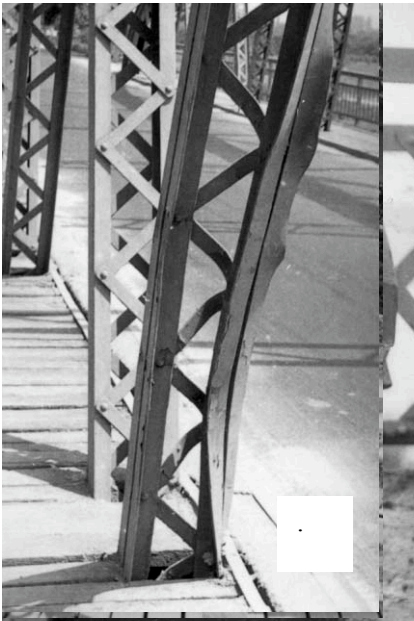
Alakváltozás és repedések egy acéltartón (acélöregedés)



7. ábra
*Ütközés okozta rideg törés
egy előregeredett acéltartón*



8. ábra
*Egy függőleges rúd szakadása
a szögecslyuk környezetében*



a)

b)

c)

9. ábra
Ütközés miatt bekövetkezett alakváltozások



10. ábra

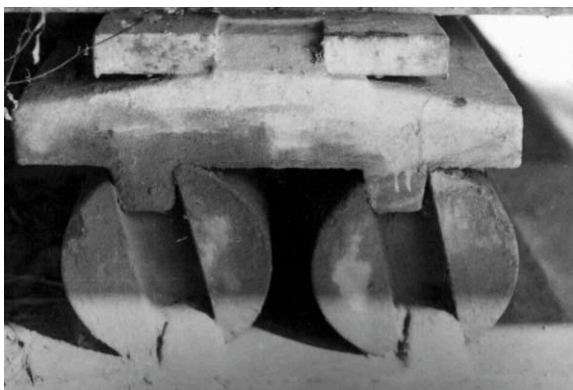
Összetett függőleges tartó, amelynek az alkotó elemei alakváltozást szenvedtek

a)

b)

11. ábra

*A tartó elemeinek tönkremenetele:
a) eltört szögvas b) felső ív tönkremenetele*



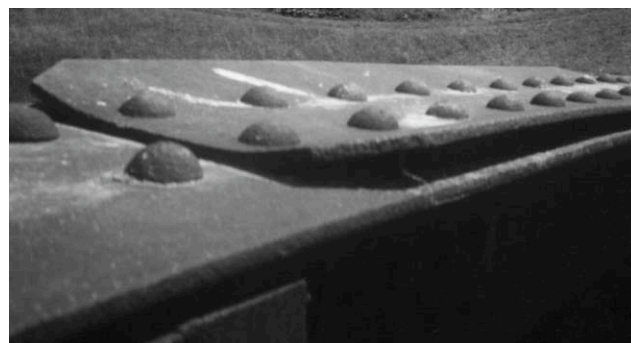
12. ábra

Meghibásodott saruk; az alsó saruk elmozdultak és nincsenek normális helyzetben, a mozgó saruk elmozdultak



13. ábra

Korrózió által tönkrement csomópont



14. ábra

*Hevederes kapcsolat;
a heveder erősen deformálódott*



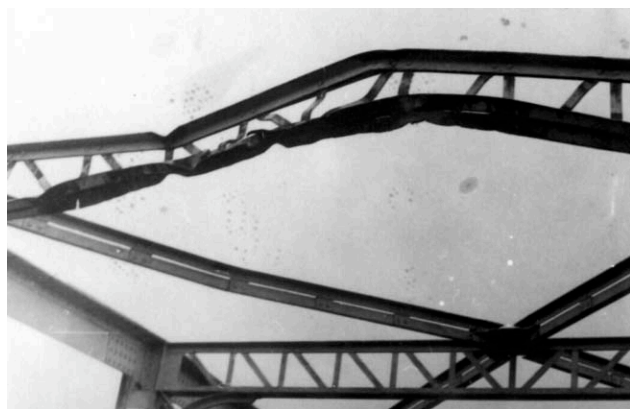
15. ábra

Függőleges tartó ütközés okozta alakváltozása

a) elcsavarodás

b) övmű alakváltozása

c) járdakorlát tönkremenetele



16. ábra

A felső szélrács tönkremenetele ütközés következtében



17. ábra

Csomóponti elemek tönkremenetele



a)

b)

c)

18. ábra

Rácstartó függőleges és ferde rúdjaiknak a deformációja ütközés következtében

a), b) ferde rudak

c) egy rúd ütközés okozta repedése

Említésre méltó, hogy e hidak közül sok a 1900-as években épült tehát már közel 100 évesek (19. ábrán látható a Kraszna folyó fölött átívelő híd).



19. ábra
25 m-es fesztávolságú rácsszerkezet, amely több mint 100 éves

A híd műszaki állapotának megállapítása a minősítési együtthatók segítségével

Az AND 522-2001 útmutatója szerint a közúti hidak műszaki állapotát a következő összefüggés segítségével állapítjuk meg (1)

$$I_{ST} = \sum C_i + \sum F_i \quad (1)$$

C_i = műszaki állapot minőségét jellemzi

F_i = üzemeltethetőséget jellemző együttható

Ezeket a következő relációkkal számítottuk ki:

$$C_i = 10 - D_C \quad (2a)$$

$$F_i = 10 - D_F \quad (2b)$$

ahol D_C valamint D_F az a pontszám, amely jellemzi a hídszerkezet károsodásait, valamint az üzemeltetési-lehetőségeit.

A műszaki állapot minőségét jellemző együtthatók:

C_1 = a hídfelépítmény minőségét jellemző állandó

C_2 = a pályaszerkezetet tartó elemek minőségét jellemző állandó

C_3 = az alépítmény minőségét jellemző állandó

C_4 = az áthidaló meder minőségét jellemző állandó

C_5 = a hídpályát jellemző állandó

F_1 = a közlekedést jellemző állandó

F_2 = a híd terhelési osztályától, valamint a hídon átvezető út folytonosságától függ

F_3 = a híd üzemeltetési időtartamától függő együttható

F_4 = a híd kivitelezés minőségétől, tervezésétől és üzemeltetésétől függő állandó

F_5 = a karbantartási munkálatok minőségétől függő állandó

A híd műszaki állapotát jellemző minőségi együttható I_{ST} ismeretében az 1. táblázat szerint megállapítható a híd műszaki osztálya és a szükséges beavatkozási munkálatok.

1. Táblázat

Sor sz.	Műszaki állapot osztálya	I_{ST}	Általános műszaki jellemző	Beavatkozási munkák C175 és C76/73 szerint
1	I	81...100	Nagyon jó állapotú	<input type="checkbox"/> A hídesztétika megtartása <input type="checkbox"/> Karbantartási munkák
2	II	61...80	Jó állapotú A felépítmény és az alépítmény anyaga kezdődő látható károsodást szenvedett	<input type="checkbox"/> Karbantartási munkák <input type="checkbox"/> Javítási munkák
3	III	41...60	Elégséges állapot A hídelemek látható károsodásokat szenvedtek	<input type="checkbox"/> Javítás <input type="checkbox"/> Rehabilitációk <input type="checkbox"/> Megerősítés

Következtetések

Az elavulás elmélete a mérnöki tudományoknak egy olyan ága, amely szorosan kötődik a valószínűség számítási elméletekhez és a matematikai statisztikához.

Az elavulás és károsodás elmélet alkalmazása a hídszerkezeteknél összetett matematikai modellt feltételez.

A hídszerkezet biztonságos üzemeltetéséhez szükséges, a híd károsodásának és elavulásának a megállapítása az üzemeltetés alatt, műszaki vizsgálatok segítségével. Időszakonként elemezve a híd elavulását, megállapíthatók azok a beavatkozások, karbantartási és felújítási munkák, amelyek segítségével meghosszabbítható a szerkezet üzemeltetési élettartama. Megfelelő karbantartási munkálatokkal a hidak „hosszú életűek” lehetnek, megközelítve a tervezett maximális élettartamot (100 év vagy 100%).

Felhasznált irodalom

- [1.] Isaic-Maniu, Al., Vodă, V.Gh., *Fiabilitatea - șansă și risc*, Ed. Tehnică București, 1986
- [2.] Moga, P., *Poduri metalice. Structuri*, UTCN, 2001
- [3.] Moga, P., *Întreținerea și reabilitarea podurilor metalice*, UTCN, 2002
- [4.] Băncilă, R. și colectiv, *Aspecte actuale în domeniul podurilor metalice*, Timișoara, 1998
- [5.] Lazăr, I., Constantin, D., *Probleme privind siguranța în exploatare a podurilor cu suprastructuri metalice sudate*, M.T.T., 1986
- [6.] Rusu, M., *Întreținerea podurilor metalice*, Ministerul Căilor Ferate, București, 1966
- [7.] *Instrucțiuni pentru stabilirea stării tehnice a unui pod*, AND 522 - 2001

Elméleti és gyakorlati kutatások előregyártott vasbeton szerkezetek technológiai igénybevételénél

Dr. Mihalik András
Nagyvárad Egyetem

Abstract

The paper presents conception and calculation possibilities for manipulation devices of flat pre-manufactured ferro-concrete elements under industrial technological conditions.

1. Bevezetés

Az előregyártás várható fejlődését, jövőjét tekintve elmondható, hogy mindaddig, amíg az egyéb építési célokra figyelembe vehető anyagok ára jelentősen nem csökken, az előregyártás további fejlődése várható. E fejlődés ma még távolról sem lezárt sem a termékek, sem a gyártási eljárások tekintetében. Ennek ellenére ma az előregyártás szűkebb értelemben használatos, s az építőipari tevékenység egy meghatározott részét jelenti. Monolit szerkezetek tervezésekor általában elegendő a végleges szerkezeti váz statikai vizsgálatának elvégzése. Előregyártott szerkezeteknél azonban ez nem elegendő, hanem meg kell vizsgálni az elemek gyártásakor, mozgatásakor és a szerelés egyes fázisaiban keletkező igénybevételeket is.

Figyelemmel kell lenni tehát azokra az igénybevételekre is, amelyek az elemekben a formából történt kiemeléskor, a szállító eszközre helyezésekor, szállítás közben, tároláskor, az eszmélés ideje alatt és az ideiglenes kikötéskor keletkeznek. Ha monolit részei is vannak a szerkezetnek, akkor meg kell vizsgálni a beépítésük előtt fellépő erőhatásokat is. Meg kell adni az elemek mozgatásához a szükséges megfogási helyeket, a tároláshoz az alátámasztás módját, valamint az elemek emeléséhez szükséges szerkezeteket. Legcélszerűbb a megfogási pontot úgy elhelyezni, hogy mind a pozitív, mind a negatív nyomaték nagysága egyforma legyen.

Mindezekből látható, hogy az előregyártott szerkezetek erőtani számításai sokkal nagyobb körültekintést és szakértelmet igényelnek, mint a monolit szerkezetek esetében.

Ezért is szükséges a kutatás területén a korszerű méretezési előírásokat alátámasztó kísérletek elvégzése, a figyelembe veendő terhek és hatások korszerű, reális értékeinek ellenőrzése, megállapítása, az előregyártott elemek kapcsolatainak (mind a merev, mind a mozgó kapcsolatoknak) vizsgálata, megfelelő minőségi és minősítő előírások összeállítása.

Jelen tanulmányban kutatásaink eredményeképpen egy emelőszerkezet erőtani és egyensúlyi helyzetét vizsgáltuk, ahol az emelés hat pontos megfogással, csigán vagy kampón elmozdulható folytatólagos kötélhimbával, optimális körülmények között biztosítja az önsúly felvételét az igénybevételeknek megfelelően.

2. Az emelőszerkezettel kapcsolatos elméleti és gyakorlati vizsgálatok

Vasbeton elemek sablonról való leválasztására kötélhimbával kialakított emelőszerkezetet alakítottunk ki, amely az emelőfülekhez, valamint az emelő daru kampójához csatlakozik.

A kötelek szükséges keresztmetszetének megállapítása a feszültség kiszámítását igényelte minden egyes kötélben, az előzetesen megállapított egyensúlyi helyzetnek megfelelően.

A probléma mechanikai része egyszerűen megoldható, az egyensúlyi helyzet megoldása viszont összetett, bonyolult problémaként jelentkezett, amelyet egyszerű, elementáris módszerrel már nem lehetett megoldani. Éppen ezért röviden bemutatjuk a megoldás módját.

2.1. Az emelőszerkezet vizsgálata

A téglalap alakú betonelem a betonozás után hat, szimmetrikusan elhelyezett emelőfülrel rendelkezik a hosszanti (Ox) tengelyhez viszonyítva, vagyis a következő pontokban:

A, A', C, C' sarokpontok

B, B' a hosszanti oldalakon az A és C valamint az A' és C' között

Ismertek a távolságok: $AB=b$, $AC=c$, $BC=c-b$ és $AA'=2a$.

Az A és A' pontokban rögzítjük az első kötelet, amelynek a hossza $2l_1$, aminek a közepén, a D pontban az emelő kampó csatlakozik.

A B és C valamint a B' és C' pontokban még két hasonló, egyenlő hosszúságú l_2 kötelet rögzítünk, amely az E és E'-ben a csigákon halad át. Az E és E' csigák egy negyedik kötélhez EDE vannak rögzítve,

amelynek a hossza $2l_3$; a D közép a daru kampójához csatlakozik. Az egyensúlyi helyzet meghatározásához a következő észrevételeket tesszük:

- Mivel az E és E' csigák helyzete a BEC és B'E'C' köteleken változó, mozgékony, a súrlódás elhanyagolásával ezekben a kötelekben egy állandó, konstans X_2 erő jelenik meg (a csigák mindkét oldalán).
- X_3 -al jelölve az erőket az EDE kötélben, az E és E' csomópontokban három, egymást keresztező erő jelenik meg. Az egyensúly csak akkor lesz lehetséges, ha a B, C, D és E pontok (valamint a B', C', D', E') egy és ugyanazon síkban találhatók.
- Mivel a három egymást keresztező erő közül kettő egymással egyenlő (X_2, X_2, X_3), következik, hogy az egyensúlyi állapot miatt a DE egyenes felezi a BEC szöveget.

2.2. A geometriai probléma felvetése

A következő ismeretleneket választjuk:

- Ψ szög, mely pontosítja az ADA' sík hajlását a vízszinteshez viszonyítva
- $\alpha_B = \hat{E}BC$ és $\alpha_C = \hat{E}CB$ szöveget, abban a síkban, amelyet a BCDE pontok határoznak meg.

Az egyszerűsítés miatt bevezetjük:

$$l_0 = \sqrt{l_1^2 - a^2} \quad (\text{a magasság a D-ből az ADA' háromszögben egyenlő OD})$$

Jelöljük továbbá (lásd 1. ábra) a következőket:

D' – a D pont vetülete a vízszintes síkban

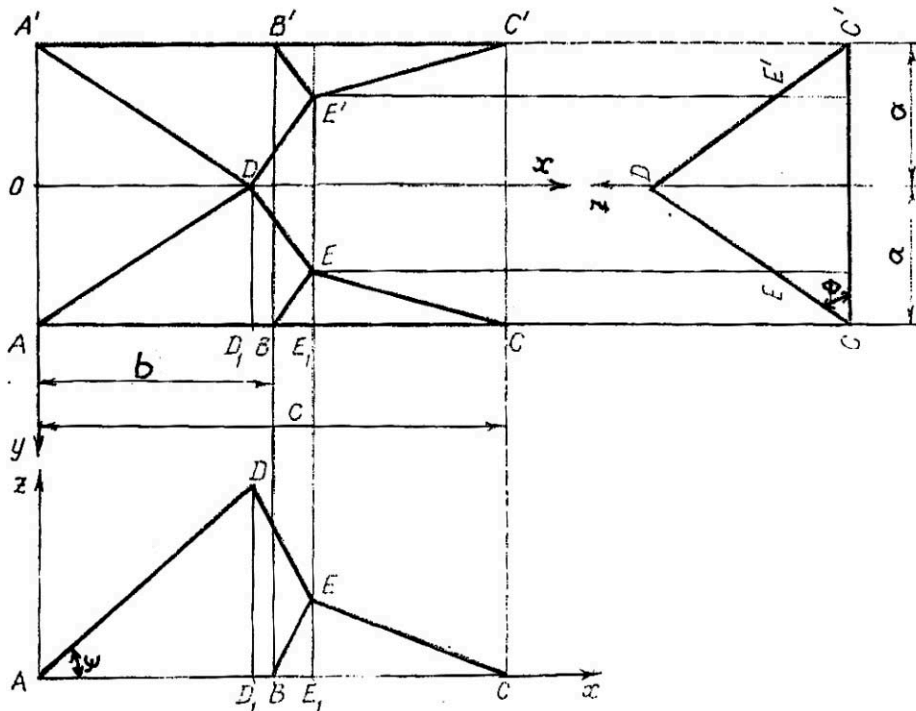
D₁ – a D pont vetülete az AA' egyenesre

O – az AA' oldal közepe (a D pont vetülete az AA' egyenesre)

E' – az E vetülete a vízszintes síkban

F – a DE és BC egyenesek metszése

Θ – az a szög, amely a BCDE és ACC'A' sík között van. (egyenlő a $\hat{D}D_1D'$ és $\hat{E}E_1E'$ szöggel)



1. ábra

Az 1. ábrából következik:

$$OD' = l_0 \cos \Psi, \quad DD' = l_0 \sin \Psi, \quad \operatorname{tg} \Theta = \frac{l_0}{a} \sin \Psi$$

jelöljük: $BE = x_1$ és $CE = x_2$, azzal a feltétellel, hogy $x_1 + x_2 = l_2$

A BEC háromszögből adódik, hogy:

$$x_1 = l_2 \frac{\sin \alpha_C}{\sin \alpha_B + \sin \alpha_C}, \quad x_2 = l_2 \frac{\sin \alpha_B}{\sin \alpha_B + \sin \alpha_C}$$

A szögfelező BEF, két egyenlő részre osztja a $\hat{B}EC$ szöget, azaz

$$90^\circ - \frac{\alpha_B + \alpha_C}{2}$$

és az $E_1 \hat{E}F$ szög egyenlő

$$D_1 \hat{D}F = E_1 \hat{E}F = \frac{\alpha_B + \alpha_C}{2}.$$

Legyen még E_2 az E pont vetülete a DD_1 egyenesre. Szem előtt tartva, hogy a $DE = l_3$, következik:

$$DD_1 = \sqrt{a^2 + l_0^2 \sin^2 \Psi}$$

$$E_2 D_1 = EE_1 = x_1 \sin \alpha_B = l_2 \frac{\sin \alpha_B \sin \alpha_C}{\sin \alpha_B + \sin \alpha_C}$$

$$DE_2 = DD_1 - E_2 D_1 = \sqrt{a^2 + l_0^2 \sin^2 \Psi} - l_2 \frac{\sin \alpha_B \sin \alpha_C}{\sin \alpha_B + \sin \alpha_C}$$

$$E_2 E = D_1 E_1 = AB + BE_1 - AD_1 = b + x_1 \cos \alpha_B - l_0 \cos \Psi = b + l_2 \frac{\cos \alpha_B \sin \alpha_C}{\sin \alpha_B + \sin \alpha_C} - l_0 \cos \Psi$$

Ahhoz, hogy a DE egyenes szögfelezője legyen a $\hat{B}EC$ -nek és hogy a DE egyenlő legyen l_3 -al, a következő két feltételnek kell teljesülnie: (2. ábra)

$$DE_2 = l_3 \cos \frac{\alpha_B - \alpha_C}{2}$$

$$E_2 E = l_3 \sin \frac{\alpha_B - \alpha_C}{2}$$

Elvégezve a behelyettesítéseket az előző kifejezésekbe, következik:

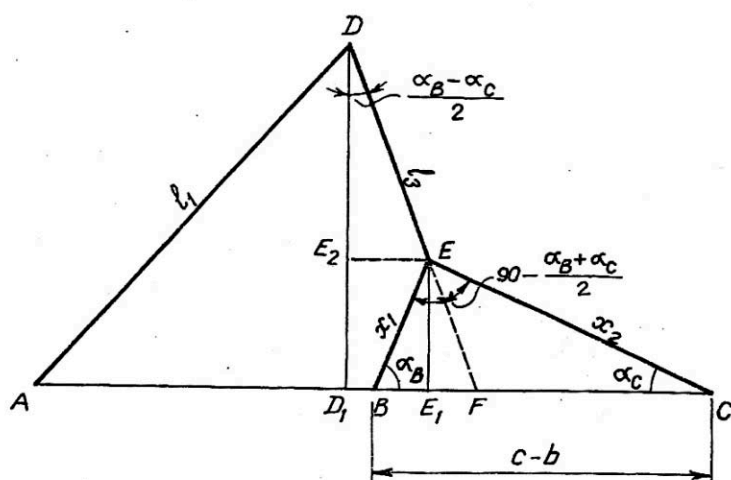
$$l_0 \cos \Psi = b + l_2 \frac{\cos \alpha_B \sin \alpha_C}{\sin \alpha_B + \sin \alpha_C} - l_3 \sin \frac{\alpha_B - \alpha_C}{2} \quad (1)$$

$$\sqrt{a^2 + l_0^2 \sin^2 \Psi} = l_2 \frac{\sin \alpha_B \sin \alpha_C}{\sin \alpha_B + \sin \alpha_C} + l_3 \cos \frac{\alpha_B - \alpha_C}{2} \quad (2)$$

A BEC háromszögből megkapjuk:

$$BE_1 = x_1 \cos \alpha_B, \quad E_1C = x_2 \cos \alpha_C, \quad BE_1 + EC_1 = BC = c - b$$

$$\text{vagy } x_1 \cos \alpha_B + x_2 \cos \alpha_C = c - b.$$



2. ábra

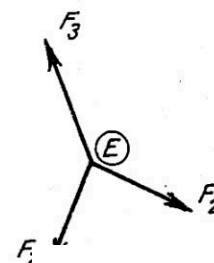


Fig. 4

Szem előtt tartva, hogy x_1 -t és x_2 -t már meghatároztuk az l_2 , α_B valamint α_C függvényében, az előző kifejezés felírható, tehát:

$$l_2 \frac{\cos \alpha_B \sin \alpha_C}{\sin \alpha_B + \sin \alpha_C} + l_2 \frac{\sin \alpha_B \cos \alpha_C}{\sin \alpha_B + \sin \alpha_C} = c - b$$

A megfelelő átalakítások után felírható az összefüggés végleges kifejezése:

$$\operatorname{tg} \frac{\alpha_B}{2} \operatorname{tg} \frac{\alpha_C}{2} = \frac{l_2 - c + b}{l_2 + c - b} \quad (3)$$

Az (1), (2), (3) egyenletek az ismeretlen ψ , α_B , α_C szögekkel a probléma megoldásához vezetnek.

2.3. Az ismeretlenek meghatározása

A megoldás érdekében egyszerűbb lesz, ha a ψ szöget az (1) és (2) egyenletekből kiküszöböljük. Ez megoldható a tagonkénti négyzetre emeléssel, majd a kapott összefüggések összeadásával.

A kiküszöbölés eredményét így írhatjuk:

$$F(\alpha_B, \alpha_C) = \left(\frac{\sin \alpha_C}{\sin \alpha_B + \sin \alpha_C} \right)^2 + \frac{2b}{l_2} \cos \alpha_B \frac{\sin \alpha_C}{\sin \alpha_B + \sin \alpha_C} - \frac{2bl_3}{l_2} \sin \frac{\alpha_B - \alpha_C}{2} + \frac{l_3}{l_2} \frac{\sin \alpha_C}{\cos \frac{\alpha_B - \alpha_C}{2}} - l_1^2 + b^2 + l_3^2 = 0 \quad (4)$$

A (3) és (4) összefüggések meghatározzák az α_B , α_C szögeket, míg a ψ szög az (1) és (2) valamelyikéből következik.

A megoldás próbálgatásokkal történik a (3) összefüggést felhasználásával. Különböző értékeket adva α_B -nek, megkapjuk α_C -t. Az így kapott páros eredményt a (4) összefüggésbe helyettesítjük, egészen addig, míg az eredmény nem lesz $F(\alpha_B, \alpha_C)=0$, ami már tulajdonképpen a keresett megoldás.

Egy konkrét gyakorlati problémánál a következő szám adatok álltak rendelkezésünkre:

$$2a=2,65 \text{ m} ; b=2,15 \text{ m} ; c=4,30 \text{ m} ; l_1=3,0 \text{ m} ; l_2=2,87 \text{ m} ; l_3=1,48 \text{ m} .$$

Felhasználva ezeket az adatokat, következnek:

$$l_0 = \sqrt{l_1^2 - a^2} = \sqrt{3,00^2 - 1,35^2} = \sqrt{7,244375} = 2,691537664 \text{ m}$$

$$\frac{l_2 - c + b}{l_2 + c - b} = \frac{2,87 - 4,30 + 2,15}{2,87 + 4,30 - 2,15} = \frac{0,72}{5,02} = 0,143426294$$

Az így kapott szám adatokkal a (4) és (3) a következőképpen írható:

$$\operatorname{tg} \frac{\alpha_B}{2} \operatorname{tg} \frac{\alpha_C}{2} = 0,143426294 \quad (5)$$

$$F(\alpha_B, \alpha_C) = \left(\frac{\sin \alpha_C}{\sin \alpha_B + \sin \alpha_C} \right)^2 + 1,498257833 \cos \alpha_B \frac{\sin \alpha_C}{\sin \alpha_B + \sin \alpha_C} - 0,772620764 \sin \frac{\alpha_B - \alpha_C}{2} + 0,515679442 \frac{\sin \alpha_C}{\cos \frac{\alpha_B - \alpha_C}{2}} - 0,265524651 = 0$$

Próbálgatásokkal a következő megoldást kapjuk:

$$\alpha_B = 65,515^\circ \quad , \quad \alpha_C = 25,13348^\circ$$

Ezek után az (1)-ből adódik:

$$\psi = 41,4415^\circ \quad (\sin \psi = 0,66185043 \quad , \quad \cos \psi = 0,749635881)$$

Ellenőrzésképpen az összes szám adatot a (2)-be helyettesítjük, és következnek:

- a bal oldali tag 2,220134
- a jobb oldali tag 2,22150

Az eltérés 0,00072%, amely nagyon jó eredmény.

Marad még a Θ szög kiszámítása:

$$\operatorname{tg} \Theta = \frac{l_0}{a} \sin \Psi = \frac{z_0}{a} = \frac{1,78139536}{1,325} = 1,344449228$$

$$\Theta = 53,35817^\circ \quad (\sin \Theta = 0,80238197 \quad ; \quad \cos \Theta = 0,59681083)$$

A hosszúságok:

$$x_1 = 0,913224718 \text{ m} ; x_2 = 1,956775282 \text{ m}$$

A mért értékek a következők voltak:

$$x_1 = 0,92 \text{ m} ; x_2 = 1,95 \text{ m}$$

Ez kitűnő összhangban van a számításokkal.

A tengelyekkel az O-ból kiindulva, megkapjuk:

- OD' egyenest, mint az Ox tengelyt
- OA' egyenest, mint Oy tengelyt
- a merőlegest O-ban, az xOy síkban, mint Oz tengelyt

A D és E pontoknak a koordinátái a következők:

$$x_D = OD' = l_0 \cos \psi = 2,017673207 \text{ m}; y_D = 0$$

$$z_D = DD' = l_0 \sin \psi = 1,78139536 \text{ m}; x_E = b + x_1 \cos \alpha_B = b + l_2 \frac{\cos \alpha_B \sin \alpha_C}{\sin \alpha_B + \sin \alpha_C} = 2,58849055 \text{ m}$$

$$y_E = a - x_1 \sin \alpha_B \cos \Theta = a - l_2 \frac{\sin \alpha_B \sin \alpha_C}{\sin \alpha_B + \sin \alpha_C} = 0,828991567 \text{ m}$$

$$z_E = EE' = x_1 \sin \alpha_B \sin \Theta = l_2 \frac{\sin \alpha_B \sin \alpha_C}{\sin \alpha_B + \sin \alpha_C} \sin \Theta = 0,666858247 \text{ m}$$

Kiszámítjuk még az AD és DE –re vonatkozó koszinusz szögfüggvényeket.

α -val jelöljük egy egyenes és az Ox közötti szöveget, valamint ugyanazon az egyenes és az Oz közötti szöveget, és megkapjuk:

$$\cos \alpha_A = \frac{l_0}{l_1} \cos \Psi = 0,672557735$$

$$\cos \gamma_A = \frac{l_0}{l_1} \sin \Psi = 0,593798453$$

$$\cos \alpha_D = \frac{c - l_0 \cos \Psi - x_2 \cos \alpha_C}{l_3} = 0,983490195$$

$$\cos \gamma_D = \frac{l_0 \sin \Psi - x_1 \sin \alpha_B \sin \Theta}{l_3} = 0,753065616$$

2.4. A feszültségek értékei

A következő jelöléseket alkalmazzuk:

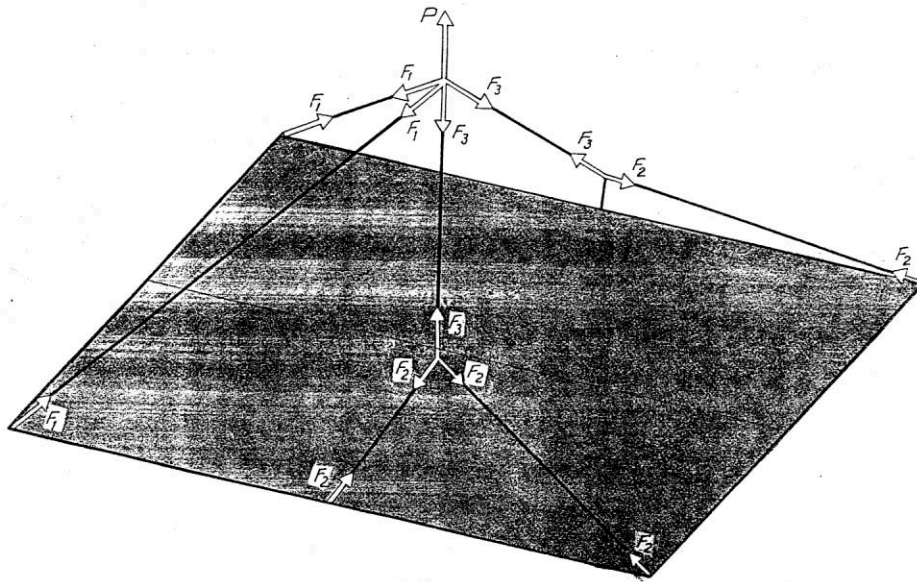
F_1 – a feszültség az ADA' kötélben

F_2 – a feszültségek a BEC valamint a B'E'C' kötelekben

F_3 – a feszültség az EDE' kötélben

Az E csomópontban, a BCDE síkban csak egy egyenletnek a vetületét írhatjuk le (a DE irányban). (3. ábra).

$$F_3 = 2F_2 \cos \left(90^\circ - \frac{\alpha_B + \alpha_C}{2} \right) = 2F_2 \sin \frac{\alpha_B + \alpha_C}{2} \quad (7)$$



3. ábra

A D csomópontra felírhatjuk:

- az egyenlet vetülete az Ox tengelyre

$$-F_1 \cos \alpha_A + F_3 \cos \alpha_D = 0 \quad (8)$$

- az egyenlet vetülete az Oz tengelyre

$$2(F_1 \cos \gamma_A + F_3 \cos \gamma_D) = P \quad (9)$$

a (7), (8), (9)-ből következik (4. ábra.):

$$F_1 = \frac{P}{2} \frac{\cos \alpha_D}{\cos \alpha_A \cos \gamma_D + \cos \alpha_D \cos \gamma_A}, \quad F_3 = \frac{P}{2} \frac{\cos \alpha_A}{\cos \alpha_A \cos \gamma_D + \cos \alpha_D \cos \gamma_A}, \quad F_2 = \frac{F_3}{2 \sin \frac{\alpha_B + \alpha_C}{2}}$$

Az előbbi számértéket behelyettesítve, megkapjuk:

$$F_1 = 0,451P, \quad F_2 = 0,217P, \quad F_3 = 0,308P$$

Egy maximális 5 tonna emelősúlyra a végeredmény:

$$F_1 = 2,255 \text{ tona}, \quad F_2 = 1,084 \text{ tona}, \quad F_3 = 1,542 \text{ tona}$$

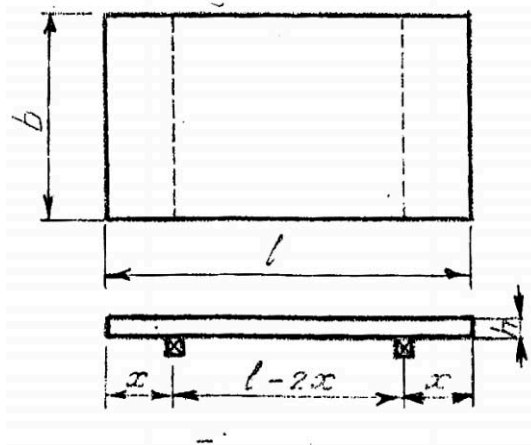
A szabványok a reális, minimális szakító terhelésre előírják:

- egyszerű kötelek 1x19 12.916 t
- egyszerű kötelek 1x37 12.414 t
- egyszerű kötelek 1x61 11.124 t

A minimális értékeket véve figyelembe, a biztonsági tényező:

$$C = \frac{11.124}{2.255} = 4,933$$

ami tökéletesen megfelelő értéket jelent.



4. ábra

3. Az elemek raktározása

Az előregyártott vasbeton szerkezeteknél a nyomott zóna repedéseinek a kiküszöbölése megköveteli az alátétlécek elhelyezkedésének a megvizsgálását.

Egy téglalap alakú $l = b$ ($l > b$) elemet vizsgálunk meg, amelynek a magassága h , az alátámasztás szimmetrikus, és a b oldallal párhuzamos.

Mivel egy speciális alátámasztásról van szó, az illető elemet összehasonlítjuk egy gerendával, amelynek a hossza l és a szélessége b , két konzollal a végeken.

A konzol nyílása x , az alátámasztási pontok közötti távolság pedig $l - 2x$.

Az előírt terhelés $g_n = \gamma hb$, ahol $\gamma = 2500 \frac{daN}{m^3}$, a számítási teher pedig $g_c = 1,1\gamma b$

Az elemek mozgásánál számíthatunk egy dinamikus tényezőre is, amelynek az értéke $\Psi = 1,5$.

Ahogy a gyakorlat is mutatja, a nyomaték abszolút értéke az alátámasztáson meghatározott:

$$M_{\max} = \Psi \frac{g_c x^2}{2} \quad (10)$$

A keresztmetszet nyomaték kapacitását egy egyszerű összefüggéssel számoljuk:

$$M_r = \frac{bh^2}{6} R_t \quad (11)$$

ahol az R_t a beton minőségétől (márkájától) függ, és amelyik kisebb értékű a repedéseket okozó nyomatéknál, az alábbi összefüggés szerint:

$$M_t = 0,25(1 - 0,007h)bh^2 R_t \geq 0,17bh^2 R_t$$

Egyenlővé téve az (10) és (11) kifejezéseket, következik:

$$\frac{bh^2}{6} R_t = \Psi \frac{g_c x^2}{2} = \frac{\Psi 1,1\gamma b}{2} x^2$$

ahonnan kiszámítható a konzol maximális hossza:

$$x_{\max} = \sqrt{\frac{hR_t}{3,3\Psi\gamma}} \quad (12)$$

Például egy B250-es betonnál, ahol az $R_t = 9 \text{ daN/cm}^2$, $h = 13 \text{ cm}$, $\psi = 1,5$ és a $\gamma = 2500 \text{ daN/m}^3 = 0,0025 \text{ daN/cm}^3$, a maximális konzol:

$$x_{\max} = \sqrt{\frac{13 \times 9}{3,3 \times 1,5 \times 0,0025}} = 97,2 \text{ cm}$$

A maximális nyomaték problémája az alátámasztások között nem merülhet fel, ugyanis a vasalás méretezése az önsúlyra, valamint a hasznos terhelésre is vonatkozik.

Általános eredményként megállapítható: a konzol hossza ne haladjon meg a 95 cm-t.

Szakirodalom

- [1.] D.V.Koroteev, A.P.Novak: Prevenirea avariilor caracteristice și a accidentelor în construcții. Stroiizdot, Moskva, 1974. (oroszul)
- [2.] V.Vâlcovici, St. Bălan, R.Voina: Mecanica teoretică. Ed. Tehnică, București, 1959.
- [3.] I.Terțea, Tr. Oneț, M. Beuran, V.Păcurar: Proiectarea Betonului Armat. Ed. Didactică și Pedagogică, București, 1978.
- [4.] M.Soare: Rezistența Materialelor. Institutul de Construcții, București, 1978.
- [5.] M.Soare, A.Mihalik: Studii și cercetări tehnologice, I.M.C. Oradea. Săptămâna Universitară. Secția Construcții, Oradea, 1983.