

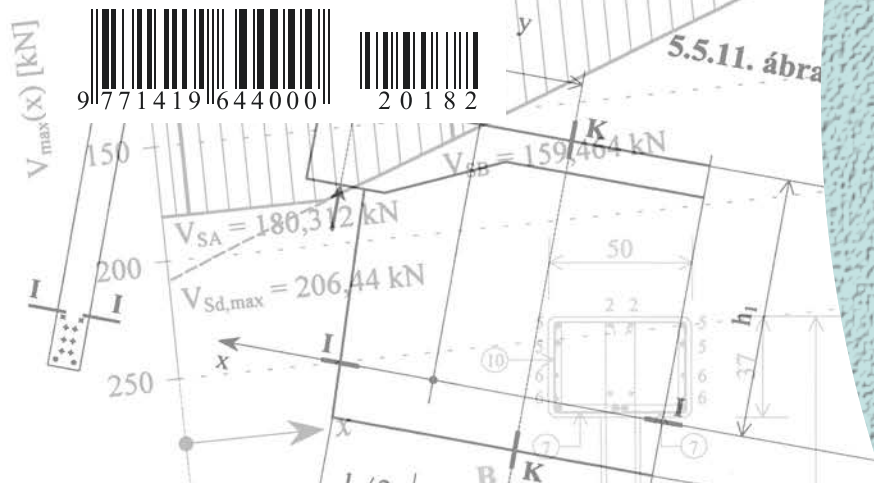
VASBETONÉPÍTÉS

CONCRETE STRUCTURES

JOURNAL OF THE HUNGARIAN GROUP OF *fib*

9 771419 644000

2 0 1 8 2



DR. KISS ZOLTÁN

MEREV KAPCSOLATOK FÖLDRENGÉSES TERÜLETE- KEN ÉPÍTETT VASBETON KERETSZERKEZETEK SZÁMÁRA

26

DULÁCSKA ENDRE –
BÓDI ISTVÁN

A VASBETON SILÓK REPE- DÉSEI ÉS EGYÉB PROBLÉMÁI

36

CCC2017 TOKAJ

41

fib BULLETIN 79, 80

44

SZEMÉLYI HÍREK

TELEKI KÁLMÁNNÉ KIRÁLYFÖLDI
ANTÓNIA 65. SZÜLETÉSNAPJÁRADR.-HABIL. GÁLOS MIKLÓS
80. SZÜLETÉSNAPJÁRALAKATOS ERVIN
85. SZÜLETÉSNAPJÁRA

46

BETONTECHNOLÓGUS SZAK- IRÁNYÚ TOVÁBBKÉPZÉS

48

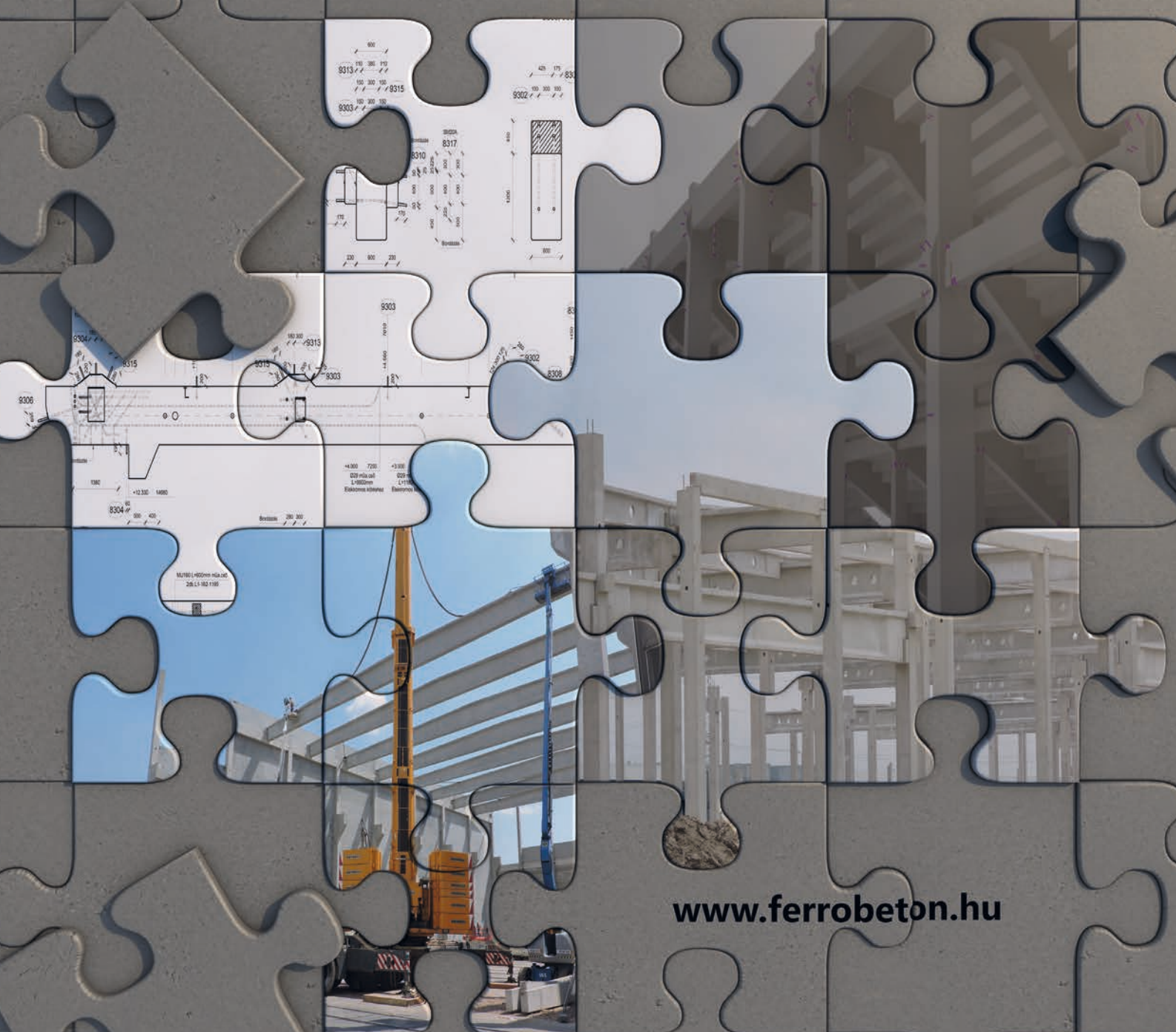
2018/2

XX. évfolyam, 2. szám



FERROBETON

beton biztos alapokon



www.ferrobeton.hu

Főszerkesztő:

Dr. Balázs L. György

Szerkesztő:

Dr. Träger Herbert

Szerkesztőbizottság:

Dr. Bódi István

Dr. Csíki Béla

Dr. Erdélyi Attila

Dr. Farkas György

Kolozsi Gyula

Dr. Kopecskó Katalin

Dr. Kovács Károly

Lakatos Ervin

Dr. Lublós Éva

Madaras Botond

Mátyássy László

Polgár László

Dr. Sajtos István

Dr. Salem G. Nehme

Telekiné Királyföldi Antonia

Dr. Tóth László

Vörös József

Wellner Péter

Lektorai testület:

Dr. Dulácska Endre

Királyföldi Lajosné

Dr. Lenkei Péter

Dr. Loykó Miklós

Dr. Madaras Gábor

Dr. Orosz Árpád

Dr. Szalai Kálmán

Dr. Tassi Géza

Dr. Tóth Ernő

(Kéziratok lektorálására más
kollégák is felkérést kaphatnak.)

Alapító: a *fib* Magyar Tagozata

Kiadó: a *fib* Magyar Tagozata

(*fib* = Nemzetközi Betonszövetség)

Szerkesztőség: BME Építőanyagok és
Magasépítés Tanszék

1111 Budapest, Műegyetem rkp. 3.

Tel: 463 4068 Fax: 463 3450

E-mail: fib@eik.bme.hu

WEB <http://www.fib.bme.hu>

Az internet verzió

technikai szerkesztője: Czoboly Olivér

Tervezőszerkesztő: Halmai Csaba

Nyomdai kivitelezés: Navigar Kft.

Egy példány ára: 1275 Ft

Előfizetési díj egy évre: 5100 Ft

Megjelenik negyedévenként

1000 példányban.

© a *fib* Magyar Tagozata

ISSN 1419-6441 online ISSN: 1586-0361

Hirdetések:

Külső borító: 220 000 Ft+áfa

belső borító: 180 000 Ft+áfa

A hirdetések felvétele:

Tel.: 463-4068, Fax: 463-3450

Címlapfotó:

Szerkezeti anyagok kombinációja:

kő-fa-beton-üveg

Fotót készítette: Dr. Balázs L. György

TARTALOMJEGYZÉK

- 26** DR. KISS ZOLTÁN
**MEREV KAPCSOLATOK FÖLDRENGÉSES
TERÜLETEKEN ÉPÍTETT VASBETON
KERETSZERKEZETEK SZÁMÁRA**
- 36** DULÁCSKA ENDRE – BÓDI ISTVÁN
**A VASBETON SILÓK REPEDÉSEI ÉS
EGYÉB PROBLÉMÁI**
- 41** **CCC2017 TOKAJ**
- 44** *fib* **BULLETIN 79, 80**
- 46** **SZEMÉLYI HÍREK**
TELEKI KÁLMÁNNÉ KIRÁLYFÖLDI ANTÓNIA
65. SZÜLETÉSNAPJÁRA
DR.-HABIL. GÁLOS MIKLÓS 80. SZÜLETÉSNAPJÁRA
LAKATOS ERVIN 85. SZÜLETÉSNAPJÁRA
- 48** **BETONTECHNOLÓGUS SZAKIRÁNYÚ
TOVÁBBKÉPZÉS**

A folyóirat támogatói:

Vasúti Hidak Alapítvány, Duna-Dráva Cement Kft., ÉMI Nonprofit Kft.,
A-Híd Zrt., MÁV Zrt., MSC Mérnöki Tervező és Tanácsadó Kft.,
Lábatlani Vasbetonipari Zrt., Pont-Terv Zrt., Swietelsky Építő Kft., Uvaterv Zrt.,
Mélyépterv Komplex Mérnöki Zrt., Hídtechnika Kft.,
Betonmix Mérnökiroda Kft., CAEC Kft., SW Umwelttechnik Magyarország Kft.,
Union Plan Kft., DCB Mérnöki Iroda Kft.,
BME Építőanyagok és Magasépítés Tanszék,
BME Hidak és Szerkezetek Tanszék

MEREV KAPCSOLATOK FÖLDRENGÉSES TERÜLETEKEN ÉPÍTETT VASBETON KERETSZERKEZETEK SZÁMÁRA



Dr. Kiss Zoltán

DOI: 10.32969/VB.2018.2.1

Dolgozatunkban bemutatjuk a hibrid kapcsolatok előnyeit. A hibrid kapcsolatok segítségével nyomtérket felvevő merev kapcsolatok hozhatóak létre a szeizmikus övezetekben épített előregyártott vasbeton vázszerkezeteknél.

Az első részben a hibrid kapcsolatok kialakításával és számításával foglalkozunk. A második részben bemutatunk egy Bukarestben megépített szerkezetet, amely esetén a tervhez igazított hibrid kapcsolatot alkalmaztunk.

Kulcsszavak: előregyártás, hibrid kapcsolatok, földrengés, méretezés, kivitelezés.

1. BEVEZETÉS

Az utóbbi években az építőipar egyik sebezhető pontjává vált a krónikus munkaerőhiány. A munkavállalók számának csökkenése szükségessé teszi a munkamódszerek felülvizsgálatát, és törekedni kell a technológiai folyamatok átfogóbb automatizálására vagy akár robotizálására. Úgy tűnik, hogy az elkövetkezőkben a „Monolit vagy előregyártott szerkezeteket építsünk?” kérdésre az előregyártás lesz a válasz. Pillanatnyilag, csak a tervezők csekély hányada kedveli ezt az irányzatot. Vajon miért? Az okok közül megemlíthetjük a rendszerváltás után az előregyártásban tapasztalt szakemberek elvesztését, az e területen végzett kutatások elenyésző számát, és nem utolsósorban a felsőfokú oktatás közömbösségét az előregyártás irányába.

Ha a földszintes és kevés emelettel rendelkező szerkezetek területén az előregyártást nem lehetett elkerülni, addig a többemeletes szerkezeteknél az előregyártás hiányzik. Jóllehet közismert tény, hogy az előregyártott elemek (gerendák, oszlopok, falak, födémek stb.) a fokozott minőségellenőrzésnek tulajdoníthatóan, jobban viselkednek az üzemeltetés során, a tervezésben mégis sokszor kifogásolják az előregyártott elemekből készült szerkezetek merevségének dinamikus terhelések esetén tapasztalható hiányosságait.

A hibrid kapcsolatok megjelenése és kifejlesztése hozzájárulhat az előregyártott szerkezetek merevségének növeléséhez.

2. A HIBRID KAPCSOLATOK TERVEZÉSÉNEK ALAPJAI

2.1. Alapelvek

A hibrid kapcsolatban a nyomaték felvételét a különlegesen kialakított lágy vasak és utólag feszített csúszó kábelek biztosítják, innen ered a *hibrid* elnevezés. A normál vasakat a gerenda alsó és felső részébe helyezik műanyag vagy acélcsövekbe, a feszített tapadásmentes vasalás pedig a gerenda keresztmetszetének súlypontjában található (1. ábra). A gerendák vége és az oszlopok homlokfelülete közé – e távolság 40 mm-nél

nem nagyobb – szállal erősített habarcsot öntenek, melynek szilárdsága legalább akkora, mint az előregyártott elemeké. A normálvas és a cső közé habarcsot öntenek a tapadás létrehozása érdekében. Közvetlenül az oszloppal való érintkezési felület melletti részen a gerendákban αd_{bl} (ahol d_{bl} az összekötő rudak átmérője) hosszban a tapadást meg kell szakítani, vagy $0,5\alpha d_{bl}$ ($\alpha = 5,5 \div 10$) hosszban az érintkezési felület két oldalán.

A tapadásmentes pászmák használata az előregyártott gerendák és oszlopok kapcsolódásánál Priestley és Tao (1997) kutatásainak tulajdonítható.

A hibrid kapcsolat ötlete először a Stanton, Stone és társai által közölt cikkben jelent meg. A PRESSS (Precast Seismic Structural Systems) kísérleti program eredményeiről számoltak be. A kísérlet helyszíne a San Diegó-i Kalifornia Egyetem. A kísérleti vizsgálatokat 2:3 léptékkal készített ötelemes épületmodellekkel végezték. Később kidolgozták a hibrid kapcsolatokra vonatkozó ACI T1.2-03 amerikai szabványt (Special Hybrid Moment Frames Composed of Discretely Jointed Precast and Post-Tensioned Concrete Members).

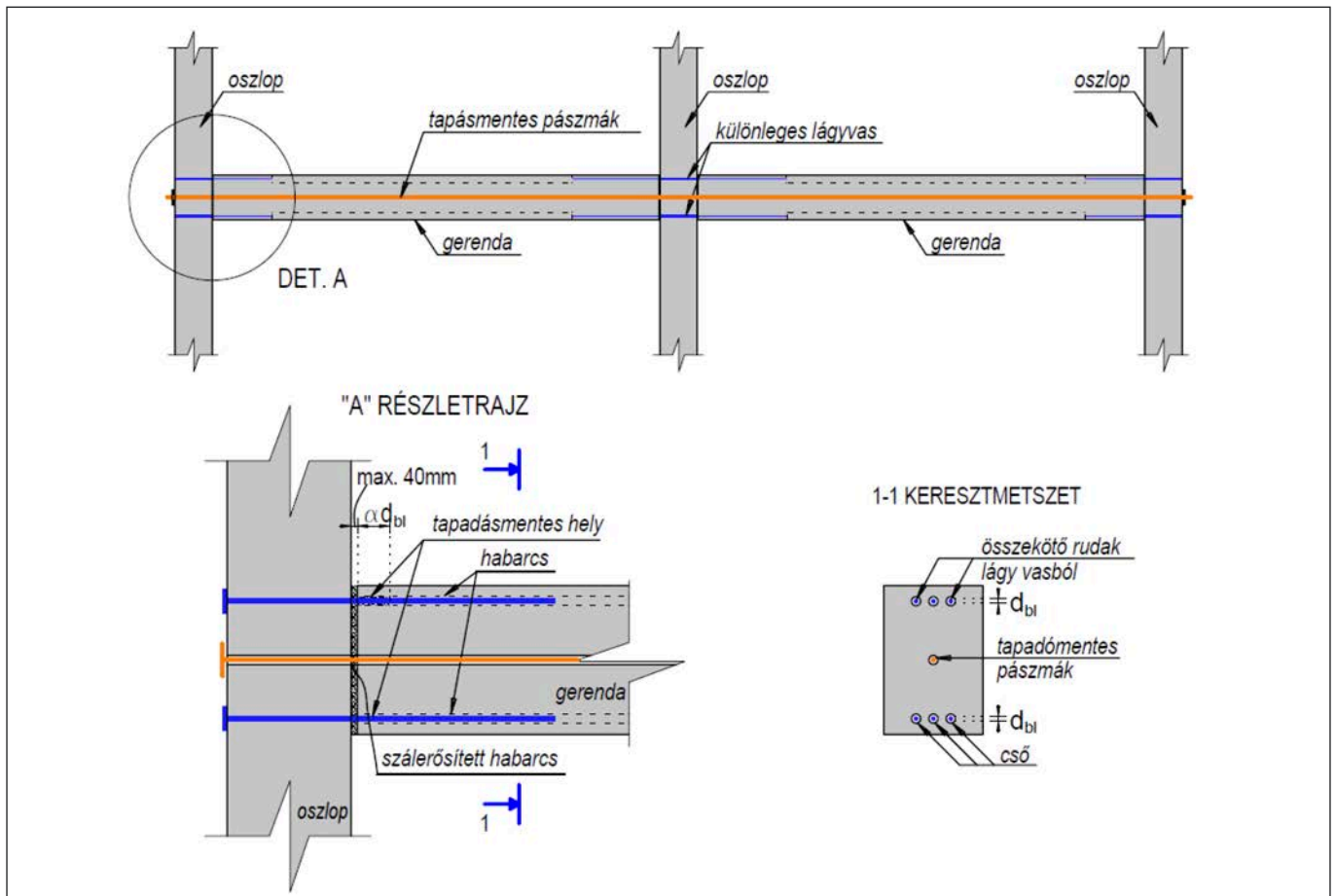
A 2016 évi, 78. sz. FIB közlönyben (Precast – concrete buildings in seismic areas) a hibrid kapcsolatok a merev kapcsolatok kategóriájában találhatóak, méretezési eljárás nélkül.

Romániában a Bukaresti Műszaki Egyetem (UTCB) keretében doktori dolgozat készült elméleti és számítási vizsgálatok alapján (Balica, é.n.). A kolozsvári INCERC (a magyar ÉMI megfelelője) keretében két hibrid kapcsolaton végeztek kísérleteket, melyek alapján több tudományos cikk és doktori dolgozat készült (Faur, é.n.; Pastrav–Enyedi, 2012).

A kapcsolatnál használt feszítőerő célja (2. ábra):

- szükséges axiális nyomóerő (F_p) létrehozása, amely az oszlop és a gerendák között létrejövő nyíróerő surlódással való átvételéhez szükséges;
- a gerendák végénél megjelenő hajlító nyomaték ($M_{Rd,p}$) részbeni felvétele;
- a szerkezet maradandó alakváltozásának csökkentése a földrengés által okozott dinamikus terhelés után.

Az első és legfontosabb kérdés: a feszített pászmák jelenléte miképp befolyásolja a szerkezet viselkedését vízszintes váltakozó igénybevétel esetén?



1. ábra: Vázszerkezet hibrid kapcsolatokkal

A hibrid kapcsolatokat tartalmazó, előregyártott szerkezetek esetén a váltakozó, vízszintes igénybevétel nyomaték–elfordulás görbéje eltér a monolit szerkezetek görbétől. A 3. ábrán látható, hogy miképp jön létre a hibrid kapcsolatok jellegzetes zászló alakú görbéje, mégpedig a csak feszített kábeleket tartalmazó kapcsolat nem lineáris-rugalmas görbe és a monolit csomópont idealizált rugalmas-képlékeny görbéje összevonása által.

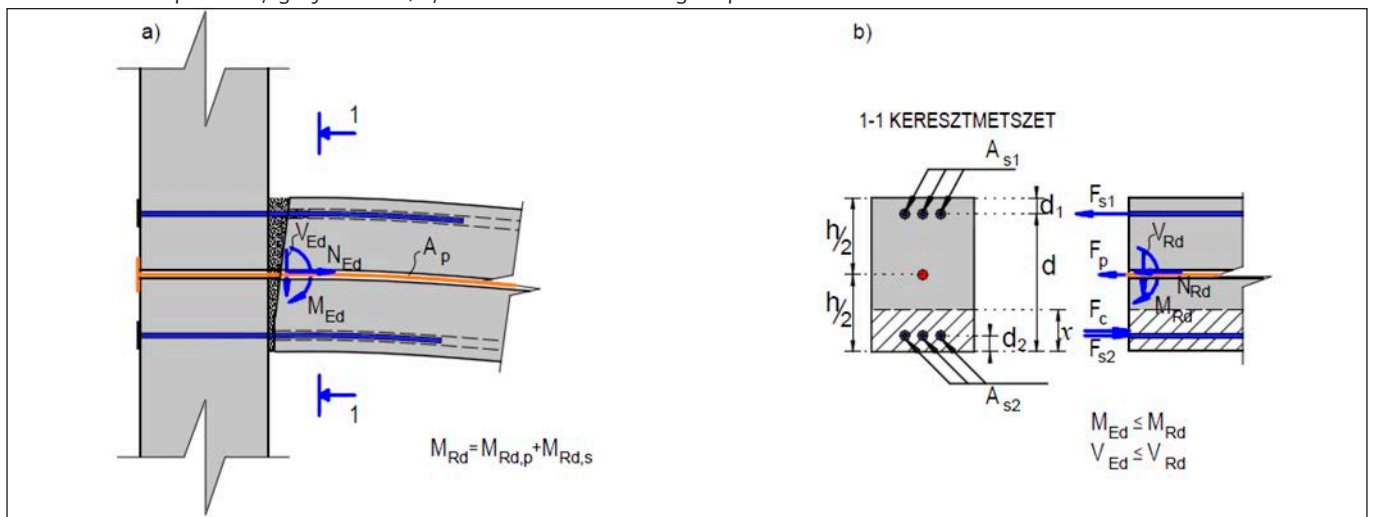
A 3.a) ábra egyszerűsített bilineáris formában mutatja be az olyan illesztés rugalmas nem lineáris válaszát, amely csak nem tapadó feszített kábeleket tartalmaz. A terhelési–tehermentesítési ciklusok ugyanazon útvonalon történnek, energia elnyelése nélkül. Ezzel szemben, ha nincsenek feszített kábelek, a csomópont viselkedését ideális rugalmas-képlékeny terhelési–teher-

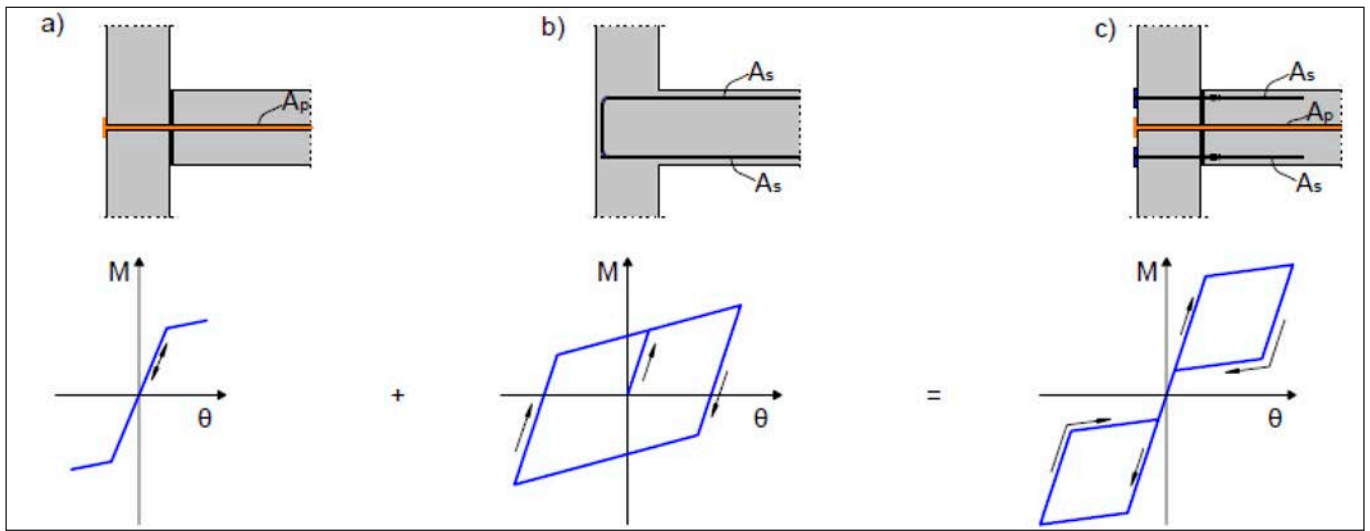
mentesítési ciklussal lehet leírni, ami lehetővé teszi az energia maximális elnyelését, de nagy maradandó-elmozdulással is jár, ez rendszerint összehasonlítható a maximális terhelés idején elért elmozdulással (3.b) ábra).

A hibrid kapcsolat kombinálja a normál vasbetétek disszipációs kapacitását a nem tapadó feszített kábelek által biztosított maradandó deformációk csökkentésének hatásával (3.c) ábra). A görbe alakja a kapcsolatban lévő feszítő pászmák mennyiségétől függ, vagyis a metszetben keletkező nyomatok arányától:

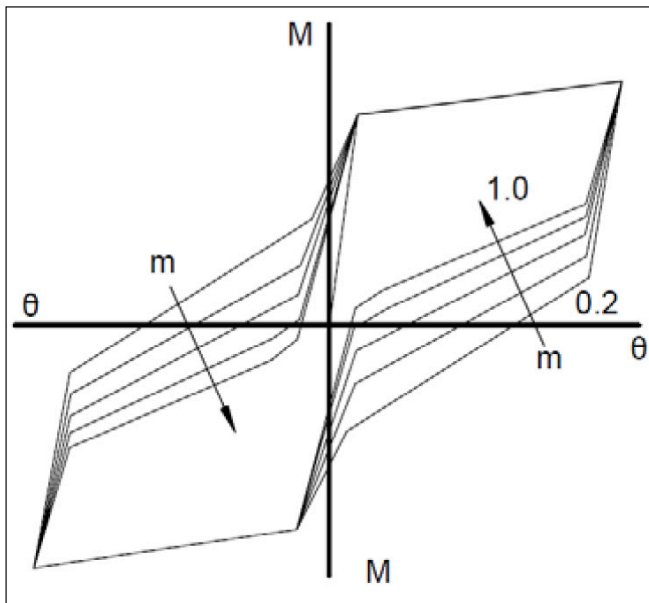
$$m = \frac{M_{Rd,p}}{M_{Rd,s}}$$

2. ábra: Szélső kapcsolat: a) igénybevételek; b) a keresztmetszet feszültségi állapota





3. ábra: Nyomaték-elfordulás $M-\theta$ görbéje a kapcsolat rendszerétől függően: a) összefeszített kapcsolatot; b) monolit csomót; c) hibrid kapcsolatot



4. ábra: $M-\theta$ görbe az m együtthatótól függően

A feszített vas mennyiségének csökkenésével növekedni fog a disszipációs kapacitás, ugyanakkor a maradandó elmozdulások egyre kisebbek (4. ábra).

Az $M_{Rd,p}$ és az $M_{Rd,s}$ hajlító nyomaték közötti optimális egyensúly a kért teljesítményszinttől függ, vagyis a megengedett szerkezeti eltolódástól.

Amennyivel kisebb lesz a feszített vas által biztosított hajlító nyomaték ($M_{Rd,p}$), a teljes ellenállási nyomatékból (M_{Rd}), annyival nő a szerkezet duktilitása.

2.2. A feszített és normál acélbetétek előzetes méretezése

Ismervén a beton keresztmetszet méreteit, a beton és az acél minőségét, a vasbetétek előzetes méretezése konstruktív megfontolások alapján történik.

Ahhoz, hogy a kapcsolati hézagnál keletkező elfordulásokat csökkentsük, egy minimális axiális nyomóerőre lesz szükség. PRESSS kísérletei során megállapították, a feszítő erőből származó nyomaték legalább a fele kell legyen a teljes tervezési nyomatéknak:

$$M_{Rd,p} \geq 0,5M_{Rd} \quad (1)$$

A feszített pászmák keresztmetszet-területének méretezése a keresztmetszeti nyomaték egyenletéből történik úgy, hogy a $M_{Rd,p}$ nyomaték értékét a számításból kapott nyomatékkal helyettesítjük.

$$A_{p,\min} = \frac{0,5M_{Ed}}{0,8f_{pd} \left(\frac{h}{2} - d_2 \right)} \quad (2)$$

Meghatározzuk a nyíróerő felvételéhez szükséges feszítő erő minimális értékét:

$$F_{p,\min} = A_p \sigma_{pi} \geq \frac{V_{Ed}}{\mu\eta} \approx 2V_{Ed} \quad (3)$$

ahol

V_{Ed} a legnagyobb számítási nyíróerő;

$\mu = 0,6$ a súrlódási együttható;

$\eta = 0,8$ a biztonsági együttható;

F_p az effektív feszítőerő;

A_p a feszítőpázmák keresztmetszetének területe;

σ_{pi} a feszítőpázmákban ébredő húzófeszültség a feszítés után.

A feszítőpázmák A_p hatékony területét úgy határozzuk meg a (3) egyenletből, hogy a pászmák kezdeti húzófeszültsége ne legyen nagyobb az acélfolyási határa 60%-nál, vagyis

$$\sigma_{pi} \leq 0,6f_{p0,1k} \quad (4)$$

Így biztosítjuk, hogy földrengés alatt a pászmákban a húzófeszültség ne haladja meg a folyási határt:

$$\sigma_p < f_{p0,1k} \quad (5)$$

A különlegesen kialakított vasbetét keresztmetszeti területének adott maximális és minimális érték közé kell esnie.

A maximális területet a tervezési nyomatékból határozzuk meg:

$$A_{s,\max} = \frac{0,5M_{Ed}}{f_{yd} (d - d_2)} \quad (6)$$

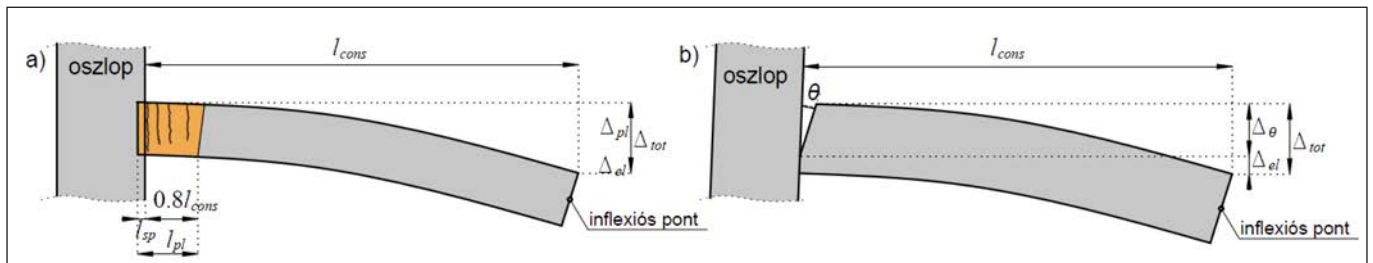
A minimális terület abból a feltételből adódik, hogy az utófeszített pászmák esetleges szakadása esetén átveszi a gravitációs terhekből származó nyíróerőt:

$$A_{s,\min} \geq 1,25 \frac{V_{Ek}}{f_{yd}} \quad (7)$$

ahol

V_{Ek} a nyíróerő karakterisztikus értéke G_k és Q_k terhekből;

f_{yd} a húzószilárdság megengedett értéke.



5. ábra: Analógia a monolit gerenda és a hibrid kapcsolatú gerenda között

2.3. A kapcsolat kapacitásának ellenőrzése

Az előméretezés után ismert a gerenda keresztmetszete, a normál és feszített acélbetétek mennyisége, valamint a felhasznált anyagok minősége. Ezen adatok felhasználásával kiszámíthatjuk az acélbetétekben és a betonban eredő feszültségeket.

A számítást nem tudjuk elvégezni a szokványos vasbeton keresztmetszeteknél ismert szabályok alapján, mivel ebben az esetben nem alkalmazhatjuk Bernoulli hipotézisét. A keresztmetszet húzott övének elfordulása – a nem tapadó vasalásoknak tulajdoníthatóan – nagyobb, mint a nyomott öv elfordulása.

Az oszlop és a gerenda közötti érintkezési felületén tapasztalt összetett jelenségek miatt nem létezik egységesen elfogadott analitikai modellezés a hibrid kapcsolatok esetén. A szakirodalom leír néhány megközelítést, amelyek elég jó magyarázatot adnak a tényleges (kísérletileg meghatározott) viselkedési állapotokra.

A modelleket így osztályozhatjuk:

- véges elemeket használó modellek (El-Sheikh et al., 2000; Hawileh et al., 2010; Faur, é.n.);
- a hiszterézis szabályain alapuló modellek (Cheok et al., 1998; Ozden et al., 2010);
- rugós típusú elemeket használó modellek (Speith et al., 2004);
- a monolit gerenda analógiáján alapuló modellek (Pampanin et al., 2001).

A felsorolt modellek közül, a mindenkor tervezésben azt a legegyszerűbb használni, amely analógiát mutat a monolit gerenda és a hibrid kapcsolattal készült gerenda között, amit Pampanin dolgozott ki.

A módszer a beton összenyomott szélső szál alakváltozását úgy határozza meg, hogy a gerendának mindkét változatban ugyanazon lehajlással (Δ -val) kell rendelkeznie az inflexiós pont vonalában (5. ábra).

Úgy tekintjük, hogy a monolit gerendának a képlékeny zóna hosszában lévő görbületét a hibrid kapcsolat hézagánál lévő szögelforduláshoz hasonlítjuk. Ha feltételezzük, hogy a rugalmas alakváltozások (Δ_{el}) egyenlőek, akkor a hézag kinyílásának tulajdonítható alakváltozásnak (Δ_0) legalább akkorának kell lennie, mint a monolit gerenda (Δ_{pl}) képlékeny alakváltozása ($\Delta_{pl} = \Delta_0$). Pampanin egyszerűsített összefüggést javasol a szélső nyomott betonszálaban lévő fajlagos alakváltozás ($\epsilon_{c,max}$) és a nyomott öv magassága (x) között:

$$\epsilon_{c,max} = \left[\frac{\epsilon L_{cons}}{\left(L_{cons} - \frac{l_{pl}}{2} \right) l_{pl}} + \phi_y \right] x \quad (8)$$

Ha elhanyagoljuk a ϕ_y acélbetétek folyásából keletkezett elfordulást, és elfogadjuk az

$$L_{cons} - \frac{l_{pl}}{2} \cong L_{cons} \text{ megközelítést, akkor még}$$

egyszerűbb összefüggést kapunk:

$$\epsilon_{c,max} = \frac{\theta}{l_{pl}} \cdot x \quad (9)$$

ahol

- θ a hézag szögelfordulása;
- l_{pl} a képlékeny zóna hossza;
- x a nyomott öv magassága.

A képlékeny zóna hosszát a Paulay és Priestley által javasolt összefüggés segítségével számíthatjuk ki:

$$l_{pl} = 0,08 l_{cons} + l_{sp} \text{ [mm]}$$

ahol l_{sp} jelöli a vasbetétek nyúlását az oszlopokban és

$$l_{sp} = 0,022 f_{yk} \cdot d_{bl} \text{ az acél folyási határa [N/mm}^2\text{]}$$

$$l_{cons} \text{ a gerenda hossza a kapcsolati felülettől az elhajlás inflexiós pontjáig [mm].}$$

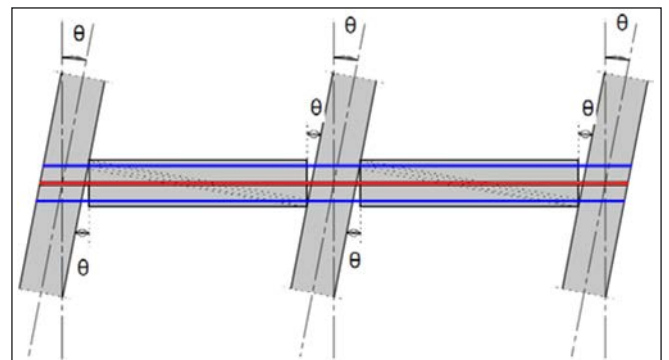
A módszert Palermo fejlesztette tovább, aki figyelembe vette a kapcsolat rugalmas és nem rugalmas választását terhelés esetén:

$$\epsilon_{c,max} = \left[\frac{3\theta}{L_{cons}} - (\phi_y - \phi_{dec}) \right] \frac{3l_{pl}}{L_{cons}} \left(1 - \frac{2l_{pl}}{2L_{cons}} \right) x \quad (10)$$

ahol ϕ_{dec} jelöli a keresztmetszet elfordulását a dekompresszió pillanatában (a feszítőerő elvesztése).

Ha a hibrid kapcsolatok esetén elhanyagoljuk a gerendák rugalmasságát, vagyis úgy tekintjük, hogy ezek tökéletesen merevek (6. ábra), akkor az illesztési hézagnál képződő szög egyenlő a viszonylagos szintelmozdulás szögével ($\theta = d_v/L_v$).

6. ábra: A tökéletesen merev rudak rendszerének elfordulása



A továbbiakban az oszlopok és a gerendák tökéletesen merevnek tekintendők, ezért az illesztési keresztmetszet viselkedését csak a beton nyomott övének magassága, valamint a normál és a feszített vasbetétekben ébredő feszültségek befolyásolhatják.

Az összenyomott betonöv magasságát iteratív számítási módszer segítségével határozzuk meg, megadván az összenyomott öv x magasságát (7. ábra). Az iterációt az $x = 2d_2$ értékkel kezdjük.

Miután a (9) összefüggés alapján meghatároztuk a semleges tengelyt, a szélső nyomott szálban fellépő fajlagos alakváltozást, a vasbetétek fajlagos alakváltozásának meghatározása következik:

$$\varepsilon_{s1} = \frac{\Delta_{s1}}{l_u} = \frac{\theta \cdot (d - x)}{l_u} < \varepsilon_{ud} \quad (11)$$

$$\dot{a}_{s2} = \dot{a}_c^{\max} \frac{d_2}{x} \quad (12)$$

$$\Delta_p = \frac{0,5h - x}{d - x} \cdot \Delta_{s1} \quad (13)$$

$$\varepsilon_p = \frac{\Delta_p}{l_{up}} + \varepsilon_{pi} < \frac{f_{p0,1k}}{E_p} \quad (14)$$

ahol

- l_u a normál acélbetétek nem tapadó felületének teljes hossza;
- l_{up} a feszített kábelek tapadásmentes hossza;
- ε_{pi} a kezdeti fajlagos alakváltozás a pászmákban a feszítőerő bevétele után.

A normál vasbetétek teljes nem tapadó hosszát az alábbi összefüggéssel kapjuk meg:

$$l_u = \alpha d_{bl} + l_{us} \quad (15)$$

ahol

$$\alpha = 5,5 \div 10. \quad (16)$$

A (15.) összefüggés figyelembe veszi azt a tényt, hogy a kezdeti nem tapadó hosszúság (αd_{bl}) növekszik a dinamikus igénybevételek során, mégpedig a betonvas és az acélcső közötti tapadó habarcs roncsolódása miatt. A nem tapadó többlethossz (l_{us}) Raynor (2003) által adott egyenlettel határozható meg.

$$l_{us} = \frac{2,1(f_t - f_{yk})}{(f_{cm})^{1,5}} d_{bl} \quad (17)$$

ahol

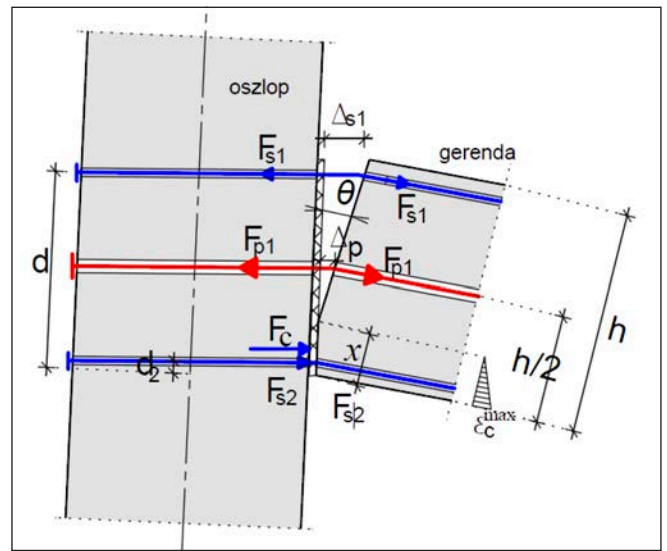
- f_t a normál acélbetétek szakítószilárdsága;
- f_{yk} az acél folyási határa;
- f_{cm} a habarcs átlagos nyomószilárdsága.

Ellenőrizzük a keresztmetszetben ébredő erők egyensúlyát (7. ábra):

$$F_c + F_{s2} - F_{s1} - F_p = 0 \quad (18)$$

ahol

- F_c a betonban eredő nyomóerő;
- F_{s2} az alsó vasbetétben eredő nyomóerő (ha a beton keresztmetszet nyomott övében található);



7. ábra: Számítási modell

- F_{s1} a felső vasbetétben ébredő húzóerő;
- F_p a pászmákban ébredő teljes húzóerő.

Az EC2 szerint, a beton nyomott övében négyszögű feszültségeloszlást lehet használni, és λ tényezővel kell csökkenteni a nyomott öv magasságát. A vasbetétekben eredő feszültségeket a Hooke törvénye alapján, a (11), (12) és (14) összefüggésekkel kapott fajlagos alakváltozások, és a vonatkozó rugalmassági modulusok szorzatával kaphatjuk meg.

Ha a keresztmetszetben ébredő erők nincsenek egyensúlyban, akkor az eljárást megismételjük egy másik x érték megadásával.

A (18) összefüggés igazolása után áttérünk a metszet tervezési nyomatékának kiszámítására.

Az M_{Rd} tervezési nyomatékot a betonban ébredő nyomófeszültség súlypontjához felvett nyomatékegyenletből határozzuk meg:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} = F_{s1} \left(d - \frac{\lambda x}{2} \right) + F_p \left(\frac{h}{2} - \frac{\lambda x}{2} \right) + F_{s2} \left(\frac{\lambda x}{2} - d_2 \right) \quad (19)$$

$$F_{s1} = A_{s1} \cdot f_{yd}, \quad F_p = A_p \cdot \varepsilon_p \cdot E_p, \quad F_{s2} = A_{s2} \cdot \sigma_{s2}.$$

2.4. A kapcsolat duktilitása

A hibrid kapcsolat a földrengés szabványban kikötött tervezési követelményekkel való összeférhetőségének feltételei: a szerkezeti szilárdság és stabilitás követelményeinek kielégítése; a szerkezet oldalirányú eltolódásának korlátozása; a bevitt energia elnyelésének biztosítása; a helyi duktilitás biztosítása.

Mivel a feszített acél rugalmas állapotban marad a szerkezet maximális eltolódása esetén is, így a szeizmikus hatások nem okoznak feszültségvesztést, ennek következtében a vízszintes terhelési ciklusoknak nem lesz káros kihatása a kapcsolat nyíróellenállására.

A csak központosan feszített kapcsolatok (3.a) ábra) fő hátrányát a rendszer nem lineáris-rugalmas válasza képezi, amely gyakorlatilag társul a nulla amortizációval. Ily módon a kapcsolat igen kis energiaelnyelési képessége szükségessé teszi a nagyobb szerkezeti szilárdságot.

A kapcsolat viselkedését jelentős mértékben lehet javítani,

ha a gerenda felső és alsó részen normál acélbetéteket alkalmazunk. A hibrid kapcsolat célja az oszlop és gerenda találkozási felületén okozott károsodások kiküszöbölése, amelyet a rés állandó nyitása és zárása okoznak.

A Balica (é.n.) által végzett numerikus tanulmányok rámutatnak, hogy a különleges vasak mennyiségének a szerkezet duktilitására gyakorolt hatása igen kismértékű, viszont amennyivel az l_u/L_{cons} arány nagyobb, annyival nő a duktilitás.

3. A HIBRID KAPCSOLAT ALKALMAZÁSA EGY BUKARESTI LOGISZTIKAI CSARNOK ESETÉN

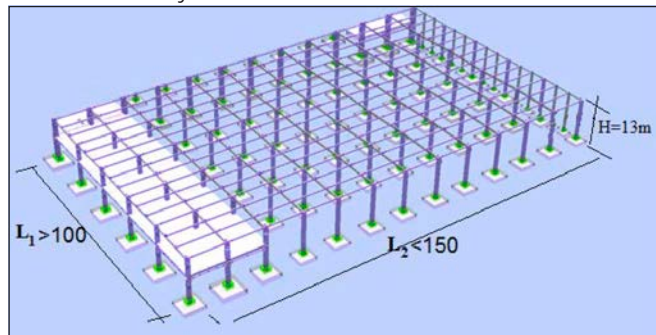
3.1. Tervezési téma

Amikor a tervezési téma előírja egy 10000 m²-nél nagyobb területű, hézag nélküli épület megvalósítását nagy szeizmikus kockázattal rendelkező övezetben, akkor a tervező fő kérdése az, hogy miképp hozzon létre olyan szilárdságú szerkezetet, amelynek a csúcsnál mért eltolódása beilleszkedik a szabvány által előírt értékbe. Ha a belmagasság meghaladja a 13 m-t, akkor az eltolódása fogja meghatározni a szerkezetben az oszlopok keresztmetszetét (8. ábra).

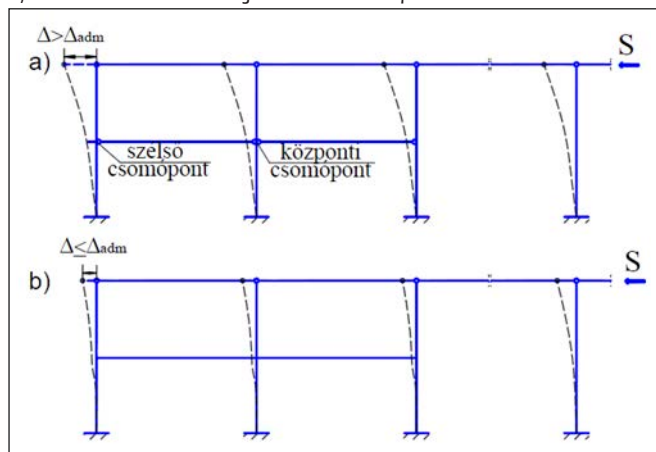
Az ilyen geometriai jellemzőkkel rendelkező épület vázszerkezete csuklós kapcsolatok alkalmazása esetén, csak nagy keresztmetszetű oszlopokkal valósítható meg. Mivel az 1,2×1,2 m keresztmetszetű és kb. 15 m hosszú oszlopok súlya 60 tonna, ezek szállítása és szerelése megkérdőjelezheti az előregyártás lehetőségét.

Ha a szerkezet közbenső szintjén kialakíthatóak merev kapcsolatok, akkor a megengedett oldalirányú eltolódást kisebb keresztmetszetű oszlopokkal is be lehet tartani (9. ábra).

8. ábra: Vázszerkezet nagy felületű és magasságú épület esetén, excentrikusan elhelyezett közbenső emelettel



9. ábra: Vasbetonváz: a) csuklós csomópontokkal; b) a közbenső födém szintjén merev csomópontokkal



3.2. A szerkezet kialakítása

A szerkezetet vasbeton keretek alkotják. Az emelet nélküli részen a keresztirányú kereteket előregyártott oszlopok és csuklósan támaszkodó főtartók képezik (az oszlopok felső vége villás kialakítású), hosszanti irányban pedig a kereteket a mellétartók alkotják.

Az emeletes részek esetén a szerkezet oszlopai, kereszt- és hosszanti irányban lévő gerendái előregyártottak, a födém pedig előregyártott 'TT' elemekből készült, monolit felbetonnal, melynek vastagsága 11 cm (10. ábra). A szerkezet statikai számítása során figyelembe vették a közbenső födém tárcsahatását. Az oszlopok aljánál és a közbenső födém szintjén merev illesztéseket alkalmaztunk. A födém nélküli részen a központi oszlopok keresztmetszete 1,05 m×1,05 m (tömegük kb. 40 tonna), a szélsők és a sarkokon lévőké 95 × 95 cm. Az emeletes részekben a központi oszlopok keresztmetszete 1,05 × 1,2 m, a szélsőké pedig 0,95 × 1,2 m.

Az eredeti terv az volt, hogy az oszlopok két fázisban készülnek: a födém alatti rész előregyártva, a felső rész pedig monolit változatban.

A beton bedolgozása a téli időjárás hideg feltételei között, lassította volna a munkát, ezért hatékonyabb megoldást kellett találni. Javasoltuk, hogy összes oszlopot gyárban készítsék el. A legnagyobb tömeg, amit a gyárban rendelkezésre álló eszközökkel lehetett mozgatni, 40 tonnát tett ki. Mivel a központi oszlopok egyetlen darabból való előállítás esetén azok darabonként 50 tonna körül lettek volna, csökkenteni kellett a tömegüket. Ezért a keresztmetszet közepén lévő betont polisztirollal helyettesítettük (11. ábra).

Az oszlopban a potenciálisan képlékeny helyeken és ahol koncentrált erők is hatnak (oszlop alapja, a váz merev csomópontjának alsó és felső részei, valamint a villa környezetében) tömörnek hagytuk a keresztmetszeteket. Ilyen összetett keresztmetszet esetén a kengyelek alakja és elhelyezése eltér a megszokottól.

A tetőszerkezet felületén átlós merevítéseket alkalmaztunk, ezek keresztmetszetét négyzetű szelvények, valamint hajlékony rudak alkotják.

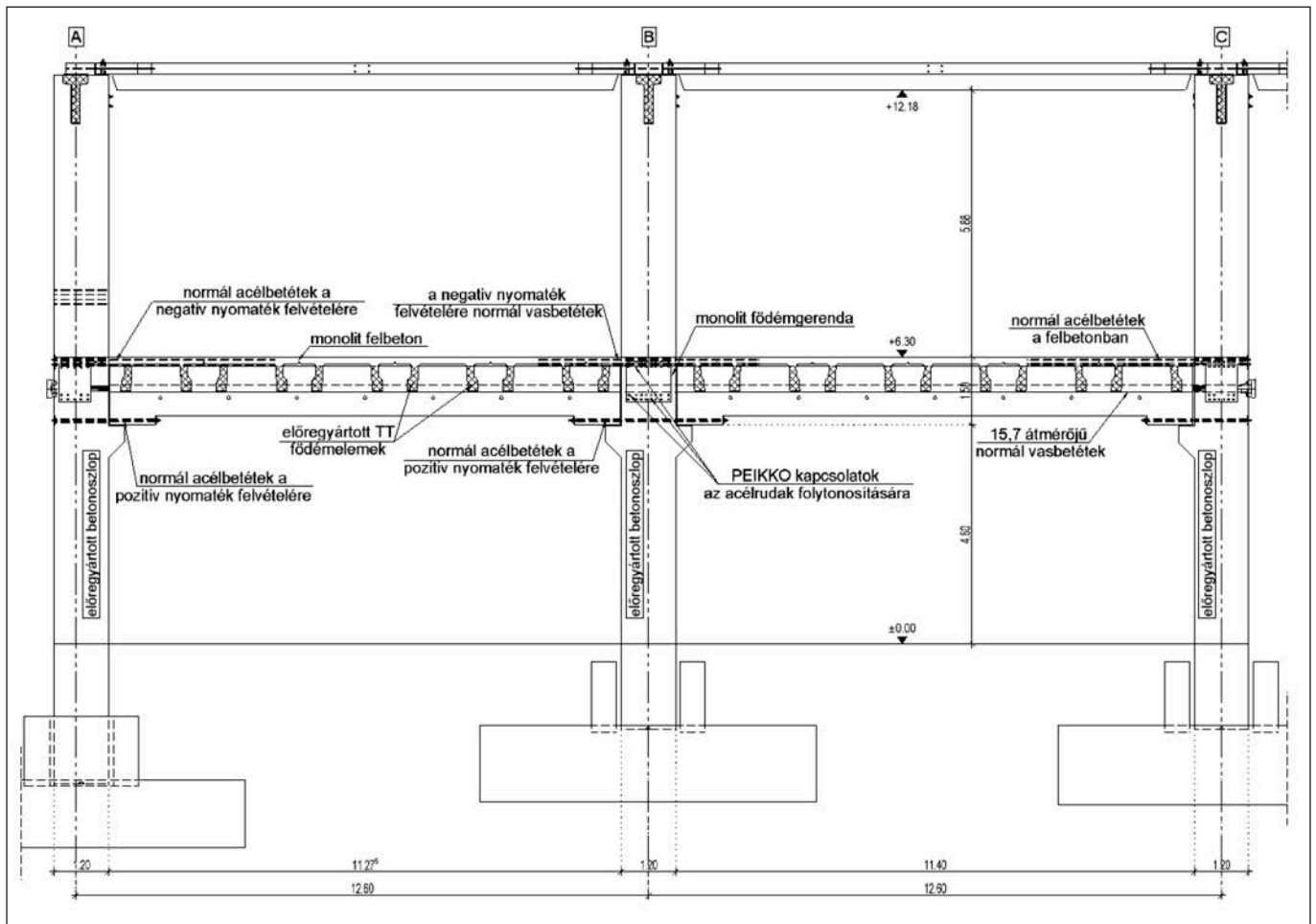
A szerkezeti tömegek aszimmetrikus eloszlása, a földszinti és az emeletes részek merevségei közötti nagy különbségek, valamint az épület méretei miatt, a födémgerendákban nagy hajlító nyomaték és nyíróerő jelenik meg (12. ábra).

A nyomatékok előjele változó, a földrengés hatásának irányától függően, egyazon csomópontban lehetnek mind negatív, mind pozitív nyomatékok. A gerendák legnagyobb magasságára vonatkozó korlátozások miatt, amit a tervezési téma által megadott magasság határoz meg, az igénybevételek átvételét nem tudtuk csak normál vasbetétekkel megoldani (a nagyszámú acélrúd nem fért el a keresztmetszetben).

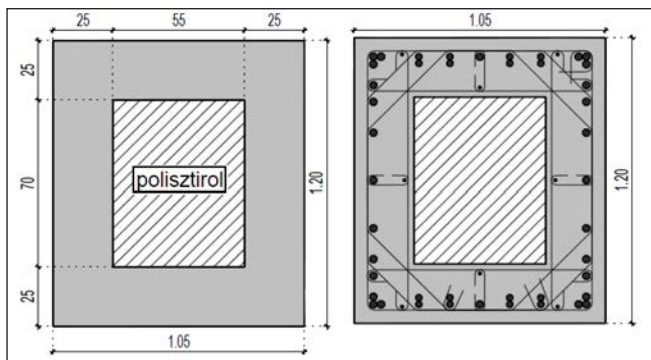
A fenti okokból kifolyólag a tervezők figyelme a hibrid kapcsolatra terelődött, vagyis arra, hogy a hajlító nyomaték egy részét a beton gerenda keresztmetszetének súlypontjába helyezett feszített pászmák vegyék át.

3.3. A hibridkapcsolat a tervhez való igazítása

Mivel nagy a nyíróerő (12. ábra), ami a gerendák végénél lép fel (a födémre nehezedő, viszonylag nagy hasznos terhelés 7,5 kN/m² eredményeként), ezért szükség volt az előző fejezetben bemutatott hibrid kapcsolat átalakítására. Ily módon a nyíróerőt nem az oszlopok és a gerendák homlokoldala közötti súrlódás veszi át (mely súrlódást az utólagos feszítés biztosítja), hanem az oszlopnál kialakított rövid konzolok (13. ábra).



10. ábra: Az emeletes rész keresztmetszete

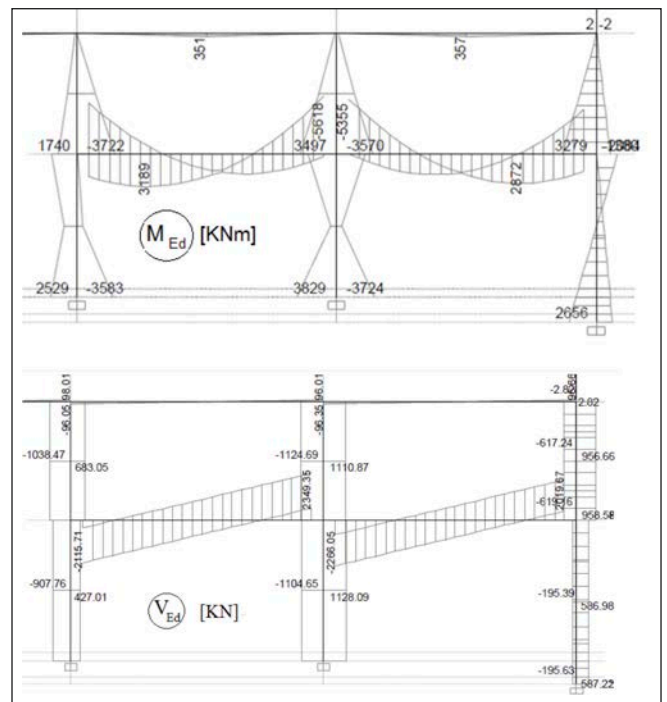


11. ábra: Központi oszlop keresztmetszete, polisztirol maggal

Konzol használata esetén az alábbi szempontokat vesszük figyelembe:

- a gerenda forgási középpontja a hézag felől a konzol oldala felé mozog (14.b) ábra);
- azért, hogy a forgási középpont ilyen elmozdulásának ne legyen jelentős kihatása a kapcsolatok viselkedésére, a konzol L_c hosszúságát a lehető legkisebb értékre kell korlátozni;
- a konzolnak kedvező hatása van a szerkezet eltolódásának mértékére üzemi határfeltételek esetén;
- a gerenda lehajlása hatást gyakorolhat a konzol épségére (neoprént vagy hasonló megoldásokat kell alkalmazni);
- a kezdeti terhelések (gerenda és a földem elemek tömege) a konzol közvetítésével az oszlopra mennek át, és így nem jelennek meg nyomatékok e terhelések miatt a gerenda-oszlop kapcsolatban.

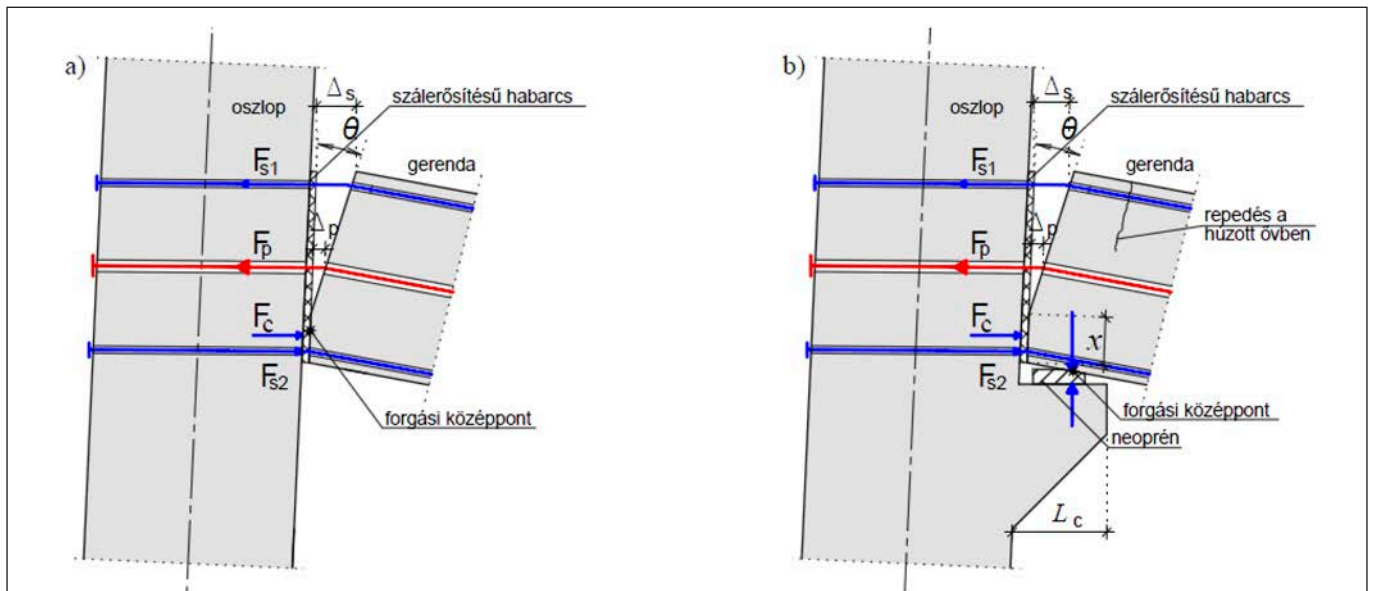
A konzolok használata a kivitelezés során is előnyösnek bizonyult, mivel a konzolok hiányában a gerendákat fel kellene támasztani a felbeton megszilárdulásáig.



12. ábra: Hajlító nyomaték és nyíróerő diagramjai

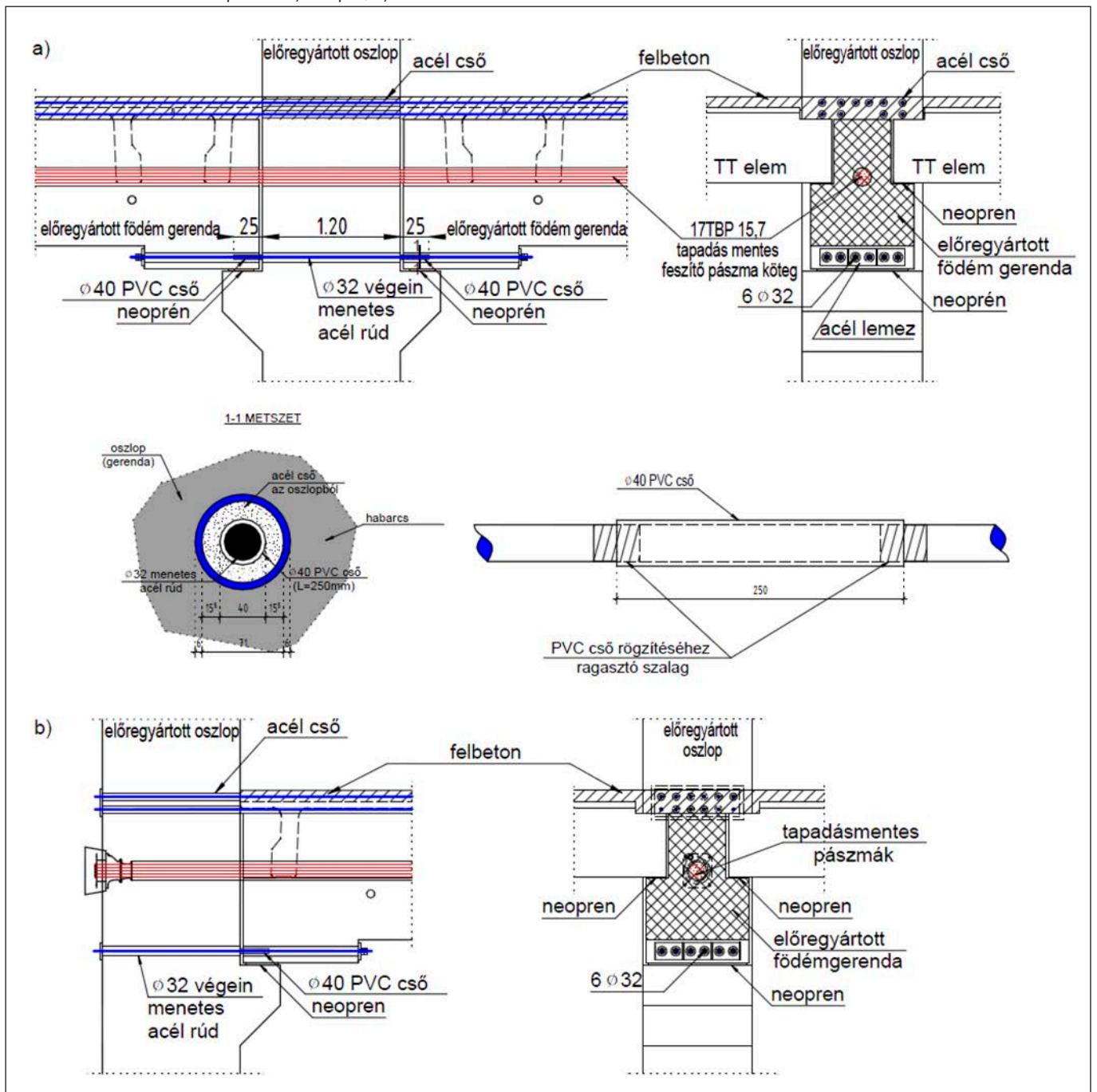
A gerenda felső részén a különleges vasbetéteket a felbeton vastagságába helyeztük úgy, hogy előbb átvezettük az előregyártott oszlopokon hagyott csövekben. A vasbetéteket tapadással rögzítettük mindkét végükön, vagy pedig tapadással az egyik végen, elosztó lemezzel és csavarral a másik végen (14. ábra).

Konzolok használata esetén nincs szükség összenyomó erőre az oszlopok és a gerendák csatlakozó felületén. A pászmák



13. ábra: A gerenda forgási középpontjának helyzete hibrid kapcsolatok esetén: a) konzol nélkül; b) konzollal

14. ábra: A tervezett hibridkapcsolat: a) középső; b) szélső





15. ábra: Lágúvasak elhelyezése a kapcsolat felső részén



16. ábra: Különleges vasalások elhelyezése a kapcsolat alsó részén

hatékonyságának, valamint a szerkezet merevségének növelése érdekében, a betonelemek szerelése után a pászmákat mégis megfeszítettük a maximális feszítő erő 20%-ával.

A duktilitás követelményeinek érvényesítéséért a kapcsolat teljes vasmennyiségének kb. 25%-át teszik ki a feszítő pászmák, amelyek tapadásmentesek maradtak a kábelcsövek teljes hosszában.

Az alsó részen, a gerendákban és oszlopokban kialakított lyukakban, amelyeken áthaladnak a különleges vasbetétek, a tapadást cementhabarcs injektálásával oldották meg. A gerendában a hézag mellett 250 mm hosszúságban tapadásmentes szakaszt hoztunk létre (14. ábra).

A felső vasalás esetében a tapadásmentes szakaszt az oszlopokban alakítottuk ki.

3.4. A szerkezet kivitelezése

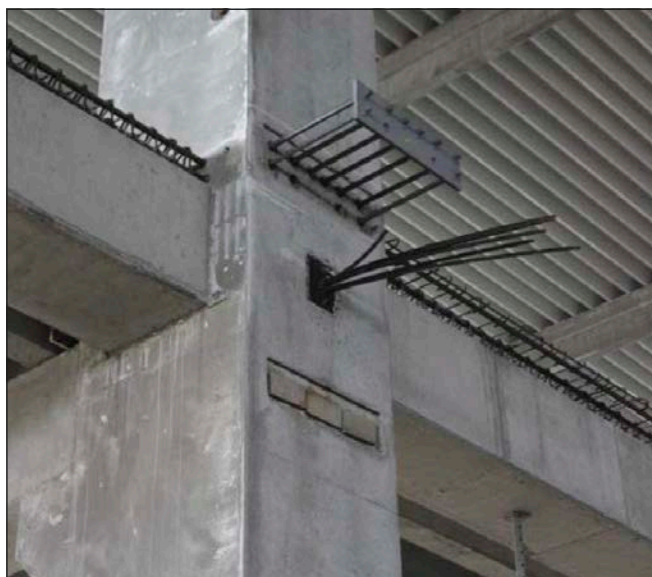
A beruházás fővállalkozója a nagyszabeny CON-A cég volt, a feszítést pedig a FREYROM végezte.

A 15. ábrán láthatóak egy központi csomópont felső normál és a 16. ábrán az alsó különleges vasak elhelyezése.

A 17. ábra egy szélső csomópontot mutat feszítés előtt. A 18. ábrán egy elkészült szélső csomópont látható, ahol a lehorgonyzások még nem voltak megtisztítva a korróziós nyomoktól. A 19. ábrán az emeletes váz látható szerelés után. Az átadásra kész logisztikai központ főhomlokzata a 20. ábrán tekinthető meg.

4. KÖVETKEZTETÉSEK

Fontos hangsúlyozni a tényt, hogy az előregyártott szerkezetek nagy arányú használatával, gyárban öntött elemekkel,



17. ábra: Szélső csomópont: szerelésre előkészített vasbetétek



18. ábra: Egy szélső kapcsolat a feszítés befejezése után

elkerülhetőek a monolit szerkezeteknél gyakran előforduló kivitelezési hibák, amelyek legtöbbször kihatnak a szerkezet viselkedésére. Az előregyártás lehetővé teszi robotok használatát.

Az utólag feszített, nem tapadó pászmák használata előregyártott vázszerkezetek kapcsolatainál jelentősen növeli a szerkezetek szeizmikus teherbírását.

A dolgozat egy egyszerűsített módszert mutatott be, a kapcsolat fő elemeinek méretezésére.

A hibrid kapcsolatokkal kialakított szerkezeteknél lehetővé válik a földrengési szabványokban előírt kötelező követelmények elérése a következő vonatkozásokban: a szerkezet a kezdeti helyzetbe való visszatérésének képessége és a földrengéskor mozgás által kiváltott energia elnyelésének kapacitása.

A hibrid kapcsolatok rendszere lehetővé teszi a gyakorlatban előforduló tervezési helyzetekhez való alkalmazkodást. E szerint a rövid konzolok hozzáadása a gerendák alátámasztásához biztosabbá teszi a rendszert, és lehetővé teszi mind az utólag feszített, mind a különleges vasbetétek esetleges kicserélését, ha erős földrengést követően azok károsodtak, vagy ha korrózió tapasztalható, különösképpen a lehorgonyzások (rögzítések) helyén.

A dolgozatban bemutatott hibrid kapcsolat elsősorban olyan



19. ábra: Az összeszerelt emeletes rész

vázszerkezetekhez javasolt, ahol a gerendák végénél megjelenő nyomatókókat igen nagyok, vagy a szerkezet oldalirányú eltolódásának csökkentésére van szükség.

5. FORRÁSANYAGOK

- Balica, N. A. (é.n.) „Perfecționarea teoriei și practicii construcțiilor din beton precomprimat (Teză de doctorat)”.
- Cheok, G. S., Stone, W. C., Kunnath, S. K. (1998), „Seismic Response of Precast Concrete Frames with Hybrid Connections”, *ACI Structural Journal*, 95(5), pp. 527–539.
- El-sheikh, M., Pessiki, S., Sause, R., Lu, L. (2000), „Moment Rotation Behavior and Design of Unbonded Post-Tensioned Precast Concrete Beam-Column Connections”, *ACI Structural Journal*, 97(1), pp. 122–132.
- Faur, A. (é.n.), „Îmbinări hibride pentru structure în cadre prefabricate din beton armat (Teză de doctorat)”. Universitatea Tehnică din Cluj Napoca.
- Faur, A., Mircea, C., (2011), „Hybrid connections – the sustainable approach for prefabricated frame structures”, *Concrete Solutions* 2011, 4th International Conference on Concrete Repair.
- Hawileh, R., Rahman, A., Tabatabai, H. (2010), „Nonlinear finite

- element analysis and modeling of a precast hybrid beam-column connection subjected to cyclic loads”, *Applied Mathematical Modelling*, 34(9), pp. 2562–2583. <https://doi.org/10.1016/j.apm.2009.11.020>
- Kim, J., Stanton, J., MacRae, G., Day, S., Sugata, M. (2004), „Cyclic Load Testing of Precast Hybrid Frame Connections”, 13-th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, B. C., Canada, August 1–6, Paper No 1671.
- Ozden, S., Ertas, O. (2010), „Modeling of pre-cast concrete hybrid connections by considering the residual deformations”, *International Journal of the Physical Sciences*, 5(June), pp. 781–792.
- Pampanin, S., Priestley, N. J. M., Sriharan, S. (2001), „Analytical modelling of the seismic behavior of precast concrete frames designed with ductile connections”, *Journal of Earthquake Engineering*, 5 (3), pp. 329–365. <https://doi.org/10.1080/13632460109350397>
- Pastrav, M. I., Enyedi C. (2012), „Hybrid Moment Frame Joints Subjected to Seismic Type Loading”, 15 WCEE Lisboa.
- Porco, F., Raffaele, D., Uva, G. (2013), „A Simplified Procedure for Seismic Design of Hybrid Frame Connections Precast Concrete Structures”, *The Open Construction and Building Technology Journal*, 7, pp. 63–73. <https://doi.org/10.2174/1874836801307010063>
- Priestley, M. J. N., Tao, J. T. (1997), „Seismic Response of Precast Concrete Frame with Partially Debonded Tendons”, *PCI Journal*, vol. 42, no. 2, pp. 20–32.
- Raynor, D. J., Lemhman, D. E., Stanton, J. F. (2003), „Bond-Slip Response of Reinforcing Bars Grouted in Ducts”, *ACI Structural Journal*, 99 (5), pp. 568–576.
- Spieth, H. A., Carr, A. J., Murahidy, A. G., Arnolds, D., Davies, M., Mander, J. B. (2004), „Modelling of post-tensioned precast reinforced concrete frame structures with rocking beam-column connections”, NZSEE Conference.
- Stanton, J. F., Stone, W. C., Cheok, G. S. (1997), „A Hybrid Reinforced Precast Frame for Seismic Regions”, *PCI Journal*, 42 (March-April), pp. 21–32. <https://doi.org/10.15554/pci.03011997.20.23>

Prof. Dr. Kiss Zoltán, Palotás-díjas mérnök, a Kolozsvári Műszaki Egyetem (UTC-N) tanára, és a Plan 31 Ro ügyvezetője, a Magyar Mérnöki Kamara tiszteletbeli tagja. Fő érdeklődési területei: előregyártott vasbeton és feszített vasbeton szerkezetek.

PRECAST CONCRETE FRAME BUILDINGS WITH RIGID CONNECTIONS IN AREAS WITH HIGH SEISMIC ACTIVITY

Prof. Zoltán Kiss

The paper is focused on presenting the advantages of hybrid connections with which it is possible to make rigid joints in reinforced concrete structures located in seismic areas.

The first part of the paper summarizes the construction and calculation of the hybrid joints, and in the second part there is a P + E (partially) construction made in Bucharest where hybrid joints adapted to the project were used.

20. ábra: Az elkészült logisztikai központ főhomlokzata



A VASBETON SILÓK REPEDÉSEI ÉS EGYÉB PROBLÉMÁI



Dulácska Endre - Bódi István

DOI: 10.32969/VB.2018.2.2

A silók általában 5-10 méter átmérőjű, 10-40 méter magas csőszerű létesítmények, melyeket különböző porszerű, vagy szemcsés anyagok tárolására szoktak használni. A leggyakoribb a különböző szemes termények, gabonák tárolására szolgáló siló. Ilyen silókat már az 1800-as években alkalmaztak, ezeket kezdetben fából, falazatból, ritkán fémből készítették. Az 1916 évi felmérés már 330 000 silót talált a világon.

A vasbeton 1900 körüli feltalálása után kezdtek elterjedni a vasbeton silók, kezdetben dobozos, később 15-20 cm falvastagságú, hengeres héjszerkezeti megoldással.

Az elkészült silók átadása utáni időben észlelték, hogy azokon rendszeres repedéskép alakul ki. A silóknak külső felületén, főleg az alsó harmadában függőleges repedések, míg sokszor az egész magasság mentén, 2-3 méterenként vízszintes repedések jelentkeztek a Magyarországon épült silók jelentős részénél. A függőleges repedések zöme a siló magasságának alsó egyharmadában jelentkezett, ahol a belső nyomások a legnagyobbak, és a siló önsúlyából, és a tárolt gabona súrlódásából származó nyomás is jelentős.

A vizsgálat kimutatta, hogy a hazai silók 85%-a repedezett, és a repedezettség számos más országban is rendszeres jelenség, a különböző üzemi állapotokban. Megállapította a jelentés, hogy repedésmentes siló gyakorlatilag nem létezik. A repedésképződésnek számos oka lehet, és a tönkremenetelt megelőző repedéstágasságok 5-7 mm között voltak.

Jelen dolgozat a vasbeton szerkezetű, körhenger kialakítású silókkal és azok károsodásaival foglalkozik.

1. BEVEZETÉS

A silók általában 5-10 méter átmérőjű, 10-40 méter magas, csőszerű létesítmények, melyeket különböző porszerű, vagy szemcsés anyagok tárolására szoktak használni. A leggyakoribb a különböző szemes termények, gabonák tárolására szolgáló siló. Ilyen silókat már az 1800-as években alkalmaztak, ezeket fából, falazatból, ritkán fémből készítették. A tárolt anyagok be- és kitérőlése egyaránt a silók felső végén történt. Az 1885. évi listán az USA-ban 2000 ilyen silót tartottak nyilván. Az első siló konferencia 1907-ben volt Chicagóban. Az 1916 évi felmérés 330 000 silót talált a világon.

A vasbeton 1900 körüli feltalálása után kezdtek elterjedni a vasbeton silók, kezdetben dobozos, később 15-20 cm vastagságú hengeres héjszerkezeti megoldással. A silók lábra állításával pedig megoldották az alsó, ömlesztett kitérőlést az alsó tölcserén keresztül.

Már a 2. világháború előtt épültek Magyarországon vasbetonsilók, így Budapesten (1910-11), Dombóváron (Eszterházy siló) (1924), Karcagon és Szolnokon (1938-1940).

A háború után, 1960-ban megkezdődött a vasbetonsilók sorozatos építése, és 1986-ig 55 silótomb épült. A siló méretezésére TTI segédlet (Bölcskei-Orosz, 1970). készült, oktatása pedig (rövid anyagként) bekerült a rendszeresített egyetemi tananyagba (Bölcskei-Orosz, 1972).

Az elkészült silók átadása utáni időben észlelték, hogy azokon rendszeres repedéskép alakul ki. A silóknak külső felületén, főleg az alsó harmadában függőleges repedések, míg sokszor az egész magasság mentén, 2-3 méterenként vízszintes repedések jelentkeztek a Magyarországon épült

silók jelentős részénél. A függőleges repedések zöme a siló magasságának alsó egyharmadában jelentkezett, ahol a belső nyomások a legnagyobbak, és a siló önsúlyából, és a tárolt gabona súrlódásából származó nyomás is jelentős.

A repedések miatt több alkalommal bírósági eljárás is indult, (pl. Dulácska, 1991, 1992). A repedések vizsgálata céljából az Építéstudományi Intézet (ÉTI) széleskörű vizsgálatot végzett (Pálóssy L, ÉTI, 1989/a-b). A vizsgálat kimutatta, hogy a hazai silók 85%-a repedezett, és a repedezettség számos más országban is rendszeres jelenség (USA, Ausztrália, Svédország, Ausztria, Lengyelország) a különböző üzemi állapotokban. Megállapította a jelentés, hogy repedésmentes siló gyakorlatilag nem létezik. A repedésképződésnek számos oka lehet, és a tönkremenetelt megelőző repedéstágasságok 5-7 mm között voltak. A silók meghibásodási okainak típusai a következők:

- aluméretezés, kevés gyűrűirányú vas, ill. gyűrűvas toldási hiba miatti oldalfalmegnyílás,
- túlzott repedésmegnyílás, és emiatt beázás, ill. vaskorrózió.
- Betontechnológiai hibák, lokális betonhibák, helyi beton-törés függőleges nyomásra.
- Be- és kitérőléskor elkövetett üzemeltetési hibák.
- A betároláskor jelentkező nagymértékű süllyedés (20-100 cm!)
- Porrobbanás miatti cellafelnyílás. (Szabadegyháza).
- Agyagtalajon álló siló felborulása (Algéria).

A Pálóssy, 1989/a-b) anyagok alapot adtak a Gabona Tröszt vasbetonsilókra vonatkozó házi szabványának elkészítésére. (Gabona Tröszt, Házi Szabvány, 1989).

Az újabb időben a vasbetonsilókat kezdik kiszorítani a

fém szerkezetű silók. A jelen dolgozat a vasbeton szerkezetű, körhenger kialakítású silókkal foglalkozik.

2. A SILÓNYOMÁS

A silóban tárolt gabona a siló falára horizontális irányú oldalnyomást (silónyomás) fejt ki, a súrlódás következményeként pedig függőleges nyomást ad le a falra. A kezdeti időkben a silókat a Janssen által felállított elmélet alapján számították (Bölcskei-Orosz, 1970). Miután az így méretezett silókon meg nem engedhető repedések léptek fel, kutatni kezdték, hogy helytálló-e a Janssen elmélet szerinti méretezés. (Binnewies-Hille 1983), (Rosemeier, 1986), (Pálóssy L, ÉTI, 1989/a-b), (Orosz, 1998). 1975-től kezdődően mérődobozokkal sikerült kimérni a silónyomást. Megállapították, hogy a nyomás a tárolt gabona tulajdonságain kívül a be- és kitarolási technológiától is függ, és az ürítéskor fellépő nyomás másfél-kétszerese a betárolási nyomásnak. (Kollár, 1989). (Ez a dolgozat bő irodalomjegyzéket is tartalmaz.) Az is előfordult, hogy betonhiba miatt a függőleges teher okozott betontörést a vasbeton silófalban (Dulácska, 1991).

Azt is meghatározták a mérési adatok alapján, hogy a nyomás megoszlása a kör alakú cellákban rendszerint nem centrikus, a különböző belső átboltozódások és belső dinamikus mozgások miatt.

3. A VASBETON SILÓK VASALÁSA

Az 1960-as évek elején a 7,3 m belső átmérőjű silók gyűrűvasalása általában kétoldali Ø8 vasalás volt, 20-25 cm osztástávolsággal. A periodikus betonacél minősége B 45.30, vagy B 60.40 volt. Utólag ránézésre nem lehet a bordázat alapján megítélni a minőséget, mert a melegen hengerelt betonacélok MSZ 339-68 szabványa ugyan megadta a különböző borda típusokat, de nem rögzítette, hogy melyik acélminőséghez melyik bordázat tartozik. Éppen ezért írta elő a megépült építményekre vonatkozó TSZ 01-2013 MMK szabályzat, hogy ellenőrző szakítóvizsgálat hiányában csak a B 45.30 acélhoz tartozó 280 N/mm² határfeszültséget (tervezési szilárdságot) szabad figyelembe venni. Az 1980-as évekre a B45.30 betonacél megszűnt, így a 80-as években épült silók betonacélminősége B 60.40, vagy B 60.50. Később a silók vasalását sokszor erősebbre tervezték, Ø8 helyett Ø10-12 vasalással. A felülvizsgálatok során többször azt tapasztalták, hogy a vízszintes acélbetétek távolsága a tervezettnél nagyobb volt.

4. A VASBETON SILÓK BETONJA

A silókat rendszerint csúszó zsaluzattal építették. Ennek a technológiai előnyei mellett több hátránya is volt. A csúszó zsaluzat emelő acélrudazata emelés után üreget hagy a betonban. Az is előfordulhatott, hogy valami kényszerű leállás miatt szakadás következett be a beton folyamatosságában. Ezeket az üregeket elvileg utólag ki kellett tölteni (vagy kitöltötték, vagy nem), de a kitöltő anyag mindenképp gyengébb volt, mint az eredeti beton. E hatások miatt a beton egyenletessége nem mindig biztosított.

Ha egy rúdszerkezetnél súlyos betonozási hiba fordul elő, akkor az jelentősen lerontja a betonrúd teherbírását. Ha viszont a lokális betonhiba felületszerkezetben (lemez, fal, héj) található, a helyzet egészen más. Ez esetben ugyanis a gyengébb szakaszra kisebb teher jut, mert a rugalmassági

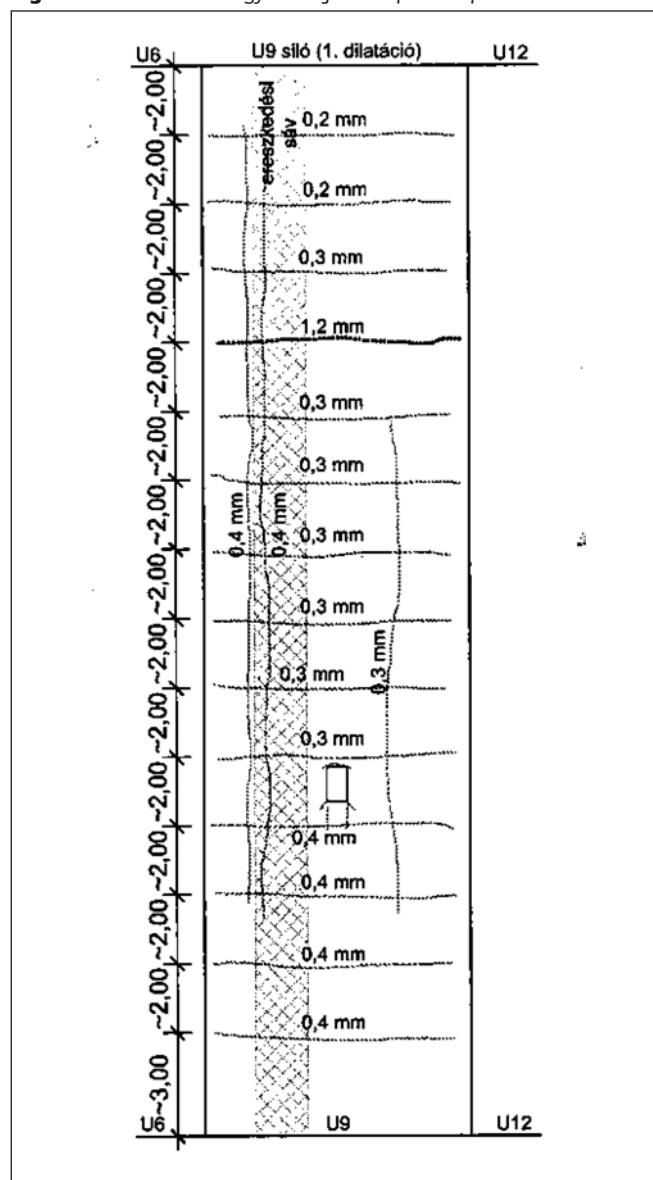
tényezője is kisebb. Ezen kívül a hiba melletti jó minőségű szakaszok kisegítik a gyengébb szakaszt.

Ezért a szerkezet teherbírása kevésbé gyengébb, mint amit a betonhiba alapján vélnénk. A szerkezet értékelésénél mindig figyelembe kell vennünk, hogy a beton minősítési szabvány előírások minősítési értékei a betonanyagra vonatkoznak, és nem a szerkezet betonjára. A szerkezet értékelése a felülvizsgáló szakértő feladata és felelőssége. Jól alkalmazható a valószínűségelmélet alapján kialakult, évtizedek óta alkalmazott eljárás, hogy a vizsgálati mintasokaságból a 30%-nál nagyobb eltérésű elemeket kiküszöbölik. A szerkezet értékelése során, természetesen nem a próbatestek, hanem a beépített beton vizsgálati értékeit kell figyelembe venni.

5. A SILÓKON FELLÉPETT REPEDÉSEK

Az ÉTI keretében végzett kutatásai során (Pálóssy, 1989) többek között felmérte egy sereg magyarországi siló repedezettségét. A silókon függőleges és vízszintes repedések jelentkeztek. A felmért 19 silón a következő maximális felületi repedéstágasságokat észlelték (A helynév melletti szám a maximális repedéstágasság mm-ben.): Szekszárd II: 0; Jászberény: 0; Enying: 0; Baja: 0,3; Nagykáta: 0,4;

Fig. 1: A debreceni siló egyik cellájának repedésképe



Székesfehérvár: 0,6; Hódmezővásárhely: 1,4; Cegléd: 1,4; Csorna: 1,5; Püspökladány: 1,5; Marcali 1,8; Szentes: 2,0; Kecskemét: 2,5; Törökszentmiklós: 2,5; Dombóvár: 2,5; Karcag: 3,0; Szekszárd I.: 4,0; Miskolc: 5,0; Szeghalom: 5,0. Látható, hogy majdnem mindegyik silónál a maximális repedéstágasság jelentősen meghaladta a Vasbetonszabványban, ill. a Gabonatörzst Háziszabványban megadott 0,2 mm tervezési értéket. Érdekessége a méréseknek, hogy néhány silónál évenként mérték a maximális repedéseket, és ugyanazon silókon ugyanazon a helyeken a különböző években jelentősen eltérő maximális repedéseket észleltek. A vizsgált silók 19%-ánál 0,3-1,2 mm, 38%-ánál 1,2-2,2 mm, 25%-ánál 2,2-3,1 mm, 6%-ánál 3,1-4,0 mm, és 12 %-ánál 4,0-5,0 mm volt a repedés. Megállapították a vizsgálatok során azt is, hogy ott voltak nagyobbak a függőleges repedések, ahol a méretezéskor a gyűrűvasalást a határfeszítésig kihasználták, ill. ahol a javasolt 1,3 biztonsági tényezőnél kisebbet alkalmaztak. A kutatás azt is kimutatta, hogy a tönkremenetelek esetében a megelőző repedéstágasság 7-8 mm volt. A vízszintes repedések egymástól rendszerint (függőlegesen értve) mintegy 2,0 méter távolságokban jelentkeztek. Mindezekből az látszik, hogy a Gabona Tröszt Házi Szabványban (1989) a megfelelőségre megadott 0,2 mm, illetve a tűrési határnak megszabott 0,6 mm értékek illúzióknak tűnnek, és ezen értékeket újra kellene gondolni, pl. az értékek 3-4 szeresére. Természetesen ezekben az esetekben megfelelő felületvédelmet kell alkalmazni. A repedésjelenség szemléltetéséeként bemutatjuk a debreceni siló egyik felmért repedésképét (Takács-Kotró-Várdai, 2017). A függőleges repedések először a támrudaknál jelentkeztek, az üreg miatti gyengítés hatásaként. A tapasztalatok szerint, ha csak támrudaknál jelennek meg repedések, akkor erőtani erősítésre nincs szükség, ha két támrúd repedés között a repedések száma a hármat eléri, ill. meghaladja, akkor részletes erőtani vizsgálat szükséges. A támrudaknál jelentkező repedések különösen veszélyesek, mivel az üreg miatti gyengítés átmenő repedést okoz. A csapó eső miatt az üregben víz gyűlik össze, amit az üreg távolra is elvezet, ha nem alkalmaznak felületi védelmet.

6. A REPEDÉSEK ELEMZÉSE

Az 1960-as években kezdődött az alagútzsaluzatos épületek építése, melyeknek jelentős részét a BUVÁTI-ban (Budapesti Városépítési tervező Vállalat) tervezték. Az Outinord

rendszerben az épületek kb. 6,0 méterre elhelyezkedő, 20 cm vastag vasbeton harántfallal épültek. A művezetések során észleltük, hogy a falakon a bebetonozás után körülbelül egy héttel, mintegy 2,0 méter távolságban, 0,2-0,4 mm tágasságú repedések jelentkeztek. Miután a fal két oldalán a repedések más helyeken voltak, nyilvánvalónak látszott, hogy nem átmenő repedésekről van szó. A feltárások igazolták ezt, mert a repedések behatolási mélysége mintegy 3-4 cm volt. Addig ilyen repedésekről egyikünk sem hallott. A rejtélyt Palotás professzor egy előadása világította meg. A magyarázat szerint a viszonylag hideg időben a beton mintegy 50 °C kötési hője a mintegy egy-két napos kiszaluzás után gyorsan áramlik a hidegebb felület felé, ez sajátfeszültségeket kelt. A fal felületén húzás keletkezik, és ez a még nem teljesen megszilárdult betonfelületet megrepszti. A repedések a betonozás után mintegy egy héttel jelentkeznek, amikor is a rugalmassági tényező-húzószilárdság arány magasabb, mint később (Palotás, 1973.) A jelenséget a Fig. 2.b ábrán mutatjuk be: Ha hőmérséklet-különbség értéke a 15 °C -t meghaladja, akkor repedés lép fel!

Az „a” ábra mutatja a betonfal kötésző okozta felületi repedését, a „b”. ábra a kötésző megoszlását a fal vastagsága mentén, a „c”. ábra pedig a sajátfeszültség megoszlását.

A silók esetében a megoszlás kissé módosul. Míg az épületfal esetében a hőmérsékleti viszonyok a fal mindkét oldalán egyformának vehetők, a silófalak építésénél ez nincs így. A külső oldal szabadon tud lehűlni, amit még a mindig meglévő szélhatás is segít, a belső oldalon viszont kisebb a szélhatás, és a kötésző a zártabb tér miatt magasabb hőmérsékletet okoz. E miatt a hőmérséklet és a sajátfeszültség aszimmetrikus lesz. A külső oldalon ezért nagyobb húzófeszültség ébredhet, mint a két oldalon hűlő fal esetében (Fig. 3). Ha ez meghaladja a beton repesztő szilárdságát, a repedés kialakul.

A kötésző okozta szélsősézi húzófeszültség a számítások szerint az 1-2 N/mm² értéket is elérheti, ami megközelítőleg megegyezik a még meg nem szilárdult C16 beton repesztő feszültségével. Ez azt jelenti, hogy a silófal repedeztségének egyik oka ez lehet.

De nemcsak a kötésző okozhat repedéseket. A repedéskeltő hatások az üzemelési körülmények következtében felléphetnek. A silóban tárolt gabona hőmérséklete az irodalom szerint 30-40 °C, Ugyanakkor téli viszonyok között a külső hőmérséklet akár mínusz 10-15 °C is lehet. Ez a 30-50 °C hőátmenet üzemi

Fig. 2: A kötésző sajátfeszültsége okozta épületfali felületi repedés

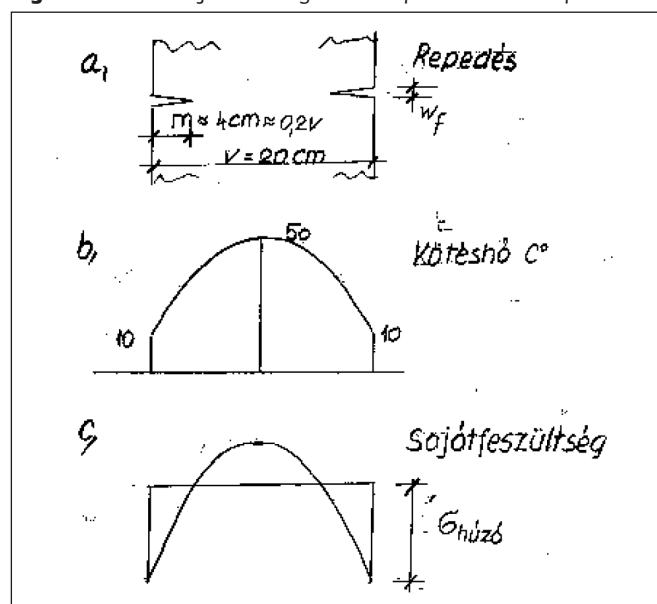
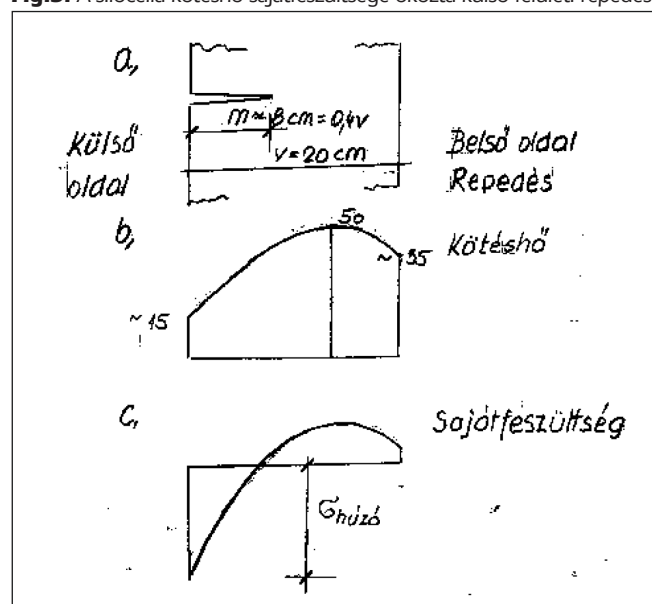


Fig.3: A silócella kötésző sajátfeszültsége okozta külső felületi repedése.



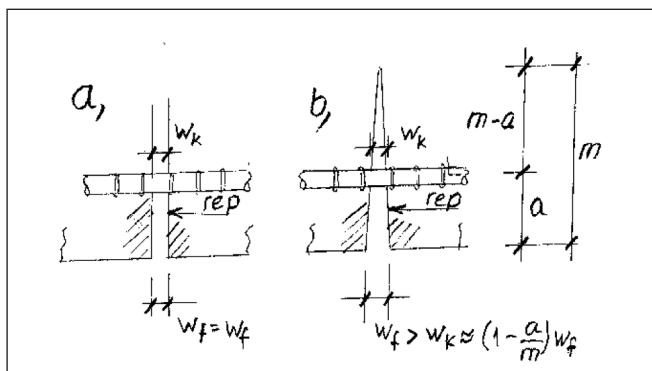


Fig. 4: A felületi w_f és a vastengelyi w_k repedés

körülmények között 2-4 N/mm² húzófeszültséget okozhat, ami bőségesen elegendő a silófal megrepesztésére. (Ha véletlenül addig nem repedt volna meg.) Ezek a körülmények magyarázzák azt a korábban nem érthető jelenséget, hogy a Pálóssy-vizsgálatok során, a különböző éveken és különböző időszakokban, ugyanazon a helyeken jelentősen különböző repedéstágasságokat mértek.

Az előírások a repedéstágasság korlátozására meghatározott repedési határértéket nem teszik függővé azoktól a hatásoktól, melyektől a repedéstágasság jelentősen függ. A repedéstágassági korlátértékeket mindegyik előírás (MSZ, DIN, Eurocode, Gabona Tröszt - Házi Szabvány (1989), stb.) a húzott acélbetét tengelyvonalára értelmezik (w_k). A repedésméréseket pedig általában az ellenőrzéskor a felületen észlelt w_f felületi repedéssel értelmezik. Ez igen jelentős eltéréseket okozhat. A problémát a következő Fig.4. ábrán szemléltetjük. A silófal felülete napi és évszakos hőmérsékletváltozásnak van kitéve. (A Vasbetonszerkezetek Tanszéke, a Hódmezővásárhelyi siló függőleges falfelületén nyáron, 60 °C hőmérsékletet mért - üres siló esetén -, amíg a belső felület 18 °C volt.)

Az ábrán kétféle repedéstípust mutatunk be, melyek jelentősége és kárhatása eltérő. Az „a” ábrán az úgynevezett átmenő repedés modellje látható, mely eset a tisztán húzott elemekre jellemző. Ez esetben a felületi repedéstágasság jó közelítéssel megegyezik a vastengelyi repedéstágassággal. (A valóságban kicsit nagyobb, mert a betonacél gátolja a nyúlást.) Ilyen repedés alakulhat ki a tisztán húzott vasbetonelemekben, ha a húzófeszültség a repesztő húzószilárdságot meghaladja. Ez a repedéstípus nemcsak a vaskorrózió szempontjából jelent veszélyt, hanem az átmenő repedésen át (ha nincs felületi védőbevonat) a csapóeső vize a siló belső terébe hatolhat, és károsítja a tárolt gabonát.

A „b” ábrán pedig a felületi repedés egyszerűsített modellje látható. Ilyen típusú repedés alakul ki a hajlított elemek esetében, ahol az „m” méret közelítően a keresztmetszeti magasság felének vehető. Ugyanilyen típusú repedések alakulhatnak ki a kötési hő okozta saját feszültségek, valamint a zsugorodás okozta felületi repedések esetében. A repedés behatolás „m” mérete 40-80 mm közötti szokott lenni. Ezekben az esetekben a vastengelyi repedés (melyre a korlátozások vonatkoznak) mindig kisebb, mint a felületi repedés. Ha pl. az „a” vastagság 30 mm, és a repedés behatolási „m” értéke 60 mm, akkor a mértékadó „ w_k ” repedés mérete fele a felületen mérhető „ w_f ” repedéstágasságnak. Miután a silófalban nem lép fel számottevő hajlító nyomaték, a második két repedési ok lehet a mértékadó.

Ki kell emelni, hogy a kötэшő és a zsugorodás hatása az építés idején, ill. rövid idővel az építés után jelentkeznek. A napi és évszakos hőmérséklet és az üzemelés (betárolás, ürítés) okozta repedezettség a siló egész élettartama alatt működik, a repedések „élnek”, a védekezés elkerülhetetlen.

Egy másik felületi repedés a zsugorodási repedés. A zsugorodás jelensége (Fenyvesi, 2012) szerint a következőképp írható le:

„Korai vagy kapilláris, vagy képlékeny zsugorodás a beton friss, képlékeny állapotában lép fel, és létrehozza a kapillárisokat. A bedolgozott friss beton az első rövid idő alatt általában duzzad, de amikor a felületéről a vízfilm eltűnik, elkezd zsugorodni. A korai zsugorodás gyors, rövid folyamat, a kötési idő végén (ez általában nem több mint 8 óra) véget ér. A keletkező repedések felületi hajszálrepedések, tágasságuk 1-2 mm-t is elérhet, kedvezőtlen klimatikus viszonyok közepette összértékük 4 mm/m is lehet, de mélységük csekély, a megszikkadó felületi zónára korlátozódik. (A felület közeli tartományban húzások lépnek fel, míg a keresztmetszet belseje nyomás alatt áll.) Száradási zsugorodás a kötés végén, a szilárdulás kezdetén indul és egy évig is eltarthat, tehát egy lassú folyamat, amely végértékhez tart. Ez alatt a cementőporusai kiszáradnak, a teljesen kiszáradt beton nem zsugorodik tovább.”

A zsugorodás okozta belső sajátfeszültségek hasonlóak a kötэшő csökkenés okozta feszültségekhez. Mindkettőnél húzás keletkezik a beton felületén, ami repedést okozhat. Ha a beton megrepedezett a hőmérsékleti hűlés miatt, akkor a zsugorodási repedés valószínűleg a repedés növekedésében fog jelentkezni. Ha viszont a beton nem repedt meg korábban, akkor új repedések jelentkezhetnek a zsugorodás hatására. A repedések megjelenése az időjárástól, a külső hőmérséklettől, és a légnedvességi értékektől függ. A silók függőleges irányban, kb. 2,0 méterenként jelentkező, 0,3 mm körüli vízszintes repedéseinek oka a csúszó-zsaluzati hatásokon kívül a tárgyalt kétféle okban is keresendő. A vízszintes repedéseknél a húzóerő hatása kizárt, mert a silófalak függőleges irányban nyomottak, és a repedések a nyomóerőre merőlegesen jelentkeznek. A vízszintes felületi repedések hasonlóak a vasbeton falas épületek falaiban 2,0 méterenként jelentkező, 0,3 mm körüli, kötэшő és zsugorodás okozta repedésekhez. Ez valószínűsíti, hogy a silók vízszintes repedéseinek ugyanez a fő oka, és nem pedig a csúszó-zsaluzati hatás. A függőleges irányú repedésekben a gyűrűirányú húzásoknak számottevő hatásuk lehet, de az is lehetséges, hogy az aszimmetrikus belső nyomás, és esetleg az égtájhatás (napsütés) okozta gyűrűirányú hajlító nyomatékok repesztő hatása is hozzájárul a kialakulásukhoz. A jelentős gyűrűirányú húzás hatására a függőleges repedések átmenő repedés jellegűek, ezek tágassága az üzemeltetés hatásai során (betárolás, ürítés) jelentősen változik.

7. JAVÍTÁS

A silók javítására több javaslat található a szakirodalomban (Orosz, 2001), (Bárczi, 2015), (Gabona Tröszt Házi Szabvány, 1989). Megvalósult javítások, ill. megerősítések ismertetései is találhatóak, (Almási, J. és társai, 2002), (Bucur-Horváth,-Mátyás, 2007).

Véleményünk szerint, ha a szakértői vizsgálat megállapítja, hogy a repedések tágasságai az acélbetétek tengelyében nem haladják meg a (téli, nyári vizsgálat, töltéskori, ill. üres állapot) tőrési határt (szerintünk: 2,5 mm), akkor nem várható törési tönkremenetel, és elegendő a repedésjavítás, és a felületi védőréteg felhordása

Ha viszont a függőleges, átmenő repedések tágassága túllépi a tőrési határt, akkor gyűrűirányú erősítés indokolt. Ennek módjára, Orosszal (2001) egyetértésben a felületvédelmen kívül a teljes húzóerőre méretezett belső vasbetonbélés erőtanilag a lehető legjobb megoldás, azonban építéstechnológia szempontjából a legkedvezőtlenebb.

Az átmenő repedések jelenléte – felületvédelem nélkül - a legjelentősebb hibaforrás, mivel ezeken keresztül a csapó eső a cellába bejut és a gabona jelentős károsodását idézi elő. A cellafalra feltapadó tárolt anyag penészesedése miatt a teljes anyag átpenészesedik és emberi fogyasztásra alkalmatlanná válik, az értékcsökkenés így rendkívül jelentős.

Tárgyalásunkban nem foglalkoztunk a silólétesítmények egyéb szerkezeteivel. Ha ezek károsodtak, akkor természetesen javítani kell őket.

8. MEGÁLLAPÍTÁSOK

A silókon fellépett repedéseknek számos oka van. Az igénybevételekből a vasak tengelyvonalára történő repedésszámítás illúzió, mert az egyéb hatásokból jelentkező repedések mérete összemérhető ezekkel. A vizsgálatoknál meg kell különböztetni az átmenő, és a felületi repedéseket, mert az átmenő repedések lehetnek igazán veszélyesek. A felületen mért repedéstágasságok félrevezetőek, mert rendszerint jelentősen nagyobbak a vastengelynél mérhető, az előírások szerinti mértékadó repedéstágassággal.

A svéd tapasztalati képlet: $A_s \geq 0,25 D^2$ szerinti gyűrűirányú, vízszintes acélbetét mennyiség alkalmazása a 7,3 m belső átmérőjű cellák, és a ma szokásos acélok alkalmazása esetén azt jelenti, hogy az acélt legfeljebb a határfeszültség (tervezési szilárdság) negyedéig használjuk csak ki. (Itt A_s az egy folyóméterre jutó gyűrűvas keresztmetszet cm^2 -ben, és D a köralakú silócella belső átmérője m-ben.)

Álom, de jó lenne egy olyan eljárás, vagy műszer, amivel a felületi repedések mélységét meg lehetne mérni, hogy a felületi w_f repedés szélességből pontosabban megállapíthassuk a mértékadó vastengelyi w_k repedéstágasságot

A függőleges átmenő jellegű repedések tágassága a hőmérsékleti és üzemeltetési hatások miatt a siló egész élettartama alatt változik. Az ezeken a repedéseken át bejutó csapadékvíz károsító hatása ellenei védekezés érdekében, kiváló tulajdonságú, rugalmas repedésáthidaló képességű felületvédő bevonatot kell alkalmazni és azt időszakosan felújítani.

9. HIVATKOZÁSOK

- Almási J. és társai (2002), „A törökszentmiklósi 800 vagonos gabonasiló megerősítése pp műszál adagolású lövelt betonnal”, *VASBETONÉPÍTÉS*, 2002/2, pp. 50-57.
- Bárzsi B.: (2015) Silók tönkremeneteli módjai, vasbeton silók megerősítési lehetőségei, PREZI (Internet)
- Binnewies, W.-Hille, G.:(1983), „Belastung von Silozellen durch Siloguteinsturz”, *Bautechnik* 11. 380. old.
- Bölcskei E. - Orosz Á. (1970), „Vasbeton silók számítása”, *TTI tervezési segédlet S3.*, Budapest
- Bölcskei E.- Orosz Á.(1972): Vasbeton szerkezetek. Faltartók, lemezek, tárolók. Tankönyvkiadó. Budapest.
- Bucur-Horváth I.-Mátyás Gy. (2007) : Vasbeton silók jellegzetes károsodása és megerősítése I rész. *Beton*, 6. szám. 3-7 old.
- Bucur-Horváth I.-Mátyás Gy. (2007): Vasbeton silók jellegzetes károsodása és megerősítése II. rész. *Beton*, 2007/7-8. 10-13 old.
- Dulácska, E. (1980).: A vasbetonszerkezetek repedései a beton zsugorodásának és lehülése nek hatására. *Mélyépítéstudományi Szemle*, 1980/11, pp. 502-503.
- Dulácska, E. (1991), „Szakértői vélemény a Tolna Megyei Gabonaforgalmi és Malomipari Vállalat dombóvári önálló malomtelepén lévő 20 000 tonnás gabonasiló károsodásáról”, *BME Szilárdságtani Tanszék*, Budapest.
- Dulácska, E. (1992), „Szakértői vélemény a Tolna Megyei Gabonaforgalmi és Malomipari Vállalat a szekszárdi I. sz. silójával kapcsolatos peres ügryhöz”, *BME Szilárdságtani Tanszék*. Budapest.
- Fenyvesi O. (2012)”, A betonok korai repedésérzékenysége”, *PhD értekezés, BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszék, Budapest*

- Gabona Tröszt - Házi Szabvány (1989), „Gabonárólól silók erőtanai (statikai) ellenőrzése és tervezése, Budapest.
- Kollár, L. (1989), „Silók méretezése”, *TTI tervezési segédlet S-32*. Budapest
- Palotás, L. (1973), „A vasbeton elmélete”, *Akadémiai Kiadó, Budapest*
- Pálóssy, L. (1989), „A Gabona Tröszt kezelésében lévő gabonárólól vasbeton-silók műszaki ismertetése. A tervezési és építési tapasztalatok”, Témazám: 13019, Építéstudományi Intézet, Budapest
- Pálóssy, L. (1989): Gabonárólól vasbetonsilókkal kapcsolatos hazai és külföldi kutatások összefoglaló elemzése, kiegészítése. I. és II. rész. Témazám: 13019. Építéstudományi Intézet, Budapest
- Rosemeier, G.(1986), „Zur Bestimmung des maximalen inneren Silódrucks”, *Bautechnik* 11, pp. 392-398.
- Orosz Á. (2001). „Vasbeton silók javítási módszerének megválasztása”, *BME Hidak és Szerkezetek Tanszék Tudományos Közleményei, Budapest*, pp. 145-150.
- Orosz Á. (1998), „Megjegyzések a silónyomás számításához gabonasilók esetében”, *BME Építőmérnöki Kar. Vasbetonszerkezetek Tanszék Tudományos Közleményei, Budapest*, pp. 172-180.
- Takács-Kotró-Várdai (2017), „Szakértői vélemény a Gabonárólól és Logisztikai Kft. debreceni telephelyén található, 42 db 1000 m³-es vasbeton silót tartalmazó üzemi épület tartószerkezeteiről”, *ÉMI-TÜV SÜD Kft.*, Budapest
- Zilch, K.- Zehetmeier, G. (2010), „Bemessung im Konstruktiven Betonbau”, *Springer Verlag*, Berlin-Heidelberg.

Dr. Dulácska Endre okl. építészmérnök, 1930-ban született. 1950-82 között a BUVÁTI, 1982-1992 között a Tervezésfejlesztési Intézet statikus mérnöke, szakági főmérnök. 1991-től egyetemi tanár a BME Építészmérnöki Kar Szilárdságtani és Tartószerkezeti Tanszékén, jelenleg Prof. Emeritus. A SÁMSON Építés-Statikai Kft. ügy. igazgatója. A Műszaki Tudomány Doktora (1983), az MTA Földrengésmérnöki Nemzeti Bizottságának elnöke, és az Akusztikai Bizottság tagja. Számos korábbi szabvány kidolgozásában volt jelentős része. Szakmai munkásságát nyolc könyve, több mint 200 publikációja, és mintegy 200 épülete fémjelzi. Hivatkozottsága is 200 feletti. A Magyar Mérnöki Kamara választmányi tagja, a budapesti Mérnöki Kamara etikai és fegyelmi bizottság tagja, a Tartószerkezeti Tagozat elnökségi tagja. Munkássága elismeréseként Eötvös Díjat, Csonka emlékéremet, Akadémiai Díjat, Széchenyi Díjat, MTA Ötvös Koszorút, Palotás László Díjat, Köztársasági Érdemrendet, és az MMK-tól Zielinszky díjat, Kardos Andor díjat, és Aranygyűrű díjat kapott. .

Dr. Bódi István (1954) okl. építőmérnök (1978,) matematikus szakmérnök (1982), PhD (1997), egyetemi docens (1987-) a BME Hidak és Szerkezetek Tanszékén. Kutatási területei: Vasbetonszerkezetek és hagyományos épületszerkezetek rekonstrukciója és megerősítése, faszerkezetek csomópontjainak modellezése. Oktatási tevékenysége mellett, rendszeresen végez tervezési és szakértési tevékenységet a mérnöki tartószerkezetek – elsősorban a magasépítési és a hídszerkezetek- területén, amelyekhez MMK jogosultsággal (SZÉS12, HT, ME-KÉ, ME-É, SZÉS1 és T) rendelkezik. Tartószerkezeti vezető tervező és műemléki épületdiagnosztikai szakértő (21-0340), tagja továbbá a Műszaki Igazságügyi Szakértői Testületnek. Aktív tagja az alábbi szakmai testületeknek: Az ACI (American Concrete Institute), az ACI 423-as számú albizottság „Előfeszített beton”, a *fib* Magyar Tagozata és a Magyar Mérnöki Kamara (BPMK), az „Eurocode 5 – MSZ NAD (Faszerkezetek)” szabványügyi bizottság elnöke. a „Schweizerische Arbeitsgemeinschaft für das Holz”, valamint ügyvezető igazgatója a Construct Civil Kft. –nek és az Armatura 2000 Kft.-nek.

CRACKS ON EXISTING REINFORCED CONCRETE SILOS

Endre Dulácska – István Bódi

Silos are tubular facilities that are usually of 5-10 metres in diameter and 10-40 metres high and which are used for storing powdery and grainy materials. The most common type of silo is the one used for storing grain crops and grains. These have been used since the 1800s which were originally made of wood, walling and seldom of metals. According to a survey of the year 1916 there were already 330 000 silos around the world.

After the invention of the reinforced concrete, silos made of this material spread widely; initially boxed, with a cylindrical shell structure of 15 to 20 cm in thickness. After the handovers of these silos it was perceived that cracks had appeared on them. On the outer surface of silos, especially on the lower third of its height vertical cracks and many times along the entire height horizontal cracks occurred every 2-3 meters for a significant part of silos built in Hungary. Most of the vertical cracks occurred in the lower third of the silos' height, where the internal pressures are the highest, and the pressure from the silos' weight and the friction of stored grain are significant.

The inquiry has also shown that 85% of the domestic silos are cracked and cracking is a regular phenomenon in other countries, in different circumstances at plants or factories as well. The report found that fracture-free silo practically does not exist. There are several reasons for cracking, and fracture distances prior to failure are between 5-7 mm. This paper deals with tubular reinforced concrete silos and their damages.

BESZÁMOLÓ A VASBETONÉPÍTÉS KÖZÉP-EURÓPAI KONGRESSZUSÁRÓL 2017. AUG. 31 – SZEPT. 1., TOKAJ

DOI: 10.32969/VB.2018.2.3

Abban a megtiszteltetésben részesültünk, hogy a

**CENTRAL EUROPEAN CONGRESS
ON CONCRETE ENGINEERING**

magyarul a

**KÖZÉP-EURÓPAI VASBETONÉPÍTÉS
KONGRESSZUSA**

szervezési jogát Magyarország kapta meg.

A kongresszus fő szervezője a *fib* Magyar Tagozata volt.



A kongresszus társszervezői voltak:

a BME Építőmérnöki Kar



a Magyar Cement-, Beton- és Mészipari Szövetség



és a Magyar Betonelemgyártók Szövetsége



A kongresszus főcímeül az:

„ÚJ ANYAGOK ÉS TECHNOLÓGIÁK A VASBETONÉPÍTÉSBN”.

címet választottuk. A kongresszus témakörei az alábbiak voltak:

- Igények szerint készülő beton:*
 - környezeti elvárásokkal kompatibilis cementek,
 - újfajta adalékanyagok,
 - nagy teljesítőképességű adalékszerek,
 - nagy szilárdságú és nagy teljesítőképességű betonok,
 - szálerősítésű beton,
 - könnyűbetonok,
 - környezetbarát beton
 - alkalmazások.
- Új típusú feszített és nem feszített betétek és a hozzájuk tartozó technológiák:*
 - fém és nem fém anyagú betétek,
 - belsőleg, illetve külsőleg alkalmazható betétek,
 - alkalmazások.

3. Fejlett gyártási és építési technológiák:

- magas követelményeket kielégítő vasbetonszerkezetek,
- előregyártás,
- tervezési szempontok
- alkalmazások.

4. Korszerű vasbeton szerkezetek:

- a beton legutóbbi sikeres alkalmazásai hidakhoz, épületekhez és egyéb szerkezetekhez.

5. Modellelés, tervezés és szabványosítás.

Erre a rendezvénysorozatra minden alkalommal szívesen fogadjuk a tervezésben, a kivitelezésben, az anyaggyártásban, az előregyártásban, a minőségbiztosításban és a kutatásban dolgozó mérnökeinket egyaránt.

A Kongresszusnak 186 regisztrált résztvevője volt 17 országból (Ausztria, Belgium, Bosznia Hercegovina, Brazília, Dél-Afrikai Köztársaság, Csehország, Horvátország, Kína, Lengyelország, Magyarország, Németország, Svájc, Szerbia, Szlovákia, Szlovénia, USA). Négy kontinensről (Európa, Ázsia, Afrika és Amerika,) érkeztek. A gazdag szakmai program vonzotta a kollégákat, mind a kivitelezés, mind a tervezés, mind pedig az anyaggyártás oldaláról.

1. ábra: A CCC2017 megnyitójának pillanatai. Kulturális és Konferencia Központ Tokajban 2017. aug. 31.



2. ábra: A CCC2017 megnyitójának pillanatai. Kulturális és Konferencia Központ Tokajban, 2017. aug. 31.





3. ábra: A konferencia megnyitója, résztvevők ismertetése (az elnökségi asztal)



4. ábra: Jan Vítak (Prága) előadása



5. ábra: Jelena Bleiziffer (Zágráb) előadása

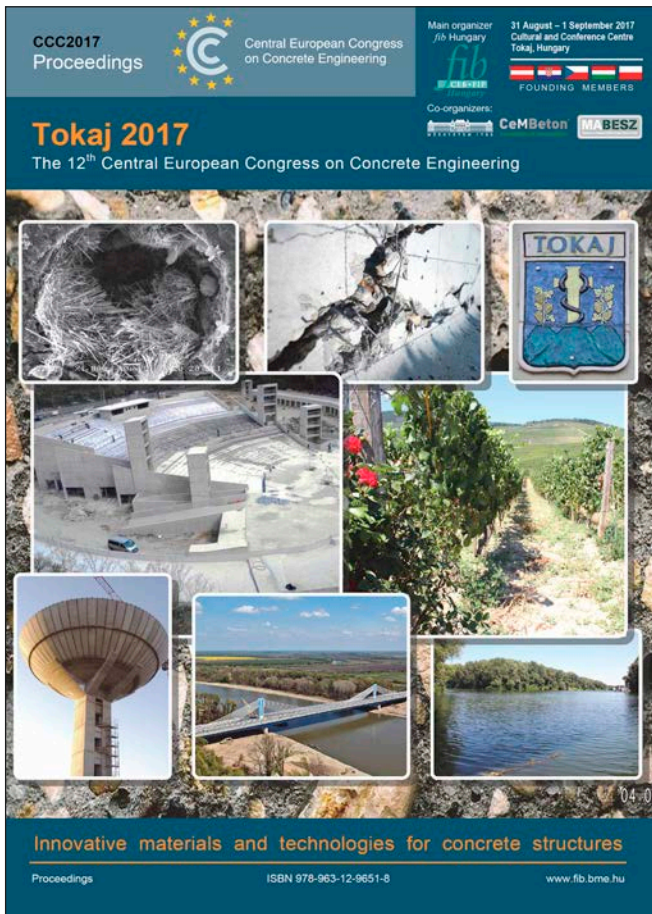


6. ábra: Mark Salamak (Gliwice) előadása

A kongresszus résztvevőinek széles köre azt mutatja, hogy érdeklődés van a közép-európai teljesítmények iránt, határain jelentősen túlnyúlóan is.



7. ábra: Windisch Andor előadása



8. ábra: Konferencia kötet

Kongresszusunk megszervezéséhez kiváló helyszínt biztosított a *Kulturális és Konferencia Központ Tokajban* 2017. aug. 31. és szept. 1. napokon.

A kongresszust szakmai kiállítás is gazdagította a következő cégek termékeivel: Červenka Consulting, Swietelsky, Meselia Hungária Kft., Aigner Albrecht Anlagebau.

Ezúton is szeretnénk megköszönni a következő cégek támogatását, ami óriási segítség volt a kongresszus lebonyolíthatóságához: A-Híd Zrt., Duna-Dráva Cement Kft., Moratus Kft., Sika Hungária Kft., Mapei Kft., Hydrastat Mérnöki Iroda Kft., Sauska.

A CCC2017 Kongresszusra 17 országból összesen 83 cikket nyújtottak be, melyek elektronikus változatai 675 oldalas konferencia kiadványban jelentek meg. A kiadvány ingyenesen letölthető a következő honlapról:

www.fib.bme.hu/cc2017.html

Érdekességgént felsoroljuk a CCC2017 Proceedingsben megjelent cikkek részletes témáit, zárójelben a tma kapcsán megjelent cikkek száma látható:

Additives (1), BIM (1), Bond (3), Bridges (14), Carbon nano tubes (1), Cements with low alkali content to bridges (1), Creep (1), Compressive strength (1), Corbel (1), Cracking (2), Deformations (2), Digital image correlation (2), Durability (3), Early age concrete (1), Fastenings (2), **fib** MC2010/EC2 (6), Foundations Fire resistance (3), (1), Fracture mechanics (1), Frames (1), Fresh and hardened concrete properties (1), FRC (10), FRP (4)UHPC/HSC (8), High rise buildings (1), Integrated sensors (1), Joints (1), Life cycle analysis (1), Modulus of elasticity of concrete (2), Monitoring (2), Numerical simulations (4), Precast concrete (5), Prestressed concrete (5), Probabilistic studies (1), Recycling (4), Rheological aspects (2), Shear (4), Shells (1), Sprayed concrete (1), Steel-concrete composite (1), Strengthening (5),

Supplementary cementitious materials (1), Thaumasite (1), Tunnel lining (1), Visual programming (1), Water tightness (1) and 100year old concretes.

A Kongresszuson 40 előadás és 42 poszter prezentáció hangzott el. A poszter zsűri által kiválasztott három legjobb poszter külön díjazásban is részesült. A mellékelt képek ízelítőt adnak a konferencia hangulatából. Úgy gondoljuk, hogy a konferencia kiváló lehetőséget biztosított a szomszédos, és esetenként távolabbi (Kína, USA, Dél-Afrika, Ausztrália) országok mérnökeinek széleskörű eszmecseréjéhez.

A konferenciasorozat következő rendezvénye: **2019-ben Horvátországban** lesz, amire minden kedves érdeklődőt szeretettel várunk.

Dr. Balázs L. György
*a **fib** Magyar Tagozat elnöke*
CCC2007 Tudományos Bizottság elnöke

FIBRE-REINFORCED CONCRETE: FROM DESIGN TO STRUCTURAL APPLICATIONS - FRC 2014: ACI- FIB INTERNATIONAL WORK- SHOP

fib BULLETIN 79

Title: Fibre-reinforced concrete: From design to structural applications - FRC 2014: ACI-fib International Workshop
Category: ACI-fib workshop proceedings
Year: 2016
Pages: 480
Format approx. DIN A4 (210x297 mm)
ISBN: 978-2-88394-119-9

Abstract:

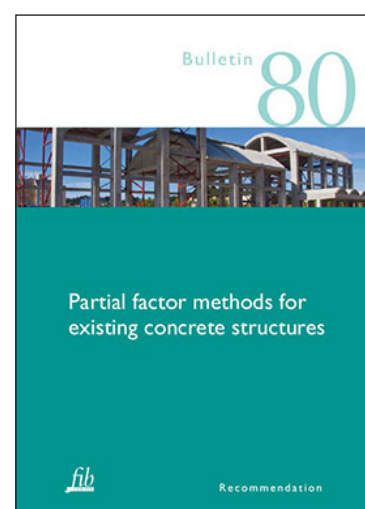
The FRC-2014 Workshop Fibre Reinforced Concrete: from Design to Structural Applications was the first ACI-fib joint technical event. The Workshop, held at Polytechnique Montreal (Canada) on July 24th and 25th 2014, was attended by 116 participants from 25 countries and 4 continents.

The first international FRC workshop was held in Bergamo (Italy) in 2004. At that time, the lack of specific building codes and standards was identified as the main inhibitor to the application of this technology in engineering practice. Ten years after Bergamo, many of the objectives identified at that time have been achieved. The use of fibre reinforced concrete (FRC) for designing structural members in bending and shear has recently been addressed in the fib Model Code 2010. Steel fibre reinforced concrete (SFRC) has also been used structurally in several building and bridge projects in Europe and North-America. SFRC has been widely used in segmental tunnel linings all over the world. Members of ACI544 and fib TG-4.1 have been involved in writing code based specifications for the design of FRC structural members.

More than fifty papers were presented at the Workshop from which forty-four were selected for this joint ACI/fib publication. The papers are organised in the document under six themes: Design guidelines and specifications, Material properties for design, Behaviour and design of beams and columns, Behaviour and design of slabs and other structures, Behaviour and design of foundations and underground components, and finally, Applications in structure and underground construction projects.



DOI: 10.32969/VB.2018.2.4



PARTIAL FACTOR METHODS FOR EXISTING CONCRETE STRUCTURES

fib BULLETIN 80

Title: Partial factor methods for existing concrete structures
Category: Recommendation
Year: 2016
Pages: 129
Format approx. DIN A4 (210x297 mm)
ISBN: 978-2-88394-120-5

Abstract:

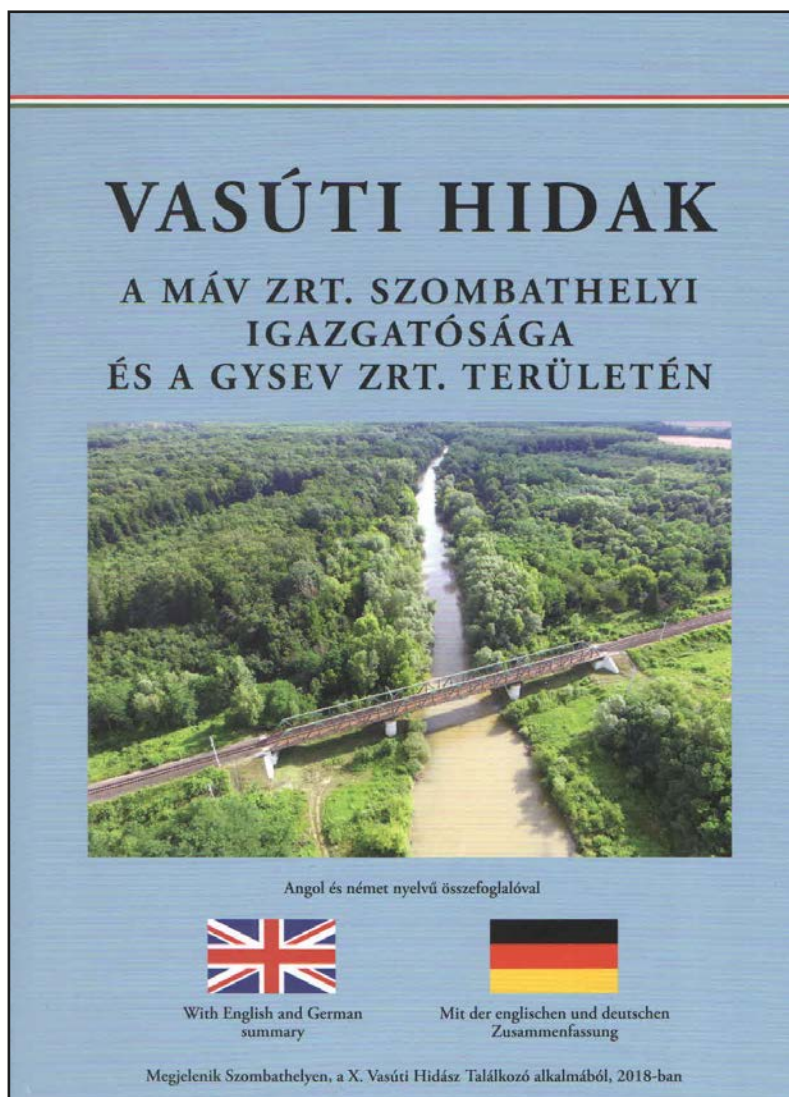
For a large part of the existing buildings and infrastructure the design life has been reached or will be reached in the near future. These structures might need to be reassessed in order to investigate whether the safety requirements are met. Current practice on the assessment of existing concrete structures however needs a thorough evaluation from a risk and reliability point of view, as they are mostly verified using simplified procedures based on the partial factor method commonly applied in design of new structures. Such assessments are often conservative and may lead to expensive upgrades.

Although the last decades reliability-based assessment of existing concrete structures has gained wide attention in the research field, a consistent reliability-based assessment framework and a practically applicable codified approach which is compatible with the Eurocodes and accessible for common structural engineering problems in everyday practice is currently missing. Such an approach however allows for a more uniform, more objective and probably more widely applied assessment approach for existing concrete structures. Hence, in this bulletin two different partial factor formats are elaborated, i.e. the Design Value Method (DVM) and the Adjusted Partial Factor Method (APFM), enabling the incorporation of specific reliability related aspects for existing structures. The DVM proposes a fundamental basis for evaluating partial factors whereas the APFM provides adjustment factors to be applied on the partial factors for new structures in EN 1990. In this bulletin both methods are elaborated and evaluated and a basis is provided for decision making regarding the target safety level of existing structures.

Vasúti hidak a Szombathelyi Igazgatóság és a GYSEV területén

Vasúti Hidak Alapítvány, 2018

Különleges alkalom e kötet megjelenése, egyrészt mert a könyvsorozat végére értünk, másrészt mert nemcsak a MÁV, hanem a területileg és szakmai kapcsolatok terén a vele szorosan együttműködő GYSEV hídjait is ismerteti. A most megjelent 488 oldalas könyv a sorozat 6. tagja, és a Nyugat-Dunántúl területén levő vasúti hidakat mutatja be Vörös József, Bárdosi László és Jung Péter szerkesztésében. Az eddigiekhez hasonlóan nem csak a régi műtárgyakról van szó a könyvben; a ma is üzemelő hidakról nyújt a tervező és üzemeltető szakemberek számára hasznos információkat a hidak történetével, a legfontosabb adatokkal és a jellegábrával. A hidak ismertetésén kívül több érdekességet is tartalmaz a kötet, így a régió vasúthálózatának történetét, geológiai és földrajzi viszonyait, valamint a hidakkal foglalkozó hidász szakemberek életrajzát.



DOI: 10.32969/VB.2018.2.5

TELEKI KÁLMÁNNÉ KIRÁLYFÖLDI ANTÓNIA 65. SZÜLETÉSNAPI AJÁNDÉKJA



Teleki Kálmánné Királyföldi Antónia 1953-ban született Budapesten, építőmérnök szülők gyermekeként.

Műszaki tanulmányait 1968-ban a Kvassay Jenő Hid- Vízműépítő Technikumban kezdte, majd – mint számos kollégája, a Ratkó-korszaknak köszönhetően – 1974-ben a Közlekedési és Távközlési Műszaki Főiskolán hidépítő és fenntartó üzemmérnöki oklevelet szerzett.

Építésvezetői munka mellett a Budapesti Műszaki Egyetem Szakirányos Üzemmérnök Továbbképző szakán lett okleveles szerkezetépítő mérnök 1979-ben. Építéstechnológiai szakmérnöki vörösdiplomáját 1983-ban kapta.

Szakmai érdeklődése, nagyrészt a kiskörei vízlépcső építésénél eltöltött termelési gyakorlatnak köszönhetően, a kivitelezés felé fordult. A Vízügyi Építő Vállalatnál volt munkakezdő, ahol művezetőként, majd építésvezetőként több vízépítési műtárgy kivitelezésénél vállalt aktív szerepet, mint például: a szentendrei regionális vízellátás monolit vasbeton ivóvíztároló ikermedencéi, Esztergom monolit vasbeton szennyvíz-főgyűjtője és átemelő telepe dunai kitorkoló művel, Észak-pesti szennyvíztisztító telep nagyműtárgyai, daruzott vasbeton ipari csarnokok.

1981 és 1990 között az Út- és Vasútépítő Vállalat termelés-előkészítő mérnöke volt. Része volt a Székesfehérvári Könnyűfémű csarnokainak rekonstrukciójában és bővítésében, honvédségi, mezőgazdasági, bányászati, ipari és technológiai létesítmények (közúti és vasúti rakodók, hidak, silók, támfalak, acél és vasbeton ipari csarnokok, térburkolatok, távvezetékek, városi közművek) megvalósításában.

1985 és 1990 között vállalati gazdasági munkaközösségben hid- és műtárgytervezési tevékenységet folytatott Tatabánya térségében.

Az Út- és Vasútépítő Vállalat 1990. évi csődje miatt a Betonútépítő Vállalatnál, majd jogutódjánál, a Betonútépítő Nemzetközi Építőipari Rt.-nél alkalmazták. A központi vállalkozási osztályon, majd a szerkezetépítési igazgatóságon hidépítési főtanácsos, tervezési csoportvezetői beosztásban közreműködhetett az alábbi műtárgyak létesítésének versenyajánlatának kidolgozásában, szükség szerint alternatív tervezésben, technológiai javaslatok és utasítások összeállításával (a teljesség igénye nélkül). Az M0, M1, M3, M5, M7 és M15 autópályák hidjai, a francia koncesszióban megnyert, de akkor meg nem valósított S9 gyorsforgalmi út és a „szekszárdi” Duna-híd, számtalan országos és önkormányzati út építendő új, illetve felújítandó hidjai, a millenniumi kistóvalalatti és az Andrassy út rekonstrukciója, a megvalósításra váró Dél-Buda – Rákospalota metróvonal felszíni műtárgyai, a nagymarosi tájrehabilitáció, a Lágymányosi Duna-hídnak és kapcsolódó létesítményei, a Ferihegyi repülőtér II. terminál bővítése, a budapesti Nagykörúti villamosvágány-cserer, a Petőfi-híd, a dunaföldvári Duna-híd és az Esztergom-štúrovói Mária Valéria híd felújítása, a szegedi Belvárosi és Felsővárosi, a cigándi, záhonyi és tiszaugi Tisza-hidak, a budapesti Gubacsi úti, Baross téri, Jászberényi úti, Kacsóh Pongrác úti és Ferdinánd felüljárók felújítása, a szlovén vasúti kapcsolat magyar, illetve szlovén oldali műtárgyai

Munkáltatója révén FIDIC alapú nemzetközi pályázatok elkészítésében is tevékeny részem volt: IFOR Bosznia, Románia, Lengyelország, Szlovénia, Horvátország autópálya-programjai, Olaszország és Izrael területén vasúti és magasépítési projektek.

A cég tevékenységi körének bővítése kapcsán, külföldi meg-

rendelők megbízására a Mátrai, a Paksi és az Újpesti Erőmű bővítési-átépítési pályázatában is közreműködött.

A Betonútépítő Nemzetközi Építőipari Rt. megbízásából 1994-ben – együttműködve a francia koncessziós partnerrel és a generál tervező Uvatervvel elkészítette a fent említett S9 gyorsforgalmi út (ma M9) 11 hidjának engedélyezési tervdokumentációját.

Műszaki igazgatói megbízásra – a cég szabad kapacitása biztosítása érdekében – tanulmánytervet készített utólag, illetve újonnan létesíthető, eltolódás ellen mikrocölöp-sorra telepített, rúdláncként működő, géplánccal folyamatosan építhető, gyorsan javítható monolit vasbeton terelőelemre, továbbá pályaburkolat nélküli, primer korrózióálló feszített vasbeton autópálya alul- és felüljáróra. Ezek az elképzelések akkoriban piaci okok miatt nem nyertek életteret.

2000 novemberétől – a Betonútépítő Nemzetközi Építőipari Rt. csődje miatt - a Központi Közlekedési Felügyelet Közúti Felügyelet, Hídügyi Önálló Csoportjában vezető főtanácsosi munkakört töltött be. 2007. júliusáig mintegy ezernegyszáz híd építési engedélyezési, kiviteli terv jóváhagyási és forgalomba helyezési ügye tartozott hozzá, főként az M7 autópálya Budapest-országhatár és az M0 útgűrű M5 és 2. főút közötti szakaszán, a Széchenyi Plusz programban, az Európai Unió által támogatott önkormányzati fejlesztésekben, illetve az országos közúthálózat 30 m össznílás-hosszt meghaladó hidjai esetében. Említésre méltó volt az M1 autópálya és a 2/A főút vasalt talajtámfalás hidfőinek helyreállítása, a hazai gyakorlatban először létesített „extradosed bridge” az M7-M70 autópálya-csomópontban (Korongi híd), az M0 útgűrű beton pályaburkolatú felüljárói (negyven éve épült az utolsó), a nagyszilárdságú, nagyteljesítményű feszített felszerkeztű, pályaburkolattal nem rendelkező S65 jelű híd az M7 autópálya felett, a megépült „kosárfülű” ívhíd Salgótarjánban.

2007 júliusában az ugrásszerűen megnövekedett feladatok miatt megalakult a Közúti Főosztályon belül a Hídügyi Osztály, melynek vezetésére kinevezést kapott. Azóta évente 600-1200 hidépítési tárgyú hatósági döntés született, beleértve a megépült autópályák és autóutak hidjait, az uniós támogatással épült különleges önkormányzati gyalogos- és kerékpáros hidakat (például a szolnoki Tiszavirág-híd) is. Vezetői beosztása mellett saját ügye volt a Kőröshegyi, a Pentele, a Megyeri hidak forgalomba helyezésének engedélyezése, az M0 útgűrű kéttámaszú, 56 m nyílású kísérleti alumínium gyaloghídja, az M43 autópálya kísérleti Móra Ferenc hídjának és az M0 új Hárosi- és Soroksári Duna-hídja, a budapesti Szabadság, Margit és a Széchenyi Lánchíd és alagút felújításának teljes engedélyezése. Külön említést érdemel az M0 útgűrű keleti szakaszán megépült betonpályás hidak hatósági kezelése, illetve a precedens-értékű négy alagút-pár az M6 autópályán, az összes tervezési, hibás kivételezési és alagút-biztonsági extrákkal.

A *fib* Magyar Tagozatának titkára volt 2000 januárjától 2007-ig.

2010-ben a győri Jedlik Ányos híd megvalósítása hatósági tevékenységéért emlékérmeket kapott, 2011. március 15-én a nemzeti fejlesztési miniszter Közlekedési Erdeméremmel tüntette ki. Szakmai elismerésként 2014-ben a hidász szakmától mint tiszteletbeli „hidkezelő” Apáthy-emlékérmeket kapott.

A közszolgálati törvény alapján két éve nyugdíjas. Kívánjuk, hogy őrizze sokáig fiatalos lendületét, munkakedvét. Mindehhez kívánunk jó egészséget és örömteli magánéletet.

B. L. Gy.

DR.-HABIL. GÁLOS MIKLÓS 80. SZÜLETÉSNAAPJÁRA



Dr.-habil. Gálos Miklós egyetemi tanár 1938-ban született Budapesten. 1956-ban érettségizett a Budapest XX. ker. Kossuth Lajos Gimnáziumban.

Egyetemi tanulmányait 1961-ben fejezte be az Építőipari és Közlekedési Műszaki Egyetem Mérnöki Karán. Acélszerkezeti szakmérnöki oklevelét 1967-ben szerezte meg a BME Építőmérnöki Karán. 1971-ben a Műegyetemen műszaki doktori, 1992-ben a Magyar Tudományos Akadémián közetek szilárdsági tulajdonságaival foglalkozó disszertációjának megvédése után a műszaki tudományok kandidátusa fokozatot nyerte el. 1998-ban habilitált. 1961 és 1963 között kivitelező mérnökként a Győri Vagon és Gépgyár hídgyáregységében dolgozott, majd 1963 és 1978 között a vegyi- és a kőolajipar tervező intézeteiben több nagylétesítmény megvalósításában irányító tervezőként vett részt. 1978 óta a BME Építőanyagok és Magasépítés Tanszékén – különböző megnevezésű jogelőd tanszékein (Ásvány- és Földtani Tanszék, Mérnökgeológiai Tanszék, Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszékén) – tudományos főmunkatársként, egyetemi docensként, majd egyetemi tanárként oktatott és kutatott nyugdíjba vonulásáig.

Egyetemi tanárként a Tanszéken a Mérnökgeológiai tanszéki csoport, valamint a Tanszék Anyagvizsgáló laboratóriumának közetvizsgáló laborrészleg vezetőjeként tevékenykedett.

Nyugdíjas egyetemi tanárként is részt vesz mind az oktatási, mind a kutatási munkában, ápolva ipari kapcsolatait. Oktatási és kutatási tevékenységét a közetmechanika, a teherviselő kőszerkezetek, az építési kőanyagok minősítése, valamint a mélyépítés mérnökgeológiája különböző szakterületein fejti ki. Több pályázatban témavezetőként és kutató munkatársként vett részt. Kutatási munkájának eredményeit több 100 publikációban, hazai és nemzetközi konferencia kiadványokban, könyv és könyvrészletekben tette közkinccsé.

Műszaki közéleti tevékenysége szerteágazó. Elnöke a Szilikátipari Tudományos Egyesület Kő- és kavics szakosztályának, több cikluson keresztül elnöke volt a Magyarhoni Földtani Társulat Mérnökgeológiai és Környezetföldtani szakosztályának. Tagja az ISSMR, az ICOMOS és a fib Magyar Tagozatának.

Munkája elismeréseként két alkalommal kapott Miniszteri Emlékplakettet, továbbá az elmúlt években Miniszteri dicséretben és Miniszteri elismerő oklevél kitüntetésben részesült. Tulajdonosa a Szilikátiparért éremnek és az Ipar Műszaki-fejlesztésért Alapítvány II. díjának. Oktatási munkájának elismeréseként rektori dicséret kitüntetés

kapott és két alkalommal vehette át a TDK Munkáért Emlékplakettet.

Jubiláris születésnapja alkalmából értékes tevékenységében további számos sikert, magánéletében sok örömet, mindehhez tartós, jó egészséget kívánunk

L. É.

DOI: 10.32969/VB.2018.2.8

LAKATOS ERVIN 85. SZÜLETÉSNAAPJÁRA



Lakatos Ervin, Állami-díjas 1933-ban született Budapesten.

1956-ban a KÉV-Metró Vállalatnál mint műszaki vezető kezdte pályafutását, majd építésvezető, fő-építésvezető, főmérnök volt a budapesti metróépítés különböző szakaszain. 1981-ben kinevezték a Hídépítő Vállalat igazgatójának, majd vezérigazgatójának. Végrehajtotta a vállalat teljes körű átszervezését, építési tevékenységének bővítését. 1991-1992-ben megszervezte a Ballast Nedam holland építőipari cég magyarországi igazgatóságát, és ennek igazgatójaként előkészítette a tervezett 1996-os Budapesti Világkiállítás konzulensi szerződéseit. 1993-1994-ben létrehozta az Expo'96 Kft-t, vezérigazgatójaként a Világkiállítás lemondásáig irányította a felkészülést.

1994 és 1999 között a Strabag Hungária Építő Rt. vezérigazgatója volt. 2003-ig a Magyar Hídépítő Konzorcium projektvezetőjeként irányította a szekszárdi Duna-híd építését. 2003-ban a 4-es Metró. 2003-ban a 4-es Metró Projektvezető Tanácsadó

Testületének tagja volt. 2004-ben a 2-es metró felújításakor független mérnöki tevékenységet folytatott.

Számos külföldi megbízásnak tett eleget. Alagútépítést irányított Calcuttában, Belgrádban, Dortmundban. Szakmai eredményeit különböző mélyépítési tudományos folyóiratokban, mélyalapozási és alagútépítési tanulmányokban tette közzé.

Tagja volt a KTE Mélyalapozási Szakosztálya Vezetőségének, a Nemzetközi Feszítettbeton Bizottságnak, alelnöke az Építőipari Vállalkozói Szövetségnek és a fib Magyar Tagozatának.

Munkássága elismeréseként a budapesti metróépítésért Állami-díjat kapott. Elnyerte a Magyar Köztársaság Csillagrendjének ezüst fokozatát, az Eötvös Loránd-díjat és a Lechner Ödön-díjat.

Az BME Szenátusa gyémántdiploma adományozásával ismerte el értékes mérnöki tevékenységét (2006).

A fib Magyar Tagozat nevében kívánunk jó egészséget és hosszú életet.

B. L. Gy.

A BME Építőanyagok és Magasépítés Tanszék szervezésében induló négy féléves kurzusra várjuk az érdeklődő kollégák szíves jelentkezését

A betonnal szembeni fokozott elvárások (pl. nagy szilárdság, tartósság, veszélyes hulladékok tárolása stb.), a speciális igényeket kielégítő betonok kifejlesztésének és az európai szabványok megjelenésének hatására a betontechnológia jelentősége egyre nagyobb hangsúlyt kap és érdeklődésre tart számot napjainkban.

A BME ÉMK *Építőanyagok és Magasépítés Tanszék* a diplomával záruló **Betontechnológus Szakirányú Továbbképzése** a betontechnológia körébe tartozó legújabb ismeretek átadásával kívánja segíteni a praktizáló kollégákat. Saját, jól felfogott érdekében minden cégnek rendelkeznie kell jó betontechnológussal.

A továbbképzés célja, hogy a résztvevők megszerezzék a legfrissebb betontechnológiai ismereteket. Ennek érdekében a hallgatók a betontechnológiai módszerek mellett elmélyedhetnek a speciális tulajdonságú betonok témakörében, a betonalkotók anyagtanai kérdéseiben, az építőanyagok újrahaznosításában, a környezetvédelmi kérdésekben, a betonstruktúra elemzésében és annak hatásában a tartósságra, a diagnosztika nyújtotta lehetőségekben – aminek eredményei megfelelő javítási vagy megerősítési mód kiválasztását teszik lehetővé, a mély és magasépítési szerkezetek betontechnológiai szempontból jelentős tervezési és kivitelezési kérdéseiben –, a betongyártás és előregyártásban, a minőségirányítás és minőségbiztosítás módszereiben, valamint áttekintést kapnak a vasbetonépítésben megjelent legújabb anyagokról is a tanfolyamon.

Mindezen ismereteknek még fokozottabb jelentősége van az MSZ EN 206:2014 európai betéonszabvány és az MSZ 4798:2016 *“Beton. Műszaki követelmények, tulajdonságok, készítés és megfelelés, valamint az EN 206 alkalmazási feltételei Magyarországon”* szabvány megjelenése óta.

A tananyag egymásra épülő rendszerben áttekinti a betontechnológiához szükséges összes ismeretanyagot, valamint a hozzájuk kapcsolódó jogi, gazdasági és vezetélméleti kérdéseket.

A négy féléves képzés (legalább szakirányú BSc diplomával) levelező rendszerben történik – félévenként 3-3 konferenciahét általában hétfő 10.00-tól csütörtök 16.00-ig – amely az utolsó félévben szakdolgozat készítéssel zárul.

A következő tanfolyam kezdete: 2019. február.

Jelentkezési határidő: 2019. január 20.

A jelentkezéshez kérjük csatolja:

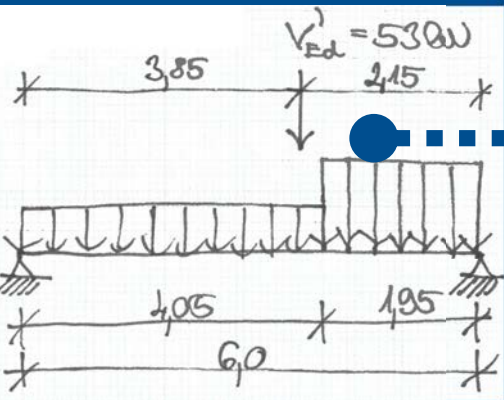
- a végzettséget igazoló oklevél másolatát,
- szakmai önéletrajzot.

További információ, ill. kérdés esetén forduljon Sánta Ildikóhoz (tel: (1) 463-4068, e-mail: titkars@eik.bme.hu).

A tanfolyam részletes leírása és a jelentkezési lap a

<http://www.em.bme.hu/em/betontechnologus> internetes oldalon található.

Dr. Balázs L. György, tanszékvezető, tanfolyamvezető tanár
balazs.gyorgy@epito.bme.hu



ASA Építőipari Kft.:

- 25 év tapasztalat
- 1000 létesítmény
- 200 generálkivitelezési projekt
- 500.000 m³ beton
- 5 millió m² épített alapterület
- 3 millió m² ipari padló

Consolis Csoport:

- 30 országban jelen
- több mint 10.000 alkalmazott
- 1,4 milliárd € forgalom

Szerelés / Szállítás / Gyártás / Tervezés

GENERÁL KIVITELEZÉS
SZERKEZETÉPÍTÉS
IPARI PADLÓ



Minőség és innováció az építésben

A JÖVŐT ÉPÍTJÜK



A-HÍD ZRt.
H-1138 BUDAPEST
KARIKÁS FRIGYES U. 20.

www.ahid.hu



A-HÍD