

VASBETONÉPÍTÉS

CONCRETE STRUCTURES

JOURNAL OF THE HUNGARIAN GROUP OF **fib**



Polónyi István kiállítás
a BME Aulájában
2017. február 20-24.



POLÓNYI ISTVÁN KIÁLLÍTÁS A BME AULÁJÁBAN

74

Dr. Träger Herbert

A BÉCSI DUNA-CSATORNA FÖLÖTTI ERDBERGER BRÜCKE ÁTÉPÍTÉSE

76

Halvax Katalin – Dr. Lublók Éva

SZÁLERŐSÍTÉSŰ BETONHOZ HASZNÁLT SZÁLTÍPUSOK ÖSSZEHASONLÍTÓ VIZSGÁLATA

80

Pierre-Claude Aïtcin – William Wilson

A HATÁR AZ ÉG – THE SKY'S THE LIMIT MAGASÉPÜLETEK ÉPÍTÉS- TECHNOLÓGIÁJÁNAK FEJLŐDÉSE

EVOLUTION IN CONSTRUCTION
OF HIGH-RISE BUILDINGS

89

CCC2017 - TOKAJ INVITATION

94

SZEMÉLYI HÍREK

Dr. Imre Lajos 80. születésnapjára

In memoriam Merza Péter (1950-2016)

96

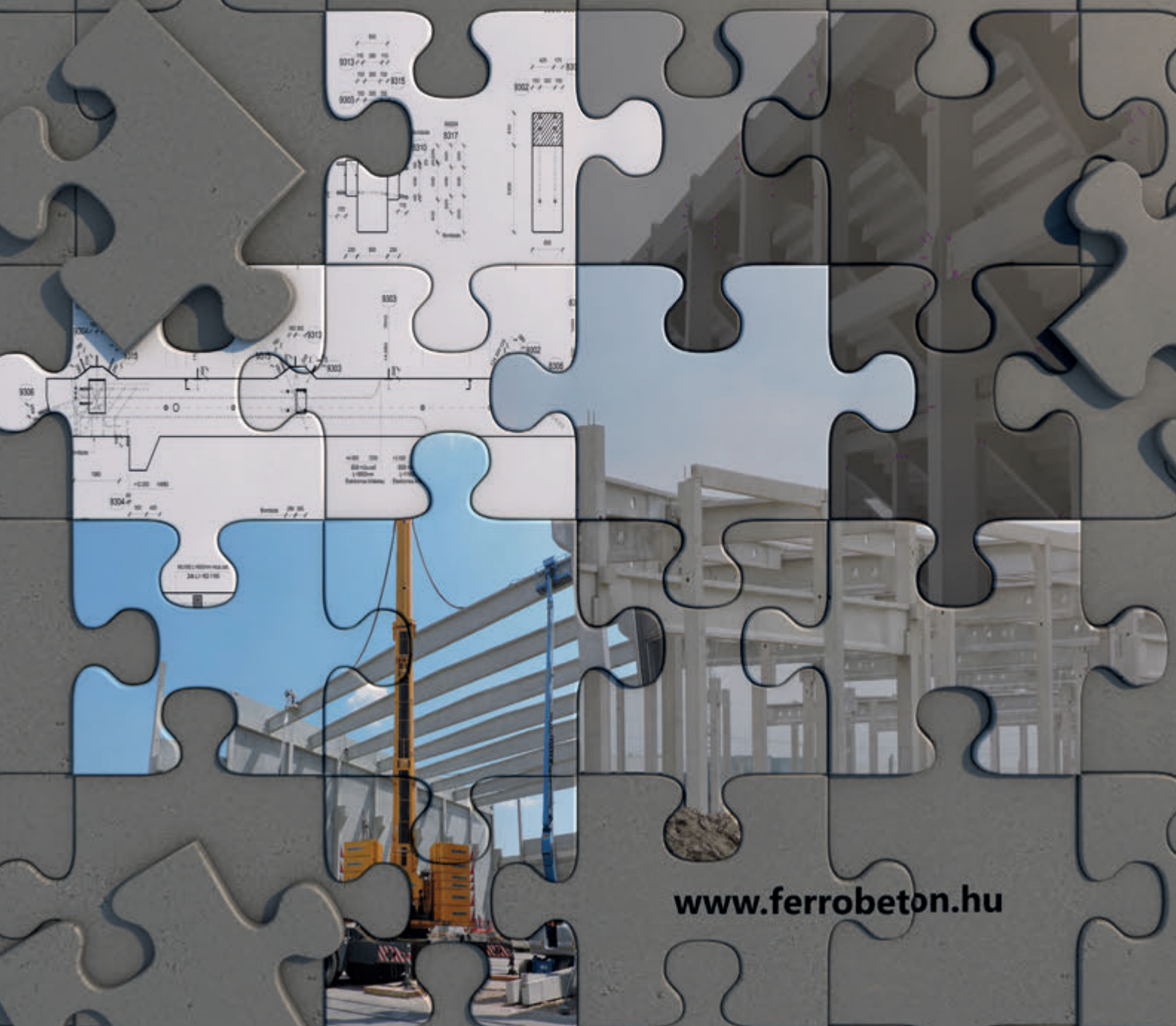
2016/4

XVIII. évfolyam, 4. 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. Lublőy Éva

Madaras Botond

Mátyássy László

Polgár László

Dr. Sajtos István

Dr. Salem G. Nehme

Telekiné Királyföldi Antonia

Dr. Tóth László

Vörös József

Wellner Péter

Lektori testület:

Dr. Dulácska Endre

Királyföldi Lajosné

Dr. Knébel Jenő

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

Címlapkép:

Keramion, Frechen, Köln. Építész: P. Neufert,

Szerkezettervező: S. Polónyi,

Foto: S. Polónyi

TARTALOMJEGYZÉK

74 POLÓNYI ISTVÁN KIÁLLÍTÁS A BME AULÁJÁBAN

76 DR. TRÄGER HERBERT A BÉCSI DUNA-CSATORNA FÖLÖTTI ERDBERGER BRÜCKE ÁTÉPÍTÉSE

80 HALVAX KATALIN – DR. LUBLÓY ÉVA SZÁLERŐSÍTÉSŰ BETONHOZ HASZNÁLT SZÁLTÍPUSOK ÖSSZEHASONLÍTÓ VIZSGÁLATA

89 PIERRE-CLAUDE AÏTCIN – WILLIAM WILSON A HATÁR AZ ÉG – THE SKY'S THE LIMIT MAGASÉPÜLETEK ÉPÍTÉSTECHNOLÓGIÁJÁNAK FEJLŐDÉSE EVOLUTION IN CONSTRUCTION OF HIGH-RISE BUILDINGS

94 CCC2017 - TOKAJ - INVITATION

96 SZEMÉLYI HÍREK DR. IMRE LAJOS 80. SZÜLETÉSNAPOJÁRA IN MEMORIAM MERZA PÉTER (1950-2016)

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., Uvater 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

POLÓNYI ISTVÁN KIÁLLÍTÁS A BME AULÁJÁBAN

„Geometria - tartószerkezet - építészet, Polónyi István életmű kiállítása”

A BME Építőmérnöki Kar és a BME Építészmérnöki Kar közös szervezésében

2017. február 20-24.
1111 Budapest, Műegyetem rkp. 3.

Program

A kiállítás ingyenesen megtekinthető 2017. február 20. 12.00 órától február 24. 15.00 óráig
(napközben 8.00-20.00 óra között)

„Mérnöki feladatok a mérnököktől nem csak a feladatok megoldását igénylik, hanem az ahhoz szükséges megfelelő intuíciót is elvárják.

A **Polónyi István** kiállítás kiváló beszámoló a sokoldalú elképzelési lehetőségekről és a mérnöki művészet különböző megvalósítási módjairól. Mindehhez kiválóan tematizált és egyéni megoldásokban gazdag kiállítási anyagban gyönyörködhetünk.”

Heinrich Bökamp, elnök, Észak Rajna-Westfalia Mérnöki Kamara
„Tragende Linien – Tragende Flächen” (Ed. Axel Menges), TU Dortmund (2012)



Budapest,
2016. jún. 20.

2017. febr. 20. hétfő 9.15-11.45	POLÓNYI WORKSHOP Prof. Balázs L. György , BME, Nemzetközi Betonszövetség tiszteletbeli elnöke „Laudáció” Prof. Emeritus Polónyi István , „Tartószerkezetek művészete” Prof. Emeritus Patonai Dénes , BME, Ybl díjas építészmérnök, „Az IPARTERV iskolateremtő szerepe a XX század magyar építészeti-mérnöki gondolkodásában” Szántó László , MMK Tartószerkezetek tagozat vezetője, „Szerkezet tervezés napjainkban – Aktuális témák a magyarországi gyakorlatból” Polgár László , műsz. ig.,- ASA Építőipari Kft. „Mérnöki pálya kihívásai a XXI. században” Ritter Ádám , műsz. ig. Moratus Kft. „Ne ijedjünk meg az építőmérnöki kihívásoktól”	BME Díszterem
12.00-12.45	ÜNNEPÉLYES MEGNYITÓ Prof. Balázs L. György , Nemzetközi Betonszövetség tiszteletbeli elnöke, BME Építőmérnöki Kar „A díszvendégek bemutatása és felkérése köszöntőjük megtartására” Prof. Józsa János , rektor, BME Prof. Dunai László , dékán, BME Építőmérnöki Kar Prof. Molnár Csaba , dékán, BME Építészmérnöki Kar Kassai Ferenc , elnök BPMK; alelnök, Magyar Mérnök Kamara Eltér István , DLA, alelnök, Magyar Építész Kamara Prof. Dévényi Sándor , alelnök, Kossuth-díjas, Magyar Művészeti Akadémia Dr. Liska András , elnök, Hajdú-Bihar Megyei Mérnöki Kamara Prof. Emeritus Polónyi István , „Köszönet az Alma Maternek”	BME Aula

12.45-13.30	Koccintás Polónyi István egészségére	BME Aula
folyamatos	A kiállítás megtekintése	BME Aula
2017. febr. 21. kedd 14.15-16.00	Beszélgetések Polónyi Istvánnal 1 „Építő- és építészmérnök képzés” Diskusszió	BME K. épület I. em. 85. Építőanyagok és Magasépítés Tanszék
2017. febr. 22. szerda 14.15-16.00	Beszélgetések Polónyi Istvánnal 2 „A vasbetétes beton” Diskusszió	BME K. épület fszt. 85. Hidak és Szerkezetek Tanszék
2017. febr. 23. csütörtök 13.00-15.00	Beszélgetések Polónyi Istvánnal 3 Épületlátogatás: Telekom irodaház építésénél Vezetés: Ritter Ádám Market Építő Zrt.	Könyves Kálmán körút – Üllői u sarok
2017. febr. 24 péntek 13.15-14.00	Polónyi István fotóverseny eredményhirdetése Pályaművekkel lehet indulni Polónyi István szellemiségének megvalósulásáról saját fényképfelvételekkel (Versenykiírás külön lapon)	BME Aula

Szakmai támogatók:



BME Építőmérnöki Kar



BME Építészmérnöki Kar



MMK



Zielinski Szilárd
Szakkollégium

Zielinski Szilárd Szakkollégium



fib Magyar Tagozat

Javasolt olvasmányok: Wikipedia: Istvan Polonyi

Stefan Polónyi: “Wie man Architektur zum Tragen bringt”, Aufsätze und Reden aus 50 (Berufs-)Jahren, 365 Seiten. Klartext-Verlag 2015

Polónyi István: „Építőmérnöki műtárgy – építőművészeti alkotás”, VASBETONÉPÍTÉS 2009/3, pp. 97-98. http://fib.bme.hu/folyoirat/vb/vb2009_3.pdf

A Polónyi István életmű kiállítás sorozat eddigi állomásai Magyarországon:

2016. jún. 16 - júl. 24. Debrecen, Hajdú-Bihar megyei MK, a kiállítás életrehívója

2016. okt. 6-24. FUGA Építészeti Központ

2017. febr. 20-24. BME Aula

Főszponzor:

Market Építőipari Zrt.,



1037 Budapest, Bojtár u. 53.

A BÉCSI DUNA-CSATORNA FÖLÖTTI ERDBERGER BRÜCKE ÁTÉPÍTÉSE



Dr. Träger Herbert

A bécsi Duna-csatorna számos hídja között a legnagyobb, legforgalmasabb az Erdberger Brücke, mely az A 23 autópályát (Süd-Ost Tangente) vezeti át a Duna-csatorna és az A 4 autópálya két pályája fölött. A híd 1971-ben készült el, Alfred Pauser tervei szerint. A szabályos lóherealakú csomópont helyett az átépítéssel és két új híd építésével olyan csomópontot alakítottak ki, amely a legfontosabb irányokban közvetlen kapcsolatot teremt, az eddigi kissugarú ívek helyett.

Kulcsszavak: vasbeton híd, héjszerkezet, átépítés, bontás uszály segítségével

1. A RÉGI SZERKEZET ISMERTETÉSE

A híd a felülvezetett autópályának megfelelően két azonos szerkezetből állt, teljes szélessége 42,5 m volt. Hosszmetszetét, keresztmetszetét, oldalnézetét és belső nézetét az 1-4. ábrák mutatják (Pauser, 2005). Figyelemre méltó, hogy a tárcsaszzerű főtartókat ferde síkban helyezték el. A támaszoknál fellépő keresztirányú vízszintes erőket a föld alá helyezett vonórudak-

kal vették fel. A szerkezet a közbenső pilléreknél rögzítve van, ez bizonyos ívhatást eredményez, így volt lehetséges a 71 m-es főnyílást feszítés alkalmazása nélkül megépíteni.

A rövid szélső nyílások miatt a hídfőknél lehorgonyozó rudakat helyeztek el, melyek nem hozzáférhetőek. (Ma már ilyet nem lenne szabad építeni.)

2. A RÉGI SZERKEZET ÁLLAPOTA ÉS BONTÁSA

A régi szerkezet az elvégzett vizsgálatok szerint (Geier, Binder, 2009) igen rossz állapotban volt. Már az első, 1976. évi híd-vizsgálat jelentős támaszmozdulásokat mutatott ki. (ennek egyik oka az egyik pillére melletti főgyűjtőcsatorna, amelyet később betömtek). A két hídfő között 350 mm szintkülönbséget észleltek. Számos repedés volt látható, a dilatációs szerzeteken is voltak hibák, ezeket kijavították. A beton karbonátosodásáról és klorid tartalmáról nem találtam adatot.

A 2007. évi fővizsgálat már 0,9 mm széles repedéseket mutatott ki. A szélső nyílásokban jelentős hosszszelvényhiba mutatkozott. Generáljavításban gondolkodtak, ezért monitoringrendszert építettek ki, különösen a támaszmozdulások észlelésére.

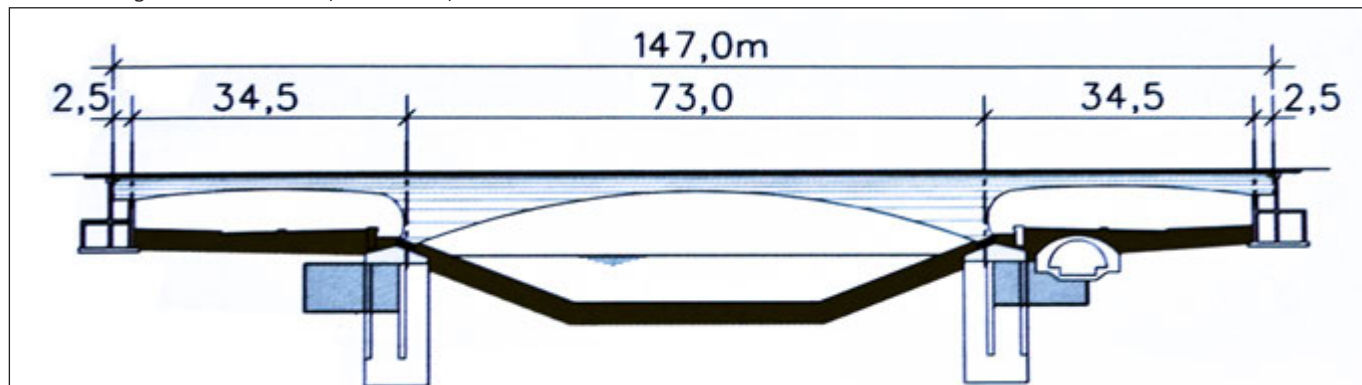
Mivel a nagyjavítás csak terelőutak és –hidak építésével lett volna lehetséges, az átépítés mellett döntöttek.

A bontás a parti területek fölött hagyományos módon történt.



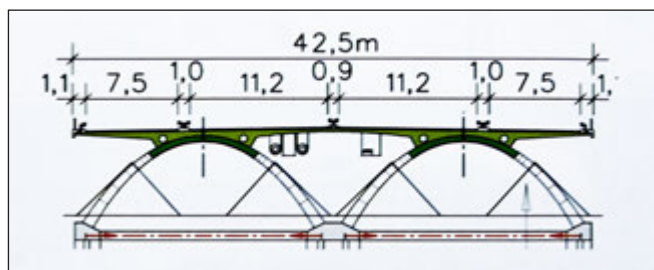
1. ábra: A régi híd oldalnézete (fotó: Gyukics Péter)

2. ábra: A régi híd hosszmetezete (Pauser, 2005)





3. ábra: A régi híd alulnézete (Fotó: Gyukics Péter)

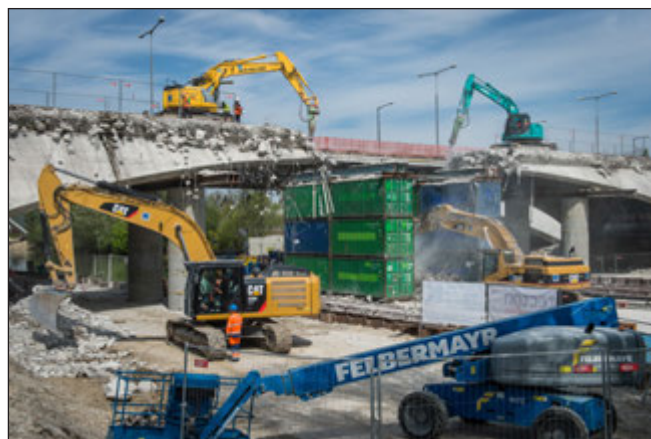


4. ábra: A régi híd keresztmetszete (Pauser, 2005)

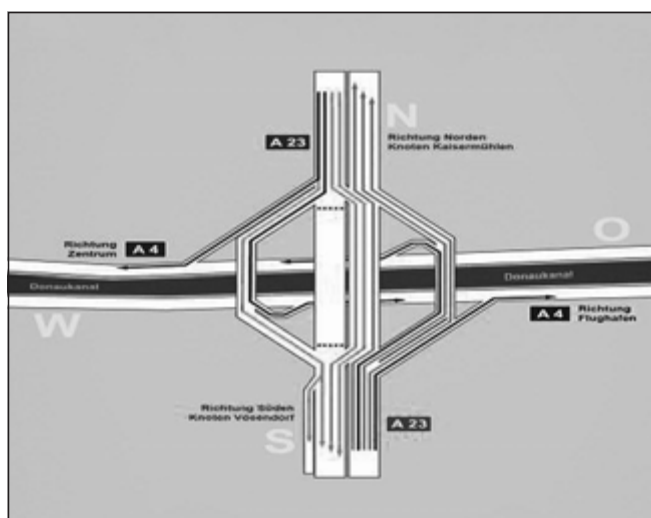
Érdekes volt a Duna-csatorna fölötti részek bontása. Erre a célra nagyméretű pontont építettek, amelyet hajózási zár mellett a híd alá úsztattak (5-6. ábra). A víz fölötti részt elválasztották a parti részekről és helyben feldarabolták. A művet a két egyforma szerkezet miatt kétszer kellett végrehajtani.

3. AZ ÚJ HIDAK ÉPÍTÉSE

A hídon kétszer négy forgalmi sáv van, ezekből egy-egy gyorsító-lassító sáv. Az autópályán az átépítés alatt kétszer három sávot folyamatosan forgalomban kellett tartani. Ennek érdekében, de a csomópont forgalomtechnikai szempontból jobb kialakítása céljából a csatorna felett, a csomóponti hídtól kb. 100 m-re egy-egy új, két forgalmi sávú vasbeton szerkezetek (7. ábra). Ezek vízszintes ívben fekvő vasbeton szerkezetek, V-alakú alátámasztásokkal (8. ábra), Rendeltetésük először



6. ábra: A bontó hajó munka közben HYPERLINK „<http://wien.orf.at/news/stories/2792763/>„



7. ábra: Forgalmelterelés HYPERLINK „<http://eautobahn.de/>„, fotó: ASFINAG

építési provizórium, később pedig a korszerűsített csomópont részei.

Az új, csomóponti hidak forgalomba helyezése után, időben eltolva bontották le a régi híd egy-egy felét, az előző fejezetben

5. ábra: A bontó hajó érkezik HYPERLINK „<http://wien.orf.at>” <http://wien.orf.at>, fotó: APA/Roland Schlager (letöltés: 2016.XII. 12.)



ismertetett módon. Az új Erdberger Brücke ismét két, ezúttal feszített vasbeton szerkezet egymás mellett (9. ábra). Az elkészített új csomópont a 10. ábrán látható. A nagyszabású építkezésre Gyukics Péter hívta fel a figyelmet.

4. HIVATKOZÁSOK

Pauser, A. (2005): "Brücken in Wien" SpringerWienNewYork.

Geier, R., Binder, F. (2009): "Die Überwachung der Erdberger Brücke", *Beton- und Stahlbetonbau*, 104 (8) 531-536 Seiten, Aug. 2009

Gyukics, P., Träger, H., Tóth, E. (2010): "A Duna hidjai" Yuki Studio, Budapest

http://www.asfinag.at/newsroom/news-archiv/-/asset_publisher/47582/

<http://www.heute.at/news/oesterreich/wien>

<http://www.orf.at/news/stories>

http://eautobahn.de/html/autobahn_osterreich_2016.html

Dr. Träger Herbert (1927) okl. mérnök, okl. gazdasági mérnök. c. egyetemi docens. Nyugdíjazásig a Közlekedés- és Postaügyi Minisztérium közúti híd-osztályának vezetője volt. Érdeklődési köre: közúti hidak általában.

RECONSTRUCTION OF THE ERDBERGER BRÜCKE IN VIENNA

Dr. Herbert Träger

The Erdberger Brücke lies at the crossing point of the motorways A23 and A4, over the Danube-channel of Vienna. It was built 1971, with the main span of 71 m, total length of 141 m, total width 42 m (two twin bridges). The status of the bridge was very bad (cracks, shift of supports). Instead of general reparation it was more economical to build near to the interchange point two new bridges (provisioral bridges during the building time and later parts of the modernized interchange) and a totally new Erdberger Brücke.

8.a ábra: Az egyik új, csomóponti híd (Fotó:Gyukics Péter)



8.b ábra: Az új Erdberger Brücke (Fotó:Gyukics Péter)



9. ábra: Az új Erdberger Brücke
(Fotó: Gyukics Péter)



10. ábra: Az új csomópont



SZÁLERŐSÍTÉSŰ BETONHOZ HASZNÁLT SZÁLTÍPUSOK ÖSSZEHASONLÍTÓ VIZSGÁLATA



Halvax Katalin – Dr. Lublóy Éva

A jelen cikkben acél- és makro műanyagszál erősítésű, hagyományos nyírási vasalás (kengyelek) nélküli vasbeton gerendákon végzett nyírási teherbírás vizsgálatunkat, valamint annak eredményeit mutatjuk be. A kísérlet során 90x150x700 mm-es gerenda próbatesteket készítettünk különböző anyagú, alakú és mennyiségű száladagolással. A kampós végű, a hullámos és a hullámos-lapos alakú acélszálakat 0,5 V% (39,3 kg/m³), illetve 1,0 V% (78,5 kg/m³) mennyiségben, míg az egyenes-bordázott és a hullámos műanyag szálakat 0,1 V% (0,91 kg/m³), illetve 0,5 V% (4,55 kg/m³) mennyiségben alkalmaztuk. A gerendák készítéséhez használt betonkeverékek szilárdági (nyomó- és hajlító-húzó szilárdság) és merevségi (rugalmassági modulus) jellemzőit szintén meghatároztuk. Referencia mérés céljából szálerősítés nélküli gerendákat is készítettünk nyírási vasalással, illetve anélkül.

A szálak adagolása a beton nyomószilárdságának és rugalmassági modulusának értékét csak kis mértékben befolyásolta. A hajlító-húzószilárdság mértékét a kampós végű és a hullámos acélszálak jelentős mértékben befolyásolták, míg a többi száltípus esetében e szilárdság növekedése nem volt számottevő. A maradó hajlító-húzószilárdság szempontjából mind az acél, mind a makro műanyag szálak kedvező hatásúak voltak. A nyírási teherbírás tekintetében a kengyelezés kiváltására a kampós végű, illetve a hullámos alakú acélszálak alkalmazását javasoljuk legalább 1,0 V% száladagolással. A hullámos-lapos acélszálak nem alkalmasak nyírási teherbírás növelésére és ezáltal a kengyelezés kiváltására. A kengyelezés mennyiségének csökkentésére (ritka kengyelezés kiváltására), az általunk vizsgált műanyag szálak közül, a hullámos alakú makro műanyag szálak alkalmasak lehetnek.

Kulcsszavak: szálerősítésű beton, acélszál, műanyag szál, nyírási teherbírás

1. BEVEZETÉS

Napjainkban a szálerősítésű betonok felhasználási területe folyamatosan bővül, és számos kutatás zajlik ezen a területen. A szálerősítés alkalmazása beton esetében ma már a gyakorlatban is elfogadott, és a piacon számos különböző anyagú, alakú és méretű szál érhető el. Az alkalmazott szál típusának megválasztása azon alapul, hogy a beton mely tulajdonságát kívánjuk javítani. A legnagyobb mennyiségben az acél, majd pedig a műanyag szálakat használják.

Az acélszál-erősítésű betonok jellemző felhasználási területei: elsősorban ipari padlók és lőtt beton, de találkozhatunk vele előregyártott beton illetve vasbeton elemekben is (pl. alagút tübbingekben műanyagszál adagolással vegyesen). Kísérleti jelleggel vasbeton gerendák nyírási teherbírásának növelésére, vagy például vasbeton födémek átszűrődással szembeni nyírási teherbírásának növelésére alkalmazzák (Grimaldi, Meda és Rinaldi 2013). Acélszálak adagolása vasbeton szerkezetekben a földrengéssel szembeni kedvezőbb viselkedés érdekében is jellemző (Hyun-Ho Lee 2007).

A betonhoz használt műanyag szálakat két csoportba soroljuk: mikro, illetve makro szálak. A mikro szálakon belül további két csoportot különböztetünk meg: mono szálak és elemi szálak. 0,3 mm-nél nagyobb szálmérő esetén makro szálról beszélünk, ez alatt pedig mikro szálról. A fibrillálás a szálak kedvezőbb tapadási és együttlépcsőzési képességét hivatott elősegíteni. Műanyag szálakat (elsősorban a repedések csökkentése céljából) a betongyártás számos területén használnak: ipari padlók, lőtt beton, útpálya szerkezetek, villamos pálya, előregyártott betonelemek (pl. alagútelelemek, aknák, vasbeton szegély, vizsgálólépcső, homlokzati burkoló elemek). A mikro és a makro szálak felhasználása és kedvező

tulajdonsága közti különbség abban jelentkezik, hogy míg a mikro szálakat főként a friss beton tulajdonságainak javítására használják (konzisztencia javítása, zsugorodási és egyéb repedések csökkentése stb.), a makro szálak pedig az acélszálak kiváltására jelentek meg a piacon. Elsősorban a megszilárdult beton tulajdonságainak javítására, például maradó hajlító-húzószilárdságának növelésére, és másodsorban a repedések csökkentése céljából ajánlják alkalmazni őket, jellemzően ipari padlóknál és előregyártott beton elemekben.

Az acélszálak alkalmazásának egyik előnye, hogy a berepedést követően a beton húzással szembeni ellenállása nem csökken nullára, hanem egy közel konstans értéken állandósul, ez a maradó húzószilárdság. Az acélszálak tehát képesek húzóerőt átadni berepedés után a két betonrész között (Falkner és Henke 2004). További előnyük, hogy a szálaknak köszönhetően a megszilárdult beton terhelésből adódó repedéseinek tágassága csökken. Napjainkban javasolják az acél és a mikro műanyag szálak vegyes alkalmazását, együttesen kihasználva mindkét száltípus előnyös tulajdonságait. A mikro műanyag szálakat a korai (zsugorodási) repedések meggátolására, az acél szálakat pedig a beton teherbírásának növelésére (maradó húzószilárdság) és a megszilárdult beton terhelésből adódó repedéseinek csökkentésére. A gyártók a makro műanyag szálakat, az acélszálakhoz hasonlóan, elsősorban teherbírás növelési céllal javasolják alkalmazni, de a szálak ezen tulajdonságának vizsgálatával kevés kutatás foglalkozott napjainkig.

Vasbeton tartószerkezeteink méretezése során az egyes szerkezeti elemek nyírási teherbírása hasonlóan fontos, mint bármely más igénybevétellel szembeni megfelelőségük, és ezen a területen száladagolás alkalmazásával előnyök érhetőek el pl.: a viszonylag nagy munkaigényű kengyelezés részleges vagy akár teljes kiváltásával. Az általunk végzett kísérletek célja

annak tisztázása, hogy milyen típusú és mennyiségű száladagolás milyen mértékben növeli egy hagyományos nyírási vasalás (kengyelek) nélküli vasbeton gerenda nyírási teherbírását, azaz alkalmas-e a hagyományos nyírási vasalás (kengyelek) kiváltására.

A szakirodalomban megjelent, acélszál erősítésű vasbeton gerendákon végzett kísérletek (Narayanan és Darwish 1987; Al-Ta'an és Al-Feel 1990; Li, Ward és Hamza 1992; Ashour, Hasanain és Wafa 1992; Khuntia, Stojadinovic és Goel 1999; Kwak, Eberhardt, W.Kim és J.Kim 2002; Slater, Moni és Alam 2012; Lim és Oh 1999; Balázs és Palotás 1999; Balázs, Kovács és Erdélyi 1999; Balázs és Kovács 2003; Kovács és Balázs 2004) során azt tapasztalták

a kutatók, hogy a rideg beton nyírási teherbírása növelhető száladagolással. Ennek okai a következők: száladagolás hatására nő a beton repesztő-, de főképpen a maradó-húzó-szilárdsága; a szálaknak köszönhetően a repedések tágassága csökken; a szálaknak jobb a repedésáthidaló képességük és jobban szétosztják a húzási repedéseket (mivel jóval közelebb vannak egymáshoz), mint a kengyelek. Jelen cikkben három, különböző típusú acélszállal, valamint a piacon nemrégiben megjelent, az acélszálak kiváltására ajánlott, két különböző alakú makro műanyag szállal erősített vasbeton gerenda nyírási teherbírás vizsgálatát és a vizsgálat eredményeit mutatjuk be. Makro műanyag szálerősítésű vasbeton gerendák nyírási teherbírásának vizsgálatával kevés kutatás foglalkozott napjainkig (Yazdanbakhsh, Altoubat és Rieder 2015).

2. A KÍSÉRLET FELÉPÍTÉSE

A nyírási teherbírás vizsgálatához 90x150x700 mm-es gerenda próbatesteket készítettünk, melyeket két ponton alátámasztva, a támaszköz harmad pontjaiban egy-egy koncentrált erővel tönkremenetelig terhelünk. A kísérlet változó paraméterei a következők voltak:

- az alkalmazott szálak alakja, anyaga és mennyisége (1. táblázat),
- az alkalmazott kengyelezés mennyisége.

A kísérlet során megmértük a gerendák készítéséhez használt betonkeverék nyomó- és hajlító-húzószilárdságát, valamint rugalmassági modulusát.

A kísérlet célja annak tisztázása, hogy a különböző típusú és mennyiségű száladagolás milyen mértékben növeli a hagyományos nyírási vasalás (kengyelek) nélküli vasbeton gerenda nyírási teherbírását, azaz alkalmas-e a hagyományos nyírási vasalás (kengyelek) kiváltására.

2.1. Alkalmazott anyagok

A nyírási teherbírás vizsgálatához készített gerendák beton keveréke CEM I 42,5 R típusú cement kötőanyagból, homok, illetve kvarckavics adalékanyagból víz hozzáadásával készültek. A betonkeverék összetételét a 2. táblázatban adjuk meg. A gerendák szálerősítésű vagy anélküli beton keverékből készültek, húzott vasalással. A szálerősítés nélküli keverékből készült gerendák referencia mérés céljára szolgáltak. A szálerősítésű beton keverékek esetében a keverék megfelelő konzisztenciáját folyósító szer adagolásával (típusa: Sika Viscocrete 5neu) ol-

a szál alakja és anyaga	L [mm]	D [mm]	L/D	f_u [MPa]	E [GPa]	V% [kg/m ³]
hullámos acélszál	35	0,90	39	1100	210	0,5 V% = 39,3 kg/m ³ 1,0 V% = 78,5 kg/m ³
kampós végű acélszál	50	1,05	47	1000	210	
hullámos-lapos acélszál*	50	1,6*	31	1000	210	
egyenes műanyag szál (poliolefin)	50	0,5	100	618	10	0,1 V% = 0,91 kg/m ³
hullámos műanyag szál	42	0,8	52,5	550	8,2	0,5 V% = 4,55 kg/m ³

L: szál hossza D: szál átmérője L/D: szálkarcúság f_u : szakító szilárdság

* a hullámos-lapos acélszál 0,75 mm vastagságú, 2,7 mm szélességű téglalap keresztmetszetű

1. táblázat: A kísérlet során használt szálak jellemzői (gyártói adatlapok alapján)

dottuk meg. Mindegyik gerenda hosszvasalása a húzott oldalon 2f8, B500 minőségű, betonacél volt. Az úgynevezett referencia gerendák szálerősítés és kengyelezés nélküli, csak hosszvasalást tartalmazó, normál vasbeton gerendák voltak. Szálerősítés nélkül készítettünk hagyományos nyírási vasalással is (kengyelezés: f6 mm átmérőjű, B240 minőségű betonacélból) gerendákat, két különböző kengyelmennyiséggel: „R” jelöléssel, mint ritka kengyelezés f6/120, azaz $\rho_w=5,2\%$, valamint „M” jelöléssel, mint megfelelő kengyelezés f6/85, azaz $\rho_w=7,9\%$. A szálerősítésű vasbeton gerendák pedig csak hosszvasalást tartalmaztak, kengyelezés nélkül, különböző anyagú, alakú és mennyiségű szálakkal.

2. táblázat: A betonkeverék összetétele

Anyag	Fajta vagy frakció	Alkalmazott kg / m ³
Adalékanyag	0/4 frakció	49%
	4/8 frakció	22%
	8/16 frakció	29%
Kötőanyag	CEM I 42,5 R	300
Víz	$m_v/m_k =$	55%
		165

Az alkalmazott három, különböző alakú acélszál mennyisége mindhárom esetben 0,5 V% (39,3 kg/m³), valamint 1,0 V% (78,5 kg/m³) volt. A két különböző makro műanyagszál erősítésű beton keverék esetében pedig a szálak mennyisége 0,1 V% (0,91 kg/m³), valamint 0,5 V% (4,55 kg/m³) volt. Az alkalmazott szálak jellemzőit az 1. táblázatban adtuk meg.

2.2. A beton mechanikai tulajdonságainak vizsgálata

A betonkeverék nyomószilárdságának vizsgálatát 150x150x150 mm élhosszúságú beton próbakockán, míg a hajlító-húzószilárdság és a rugalmassági modulus vizsgálatát 70x70x250 mm-es beton hasáb próbatesteken végeztük el. A szilárdsági jellemzők vizsgálatához minden betonkeverékből három-három, míg a rugalmassági modulus meghatározásához hat próbatestet készítettünk. A próbatesteket a vegyes tárolást (7 napos víz alatti majd, további 21 napos laborlevegőn való tárolás) követően tönkremenetelig terheltek. A nyomószilárdság vizsgálata során a tönkremenetelt okozó erőt, a hajlító-húzószil-

lárdság vizsgálata során a terhelő erőt, valamint az elmozdulást rögzítettük, utóbbit egy útdő segítségével. A rugalmassági modulus vizsgálata során a próbatesteket a várható törőerő 50%-ával terheltek, 30 s-ig az adott terhelést tartottuk, majd tehermentesítettünk. Ezt háromszor megismételtük. A hasábok hossz- és keresztirányú alakváltozását 0,001 mm pontosságu, induktív útdőekkel mértük. A vizsgálatokat követően a rögzített erő-elmozdulás diagramok segítségével határoztuk meg a próbatestek rugalmassági modulusát.

2.3. A nyírási teherbírás vizsgálata

A nyírási teherbírás vizsgálatához készített 90x150x700mm-es gerendákat két ponton alátámasztva, a támaszköz harmad pontjaiban egy-egy koncentrált erővel tönkremenetelig terheltek (1. ábra).

A terhelő erőt egy kalibrált erőmérő cella segítségével, az elmozdulást a támaszköz és a keresztmetszet szélességének felében egy, a laborpadlón álló állványba fogott digitális elmozdulás mérővel mértük. Az erőmérő cella és a digitális elmozdulás mérő jelét az adatgyűjtésre használt számítógép fogadta, melyben a digitális jeleket egyedi mérőszoftverrel dekódoltuk. Tudatában voltunk, hogy az elmozdulásmérő által mért adatok a terhelés során bekövetkező támaszmozgások miatt kisebb hibával terheltek, de ezek a parazita mozgások jellemzően a terhelés kezdeti szakaszán fordultak elő. A gerendák terhelése során mért erő – elmozdulás párokat használtuk a törőerő meghatározásához.

A repesztő erő meghatározásához optikai mérőrendszert használtunk, melynek részei a következők: állványra helyezett Canon1100D digitális tükörreflexes fényképezőgép, 50 mm gyújtótávolságú Sigma macro objektívvel, valamint a vizsgált gerendát megvilágító reflektor. A fényképezőgép USB kábellel csatlakozott a számítógéphez. Az elmozdulás és az erő adatokat rögzítő program vezérelte a felvételeket készítő szoftvert. A mérés során az elmozdulások 0,01 mm-es változásakor az adatgyűjtő szoftver trigger jelet küldött a felvételek készítését vezérlő szoftvernek, amely kioldotta a fényképezőgépet. A fényképezőgép USB kábelen keresztül a számítógépre továbbította a készített felvételt.

A gerendák elé egy plexi lapot helyeztünk melynek a gerenda felé eső oldalára ismert középpont távolságu referenciapontokat festettünk. Ezen referenciapontokra a kapott el-

mozdulások pixelből mm-re történő átváltásához volt szükség. A pixelből mm-re történő átváltást egyszerű fotogeometriai eljárással végeztük el, az ismert távolságu referenciapontok pixelben lement távolsága alapján. Ezt az átváltást minden mérés esetén elvégeztük a kialakult repedés környezetére vonatkozóan.

A repedéstágasság megállapításához egy egyedi, kereszt-korreláción alapuló programot használtunk. A repedéstágasság megállapításának folyamata:

- a kialakult repedés mentés pontok felvétele,
- a pontokhoz virtuális repedéstágasság mérők (virtual gauge) elhelyezése a program által: a pontok közötti szakaszokra állított mérőleges és a pontok közti szakasz metszéspontjától 35 – 35 pixel távolságban a program elhelyez egy-egy tesztfoltt (az alkalmazott tesztfoltt 40x40 pixel méretű volt),
- a program a futása során a felvételesorozat eső képén megjelenő textúrához a leghasonlóbb textúrát keresi meg az azt követő képeken az elhelyezett folttok 10 pixeles környezetében. Az eredmény az a vektor, amelyik megmutatja, hogy az eredeti kép egy adott területét mennyivel kell elmozdítani, hogy a következő képen az ehhez leghasonlóbb területre éjünk. Ennek matematikai megoldására a kereszt-korreláció módszerét alkalmazza a program.

d) a virtuális repedéstágasság mérők végpontjainak elmozdulását a program képenként egy-egy text fájlban menti. Ezt követően a kapott eredmények feldolgozásával meghatároztunk a 0,1 mm-es repedéstágassághoz tartozó repesztő erőket.

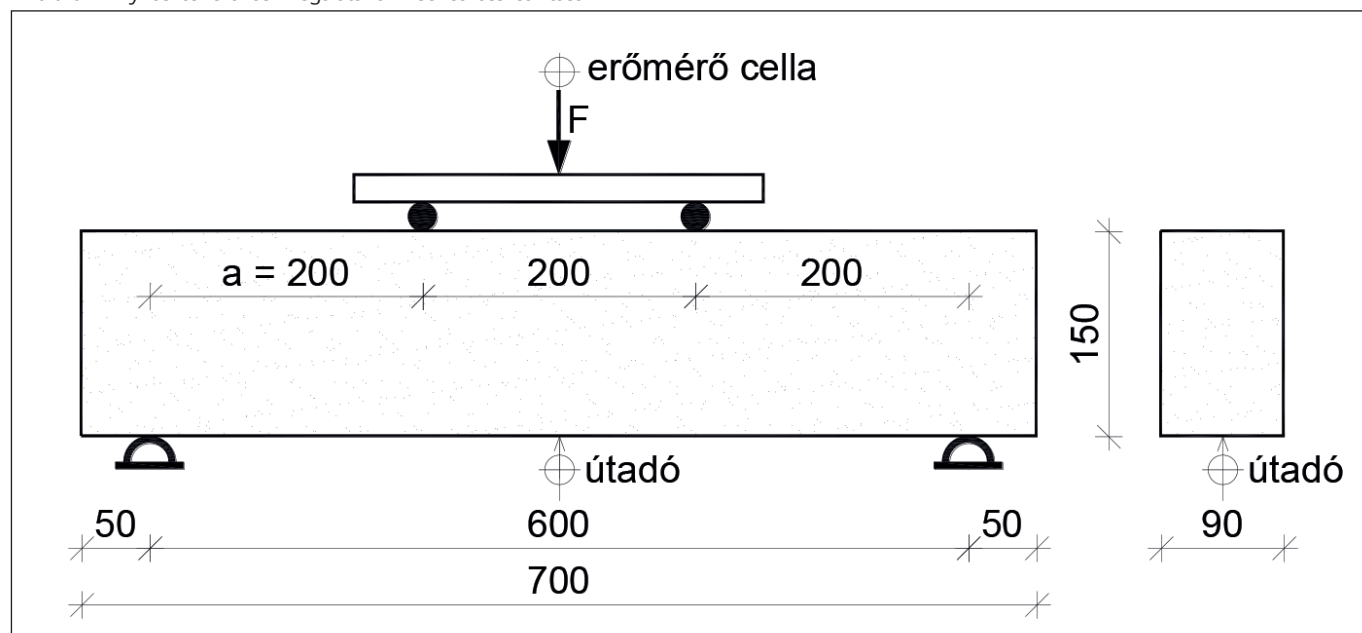
A 3. táblázatban látható a nyírási teherbírás vizsgálatokhoz tartozó kísérleti mátrix, melyben a vizsgált gerendák mérete, az alkalmazott vasalás vagy a szálak típusa és mennyisége, valamint a gerendák darabszáma látható. A gerenda jelölésében látható második betű mutatja a kengyelek mennyiségét (0 = kengyelek nélkül, R = f6/120, M=f6/85), a harmadik jelölés pedig a szálak típusát és mennyiségét mutatja meg (pl.: K0.5 = 0,5 V% kampós végű acélszál).

3. KÍSÉRLETI EREDMÉNYEK

3.1. Nyomószilárdság

A nyírási teherbírás vizsgálatához készített gerendák betonkeverékeiből készült 150x150x150 mm-es próbakockákon mért átlagos nyomószilárdság értékek, valamint a nyomószil-

1. ábra: A nyírási teherbírás vizsgálatának kísérleti összeállítása



3. táblázat: Kísérleti mátrix a gerendák nyírási teherbírásának vizsgálatához

Gerenda jele	Kengyelek mennyisége	száltípus	Szálmennyiség, V%	90x150x700 mm
M - 0 - 0	–	–	–	3
M - R - 0	f6 / 120	-	-	3
M - M - 0	f6 / 85	-	-	3
M - 0 - K0.5	-	kampós végű acél	0,5 V%	3
M - 0 - K1.0	-	kampós végű acél	1,0 V%	3
M - 0 - H0.5	-	hullámos acél	0,5	3
M - 0 - H1.0	-	hullámos acél	1,0 V%	3
M - 0 - HL0.5	-	hullámos-lapos acél	0,5 V%	3
M - 0 - HL1.0	-	hullámos-lapos acél	1,0 V%	3
M - 0 - CX0.1	-	egyenes műanyag	0,1 V%	3
M - 0 - CX0.5	-	egyenes műanyag	0,5 V%	3
M - 0 - ST0.1	-	hullámos műanyag	0,1 V%	3
M - 0 - ST0.5	-	hullámos műanyag	0,5 V%	3
Összesen:				39

lárdság-növekmények láthatóak a 2. ábrán (átlagos = a három próbakockán mért nyomószilárdság értékek átlaga). Az egyes próbakockák jelölése a 3. táblázatban látható gerenda jelölésnek megfelelően történt (a betű a szál típusát, a szám a szál mennyiségét mutatja).

A szálerősítés nélküli betonkeverék (jelölése: 0V%) átlagos nyomószilárdságának értéke 46,30 MPa. A vizsgált öt különböző száltípus közül a hullámos-lapos acélszál kivételével a szálak adagolásának következtében kisebb-nagyobb mértékben nőtt a beton nyomószilárdsága. A legnagyobb mértékű növekedést a kampós végű illetve a hullámos acélszálak esetében mértük. 0,5 V% szálmennyiség esetében a nyomószilárdság növekedés értéke kampós végű acélszál esetében 10,9%, hullámos acélszál esetében 13,8%. 1 V% száladagolás esetében a nyomószilárdság növekedése kampós végű acélszál esetében 27,6%, hullámos acélszál esetében pedig 28,8%. Ezen nyomószilárdság-növekmény értékek azonban nem tekinthetők számottevőnek.

A hullámos-lapos acélszálak adagolása a nyomószilárdság kismértékű csökkenését eredményezte. Mindez a szálak alakjával (téglalap keresztmetszetű, hullámos alakú acéllap) magyarázható, ugyanis ezen száltípus adagolása nagymértékben megnehezítette a betonkeverék bedolgozását, valamint - a másik két vizsgált acélszál típushoz képest - a szálak egymásba kapaszkodása, összegabalyodása, labdaszerű képződménnyé történő összeállása jelentősen nagyobb mértékű volt.

A vizsgált hullámos, valamint egyenes, bordázott műanyag szálak adagolásának következtében lényegesen kisebb nyomószilárdság növekedést tapasztaltunk, mint a hullámos vagy a kampós végű acélszálak hatására. 0,1 V% szálmennyiség esetében a szilárdság növekedés mértéke hullámos műanyag szál esetében 4,8%, egyenes, bordázott műanyag szál esetében 5,1% volt. A szálmennyiség ötszörös értékre (0,5 V%-ra) történő növelésének hatására sem következett be számottevő szilárdság növekmény.

Megállapítható, hogy kampós végű és hullámos acélszálak 0,5, valamint 1,0 V%-ban történő adagolásának hatására a beton nyomószilárdsága nő, de ez a növekedés nem tekinthető jelentősnek. A hullámos-lapos alakú acélszálak adagolása kedvezőtlenül befolyásolta a beton nyomószilárdságának értékét, de a csökkenés mértéke nem számottevő. A hullámos, valamint az egyenes, bordázott műanyag szálak 0,1, valamint 0,5 V%-ban történő adagolása a beton nyomószilárdságának elhanyagolható mértékű növekedését eredményezte. Általánosságban megállapítható, hogy a száltartalom növekedésével nőtt a szálerősítésű beton nyomószilárdságának értéke. Összehasonlítva a vizsgált acél és makro műanyag szálakat (eltekintve a bedolgozás szempontjából kedvezőtlen hullámos-lapos alakú acélszáltól) megállapítható, hogy a műanyag szálak esetében jelentkező nyomószilárdság növekedés jelentősen kisebb, mint acélszálak esetében. Ennek magyarázata a műanyag szálak jelentősen kisebb szilárdsági és merevségi jellemzői.

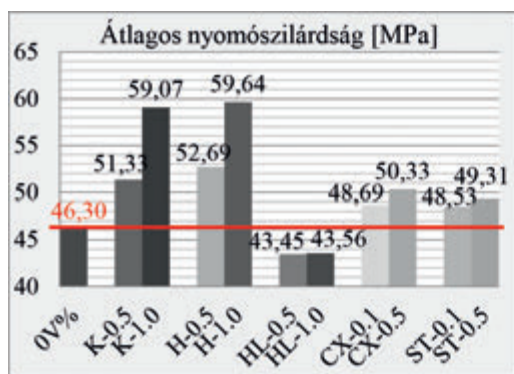
Összességében megállapítható, hogy a szálak adagolása elhanyagolható mértékben befolyásolja a beton nyomószilárdságának értékét.

Acélszálak adagolásának hatására a kutatók (Wafa 1990; Bencardino, Rizzuti, Spadea és Swamy 2010; Soutsos, Le és Lampropoulos 2012) szintén a beton nyomószilárdságának kismértékű növekedését tapasztalták, bár az általuk közölt szilárdság növekmények jellemzően alacsonyabbak voltak az általunk mért növekmények értékeinél. Más kutatók (Bencardino, Rizzuti, Spadea és Swamy 2010; Lee és Won 2014) műanyag szálak adagolásának következtében az általunk mért kismértékű növekedéssel ellentétben a nyomószilárdság kismértékű csökkenését tapasztalták.

3.2. Hajlító-húzószilárdság

A nyírási teherbírás vizsgálatához készített gerendák betonkeverékeiből készült 70x70x250 mm-es hasábokon mért átlagos hajlító-húzószilárdság értékek, valamint a hajlító-húzószilárdság növekmények láthatóak a 3. ábrán (átlagos = a három hasábon mért hajlító-húzószilárdság értékek átlaga). Az egyes hasábok jelölése a 3. táblázatban látható gerenda jelölésnek megfelelően történt (a betű a szál típusát, a szám a szál mennyiségét mutatja).

A szálerősítés nélküli betonkeverék (jelölése: 0V%) átlagos hajlító-húzószilárdságának értéke 5,97 MPa. A vizsgált öt különböző száltípus esetében a szálak adagolásának következtében kisebb-nagyobb mértékben nőtt a beton hajlító-húzószilárdsága. A legnagyobb mértékű növekedést a kampós végű, illetve a hullámos acélszálak esetében mértük. 0,5 V% szálmennyiség esetében a hajlító-húzószilárdság növekedés értéke kampós végű acélszál esetében 32,4%, hullámos acélszál esetében 30,7%. 1 V% száladagolás esetében a hajlító-húzószilárdság növekedése kampós végű acélszál esetében 54,1%, hullámos acélszál esetében pedig 48,0%. A vizsgált acélszálak közül a hullámos-lapos acélszálak esetében mértük a legkisebb szilárdságnövekedést. 0,5 V% illetve 1,0 V% hullámos-lapos



2. ábra: Az átlagos nyomószilárdság, valamint a növekmény értéke a szálak típusa és mennyisége függvényében

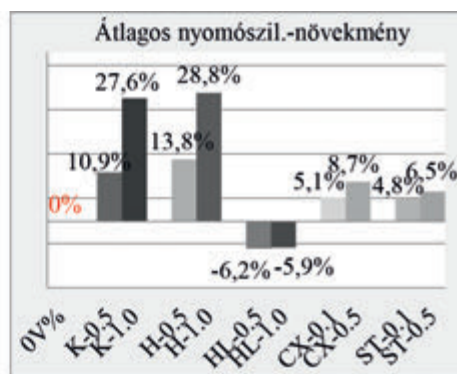
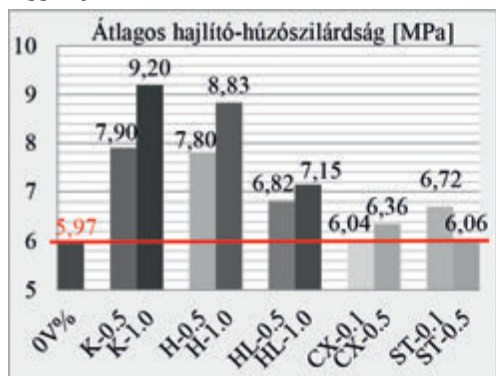
acélszál adagolás mellett a betonkeverék hajlító-húzószilárdságának értéke 14,3, illetve 19,8%-kal növekedett. Ezen növekmény értékek nem tekinthetők számottevőnek. Az, hogy a szilárdságnövekedés e száltípus esetében jelentősen kisebb, mint a kampós végű vagy a hullámos acélszál esetében, magyarázható a hullámos-lapos szál bedolgozási nehézségeivel, melyek következtében a szálak valószínűsíthetően nem oszlanak el oly mértékben egyenletesen a beton próbatesten belül, mint a másik két vizsgált acélszál típus esetében.

A vizsgált két makro műanyag szál típus adagolása mellett jelentkező hajlító-húzószilárdság növekmények elhanyagolható mértékűek. Hullámos műanyag szál esetében a szilárdság növekedés mértéke 0,1 V% esetén 12,5%, 0,5 V% esetén 1,5% (a nagyobb száladagolás esetén jelentkező kisebb mértékű növekmény érték feltehetően a szálak véletlenszerű eloszlásával magyarázható). Egyenes, bordázott műanyag szál esetében pedig a növekmény értéke 0,1 V% esetén 1,3%, 0,5 V% esetén 6,5%. Ezen elhanyagolható mértékű szilárdság növekmények a műanyag szálak alacsonyabb szilárdsági és merevségi jellemzőivel magyarázható.

Megállapítható, hogy a vizsgált száltípusok közül, a kampós és a hullámos acélszálak 0,5 V% és 1,0 V% száladagolás esetében jelentős mértékben növelik a beton hajlító-húzószilárdságát. A hullámos-lapos acélszálak (0,5 V% és 1,0 V%-ban történő) adagolása következtében jelentkező kismértékű hajlító-húzószilárdság növekedés azonban nem számottevő mértékű. A két, vizsgált makro műanyag szál típus (hullámos, valamint egyenes, bordázott) szintén (0,1 V% és 0,5 V% száladagolás mellett) nem befolyásolja számottevő mértékben a hajlító-húzószilárdságot.

A szálerősítésű beton hasábkok esetében a vizsgálat során a maximális terhelő erő elérését követően az erő nem esik vissza nullára, hanem a szálaknak köszönhetően egy közel konstansnak tekinthető értéken egy ideig állandósul, majd jóval lassabb ütemben, nagy elmozdulások árán csökken le

3. ábra: Az átlagos hajlító-húzószilárdság, valamint a növekmény értéke a szálak típusa és mennyisége függvényében



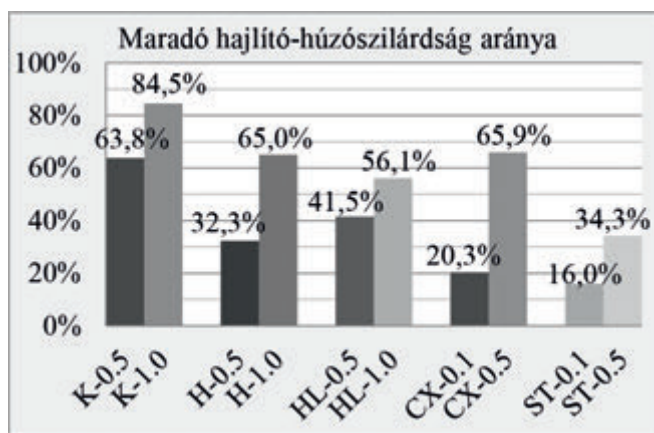
nullára. A berepedés utáni maradó szilárdság értéket nevezzük maradó-húzószilárdságnak. A maradó-húzószilárdság értékének megállapítására nincs általánosan elfogadott és alkalmazott szabály, egyes kutatók a 3 mm-es (Bencardino, Rizzuti, Spadea és Swamy 2010; Soutsos, Le és Lampropoulos 2012), míg mások a 2 mm-es (Lee és Won 2014) lehajláshoz tartozó maradó teherbírást tekintik annak. A 4. ábrán látható, az általunk vizsgált száltípusok és szálmennyiségek esetén, a

mért maximális terhelő erőből számított és a maradó hajlító-húzószilárdság aránya. A maradó hajlító-húzószilárdságot a 2 és 3 mm elmozdulások közötti szakaszon mért terhelő erők átlagértékéből számítottuk.

A 4. ábra alapján megállapítható, hogy mindegyik vizsgált száltípus esetében a szálmennyiség növelésével nő a maradó hajlító-húzószilárdság. A legnagyobb maradó-húzószilárdság értékeket 1 V% kampós végű, illetve hullámos alakú acélszálak adagolása esetében mértük, a **maradó és a mért maximális terhelő erőből számított szilárdság aránya 84,5% (kampós végű), illetve 65,0% (hullámos) volt.** Bár a hullámos acélszálak esetében a száلكihúzó vizsgálatok alapján számított tapadó szilárdság értéke nagyobb, mint a kampós végű szálaknál, de ezt a beágyazási hossz jelentősen befolyásolhatja, ez magyarázza azt, hogy kampós végű szálak esetén adódott nagyobb maradó hajlító-húzószilárdság. Más kutatók (Wafa 1990; Bencardino, Rizzuti, Spadea és Swamy 2010; Lee és Won 2014) 1 V% kampós végű acélszál adagolása mellett hasonlóan kedvező mértékű maradó húzószilárdság arányt (60% - 73%) mértek. A maradó hajlító-húzószilárdság szempontjából a két legjobb eredményt adó acélszál típus közül a kampós végű acélszál bizonyult előnyösebbnek (a maradó szilárdság aránya mindkét száladagolás esetében magasabb, mint a hullámos acélszál esetében), ami valószínűsíthetően a kampós végű acélszálak hosszával magyarázható, ez ugyanis közel 1,5-szer nagyobb, mint a hullámos szálaké. Más kutatók (Mohammadi, Singh és Kaushik 2008) a szálerősítésű beton húzószilárdságának vizsgálata során azt tapasztalták, hogy a hosszabb (50 mm hosszúságú) szálak adagolása kedvezőbb a beton hajlító-húzószilárdságának szempontjából.

A hullámos lapos acélszálak, annak ellenére, hogy a mért, maximális terhelő erőből számított hajlító-húzószilárdság értékét csak kismértékben befolyásolták, a maradó szilárdság szempontjából a hullámos alakú acélszálakhoz hasonló kedvezően jó eredményt adtak. 0,5 V% estében 41,5% (hullámos: 32,3%), 1,0 V% esetében 56,1% (hullámos 65,0%) a maradó szilárdság aránya.

Makro műanyag szálak esetében 0,1 V% száladagolás kismértékű maradó hajlító-húzószilárdság arányt eredményezett (egyenes, bordázott műanyag szál: 20,3%, hullámos műanyag: 16,0%), ami nem tekinthető számottevő mértékűnek. A szálmennyiség ötszörösére, 0,5 V%-ra, történő növelésével a maradó szilárdság aránya már nem elhanyagolható mértékű, sőt egyenes, bordázott



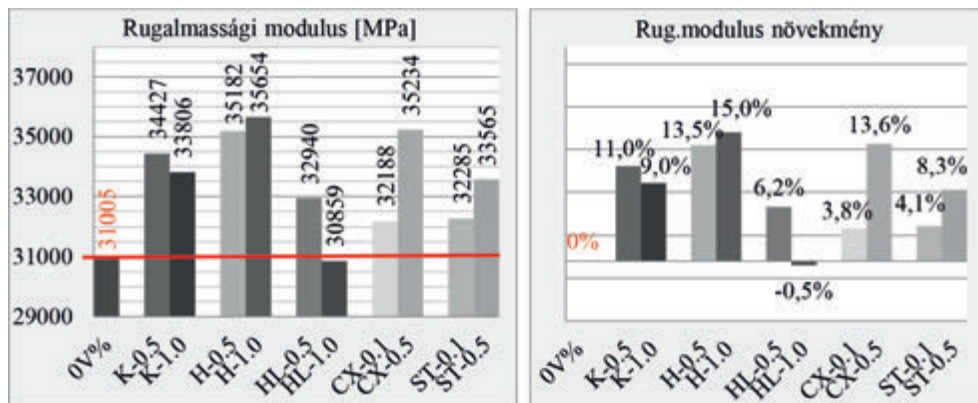
4. ábra: A mért maximális terhelő erőből számított, valamint a maradó hajlító-húzószilárdság aránya

műanyag szálak esetében az értéke (65,9%), a hullámos és a hullámos-lapos acélszálak 1,0 V% esetében mért értékéhez (65,0%, 56,1%) hasonlóan kedvező. Más kutatók (Bencardino, Rizzuti, Spadea és Swamy 2010; Lee és Won 2014) arról számoltak be, hogy 1,0 V% makro műanyag szál adagolás mellett a maradó és a mért maximális szilárdság aránya 40%. Az általunk végzett vizsgálatokban fele ekkora szálmennyiség (0,5 V%) esetében mértünk ennél nagyobb (egyenes, bordázott szál) vagy ennél alig kisebb (hullámos alakú) maradó szilárdság arányt.

A maradó hajlító-húzószilárdság tekintetében nem jelentkezik az a jelentős különbség az acél és a makro műanyag szálak között (az acélszálak javára), ami a nyomó- vagy a mért maximális hajlító-húzószilárdság esetében igen (lásd 4. ábrán az azonos geometriájú H-0.5 és ST-0.5). Tehát a maradó szilárdság szempontjából az alacsonyabb szilárdsági és merevségi tulajdonságokkal rendelkező makro műanyag szálak szilárdság-növelő képessége is kedvező. Ennek magyarázata az, hogy acélszálakból fajlagosan kevesebb darab szál jut egy keresztmetszetre vonatkozóan, mint makro műanyag szálakból azonos V% mellett.

Összességében megállapítható, hogy a 0,5 V% és 1,0 V% acélszál-adagolás számottevő mértékben növeli a beton mért, maximális hajlító-húzószilárdságának értékét, a 0,1 V%, valamint a 0,5 V% makro műanyag szál adagolás esetén jelentkező kismértékű szilárdság növekedés azonban elhanyagolható mértékű. Acélszálak esetében a legnagyobb mértékű hajlító-húzószilárdság növekmény kampós végű acélszálak esetében jelentkezett. Maradó hajlító-húzószilárdság szempontjából mind az acél-, mind a makro műanyag szálak kedvezőek. A legnagyobb maradó hajlító-húzószilárdság arányt szintén a kampós végű acélszálak adagolása esetén mértük.

5. ábra: Az átlagos rugalmassági modulus, valamint a növekmény értéke a szálak típusa és mennyisége függvényében



3.3. Rugalmassági modulus

A nyírási teherbírás vizsgálatához készített gerendák betonkeverékeiből készült 70x70x250 mm-es hasábokon mért átlagos rugalmassági modulus értékek, valamint a rugalmassági modulus növekmények láthatóak a 5. ábrán (átlagos = a három hasábon mért rugalmassági modulus értékek átlaga). Az egyes hasábok jelölése a 3. táblázatban látható gerenda jelölésnek megfelelően történt (a betű a szál típusát, a szám a szál mennyiségét mutatja).

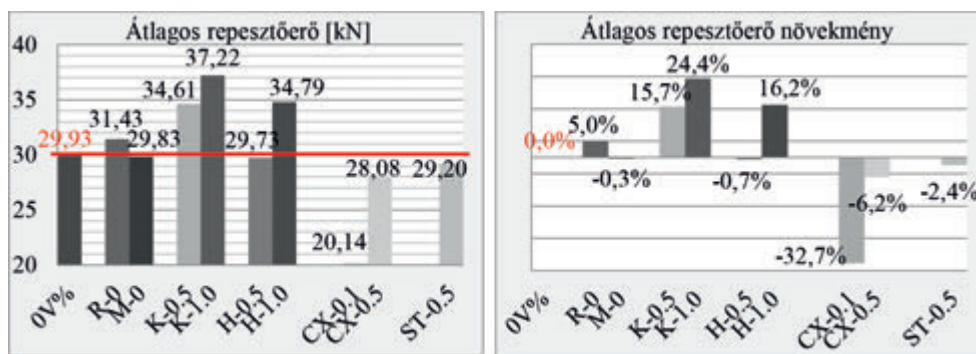
A szálerősítés nélküli betonkeverék (jelölése: 0V%) átlagos rugalmassági modulusának értéke 31005 MPa. A vizsgált öt különböző száltípus esetében a szálak adagolásának következtében kismértékben nőtt a beton rugalmassági modulusa, egy esetet kivéve: 1,0 V% hullámos-lapos acélszál adagolás esetében a rugalmassági modulus értéke 0,5%-kal csökkent. A legnagyobb mértékű rugalmassági modulus növekedést 1,0 V% hullámos acélszál adagolás esetében mértük, melynek mértéke 15,0% volt. Azonban e legnagyobb rugalmassági modulus-növekedés sem nevezhető számottevőnek. A hullámos acélszál, valamint a makro műanyag szálak esetében látható, hogy a száltartalom növekedésével nő a rugalmassági modulus értéke, azonban ugyanez a kampós végű és a hullámos-lapos acélszálak esetében nem jelentkezett. A rugalmassági modulus tekintetében nem jelentkezett számottevő különbség az acél, illetve a makro műanyag száladagolás esetében mért növekmény értékek között.

Megállapítható, hogy a vizsgált száltípusok és szálmennyiségek esetében, a száladagolás nem befolyásolja számottevő mértékben a beton rugalmassági modulusának értékét. Mindez összhangban van más kutatók (Wafa 1990; Altun, Haktanir és Ari 2007; Buratti, Mazzotti és Savoia 2011) által tett megállapításokkal, melyek szerint az acél illetve a műanyag szálak adagolása nem vagy csak kis mértékben befolyásolja (növeli vagy csökkenti) a beton rugalmasság modulusát.

3.4. Repesztő erő

A repesztő erő meghatározására nem minden gerenda esetében volt lehetőségünk, ugyanis a mérés során csak a gerendák egyik oldaláról készültek felvételek. A repesztő teher meghatározása csak abban az esetben volt lehetséges, ha a tönkremenetelt okozó repedés ezen az oldalon jelent meg elsőként. Ellenkező esetben a gerenda vizsgált oldalán már csak akkor jelent meg repedés, amikor a gerenda átrepedt, azaz a másik oldalon megjelenő és terjedő repedés a gerenda ezen oldalára is kiterjedt. A rögzített fényképek alapján minden esetben egyértelműen eldönthető volt, hogy a gerenda mely oldalán jelent meg elsőként a tönkremenetelt okozó repedés.

A 6. ábrán az átlagos repesztő erő, valamint a repesztő erő növekmény látható a szálak típusa és mennyisége függvényében. A vizsgált száltípusok esetében a rendelkezésre álló repesztő erő értékek azt mutatják, hogy a makro műanyag szálak kedvezőtlenül befolyásolják a repesztő erő nagyságát. A kis mennyiségben adagolt (0,1 V%) bordázott, egyenes műanyag szálak esetén a repesztő nyírószilárdság csökkenése jelentős volt (32,7%). Nagyobb, 0,5 V%, szálmennyiség esetén a csökkenés mértéke már nem jelentős: egyenes műanyag szál esetében 6,2%, hullámos



6. ábra: Az átlagos repesztő erő és a növekmény értéke a szálak típusa és mennyisége függvényében

esetében pedig 2,4% volt. A vizsgált acélszálak közül a kampós végű és a hullámos alakú acélszálakkal erősített gerendák esetében tudunk repesztő nyíróerő értékeket meghatározni. A kampós végű acélszál-adagolás, mindkét alkalmazott szál-mennyiség esetén, kedvezően befolyásolta a repesztő nyírószilárdság nagyságát. Az átlagos repesztőerő-növekmény 0,5 V% száladagolás esetén 15,7%, míg 1,0 V% száladagolás esetében 24,4% volt. Hullámos alakú acélszál esetében csak a nagyobb (0,5 V%) száladagolás esetében tapasztaltunk növekedést az átlagos repesztő nyíróerő értékében (16,2 %).

A szálerősítés nélküli, kengyelekkel készült gerendák esetében egyik alkalmazott kengyelmentesség esetén sem tapasztaltunk számottevő mértékű változást a repesztő erő nagyságában.

3.5. Nyírási teherbírás

A nyírási teherbírás vizsgálatához háromféle referencia gerendát készítettünk. Az egyik csak húzott vasalást tartalmazott (0V%), a másik két típus pedig a húzott vasaláson kívül hagyományos nyírási vasalással, kengyelezéssel készült két különböző mennyiségben: R-0 jelölésű gerendák esetében a kengyelek mennyisége: f6/120, az M-0 jelölésű gerendák esetében pedig: f6/85. A szálak nyírási teherbírásra gyakorolt hatását így a három referencia gerendához tartozó teherszinttől való eltérés mértékének elemzésével végeztük el.

A vizsgált, 39 db, vasbeton gerenda, egy kivétellel, nyírási tönkremenetelt szenvedett a terhelési folyamat során. A szálerősítés és kengyelek nélküli gerendák esetében a repedés megjelenését követően a repedés gyors terjedése és megnyílása volt megfigyelhető, melynek következtében a tönkremenetel a repedés megjelenését követően nagyon hamar bekövetkezett. A ritkább (f6/120) kengyelezéssel készült gerendák közül

7. ábra: Jellemző tönkremeneteli módok a nyírási teherbírás vizsgálat során, a) nyírási-húzási tönkremenetel az M-0-HL0.5-3 jelű gerenda esetében, b) nyírási-hajlítási tönkremenetel az M-0-CX0.5-3 gerenda esetében



kettő esetében a tönkremeneteli mód nyírási-húzási volt, a harmadik esetében pedig hajlítási. A sűrűbb (f6/85) kengyelezéssel készült gerendák mindegyike esetében nyírási-hajlítási tönkremenetelt figyeltünk meg. Az acélszál erősítésű gerendák esetében általánosságban elmondható, hogy a tönkremeneteli mód nyírási-hajlítási volt. A kisebb, 0,5V%, száladagolású gerendák esetében figyeltünk csak meg néhány esetben nyírási-húzási

tönkremenetelt. A műanyag szál erősítésű gerendák esetében, függetlenül az adagolt szálak mennyiségétől, a tönkremenetel módja nyírási-hajlítási volt. Azaz még a kisebb mennyiségű, 0,1 V%, műanyag szál adagolás mellett sem jelentkezett a nyírásra gyengén vasalt vasbeton gerendákra jellemző nyírási-húzási tönkremenetel. A 7. ábrán a jellemző tönkremeneteli módokat mutatjuk be.

A 8. ábrán az átlagos törőerők és a törőerő-növekmény értékek láthatóak a szálak típusa és mennyisége függvényében. Az átlagos törőerő értékek a három gerendán mért törőerő értékek átlagai.

A 8. ábrán látható, hogy a hullámos-lapos acélszálak alkalmazása során a nyírási teherbírás csökkenését figyelhetjük meg, aminek oka a szál kedvezőtlen bedolgozhatósága lehetett. Ebből kifolyólag a szál típus alkalmazását a nyírási teherbírás növelésére nem javasoljuk.

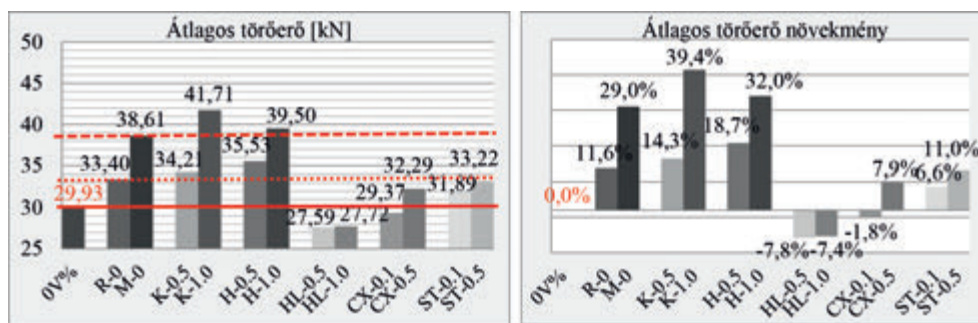
A sűrű kengyelezéssel ellátott gerendákhoz (M-0) tartozó teherbírás szintet csak a viszonylag nagy mennyiségben (1,0 V%) adagolt kampós végű és hullámos acélszálakkal készült gerendák érték el. A kisebb mennyiségben (0,5 V%) adagolt kampós végű és hullámos acélszálak csak kis mértékben haladtak meg a ritka kengyelezéshez (R-0) tartozó teherbírás szintjét.

A makro műanyag szál erősítésű gerendák esetén a ritka kengyelezéssel ellátott gerendákhoz (R-0) tartozó teherbírás szintet csak a viszonylag nagy mennyiségben adagolt (0,5 V%) makro műanyag szálakkal tudtuk megközelíteni. A hullámos makro műanyag szál esetén kis mennyiségű szál adagolás mellett is megfigyelhető volt teherbírás-növekmény, de a ritka kengyelezés teherbírás szintjét ezen mennyiségű száladagolással nem lehetett elérni.

4. MEGÁLLAPÍTÁSOK

A jelen cikkben acél és makro műanyag szál erősítésű, hagyományos nyírási vasalás (kengyelek) nélküli vasbeton gerendákon végzett nyírási teherbírás vizsgálatunkat, valamint annak eredményeit mutattuk be. A kísérlet során 90x150x700 mm-es gerenda próbatesteket készítettünk különböző anyagú, alakú és mennyiségű száladagolással. A kampós végű, a hullámos és a hullámos-lapos alakú acélszálakat 0,5 V% (39,3 kg/m³), illetve 1,0 V% (78,5 kg/m³) mennyiségben, míg az egyenes-bordázott és a hullámos makro műanyag szálakat 0,1 V% (0,91 kg/m³), illetve 0,5 V% (4,55 kg/m³) mennyiségben alkalmaztuk. A gerendák készítéséhez használt különböző betonkeverékekből készült szabványos próbatestek szilárdági (nyomó- és hajlító-húzó szilárdság) és merevségi (rugalmassági modulus) jellemzőit szintén meghatároztuk. Referencia mérés céljából szálerősítés nélküli vasbeton gerendákat is készítettünk hagyományos nyírási vasalással, illetve anélkül.

Vasbeton tartószerkezeteink méretezése során az egyes



8. ábra: Az átlagos törőerő és a növekmény értéke a szálak típusa és mennyisége függvényében

szerkezeti elemek nyírási teherbírása hasonlóan fontos, mint bármely más igénybevétellel szembeni megfelelőségük, és ezen a területen, száladagolás alkalmazásával előnyök érhetőek el pl.: a viszonylag nagy munkaigényű kengyelezés részleges vagy akár teljes kiváltásával. Az általunk végzett kísérletek célja annak tisztázása, hogy milyen típusú és mennyiségű száladagolás milyen mértékben növeli a hagyományos nyírási vasalás (kengyelek) nélküli vasbeton gerenda nyírási teherbírását, azaz alkalmas-e a hagyományos nyírási vasalás (kengyelek) kiváltására.

A mért eredmények alapján az alábbi megállapításokat tesszük:

- A szálak adagolása csak kismértékben befolyásolja (növeli vagy csökkenti) a beton nyomószilárdságának értékét. A legnagyobb mértékű növekedés 1,0 V% kampós végű illetve hullámos alakú acélszál adagolás esetében 27,6% illetve 28,8% volt, mely növekmény értékek nem tekinthetők jelentősnek.
- A kampós és a hullámos acélszálak jelentős mértékben növelik a beton hajlító-húzószilárdságát (kampós végű: 0,5 V% → 32,4 %, 1,0 V% → 54,1 %; hullámos: 0,5 V% → 30,7 %, 1,0 V% → 48,0 %). A hullámos-lapos acélszálak adagolása következtében jelentkező hajlító-húzószilárdság növekedés (0,5 V% → 14,3 %, 1,0 V% → 19,8 %) azonban nem jelentős mértékű. A két vizsgált makro műanyag szál típus (hullámos, valamint egyenes, bordázott) nem befolyásolja számottevő mértékben a hajlító-húzószilárdságot (hullámos: 0,5 V% → 12,5 %, 1,0 V% → 1,5 %, egyenes, bordázott: 0,5 V% → 1,3 %, 1,0 V% → 6,5 %).
- A maradó hajlító-húzószilárdság szempontjából mind az acél-, mind a makro műanyag szálak kedvezőnek bizonyultak, és mindegyik szál típus esetében a szálmennyiség növelésével nőtt a maradó hajlító-húzószilárdság mértéke. Az acél, valamint a 0,5 V%-ban adagolt makro műanyag szálak esetében a maradó és maximális hajlító-húzószilárdság aránya jelentős mértékű. A legnagyobb maradó-húzószilárdság értékek 1 V% kampós végű illetve hullámos alakú acélszálak adagolása esetében jelentkeztek, a maradó és a mért maximális terhelő erőből számított szilárdság aránya 84,5% (kampós végű), illetve 65,0% (hullámos) volt. Makro műanyag szál esetében a legnagyobb mértékű maradó hajlító-húzószilárdság 0,5 V% egyenes, bordázott szál adagolása esetén jelentkezett (a maradó szilárdság aránya: 65,9%).
- A szálak adagolása csak kismértékben befolyásolja (jellemzően növeli) a beton rugalmassági modulusának értékét. A legnagyobb mértékű növekedés 1,0 V% hullámos acélszál adagolás esetében jelentkezett, melynek mértéke 15,0% volt, azonban e növekmény érték sem számottevő.
- Az általunk felhasznált acélszál típusok közül a nyírási teherbírás tekintetében a hagyományos kengyelezés kiváltására a kampós végű, illetve a hullámos alakú acélszálak

alkalmazását javasoljuk legalább 1,0 V% száladagolással. A hullámos-lapos acélszálak nem alkalmasak vasbeton gerendák nyírási teherbírásának növelésére és ezáltal a kengyelezés kiváltására. A kengyelezés mennyiségének csökkentésére (ritka kengyelezés kiváltására), az általunk vizsgált makro műanyag szálak közül, a hullámos alakú műanyag szálak alkalmasak.

5. FELHASZNÁLT IRODALOM

- Al-Ta'an, S.A., Al-Feel, J.R. editors (1990), „Evaluation of shear strength of fibre-reinforced concrete beams”, *Cement & Concrete Composites*, 12, pp. 87-94.
- Altun, F., Haktanir, T., Ari, K. editors (2007), „Effects of steel fibre addition on mechanical properties of concrete an RC beams”, *Construction and Building Materials*, 21, pp. 654-661.
- Ashour, S.A., Hasanain, G.S., Wafa, F.F. editors (1992), „Shear behaviour of high-strength fibre reinforced concrete beams”, *ACI Structural Journal*, March-April, pp. 176-184.
- Balázs L. Gy., Palotás L. szerzők (1999), „A szálerősítésű betonok múltja, jelene és jövője”, *Vasbetonépítés*, 1999/1, pp. 3-10.
- Balázs Gy. L., Kovács I., Erdélyi L., editors (1999), „Flexural behaviour of RC and PC beams with steel fibers”, *Proceedings 3-rd Int. Workshop on High Performance Fiber Reinforced Cement Composites*, June 16-19, 1999, Mainz (eds. H.W. Reinhardt and A.E. Naaman), pp. 499-508.
- Balázs Gy. L., Kovács I. editors (2003), „Structural behaviour of steel fibre reinforced concrete”, *Journal of Structural Concrete*, 2003/2, pp. 57-63.
- Bencardino, F., Rizzuti, L., Spadea, G., Swamy, R.N. editors (2010), „Experimental evaluation of fibre reinforced concrete fracture properties”, *Composites: Part B*, 41, pp. 17-24.
- Buratti, N., Mazzotti, C., Savoia, M. editors (2011), „Post-cracking behaviour of steel and macro-synthetic fibre-reinforced concretes”, *Construction and Building Materials*, 25, pp. 2713-2722.
- Falkner, H., Henke, V. editors (2004), „Acélszálerősítésű beton, a kutatástól a szabványosításig”, *Vasbetonépítés*, 4. szám, pp. 100-107.
- Grimaldi, A., Meda, A., Rinaldi, Z. editors (2013), „Experimental behaviour of fibre reinforced concrete bridge decks subjected to punching shear”, *Composites: Part B*, 45, pp. 811-820.
- Khuntia, M., Stojadinovic, B., Goel, S.C. editors (1999), „Shear strength of normal and high-strength fibre reinforced concrete beams without stirrups”, *ACI Structural Journal*, March-April, pp. 282-290.
- Kovács I., Balázs Gy. L. editors (2004), „Structural performance of steel fibre reinforced concrete”, *Book, Publ. Comp. of Budapest University of Technology and Economics*, 2004, ISBN 963 410 822 3, 233 p.
- Kwak, Y.-K., Eberhardt, M. O., Kim, W.-S., Kim, J. editors (2002), „Shear strength of steel fibre-reinforced concrete beams without stirrups”, *ACI Structural Journal*, July-August, pp. 530-538.
- Lee, H.-H. (2007), „Shear strength and behavior of steel fibre reinforced concrete columns under seismic loading”, *Engineering Structures*, 29, pp. 1253-1262.
- Lee, S.-J., Won, J.-P. editors (2014), „Flexural behaviour of precast reinforced concrete composite members reinforced with structural nano-synthetic and steel fibres”, *Composite Structures*, 118, pp. 571-579.
- Li, V.C., Ward, R., Hamza, A. M. editors (1992), „Steel and synthetic fibres as shear reinforcement”, *ACI Materials Journal*, September-October, pp. 499-508.
- Lim, D.H., Oh, B.H. editors (1999), „Experimental and theoretical investigation on the shear of steel fibre reinforced concrete beams”, *Engineering Structures*, 21, pp. 937-944.
- Mohammadi, Y., Singh, S.P., Kaushik, S.K. editors (2008), „Properties of steel fibrous concrete containing mixed fibres in fresh and hardened state”, *Construction and Building Materials*, 22, pp. 956-965.
- Narayanan, R., Darwish, I.Y.S. editors (1987), „Use of steel fibres as shear reinforcement”, *ACI Structural Journal*, May-June, pp. 216-227.
- Slater, E., Moni, M., Alam, M. S. editors (2012), „Predicting the shear strength of steel fibre reinforced concrete beams”, *Construction and Building Materials*, 26, pp. 423-436.
- Soutsos, M.N., Le, T.T., Lampropoulos, A.P. editors (2012), „Flexural performance of fibre reinforced concrete made with steel and synthetic fibres”, *Construction and Building Materials*, 36, pp. 704-710.
- Wafa, F. F. (1990), „Properties and application of fibre reinforced concrete”, *JKAU: Engineering Science*, 2, pp. 49-63.
- Yazdanbakhsh, A., Altoubat, S., Rieder, K.-A. editors (2015), „Analytical study on shear strength of macro synthetic fibre reinforced concrete beams”, *Engineering Structures*, 100, pp. 622-632.

Dr. Lublőy Éva (1976) okl. építőmérnök (BME Építőmérnöki Kar 2001), adjunktus a BME Építőanyagok és Magasépítés Tanszékén (2008). Fő érdeklődési területei: vasbetonszerkezetek viselkedése tűz hatására, tűzkárok mérnöki tanulságai. A *fib* Magyar Tagozat tagja.

Halvax Katalin (1984) okl. építőmérnök, 2007-ben a győri Széchenyi István Egyetem Műszaki Tudományi Karán mérnöki szerkezetek és építésmenedzsment szakirányokon szerezte meg építőmérnöki diplomáját. 2008-tól a győri Széchenyi István Egyetem Szerkezetépítési és Geotechnikai Tanszékének egyetemi tanársegéd munkatársa. Kutatási területe: acél és műanyag szál-erősítésű betonok.

EXPERIMENTAL INVESTIGATIONS OF FIBRE REINFORCED CONCRETES SHEAR STRENGTH

Katalin Halvax - Éva Lublőy

Nowadays the application fields of fibre reinforced concrete are constantly expanding. The use of fibre reinforced concrete is now approved in the practical application too, and several different materials, shapes and sizes of fibres are available in the market. The choice of the fibre type is based on which kind of concretes property want to be improved. Based on the experiments on steel fibre reinforced concrete beams, which were found in the published literature, it was found that the concrete shear strength can be improved with fibre addition. The question is which parameters are influenced the shear load bearing

capacity and it is possible to improve the shear strength with plastic fibres too? In this paper experiments on steel and macro plastic fibre reinforced concrete beams without conventional shear reinforcement (stirrups) are presented. 90x150x700 mm beam test specimens were made with different material, shape and amount of fibres. The hooked-end, corrugated and flat-corrugated steel fibres were used in the amount of 0.5 V% (39.3 kg/m³) and 1.0 V% (78.5 kg/m³), while the straight-ribbed and corrugated plastic fibres in the amount of 0.1 V% (0.91 kg/m³) and 0.5 V% (4.55 kg/m³). The strength (compression and flexural-tensile strength) and stiffness (modulus of elasticity) characteristics of the different concrete mixture were also measured. To have reference measurements reinforced concrete beams without fibre reinforcement were made too with and without conventional shear reinforcement.

The addition of fibres only slightly affected the concretes compression strength and modulus of elasticity. The flexural-tensile strength were influenced significantly in case of hooked-end and corrugated steel fibres, while in case of the other investigated fibre types the improvements were not significant. In terms of the residual flexural-tensile strength both the steel and macro plastic fibres perform favourably. In case of the shear capacity to replace the stirrups hooked-end or corrugated steel fibres are recommended in the amount of 1.0 V%. The flat-corrugated steel fibres are not suitable to improve reinforced concrete beams shear strength and to replace the stirrups. To reduce the amount of stirrups (or to replace smaller amount of shear reinforcement), among the tested macro plastic fibres, the corrugated plastic fibres can be suitable.

A HATÁR AZ ÉG – THE SKY'S THE LIMIT

MAGASÉPÜLETEK ÉPÍTÉSTECHNOLÓGIÁJÁNAK FEJLŐDÉSE EVOLUTION IN CONSTRUCTION OF HIGH-RISE BUILDINGS



Pierre-Claude Aïtcin és William Wilson

Szerzők kérésére fordították: Balázs L. György és Cseh Árpád

A betontechnológia jelentős fejlődésen ment keresztül az elmúlt 50 évben főként a beton reológiai tulajdonságait befolyásoló, nagy hatékonyságú vízigény csökkentő adalékszerek (high range water reducing admixtures: HRWRAs) és viszkozitást javító adalékszerek (viscosity modifying admixtures: VMAs) megjelenése révén. Így a betontechnológia már nem csak a víztartalmon múlik, hanem a víz és a vízigény csökkentő adalékszerek, illetve a viszkozitást javító adalékszerek célszerű adagolásán.

A víz-cement tényező (v/c), illetve a víz-kötőanyag tényező (v/b) csökkentése a cement szemcsék közeledését jelenti a megszilárdult betonban, aminek következtében a betonszilárdság elérheti a 100 MPa-t meghaladó értéket is, annak ellenére, hogy az ilyen betonok nem tartalmaznak elég vizet ahhoz, hogy minden cement szemcse teljesen hidratálódni tudjon. A Feret-törvény cement pépre és az Abrams-törvény betonra továbbra is érvényben maradnak, annak ellenére, hogy nem minden cement szemcse hidratálódott.

Az 1970-es évek előtt lehetetlen volt olyan betont készíteni, amelyiknek a víz-cement tényezője 0,4 alatti, ill. roskadása 100 mm. A lignoszulfonát (lignosulfonate) alapú, vízigény csökkentő adalékszerek (WRAs) csak diszperziós tulajdonságú adalékszerek voltak, amelyeknek az eloszlató hatása nem volt kiemelkedő a teljesítőképesség szempontjából. De hamarosan a polimelamin-szulfonátok (polymelamine sulfonates) és a polinaftalén-szulfonátok (polynaphthalene sulfonates) németországi (Meyer, 1979) és japánbeli (Hattori, 1979) felfedezését követően lehetségessé vált olyan betonkeverékek készítése, amelyeknél egyidejűleg teljesülnek a $v/c < 0,4$ és a roskadás 200 mm-ig.

Ez a két felismerés jelentős előnyöket biztosított a betonok számára az acéllal szemben a magasépületek építése terén. Nem szükséges most már daruk használata a beton továbbításához és zsaluba helyezéséhez. A beton pumpálhatóvá vált az épület első szintjétől a legfelső szintjéig. Így lehetséges volt a beton pumpálása 586 m magasba a Burj Khalifa esetén Dubaiban (Egyesült Arab Emírségek). A közeljövőre vonatkozó várakozások, hogy a beton pumpálható lesz 1000 m magasságba, miközben az acél gerendákat és oszlopokat darukkal kell felemelni.

Ez a cikk bemutatja a magasépületek építésének fejlődését, kezdetekben szinte teljesen szerkezeti acélból, mára szinte teljesen vasbetonból, és ismerteti néhány jellegzetes szerkezet építését 1968-tól napjainkig.

A cikk két fő részre tagolódik. Az első rész bemutatja a lignoszulfonátok (WRAs) felhasználásával készült épületeket: Water Tower Place (1968) és a CN Tower (1973) – amik jól illusztrálják az 1975 előtti technológiát, vagyis a vízigény csökkentő adalékszerek (HRWRAs) megjelenése előtti időszakot. A második rész röviden áttekinti a magasépületek készítését vízigény csökkentő adalékszerek (HRWRAs) felhasználásával: Scotia Plaza (1983), Two Union Square (1989), a Petronas Towers (1998), Burj Khalifa (2010), the Worli Project és a bejelentett Kingdom Tower (jelenleg építés alatt).

1. A LIGNOSZULFONÁT ALAPÚ ADALÉKSZEREK (WRAs) FEL- HASZNÁLÁSÁNAK IDŐSZAKA

Water Tower Place

Az 1960-as években a Chicago (IL, USA) régióban 30 MPa nyomószilárdság volt elérhető 100 mm roskadás mellett. Ez volt az a beton, amit oszlopok építéséhez használtak, amíg

John Albinger rá nem jött, hogy a cement, pernye és WRA adalékszerek megfelelő megválasztásával a beton szilárdsága megduplázható (Water-Tower Place, 1979).

A nagyszilárdságú beton piaci bemutatásakor a következő taktikához folyamodott. Egy magasépület építése során ajánlotta a kivitelezést vezető mérnöknek és az építésznek, hogy egy 41 MPa nyomószilárdságú betonból készítsen oszlopot, felár nélkül. Ajánlatát elfogadták. A következő napon senki sem vett észre különbséget az ő 41 MPa-os és az eredeti terv szerinti 28 MPa-os betonból készült oszlopok között.

Az építész nagy örömmel vette tudomásul, hogy lehetsé-



Fig. 1: 1975 előtt épített magasépületek (a) Water Tower Place (photo credit: © Jeremy Atherton); and (b) the CN Tower (photo courtesy of Benson Kua)



ges az oszlopok keresztmetszeti méreteit csökkenteni, így a következő felhőkarcolója méretezésénél már meg is kérte a tervező mérnököt, hogy 41 MPa-os betonnal kalkuláljon. A tervezőmérnök is örömmel fogadta, hogy csökkentheti az épület állandó terhét. A 41 MPa nyomószilárdságú betonnál készült felhőkarcoló kivitelezésekor John Albinger megismételte a taktikáját, és felajánlotta hogy az egyik oszlopot 52 MPa nyomószilárdságú betonnál készíti, ismét felár nélkül.

Ezzel azonos megközelítést alkalmazott a 62 MPa-os betonra vonatkozóan is, ami megnyitotta az ajtót az épí-

tészek és a mérnökök számára a következő magasépületek tervezésénél: Water Tower Place (1.a ábra: a 62 MPa-os betonnál készült oszlopok az alsó szinteken). Az oszlopokhoz használt beton nyomószilárdsága a felső szinteken fokozatosan csökkent 28 MPa-ra az épület legfelső szintjéig. Az acélbetétek mennyiségének módosításával, sikerült azonos keresztmetszetű oszlopokat alkalmazni az egész épületben, így egyazon előregyártott acél zsálat tudták használni, az elsőtől a legfelső szintig. Továbbá, mivel az összes emelet beltere teljesen megegyezett, a belső, befejező munkák is egy, ismétlődő műveletté váltak, jelentős anyagi megtakarítást eredményezve.

CN Tower

A közelmúltban megépült Burj Kalifa előtt, a CN Tower, Torontóban (ON, Kanada) volt a világ legmagasabb, szabadon álló betonszerkezete 482 m magassággal (1.b ábra: a torony csúszózsáluval épült és légbuborékképző adalékszer felhasználásával - fagyálló betonnál, melynek átlagos nyomószilárdsága 55 MPa volt) (Bickley, 2012). A torony május elejétől november végéig folyamatosan épült, miközben a környező hőmérséklet 35 °C és -10 °C között váltakozott. Mivel a torony falának vastagsága a talpánál 2,1 m volt, kis hőfejlesztésű cementet alkalmaztak a hidratáció okozta hő korlátozása érdekében. Amint a torony nőtt, a folyamatosan hidegebb időre váltással egyidejűleg a kis hidratációs hőfejlesztésű cementet is fokozatosan portland cementre váltották. A beton nyomószilárdságának ellenőrzésére pedig gyorsított vizsgálatokat használtak.

2. A NAGY HATÉKONYSÁGÓ VÍZIGÉNY CSÖKKENTŐ ADALÉKSZEREK (HRWRAS) ADALÉKSZEREK FELHASZNÁLÁSÁNAK IDŐSZAKA

Scotia Plaza

A Scotia Plaza Torontóban (ON, Kanada) egy pompás, 68 emeletes (275 m) irodaház, vörös gránittal borítotva. A vasbetonszerkezet kúszózsálu felhasználásával épült (2.a ábra, légbuborékképző adalékszer felhasználása nélküli betonnál, amelynél a nyomószilárdság legnagyobb tervezési értéke 70 MPa volt a Kanadai Építési Szabályzat által, akkoriban engedélyezett legnagyobb tervezési nyomószilárdsági érték) (Ryell és Bickley, 1987). Portlandcement, kohósalak és szilikaporból álló háromkomponensű keveréket használtak ahhoz, hogy ilyen nagy nyomószilárdságot érjenek el. A beton víz-kötőanyag tényezője $v/b = 0,30$, a roskadása 175 mm volt, és az első szinttől kezdve a legfelső szintig betonpumpát alkalmaztak.

Ahhoz, hogy a friss beton maximális hőmérséklet különbsége ne haladja meg a tervezett 18° C-ot, a meleg júliusi napokon folyékony nitrogénnel hűtötték a betont. Az építkezés során folyamatos gyorsított vizsgálatokat és helyszíni kihúzó vizsgálatokat (pullout tests) használtak a beton nyomószilárdság ellenőrzésére.

Two Union Square

Seattle, (WA, USA) egy meglehetősen szeles város. Annak érdekében, hogy minimálisra csökkentsék az épület



Fig. 2: Nagy hatékonyságú vízigény csökkentő adalékszerek (HRWRAs) felhasználásával készített magasépületek: (a) Scotia Plaza építése (photo courtesy of John Bickley); (b) Two Union Square építése (photo courtesy of Weston Hester); és (c) Petronas Towers (photo courtesy of Morio and Wikimedia Commons)

oldalirányú elmozdulásait, a tervezők úgy döntöttek, hogy egy merev, kompozit szerkezetet építenek kibetonozott acélszövekből, ahol a beton rugalmassági modulusa 50 GPa legyen (*2.b ábra*) (Ralston és Korman, 1989). Az ilyen beton elkészítéséhez gleccser eredetű, borsónyi gránitkavicsot választottak 10 mm maximális szemnagysággal, amit a beton gyártójának a közeli Kanadából kellett beszereznie. Ennek a gleccser kavicsnak több előnye is volt: nagy keménységű volt, nem durván zúzott, hanem a gleccser által simára dörzsölt, gömbölyű szemekből állt, amelyek különösen hasznosak reológiai szempontból; a szemek durva felületűek voltak, amelyek nagyon jól tapadtak a cementpéphez (ellentétben a nagyon finom üledékkel csiszolt folyami kavicssal szemben). Az 50 GPa rugalmassági modulus eléréséhez a v/b tényezőt 0,22-re kellett korlátozni. Az így elért nyomószilárdság 131 MPa volt, annak ellenére, hogy a statikai számításokban a nyomószilárdság tervezési értéke csak 90 MPa volt (Howard és Leatham, 1989).

A $v/b=0,22$ -tényezőjű beton készítése nem volt (és még most sem) egyszerű feladat. A beton szállítására vonatkozó közlekedési nehézségek elkerülésére úgy döntöttek, hogy a betont hétvégén, éjszaka szállítják. A környező lakosság haragjának enyhítésére a betongyár, a vállalkozó és a kivitelező felajánlották, hogy ingyenesen építenek egy játszótérrel, amelyet Seattle városa már több éve nem volt hajlandó megépíteni. Továbbá, földugót is ingyenesen biztosítottak mindazok számára, akiknek szükségük volt rá a nyugodt alváshoz a hétvégi éjszakákon, amikor a betont szállították. A lakosság elégedetten nyugtázta ezt a megállapodást.

Petronas Towers

Közvetlenül 2000 előtt az Egyesült Államok elvesztette uralmát a felhőkarcolók magassága terén, amikor a Petronas Corporation Malajzia úgy döntött, hogy 451,9 m magas – 1,5-szerese az Eiffel-torony magasságának – iker tornyokat épít Kuala Lumpurban. A *2.c ábrán* látható tornyok lényegében

gében változó szilárdságú betonból készültek. A legnagyobb nyomószilárdságú, 80 MPa-os betonból az alsó szinten található oszlopok készültek (Thornton és Hungspruke, 1997).

Ennek az épületnek az építése során a Samsung mérnökei úgy vélték, hogy nem célszerű a beton vödört a felső emeletig emelni, mivel csak korlátozott számú daru állt rendelkezésre. Ezért a nagy teljesítményű beton pumpálhatóságával kapcsolatosan jelentős kutatási és fejlesztési programba kezdtek. Ez a kutatás jelenleg is folyamatban van (Kwon, Park, Jeong, Jo, Lee 2013a; Kwon, Park, Jeong, Jo, Lee, 2013b).

Burj Khalifa

Burj Khalifa, Dubaiban (Egyesült Arab Emírátsok) (*3.a ábra*), jelenleg a legmagasabb épület a világon (828 m). A szerkezet vasbetonból épült a 156. emeletig, és a beton egyetlen fázisban történő szivattyúzással lett 606 m-ig pumpálva (Aldred, 2013). A vasbetonszerkezet felett, a torony felső része egy több, mint 200 m magas acél szerkezetből áll. A Samsung mérnökei azonban ennek építését túl nehéznek, időigényesnek és költségesnek találták, mivel csupán két daruval rendelkeztek. Ez a két daru megállás nélkül, éjjel-nappal emelte az acéltartó elemeit, és ezalatt lehetetlen volt a befejező műveletek gyors elvégzése. Ennélfogva, mivel az acélt nem lehet szivattyúzni, a mérnököket a Samsung arra kérte, hogy a jövőben minden magas épületet teljes egészében vasbetonból tervezzenek.

Worli Project

Az indiai Mumbaiban, a Samsung Corporation most egy 83 emeletes vasbeton szerkezet építését felügyeli, ahol az összes betont az első emelettől az utolsóig szivattyúzzák. A mixerből a friss beton közvetlenül a szivattyúba kerül. Az alsó szintek oszlopai 80 MPa nyomószilárdságú és 200 mm roskadású betonból, a födémek pedig 30 MPa-os és 650 mm területű, önterülő képességű betonból készülnek (Nehdi, 2013).



Fig. 3: Legmagasabb magasépületek (a) Burj Khalifa; (b) Worli Project megvalósítása (photo courtesy of Pierre-Claude Aïtcin); and (c) a Kingdom Tower modellje (credit: Adrian Smith + Gordon Gill)

Ez a jelenlegi legkorszerűbb építéstechnológia magasépületek építésére (3.b ábra). Már meglehetősen messze járunk a 60 MPa-os és 100 mm roskadású betontól, amelyet vödörrel öntünk, mint például a Water Tower Place-nél 1968-ban.

Kingdom Tower

A Szaúd-arábiai Binladin Group az 1,6 km (1 mérföld) magas Kingdom Tower építését fontolgatja Jeddahban, Szaúd-Arábiában (3.c ábra). A műszaki csapat megállapította azonban, hogy az átmenet a Burj Khalifa 800 méteréről az 1,6 km-re túl ambiciózus. Mindazonáltal a 1000 m-es épület megvalósíthatónak tűnik. Az elképzelés szerint két sorosan elhelyezett betonpumpát használnának, amelyek mindegyike 500 m magasra képes szállítani a betont. Az elemek többségénél öntömörödő betont fognak használni és az oszlopok esetében a nyomószilárdság 100 MPa is lesz. Az Advanced Construction Technology Services nevű cég kapta a felkérést a minőségellenőrzésre egy helyszíni laboratóriummal (Concrete Quality, 2014).

3. MIÉRT ILYEN MAGASRA?

Miért van szükség szuper-magas építményekre? Ennek egyik oka a presztizs, hogy azt lehessen mondani: *“Mi építettük a*



legmagasabb épületet a világon!” De ez a presztizs múlt. Új és magasabb épületek fognak épülni valahol máshol. Az erőfeszítések hosszabb távú célja, megkísérelni korlátok leküzdését, amit a szerkezet magassága jelent, és hozzájárulni a hagyományos építési gyakorlat fejlődéséhez. Hála az építők, anyaggyártók, építészek, mérnökök és anyagtudósok úttörő munkájának, olyan szintre jutottunk el a betontechnológiával, ami 50 évvel ezelőtt elképzelhetetlen volt. Egyidejűleg a beton jelentős mértékben kezdi átvenni az acél helyét a legalkalmasabb anyagként a felhőkarcolók építéséhez.

A mai betontechnológia lehetségessé teszi, hogy olyan szintre növeljük betonok nyomószilárdságát, mint a természetben fellelhető legerősebb kőzetek, hogy 600 m – és hamarosan akár 1000 m – magasra pumpáljuk és a konzisztenciájukat oly mértékben javítsuk fel, hogy vibrálás már nem is szükséges a bedolgozásuk során.

Ráadásul, amikor valakinek sikerül nagy szilárdságú betont pumpálnia 600 m magasra, a 200-300 m magasság, azaz 50-80 szintes épületszerkezetek megvalósítása során viszonylag rutinszerű feladatá válik.

Clark szerint, az elkövetkező években a 200-300 m magas tornyok iránti kereslet fog felélénkülni (Clark 2014). Ilyen épületszerkezetek tervezési folyamata során az oldalirányról ható erőkkkel viszonylag könnyű számolni. Ezen magasságon túlmenően, a tervezési folyamat bonyolultabbá, és költségesebbé válik.

4. MEGÁLLAPÍTÁSOK

A nagy hatékonyságú vízigény csökkentő adalékszerek (HRWRAs) és viszkozitást javító adalékszerek (VMAs) erőteljes fejlődésének köszönhetően ma már lehetséges igen hatékonyan és gazdaságosan építeni sokemeletes vasbetonszerkezeteket. Hála a vállalkozóknak és feltalálóknak, akik a beton alkalmazás határait feszegették, az építőipar fokozatosan megtanulta, hogyan pumpáljon nagy szilárdságú betonokat egyre magasabbra és magasabbra. Talán az ég csupán a határ. (Perhaps the sky is the only limit.)

5. HIVATKOZÁSOK

- Aldred, J. (2010), “Burj Khalifa—A New High for High-Performance Concrete,” *Proceedings of the ICE - Civil Engineering*, V. 163, No. 2, May 2010, pp. 66-73.
- Bickley, J. A. (2012), “The CN Tower—A 1970’s Adventure in Concrete Technology,” ACI Spring Convention 2012, address at the student lunch meeting, Toronto, ON, Canada, 2012, p. 20.
- Clark G. (2014), “Challenges for Concrete in Tall Buildings,” *Structural*

- Concrete*, accepted and published online, Nov. 2014. (<http://onlinelibrary.wiley.com/doi/10.1002/suco.201400011/full>)
- “Concrete Quality-Control Lab to be Onsite at Kingdom Tower,” *Concrete SmartBrief*, Feb. 18, 2014.
- Hattori, K. (1979), “Experiences with Mighty Superplasticizer in Japan,” *Superplasticizers in Germany*, SP-62, V.M. Malhotra, ed., American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1979, pp. 37-66.
- Howard, N. L., Leatham, D. M. (1989), “The Production and Delivery of High-Strength Concrete,” *Concrete International*, V. 11, No. 4, Apr. 1989, pp. 26-30.
- Kwon, S. H.; Park, C. K.; Jeong, J. H.; Jo, S. D., Lee, S. H. (2013a), “Prediction of Concrete Pumping: Part I—Development of New Tribometer for Analysis of Lubricating Layer,” *ACI Materials Journal*, V. 110, No. 6, Nov.-Dec. 2013, pp. 647-655.
- Kwon, S. H.; Park, C. K.; Jeong, J. H.; Jo, S. D., Lee, S. H. (2013b), “Prediction of Concrete Pumping: Part II—Analytical Prediction and Experimental Verification,” *ACI Materials Journal*, V. 110, No. 6, Nov. 2013, pp. 657-667.
- Meyer, A. (1979), “Experiences in the Use of Superplasticizers in Germany,” *Superplasticizers in Germany*, SP-62, V.M. Malhotra, ed., American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1979, pp. 21-36.
- Nehdi, M. L. (2013), “Only Tall Things Cast Shadows: Opportunities, Challenges and Research Needs of Self-Consolidating Concrete in Super-Tall Buildings,” *Construction and Building Materials*, V. 48, Nov. 2013, pp. 80-90.
- Ralston, M., Korman, R. (1989), “Put That in Your Pipe and Cure It,” *Engineering News Record*, V. 22, No. 7, Feb. 1989, pp. 44-53.
- Ryell, J., Bickley, J. A. (1987), “Scotia Plaza: High Strength Concrete for Tall Buildings,” *Symposium on Utilization of High Strength Concrete*, Stavanger, Norway, pp. 641-653.
- Thornton, C. H.; Hunsprake, U., Joseph, L. M. (1997), “Design of the World’s Tallest Buildings—Petronas Twin Towers at Kuala Lumpur City Centre,” *The Structural Design of Tall Buildings*, V. 6, No. 4, Dec. 1997, pp. 245-262.
- “Water Tower Place—High Strength Concrete,” *Concrete Construction*, V. 21, No. 3, Mar. 1976, pp. 100-104.

THE SKY’S THE LIMIT – EVOLUTION IN CONSTRUCTION OF HIGH-RISE BUILDINGS

Pierre-Claude Aïtcin and William Wilson

Due to the development of powerful high-range water-reducing admixtures (HRWRAs) and viscosity-modifying admixtures (VMAs), it is now possible to very efficiently and economically build high-rise concrete structures. Thanks to the entrepreneurs and inventors who challenged the limits of the use of concrete, the industry has progressively learned to pump high-strength concretes higher and higher. Perhaps the sky is the only limit.

Pierre-Claude Aïtcin is Professor Emeritus at the Université de Sherbrooke, Sherbrooke, QC, Canada. ACI Honorary Member. He was the Scientific Director of Concrete Canada, the Network of Centres of Excellence on High-Performance Concrete for 8 years. He also held an Industrial Chair on Concrete technology for 9 years in collaboration with 13 industrial partners.

William Wilson is pursuing advanced graduate studies at the Université de Sherbrooke. ACI member. His research interests include microstructure characterization and properties engineering of highly durable concrete incorporating alternative supplementary cementitious materials. He received his BEng from the Université de Sherbrooke and his MS from Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, MA.

CCC2017 Tokaj

31 Aug. – 1 Sept. 2017

The 12th Central European Congress on Concrete Engineering



Innovative materials and technologies for concrete structures

1st Announcement and Call for Papers



Host CCC Association
Hungarian Group of *fib*

Co-organisers: **CeMBeton®**
az építés alapja



www.fib.bme.hu/ccc2017.html

CONGRESS TOPICS

Contributions focused on the following topics are invited.

Topic 1

TAILORED PROPERTIES OF CONCRETE

Environmentally compatible cements. New types of Aggregates. High performance admixtures. High strength and high performance concretes. Fibre reinforced concrete. Lightweight concrete. Green concrete. Applications.

Topic 2

ADVANCED REINFORCING AND PRESTRESSING MATERIALS AND TECHNOLOGIES

Metallic and non-metallic reinforcements. Internal and external reinforcements. Applications.

Topic 3

ADVANCED PRODUCTION AND CONSTRUCTION TECHNOLOGIES

Concrete structures meeting high requirements. Prefabrication. Design aspects. Applications.

Topic 4

ADVANCED CONCRETE STRUCTURES

Recent successful application of concrete for bridges, buildings and other structures.

Topic 5

MODELLING, DESIGN AND CODIFICATION

IMPORTANT DATES

15 March 2017 Submission of Abstracts

Abstracts are to be submitted to the Congress homepage including name(s), address(es), phone, fax and e-mail number(s) of author(s) together with the suggested Congress Topic where the abstract belong to.

15 May 2017 Confirmation of acceptance of Abstracts

10 June 2017 Submission of manuscripts

Accepted contributions will be either presented orally or in the Poster Session. Both oral and poster presentations will be published in the Congress Proceedings. The Poster Session will be continuously open during the Congress.

OFFICIAL LANGUAGE

The official language of the Congress is English. In addition, simultaneous translation into Hungarian and other languages can be organized.

GENERAL PROGRAMME

Tokaj Cultural and Conference Complex, Tokaj
Serház utca 55.

Wednesday 30 Aug. 2017	Thursday 31 Aug. 2017	Friday 1 Sept. 2017
	9⁰⁰ Opening	9⁰⁰ Technical Sessions
	Technical Sessions	Technical Sessions
	Lunch	Lunch
Arrival Registration Welcome Drink	Technical Sessions Congress Dinner	Technical Excursion

INVITATION and OBJECTIVES

It is a great honour for me to invite you to the 12th Central European Congress on Concrete Engineering in Tokaj, Hungary. The Congress focuses on Innovative Materials and Technologies for Concrete Structures. Concrete is an ever developing construction material. There is a continuous development on material properties, constructability, economy as well as aesthetics.

The Congress intends to overview properties of new types of concrete (including all constituents) and reinforcements as well as their possible applications which already exist or can exist in the future.

The host organisation of the CCC2017 Congress is the Hungarian Group of *fib*. The Congress is jointly organized by the Faculty of Civil Engineering of Budapest University of Technology and Economics.

We have the pleasure to invite

representatives of clients, designers, contractors, academics and students to take part at this regional event, which will give excellent social and technical conditions for exchange of experience in the field of concrete engineering.

The 12th Central European Congress on Concrete Engineering will take place in the beautiful ambient of Tokaj region (Hungary) that is listed as a UNESCO World Heritage site. As the Chairman of the CCC2017 Congress, I am looking forward to welcoming you in Tokaj, Hungary at the beginning of September 2017 which is a very pleasant period of the year there.

György L. Balázs

Chairman of CCC2017 Congress
Honorary President of *fib*
(International Federation for Structural Concrete)
Professor at Faculty of Civil Engineering, BME

12th CCC CONGRESS TOKAJ 2017

„Innovative materials and technologies for concrete structures”

31 August - 1 September 2017, Tokaj, Hungary

SCIENTIFIC COMMITTEE

BALÁZS, György L. (Hungary)
Chairman
BERGMEISTER, Konrad (Austria)
BILISZCZUK, Jan (Poland)
BLEIZIFFER, Jelena (Croatia)
BÓDI, István (Hungary)
COUFAL, Robert (Czech Rep.)
DEJA, Jan (Poland)
DERKOWSKI, Wit (Poland)
FARKAS, György (Hungary)
KALNY, Milan (Czech Rep.)
KINDIJ, Alex (Croatia)
KLEMCZAK, Barbara (Poland)
KOLISKO, Jiri (Czech Rep.)
KOHOUTKOVA, Alena (Czech Rep.)
KOLLÁR, László
KOLLEGER Johann (Austria)
KOPECSKÓ, Katalin (Hungary)
KORIS, Kálmán (Hungary)
KOTYNIA, Renata (Poland)
KREMNITZER, Peter (Austria)
MANDIC IVANKOVIC, Ana (Croatia)
NAGRODZKA - GODYCKA, Krystyna (Poland)

NEHME, Salem G. (Hungary)
NGUYEN, Viet Tue (Austria)
PAUSER, Michael (Austria)
PUZ, Goran, (Croatia)
SALAMAK, Marek (Poland)
STRASKY, Jiri (Czech Rep.)
STIPANOVIC OSLAKOVIC, Irina (Croatia)
VÍTEK, Jan L. (Czech Rep.)

ORGANIZING COMMITTEE

MAGYAR, János (Hungary)
CZOBOLY, Olivér (Hungary)
HAWRYSZKÓW, Paweł (Poland)
FENYVESI, Olivér (Hungary)
JOHOVA, Petra (Czech Rep.)
KRONFUSS, Bernd (Austria)
KUSTER MARIC, Marija (Croatia)
LUBLÓY, Éva (Hungary)
NEMES, Rita (Hungary)
ONYSYK, Jerzy (Poland)
SÓLYOM, Sándor (Hungary)
SCHNEIDER-IRSIGLER, Anke (Austria)
SRBIC, Mladen (Croatia)
SKOKANDIC, Dominik (Croatia)
STEVULA, Michal (Czech Rep.)
TEICHGRAEBER, Marco (Poland)
VICH, Jiri (Czech Rep.)

EXHIBITION

A technical/commercial exhibition will be organized during the Congress to demonstrate new materials,

CONGRESS SECRETARIAT

CCC2017 Tokaj Congress Secretariat

Hungarian Group of *fib*

Budapest University of Technology and Economics
Department of Constructions Materials and Technologies
1111 Budapest, Műegytem rkp. 3.
Tel: +36-1-463-4068
Fax: +36-1-463-3450
e-mail: ccc2017@epito.bme.hu

Congress website:

www.fib.bme.hu/ccc2017.html

ABOUT CCC

The four founding countries – Austria, Croatia, the Czech Republic and Hungary – decided in 2004 to collaborate more closely and to launch as their first joint project the Central European Congresses on Concrete Engineering (CCC Congresses) as a forum for an annual cross-border exchange of experience among principals, authorities, contractors, design engineers and academics in the field of construction materials and technology, concrete structures and civil engineering, as well as applied research and development. In our Congresses new achievements are presented to specific fields of concrete engineering: The 1st CCC Congress in Graz (Austria) 2005 was devoted to Fibre Reinforced Concrete in Practice; 2006 Hradec Kralove (Czech Republic) Concrete Structures for Traffic Network, 2007 Visegrád (Hungary) Innovative Materials and Technologies for Concrete Structures; 2008 Opatija (Croatia)

Concrete Engineering in Urban Development; 2009 Baden (Austria) Innovative Concrete Technology in Practice; 2009 Mariánské Lázně (Czech Republic) Concrete Structures for Challenging Time, 2011 Balatonfüred (Hungary) Innovative Materials and Technologies for Concrete Structures, 2012 Plitvice Lakes (Croatia) Durability of Concrete Structures. After Poland joined to the association in 2012 the next congress was held in Wrocław (Poland) Concrete Structures in Urban Areas (2013), 2014 Liberec (Czech Republic) Concrete offers for the period of economic recovery, 2015 Hainburg (Austria) Innovative Concrete Technology in Practice.

In Hainburg in 2015 we decided to have the Congresses biannual in order to be able to give enough time for preparing contributions on important new constructions as well as on important new scientific results.

The CCC2017 Congress in Tokaj focuses on Innovative Materials and Technologies for Concrete Structures. Concrete is an ever developing construction material. There is a continuous development on material properties, constructability, economy as well as aesthetics.

DATE AND PLACE

12th CCC Congress
31 August – 1 September 2017
Tokaj – Cultural and Conference Complex
TOKAJ, Serház street 55, Hungary

products, technologies and services. The exhibition will be directly next to the Session rooms. You are kindly asked to indicate your interest to the organizers to make part of the exhibition.

CONGRESS DINNER

A special Congress Diner will be organized. Details are available on the homepage of the Congress.

TOKAJ and Tokaj Region

The cultural landscape of Tokaj graphically demonstrates the long tradition of wine production in this region of low hills and river valleys. The intricate pattern of vineyards, farms, villages and small towns, with their historic networks of deep wine cellars, illustrates every facet of the production of the famous Tokaj wines, the quality and management of which have been strictly regulated for nearly three centuries. Located at the foothills of the Zemplén Mountains (in North-East Hungary), along the Bodrog river and at the confluence of the Bodrog and the Tisza Rivers, the Tokaj Wine Region Historic Cultural Landscape was inscribed on the World Heritage List in 2002. The World Heritage property and its buffer zone together cover the administrative area of 27 settlements (13,245 ha and 74,879 ha, so 88,124 ha in total).

The entire landscape, its organisation and its character are specially shaped in interaction with the millennial and still living tradition

of wine production. Documented history of the wine region since 1561 attests that grape cultivation as well as the making of the ‘aszú’ wine has been permanent for centuries in the area surrounded by the three Sátor-hegy (the Tokaj-hill, the Sátor-hill of Abaújszántó, and the Sátor-hill of Sátorajárhely). The legal base of delimitation of the wine region is among the first in the world and dates back to 1737 when the decree of Emperor Charles VI (Charles III, King of Hungary) established the area as a closed wine region.

The unique combination of topographic, environmental and climatic conditions of the Tokaj Wine Region, with its volcanic slopes, wetlands creating a special microclimate that favours the apparition of the “noble rote” (*Botrytis cinerea*), as well as the surrounding oak-woods have long been recognized as outstandingly favourable for grape cultivation and specialized wine production. All these features have enabled the development of vineyards, farms, villages, small towns and historic networks of wine cellars carved by hand into mostly volcanic rocks, which are the most characteristic structures in Tokaj: that of King Kalman in Tarcas is known to have been in existence as early as 1110. There are two basic types of cellar in Tokaj: the vaulted and the excavated. The socio-cultural, ethnic and religious diversity of the inhabitants, together with the special fame of the Tokaji Aszú Wine has contributed to the rich and diverse cultural heritage of the region.

DR. IMRE LAJOS 80. SZÜLETÉSNAPJÁRA



A **fib** MT vezetősége és tagsága szeretettel köszönti dr. Imre Lajost jubiláris születésnapja alkalmából.

Tisztelt tagtársunk Hódmezővásárhelyen, 1936 Szilveszter napján született. Ott végezte iskoláit. Egy évig járt képzőművészeti szakközépiskolába is. 1960-ban szerzett híd- és szerkezetépítő mérnöki oklevelet. Az acélszerkezeti szakmérnöki diplomát 1966-ban nyerte el. 1960-tól 1967-ig a Ganz-MÁVAG hídgyárában dolgozott gyári üzemmérnökként a ceglédi vasútvonal Thököly úti hídfelszerkezeténél, ill. az algyői Tisza-hídnál főépítésvezető-helyettesként.

1967-72-ig az Intranszmasnál volt acélszerkezeti irányító tervező. Legfőbb munkája a nyíregyházi almatároló tervezése volt. 1972-82-ig az ÉMI tudományos munkatársa majd főmunkatársa volt. Ott művelt acél-tartószerkezeti teherbírási témájához kapcsolódott műszaki tudományos értekezése, amellyel a BME-en 1981-ben doktori címet nyert.

1982-98-ig a KTI acélhíd-laboratóriumát vezette. Számos laboratóriumi kutatást végzett és helyszíni vizsgálatokat vezetett. 1998-2009-ig nyugdíjasként ismét az ÉMI volt a munka-

helye. 1997 óta van önálló szakértői-, 1999-től tartószerkezeti tervezői engedélye. Az MMK-nak megalakulása óta, a Magyar Alkotóművészek Országos Egyesületének 1977 óta tagja.

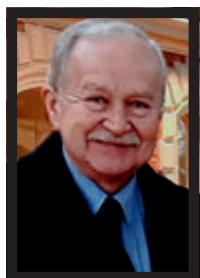
Imre Lajos barátunk hosszú idő óta kamatoztatta természet adta tehetségét. Kós Károly és Gy. Szabó Béla biztatására fejlesztette grafikusművészi képességét.

Szinte egyedülálló az a tevékenysége, amely mérnöki létesítmények grafikai megjelenítésében bontakozott ki. Figyelmet érdemel az a hitvallása, hogy a rajzolás a mérnöki tevékenység nagyfontosságú eleme. Építmények – köztük a **fib** MT profiljába tartozó vasbeton szerkezetek – Imre Lajos által készített rajzai bizonyítják a műszaki terv, a megvalósult építmény fényképe és grafikus művészi megjelenítése összefüggő egységét. Tagtársunk 35 művészeti kiállításon nagy sikert aratott grafikai alkotásai, a könyvekben, folyóiratokban publikált rajzok önmagukban dicsérik alkotójuk zsenialitását, ügyességét, munkabírást.

Gratulálunk kedves kollégánknak hosszú időn át végzett mérnöki munkájához. Kívánjuk, hogy tartós, jó egészségben folytassa áldásos tehetségéből és nemes törekvéséből fakadó grafikus művészi tevékenységét, a maga kedvére és hasznára, családjá és valamennyiünk öröme.

T. G.

IN MEMORIAN MERZA PÉTER (1950-2016)



Nyíregyházán, 2016. december 7-én eltávozott közülünk Merza Péter építőmérnök. Csupán hatvanhat évet adott neki a Teremtő.

Édesapja nyomát követve építőmérnöknek tanult. A mérnökséget hivatásának tekintette, nem elégedett meg az alapszinttel, mérnök továbbképzésekre járt, matematikus-szakmérnököt végzett.

Az út- és hídépítés lett szűkebb szakmája, tevékenykedett az Akadémiai Bizottságban, a Közlekedéstudományi Egyesületben, a Mérnöki Kamarában és a Magyar Útügyi Társaságban.

Kezdetben állami alkalmazásban (a Közúti Igazgatóságnál) dolgozott, majd 1990-ben, amikor erre lehetőség nyílt, munkatársaival saját céget hozott létre. Magas színvonalú, innovatív technológiák sorát vezették be néhány év alatt, ami személy szerint neki is komoly szakmai elismeréseket hozott. A tokaji Erzsébet Királyné hídjának komplex rekonstrukciós munkájáért 1998-ban Építőipari Mesterdíjat kapott, majd 2001-ben a Város- és Faluvédők Szövetsége a nyíregyházi római katolikus plébánia méltó felújításáért Podmaniczky-díjban részesítette.

Az építőmérnököt régebben kultúrmérnöknek nevezték, Merza Péter teljes mértékben rászolgált erre a titulusra. Támogatásával készülhetett el a nyíregyházi Kodály Zoltán Általános

Iskola belső terében felállított, Orr Lajos szobrászművész megformálta egész alakos Kodály szobor, illetve az egykori római katolikus plébánia (ma ING Biztosító) lépcsőházában megtalálható Nepomuki Szent János szobor. Hosszú éveken át mecénása volt a Piccoli Archi Vonószcenekarnak, amelynek köszönhetően a fiatal zenészek Európa-szerte bizonyíthatták tehetségüket. A művészetek mellett fontosnak tartotta a sport segítségét, a nyíregyházi férfi kosárlabdacsapat (egykori Marso-Isobau NYKK) támogatása alatt élte fénykorát. Értékrendjét hűen tükrözi, hogy a 2001-es beregi árvíz után vállalkozása minden erőforrását azonnal a bajba jutottak megsegítésére ajánlotta fel, és személyes kapcsolatot ápolt az újjáépített házak lakóival.

Nevéhez fűződik többek között az egykori római katolikus plébánia felújítása, a Kodály Zoltán Általános Iskola kivitelezése, a Nyíregyházi Evangélikus Nagytemplom és a Hajdúdorogi Görögkatolikus Székesegyház felújítása, valamint az EMMAUS Evangélikus Szeretetotthon bővítése.

Merza Péter kiváló szakember és szerény, visszahúzódo magánember volt, súlyos betegségét is méltósággal és türelemmel viselte. Fájó hiányát érzi felesége, három gyermeke, unokái, s mi, akik munkatársai, barátai voltunk. Nyugodjon békében!

Quelle: Szabolcs Online: <http://www.szon.hu/nekrolog-merza-peter-emlekere/3310404>

Dr. Seidl Ágoston, címzetes egyetemi docens



ÉMI-TÜV

Válassza a biztonságot
Teremtse az értéket

Az ÉMI-TÜV SÜD csapata

Műszaki szolgáltatásaival sikerrel
kovácsolja munkáját a minőségügy
és a biztonságtechnika területén

Vizsgálat, ellenőrzés, tanúsítás, megfelelőség- értékelés és szakértői tevékenység az alábbi területeken:

- Felvonók, mozgólépcsők, színpadtechnikai berendezések
- Építő-, emelő- és anyagmozgatógépek
- Nyomástartó berendezések, kazánok, gázpalackok
- Hegesztési technológiák, hegesztők, hegesztőüzemek
- Magas- és mélyépítési létesítmények tartószerkezetei, épület- és szakipari szerkezetek
- Építési célú termékek
- Szórakoztatási és mutatóberendezések
- Játszóterei eszközök
- Fogyasztási termékek (vegyi anyagok, ruházati cikkek, kozmetikumok, élelmiszerek, építési termékek)
- Irányítási rendszerek, munkabiztonság

Szolgáltatásaink az építőipar területén:

- Meglévő építmények műszaki felülvizsgálata
- Épületdiagnosztika
- Meglévő tartószerkezetek átalakításának tervezése
- Szerkezetmegerősítések tervezése
- Új épületek tervezése a koncepciótervtől a gyártmánytervekig
- Tartószerkezeti, épületszerkezeti szakértés
- Kiegészítő laboratóriumi vizsgálatok
- MSZ EN szabványok szerinti felülvizsgálat
- Üzemi gyártásellenőrzés, terméktanúsítás

AXISVM X4

Végeselem programrendszer statikusoknak



www.axisvm.eu