

VASBETONÉPÍTÉS

CONCRETE STRUCTURES

JOURNAL OF THE HUNGARIAN GROUP OF *fib*

A 2011. évi Palotás László-díj átadása

2

Dr. Dulácska Endre —
Tajta István

**Külpontosan nyomott,
rugalmas falazott pil-
lérek statikai vizsgálata
Ryder-féle rúdmodellel**

4

Fomay Csaba —
Nagy András —
Dr. Lajos Tamás —
Szabó Gergely

**Az M43 autópályán
épült Móra Ferenc
Tisza-híd tervezése**

4. Széldinamikai vizsgálatok

11

Dr. Balázs L. György —
Dr. Lublói Éva —
Mezei Sándor

**Betonösszetétel hatása
a vékonygerincű vasbe-
ton tartók tűzben való
viselkedésére**

19

Haris István —
Dr. Hortobágyi Zsolt
**Téglafallal merevített
keretek kísérleti
vizsgálata statikus
terhelésre**

25

Személyi hírek

Lóke Endre 90 éves
Dr. Kovács Károly 70 éves
Ujhelyi János (1925-2011)

Nemlékére

31



2012/1

XIV. évfolyam, 1. szám



HÍDTECHNIKA

1138 Budapest, Karikás F. u. 20.
Tel.: 465-2329 Fax.: 465-2335
Web: www.hidtechnika.hu



A  **HÍDTECHNIKA** Hídépítő, Karbantartó és Szigetelő Kft. 1991-ben alakult.

Tevékenysége napjainkban:

- szigetelések (mélyépítés, magasépítés),
- korrózióvédelem (üzemi, helyszíni)
- sóvédelem,
- közlekedési, mélyépítési, magasépítési létesítmények komplett építési munkái (autópálya hidak, felüljárók, mélygarázs),
- hidak és egyéb mérnöki létesítmények rehabilitációs munkái,
- környezetvédelmi létesítmények készítése (hulladéklerakók, hulladékgyűjtő szigetek),
- injektálások, betonlövési munkák,
- ipari padlóburkolatok készítése.



Főszerkesztő:

Dr. Balázs L. György

Szerkesztő:

Dr. Träger Herbert

Szerkesztőbizottság:

Beluzsár János

Dr. Bódi István

Csányi László

Dr. Csíki Béla

Dr. Erdélyi Attila

Dr. Farkas György

Kolozsi Gyula

Dr. Kovács Károly

Lakatos Ervin

Madaras Botond

Mátyássy László

Polgár László

Telekiné Királyföldi Antonia

Dr. Tóth László

Vörös József

Wellner Péter

Lektorai testület:

Dr. Deák György

Dr. Dulácska Endre

Dr. Janzó József

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

Mérnökgeológia 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: Bene László

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

Címlapfotók: Izzásig hevített beton próbatetek a BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszék laboratóriumában
Készítette: Dr. Lublós Éva

TARTALOMJEGYZÉK

- 2 A 2011. ÉVI PALOTÁS LÁSZLÓ-DÍJ ÁTADÁSA**
- 4** Dr. Dulácska Endre – Tajta István
KÜLPONTOSAN NYOMOTT, RUGALMAS FALAZOTT PILLÉREK STATIKAI VIZSGÁLATA RYDER-FÉLE RÚDMODELLEL
- 11** Fornay Csaba – Nagy András – Dr. Lajos Tamás – Szabó Gergely
AZ M43 AUTÓPÁLYÁN ÉPÜLT MÓRA FERENC TISZA-HÍD TERVEZÉSE
4. SZÉLDINAMIKAI VIZSGÁLATOK
- 19** Dr. Balázs L. György – Dr. Lublós Éva – Mezei Sándor
BETONÖSSZETÉTEL HATÁSA A VÉKONY GERINCŰ VASBETON TARTÓK TŰZBEN VALÓ VISELKEDÉSÉRE
- 25** Haris István – Dr. Hortobágyi Zsolt
TÉGLAFALLAL MEREVÍTETT KERETEK KÍSÉRLETI VIZSGÁLATA STATIKUS TERHELÉSRE
- 31 SZEMÉLYI HÍREK**
Lőke Endre 90 éves
Dr. Kovács Károly 70 éves
Ujhelyi János (1925-2011) emlékére

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., Strabag Zrt., Swietelsky Építő Kft., Uvaterv Zrt., Mélyépterv Komplex Mérnöki Zrt., Hídtechnika Kft., Betonmix Mérnökiroda Kft., BVM Épelem Kft., CAEC Kft., Pannon Freyssinet Kft., Stabil Plan Kft., SW Umwelttechnik Magyarország Kft., Union Plan Kft., DCB Mérnöki Iroda Kft., BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszéke, BME Hidak és Szerkezetek Tanszéke

A 2011. ÉVI PALOTÁS LÁSZLÓ-DÍJ ÁTADÁSA

2011. DECEMBER 5.

Mélyen tisztelt Elnök Úr! Tisztelt Hölgyeim és Uraim!
Kedves ünneplő Vendégek!

2011. már a *tizenkettedik* alkalom, hogy ily ünnepélyes környezetben összejöjünk köszönteni a **Palotás László-díj** új kitüntetettjét. És ma is, mint eddig minden alkalommal meghatódottságot és megilletődöttséget érzek. Meghatódok, mert úgy ézem, hogy az édesapám nevét viselő díj hozzájárul a tudomány, a szeretett szakma fáradhatatlan és önzetlen művelői munkájának elismeréséhez és megbecsüléséhez. Megilletődök, mivel harmadik alkalommal ért engem a megtiszteltetés, hogy – mint nem szakmabeli, csak villamosmérnök – ismét részese lehetek ennek az ünneplésnek.

Köszönetemet fejezem ki a *fib* Magyar Tagozatának, különösen a Nemzetközi Betonszövetség elnökének, Balázs L. György professzornak és a Palotás László-díj kuratórium elnökének, Zsömböly Sándornak, hogy megtiszteltek a díj átadásával, és így elsőként gratulálhatok a díjazottnak.

Szeretettel köszöntöm az ez évi díjazottat, **Dr. Dulácska Endre** professzort, Akadémiai-díjas okleveles építészmérnököt, a műszaki tudományok doktorát, számos tudományos szervezet vezetőségi, a Budapesti Mérnöki Kamara elnökségi tagját.

Dr. Dulácska Endre közel 5 évtizedig tartó, felelősségteljes szakmai és oktatói tevékenységét mintegy 200 statikai szakvélemény készítése, 500 épületkár-megelőző szakvéleménye, 150 új épület általános és részletes teherhordó szerkezeti tervezése, 225 mérnöki-tudományos cikk, tizennégy könyv publikációja fémjelzi.

Bevezetőmben a tudomány, a szakma szeretetéről beszéltem. Tulajdonképpen mi a tudomány definíciója? A választ talán legszebben Kosztolányi Dezső fogalmazta meg:

„A tudomány izgalmas kaland. Ajtókat nyitogatunk, keressük az igazságot, s egyszerre ott van előttünk, mint mesebeli kincs, a maga kézzelfogható, tündöklő valóságában.”

Dr. Dulácska Endre és Prof. Dr.-Ing. Dr. Techn. Laszlo M. Palotas, Ph.D



D-né Dr. Szederjei Ilona és Dr. Dulácska Endre

Ezzel kapcsolatban viszont *Aurelius Augustinus* szavai jutnak eszembe:

„Non intratur in veritatem, nisi per caritatem.”
„Az igazság házába, csak a szeretet kapuja vezethet.”

Ez a műszaki tudományokban is érvényes:

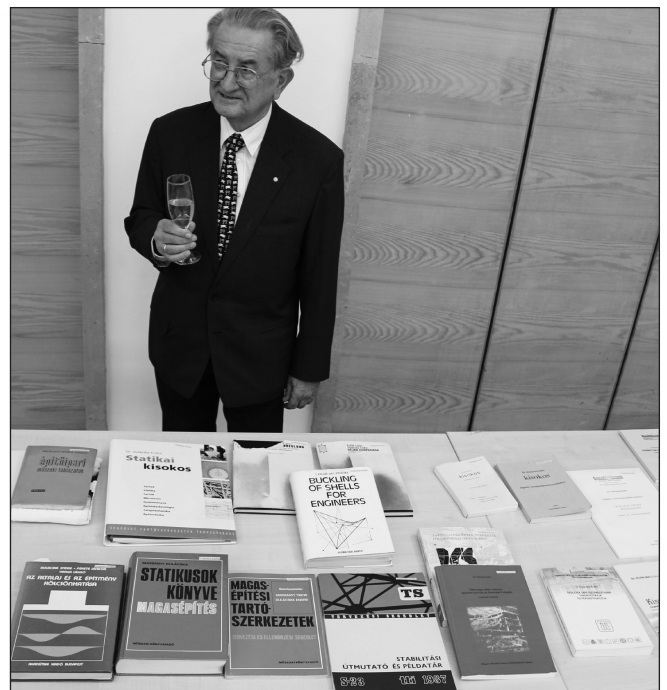
„Szeressük az igazságot, hogy megtaláljuk őt”.

Tisztelt Dulácska professzor úr, engedje meg, hogy az „igazság kereséséhez”, a mérnöki, tudományos és műszaki problémák megoldásához, szakmai, ill. tudományos közéleti tevékenységéhez a jövőben is sok sikert, de mindennek előtt jó egészséget kívánjak.

Budapest, 2011. december 5.

Prof. Dr.-Ing. Dr. Techn. Laszlo M. Palotas, Ph.D.

Dr. Dulácska Endre



DULÁCSKA ENDRE

PALOTÁS LÁSZLÓ-DÍJAT KAPOTT 2011. DECEMBER 5-ÉN



Dr. Dulácska Endre okl. építész-mérnök (1956) 1930-ban született. 1950-82 között a BUVÁTI, 1982-1992 között a Tervezésfejlesztési Intézet statikus mérnöke, szakági főmérnök, a Vállalati Tanács elnöke. 1991-től tanszékvezető egyetemi tanár a BME Építész-mérnöki Kar Szilárdságtani és Tartószerkezeti Tanszékén, jelenleg Prof. Emeritus. A Sámson Építész- Statikai Kft.

igazgatója. A műszaki tudomány doktora (1983), az MTA Földrengésmérnöki Nemzeti Bizottságának elnöke, a Szilárdtestek Mechanikája, és az Akusztikai Bizottság tagja. Számos korábbi szabvány kidolgozásában volt jelentős része. Szakmai munkásságát húsz könyve, több mint 230 publikációja, és mintegy 200 épülete fémjelzi. Hivatkozottsága is 200 feletti. A Magyar Mérnöki Kamara választmányi tagja, a budapesti Mérnöki Kamara volt elnökségi tagja, a Tartószerkezeti Tagozat elnökségi tagja. Munkássága elismeréseként Eötvös-díjat, Csonka-emlékérmét, Akadémiai-díjat, Széchenyi-díjat, MTA Eötvös-koszorút, az MMK-tól Zielinski-díjat és Kardos Andor-díjat, és Hollán Ernő-díjat, és legutóbb a *fib* (Nemzetközi Betonszövetség) Magyar Tagozatától Palotás László-díjat kapott.

Oktatási területei

Tartószerkezetek mesteriskolája (Mérnöktoábbképzés), 1985-től:

Héjszerkezetek. Alapozás. Stabilitástan. Szálerősítésű vasbeton. Faszerkezetek. Falazott szerkezetek, Épületrekonstrukció.

BME Építész-mérnöki Kar, 1990-től:

Szilárdságtan, Vasbetonszerkezetek, Héjszerkezetek, Épületszerkezetek dinamikája, Tartószerkezetek diagnosztikája és rekonstrukciója.

Kutatási területei

- A héjszerkezetek témakörében végzett tevékenysége, melyben tervezett és megépült héjszerkezetek mellett felhasználóbarát számítási eljárások, több új héjalak, ill. héjforma kialakítása, és különösen a vasbetonhéjak stabilitásvizsgálatára kidolgozott eljárása szerepel. Ez utóbbi lett az IASS Nemzetközi Héjszerkezeti Egyesület nemzetközi ajánlása.
- Az épületeknek a talajmozgások okozta süllyedése miatt bekövetkező kárai, különösen a repedéskárok területén kifejtett kutatómunkája és kidolgozott számítási eljárásai, melyet a METRO-építés okozta kár csökkentése érdekében több száz épület esetében alkalmaztak.
- A földrengéskárok területén végzett, a képlékeny anya-

gú szerkezetek dinamikája témában végzett elméleti és kísérleti kutatómunkája, melynek keretében kimutatta, hogy a világon igen sok országban a duktilitás korlátlan figyelembevételével alkalmazott földrengés elleni méretezési eljárás súlyos hibát tartalmaz, melynek következtében világszerte sokkal több épület dőlt össze, mint kellett volna. Eredményeit és javaslatait mint az Európai és a Nemzetközi Földrengésmérnöki Egyesület Magyar Tudományos Akadémia keretében működő Magyar Nemzeti Bizottságának elnöke a Földrengés Mérnöki Világkonferencián mutatta be. Eredményeit száznál több kísérlettel igazolta.

- Az acélszál erősítésű betonszerkezet olyan elméletének kialakítása, mely konform a normál vasbeton szerkezeti méretezéssel, és így lehetőséget nyújt az acélszál erősítésű vasbetonszerkezet alkalmazására. Az elméletet kísérletekkel igazolták.
- A súrlódás Coulomb-féle tétele korrekciójának kidolgozása, mely szerint az összeszorító erő bizonyos értékének elérése után a súrlódási tényező nem nő az összeszorító erővel, hanem a törőérték eléréséig csökken. Az elméletet több száz beton kísérlettel igazolta.

Publikációs listája a BME Publikációs Adattárban található.

Tudományos közéleti tevékenysége

Tagság az EAEE, IAEE, IASS, IABSE és a Könnyűszerkezetek egyesületekben.

Jelentős tisztségei hazai tudományos szervezetekben

ÉTE (Építőipari Tudományos Egyesület) tag, 20 évig szakosztály vezetőségi tag.

MTA Szilárd Testek Mechanikája Bizottság, tag.

MTA Komplex Akusztikai Bizottság, tag.

MTA EAEE és az IAEE Magyar Nemzeti Bizottság, (Földrengésmérnöki Bizottság) elnök.

MTA közgyűlési doktor képviselő (1996-2000).

BME Építész-mérnöki Kar Építéstudományi doktori iskola vezető 2000-ig,

a BME Doktori és Habilitációs Bizottság tagja 2000-ig.

A Kari Doktori és Habilitációs Bizottság elnöke 2000-ig, utána tagja.

Egyebek: A Magyar Mérnöki Kamara választmányi tagja, a budapesti Mérnöki Kamara elnökségi tagja 2011-ig, a Tartószerkezeti Tagozat helyettes elnöke 2003-ig, utána elnökségi tagja.

A következő oldalakon doktoranduszával végzett kutatómunkájából mutatunk be egy részt.

KÜLPONTOSAN NYOMOTT, RUGALMAS FALAZOTT PILLÉREK STATIKAI VIZSGÁLATA RYDER-FÉLE RÚDMODELLEL – 1. RÉSZ



Dr. Dulácska Endre – Tajta István

Cikkünkben a húzószilárdság nélküli, karcsú falazott pillérek nemlineáris statikai stabilitási vizsgálatával foglalkozunk több lehetséges közelítő módszert alkalmazva. A számítást olyan merev rúdmodellen végezzük, mely a maximális igénybevétel helyén egy nemlineáris csavarrugót tartalmaz. Ehhez hasonló modellt Shanley alkalmazott, melyet az irodalom Ryder-féle rúdmodellnek nevez. A csavarrugó karakterisztikájában vettük figyelembe a húzószilárdság nélküli keresztmetszet merevségét pontos és közelítő módszerek használatával. Az alkalmazott módszerrel a nemlineáris, másodrendű hatásokat is figyelembe vevő feladat egyes esetekben zárt alakú megoldásra vezet, mely a mérnöki gyakorlatban is könnyen hasznosítható. Az elemzések során egyrészt külpontos nyomóerő, másrészt pedig horizontális erő hatását vizsgáltuk, felrajzolva az erő-alakváltozás diagramokat. A megoldásokat kísérleti, irodalomban fellelhető eredményekkel és saját, pontosabb numerikus módszerünkkel is összevetettük.

Kulcsszavak: karcsú falazott pillér, húzószilárdság nélküli szerkezet, eltolódásvizsgálat

1. BEVEZETÉS

A falazott pillérek a falazóelemei és habarcskötése közötti bizonytalan adhéziós kötés miatt húzószilárdság nélküli rúd-szerkezetnek szokás tekinteni (Yokel, 1971; Dulácska, 1979). Az ilyen szerkezeteknek szilárdsági méretezésével részletesen foglalkoztak (pl. Dulácska, 1972) függőleges terhek esetén, viszont a vízszintes erőhatásokra, a másodrendű alakváltozást is figyelembevevő egyszerűsítő számítási eljárások további kidolgozást igényelnek, pedig ezekre a földrengési hatásokra való vizsgálatoknál nagy szükség lenne a mérnöki gyakorlatban is.

Cikkünkben egyrészt csak kezdeti külpontosággal bíró axiális erővel, másrészt pedig horizontális erővel is terhelt rudakkal foglalkoztunk, felrajzolva az erő-alakváltozás diagramokat. Mindegyik esetben egy felülről domború görbét kapunk az egyensúlyi útra, melynek maximuma, a divergencia pont adja a kritikus erőt. Ha egyszerűsítő modelleket és feltevéseket alkalmazunk, akkor egyes esetekben a kritikus erő és a hozzá tartozó kritikus alakváltozások zárt alakban, paraméteresen is felírhatóak. A vizsgálatot rugalmas alapon végeztük, de közelítően megvizsgáltuk a képlékenyedés hatását is, és levontuk a következtetéseket az eredményekből.

Ismeretes, hogy a tengelyirányban nyomott rúd a nyomóerő egy bizonyos értékének elérésekor stabilitását veszti, kihajlik. A kihajlító erőt kritikus erőnek nevezzük. A lineárisan rugalmas anyagú, és a rúd hossza mentén a kihajlás értékétől független merevségű rúd kritikus feszültségét először Euler írta fel 1744-ben. Csonka (1952) ismertetése szerint az a hosszúságú, k inerciasugarú és végein csuklós rúd kritikus feszültségére a

$$\frac{\pi \cdot \pi \cdot E \cdot k \cdot k}{a \cdot a}$$

összefüggést kapta. A mai jelölésekkel ez az összefüggés a

kritikus feszültségre a következő ismert formában írható:

$$\sigma_{krit} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot i^2}{L^2} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda}$$

Itt E a rugalmassági tényező, i a keresztmetszet inerciasugara, L a kétszuklós rúd hossza és l a rúd karcsúsága, azaz a kihajlási hossz. Idővel rájöttek, hogy a kritikus feszültség nem lehet nagyobb az (acél) rúd anyagának folyáshatáránál. A problémát Tetmayer próbálta kísérleteinek kiértékelésével empirikus úton megoldani. Elméleti úton először Engesser adott 1889-ben megoldást az acélangyú rúdra, figyelembevéve, hogy nagyobb nyomófeszültségnél a rugalmassági tényező csökken. 1891-ben közzétett anyagában Considère kimutatta, hogy Engesser elméletében logikai hiba van. Engesser erről 1895-ben szerzett tudomást Jasinszki egyik vitairatából, és azonnal módosította elméletét, bevezetve a rugalmassági modulus helyett a kihajlási modulus fogalmát. Ezt az Engesser-II. elméletet 1910-ben Kármán Tódor véges mértékű alakváltozásokra általánosította. Ezért nevezték ezt Engesser–Kármán-elméletnek. Shanley 1946-ban kritikát írt az elméletéről, és új elméletét 1947-ben tette közzé, melyben a rudat az E. I. Ryder-féle rúdmodell helyettesítette. Ez a rúdmodell csak egységnyi, rövid szakaszon rugalmas, a többi szakaszán merev. A rúd kigömbülése a hajlékony szakasz alakváltozásából származik. Ezzel a modellel figyelembe tudta venni a rúd anyagának nemlineárisan rugalmas viselkedését, és a rúd terhelési folyamatainak különbözőségét is. Kimutatta, hogy a rúd kihajlása az Engesser-I. elméletnek megfelelő feszültségnél megindul, de az Engesser-II. elméleti feszültségértéket nem képes elérni. Csonka 1952-ben kiterjesztette Shanley elméletét a teljes hosszában rugalmas rúdra, figyelembe véve, hogy a rúd hossza mentén nem azonos viszonyok uralkodnak.

Az acélrúd vizsgálatának nehézségeit lényegében az adja,

hogy a teher növekedésével a rugalmassági modulus csökken, ezáltal a rúd differenciálegyenlete nem állandó, hanem változó együtthatójú. A falazott pillérek számítása is hasonló matematikai problémákat vet fel. A falazott pillérek esetében általánosan elfogadott az a közelítés, hogy a magidomon kívüli külpontosságú nyomóerő esetén a téglá és a habarcs között a gyenge adhéziós tapadás adta húzószilárdság a húzott oldalon megszűnik, a feltevés szerint a pillér sűrűn berepedezik (Yokel, 1971; Dulácska, 1972; Bölcskei, Dulácska, 1974). A pillér ugyan lineárisan rugalmas anyagúnak tekinthető, de a dolgozó keresztmetszet csökkenése miatt a hatékony inercianyomaték is csökken a külpontosság növekedésével, a rúd merevsége nemlineárisan változik (Dulácska, 1974).

Ennek a nemlineáris viselkedésnek a jellegbeli leírása jól követhető az egyszerűsített Ryder-modell segítségével, és egyes esetekben, közelítő feltevések alkalmazásával a feladat zárt formában is megoldható, bonyolultabb numerikus módszerek nélkül.

A következőkben a húzószilárdság nélküli, négyszög-keresztmetszetű pillér statikai, alakváltozási és stabilitási problémáival foglalkozunk a Ryder-modell segítségével, tudomásul véve, hogy ez nem pontos elmélet, de jól írja le a viselkedés jellegét.

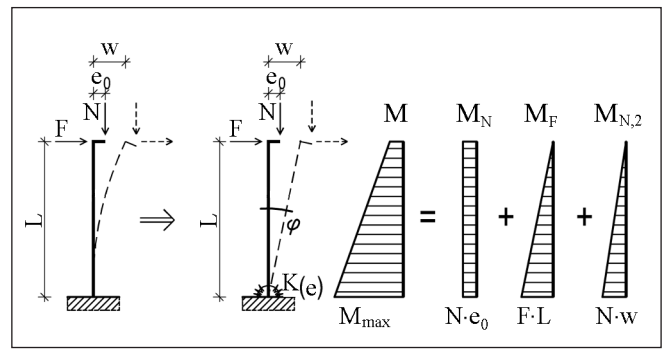
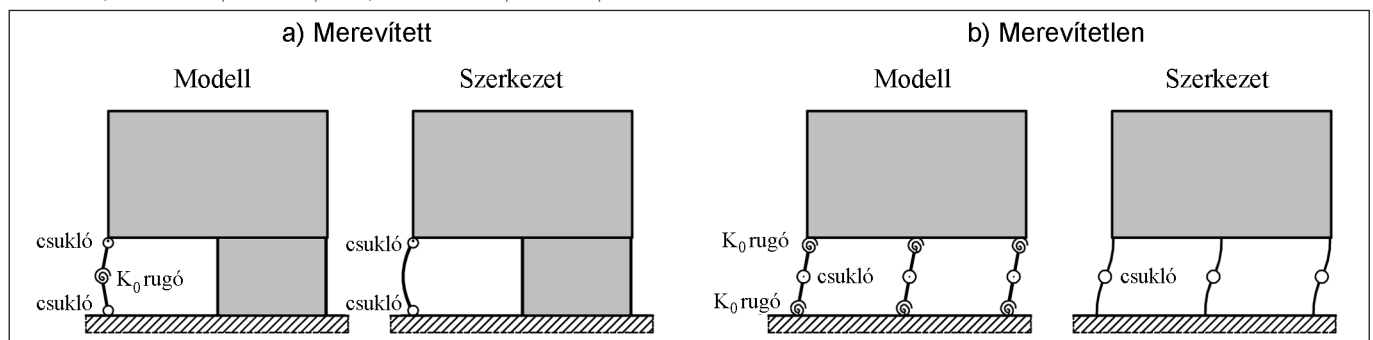
2. FELTEVÉSEK, FELTÉTELEK ÉS JE-LÖLÉSEK

Cikkünkben szabad végén koncentrált erővel terhelt konzolt vizsgálunk vertikális és horizontális koncentrált erők hatására. A számításokat a következő feltevések és feltételek mellett végeztük.

A vizsgált négyszög-keresztmetszetű, húzószilárdság nélküli rúd anyaga a nyomott zónában korlátlanul, lineárisan rugalmas. A nyírási deformációt és a rúd önsúlyát számításainkban elhanyagoljuk.

A keresztmetszet berepedését okozó, magidomon kívüli külpontosság növekedése a dolgozó keresztmetszet fokozatosan csökkenti, ezért a keresztmetszet merevsége is csökken. Ebből adódik, hogy a rúd hossza mentén a relatív külpontosság függvényében a keresztmetszeti merevség nem állandó, hanem változó. Számításainkban ezt elhanyagoljuk, a vizsgálatunk tárgyát képező konzolos rudat Shanley Ryder-típusú modelljéhez hasonlóan vizsgáljuk. A rudat végig merevnek tekintjük, a rúd alakváltozását (hajlékonyságát) a befogási talpkérsztmetszet nemlineáris csavarrugója adja (1. ábra). A helyettesítő modell rugómerevségét abból a feltételből számítjuk, hogy a konzol végpontjának rúdtengelyre merőleges eltolódása egyezzen meg a teljes hosszán azonos merevségű, rugalmas konzol eltolódásával. A rugómerevség számításánál az inercianyomatékot a legjobban igénybevett befogási keresztmetszet merevsége alapján vesszük figyelembe.

2. ábra: Épületeszlopok modellezése Ryder-rúddal
a) Merevített épület oszlopa, b) Merevítetlen épület oszlopa



1. ábra: A vizsgált Ryder-típusú rúd

A közelítő modellel lényegében egy olyan rudat vizsgálunk, amelynek keresztmetszeti merevségét a rúd teljes hossza mentén azonosnak tekintjük, értéke a relatív külpontosságtól függ, illetve a rúd meggörbülését elhanyagoljuk. A 8. fejezetben kitérünk arra, hogy közelítő feltevéseink mekkora pontatlanságot okoznak.

Az 1. ábrán bemutatott rúdmodell kiterjeszhető a végein megtámasztott, külpontosan nyomott kétszuklós rúdra is. A modell így alkalmas lehet egy vízszintes eltolódás ellen merevített épület pilléreinek vizsgálatára (2/a. ábra). Emellett ezzel a rúddal az eltolódás ellen nem merevített (kilendülő) épület oszlopai is modellezhetők (2/b. ábra).

3. A SZÁMÍTÁS ALAPELVEI

3.1 A merevségcsökkenés

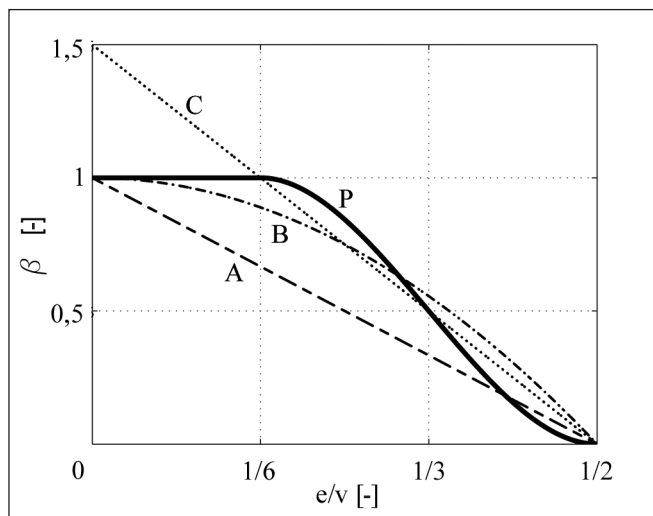
Egy külpontosan nyomott keresztmetszet inercianyomatéka függ a keresztmetszetre ható nyomóerő külpontosságának mértékétől. Amíg a külpontos erő a belső magon belül marad, az inercianyomaték a teljes keresztmetszet merevségével azonos. Ha a külpontos erő kilép a belső magból, az inercia fokozatosan csökken. Ha a külpontosság akkorára nő, hogy eléri a keresztmetszet szélét, akkor zérussá válik (Dulácska, Tajta, 2009). A változást négyszög keresztmetszet esetén a 3. ábra P jelű görbéje mutatja.

Az inercianyomaték változását a

$$I = I_0 \cdot \beta \quad (1)$$

összefüggéssel írhatjuk le, ahol I_0 a repedésmentes, rugalmas rúd inercianyomatéka. A β függvény pontos értéke a relatív külpontosságtól (e/v) függően: $0 \leq e/v \leq v/6$ értékig $\beta_p = 1$, a $v/6 < e/v \leq v/2$ szakaszon pedig

$$\beta_p = 13,5 \cdot \frac{e}{v} \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot e}{v}\right)^2 \quad (2)$$



3. ábra: Az inercianyomaték külpontosság miatti csökkenése

A kifejezésben e a keresztmetszetre ható nyomatékból származó külpontosság, v pedig a téglalap keresztmetszet szélessége. A P index azt jelöli, hogy a csökkenést pontos, analitikusan számított értékkel vesszük figyelembe.

A számítás egyszerűsítése céljából a β függvény több módon közelíthető.

Alsó korlátot jelenthet a 3. ábrán A -val jelölt egyenes, melynek összefüggése a $0 \leq e/v \leq v/2$ szakaszon:

$$\beta_A = 1 - \frac{2 \cdot e}{v} \quad (3)$$

Ezzel a lineáris összefüggéssel az alakváltozás igen egyszerűen írható fel. A függvény csak a pozitív értékkészleten értelmezhető, azaz csak egyirányú alakváltozás esetén használható.

Egy másik közelítő összefüggés lehet a 3. ábrán B -vel jelölt parabolikus görbe, mely a $-v/2 \leq e/v \leq v/2$ szakaszon a következő:

$$\beta_B = 1 - \left(\frac{2 \cdot e}{v} \right)^2 \quad (4)$$

Ennek előnye, hogy a függvény zérus külpontosságnál vízszintes érintővel indul, viszonylag jól közelíti a pontos összefüggést és az $e = v/2$ pontnál zérus értéket vesz fel. A képlet pozitív és negatív irányú külpontosságnál is értelmezhető, ezért kétirányú, azaz ciklikus alakváltozás esetén is alkalmazható.

További egyszerűsítő megoldáshoz jutunk, ha a $v/6 \leq e/v \leq v/2$ intervallumon az analitikusan meghatározott harmadrendű görbe két végpontjára lineáris egyenest (3. ábrán C -vel jelölt vonal) illesztünk:

$$\beta_C = 1,5 - 3 \cdot \left(\frac{e}{v} \right) \quad (5)$$

Ez a lineáris összefüggés a kezdeti inercianyomatékot a magidom belüli külpontosságok esetén túlbecsüli, az $e/v = 0$ pontban 1,5 értéket vesz fel. Ennek kiküszöbölésére a görbét két, törtvonalú egyenessel közelíthetjük, azaz a $0 \leq e/v \leq v/6$ szakaszon a

$$\beta_C = 1 \quad (6)$$

konstans egyenest alkalmazhatjuk. Ezzel az összefüggéssel az alakváltozás az A esethez hasonlóan egyszerűen felírható. Hátránya viszont, hogy a két függvény a magidom határán törésponttal csatlakozik.

3.2 AZ EGYENSÚLYI ÉS ALAKVÁLTOZÁSI EGYENLETEK

A rúd alakváltozási viselkedését a felső, szabad rúdvég eltolódásával, illetve az ezzel felírt elfordulási merevséggel vesszük figyelembe. Modellünk eltolódási merevségének K_0 kezdeti értékét abból a feltételből határozzuk meg, hogy a közelítő modell rúdvégének eltolódása legyen egyenlő a repedésmentes rugalmas konzol elmozdulásával.

A terhekből származó igénybevételeket a nyomatéki ábra alakja alapján megkülönböztetve K_0 értékei a következők.

- a) Ha a nyomatéki ábra a rúd hossza mentén konstans értékű, a nyomaték az N axiális erő kezdeti e_0 külpontosságából ered, akkor a nyomaték állandó a rúd hossza mentén, így

$$K_{0,2} = 2 \cdot E J / L \quad (7)$$

- b) Ha a nyomatéki ábra a konzol talppontjaitól lineárisan változik, azaz a nyomaték a kezdeti horizontális erőből, vagy pedig a nyomóerő másodrendű hatásából, a rúd eltolódásából származik, akkor

$$K_{0,1} = 3 \cdot E J / L \quad (8)$$

Utóbbi esetben megjegyzendő, hogy a rúd meggörbülését feltételeink szerint elhanyagoljuk, az alakváltozási görbét lineárisnak tekintjük.

- c) Abban az esetben, ha a rúd görbületét is figyelembe kívánjuk venni a normálerő másodrendű hatásánál, akkor a rúd deformált alakját jó közelítéssel parabolának tekinthetjük. A teljes hosszában azonos merevségű rugalmas konzol merevsége így:

$$K_{0,3} = 2,4 \cdot E J / L \quad (9)$$

A talppontban a normálerő külpontossága:

$$e = M / N = F L / N + e_0 + w \quad (10)$$

kifejezésből számítható. A végpont w elmozdulása az

$$M = F \cdot L + N \cdot e_0 + N \cdot w \quad (11)$$

talpponti befogási nyomaték segítségével a

$$w = M \cdot L / K = \frac{F L^2 + N w L}{K_{0,1} \beta} + \frac{N e_0 L}{K_{0,2} \beta} \quad (12)$$

implicit összefüggésből adódik. A K_0 merevség az előzők alapján, a nyomatéki ábra figyelembevétel kétféle módon veendő figyelembe.

A következő szakaszokban különböző terhelési eseteket vizsgálunk, melyeknél a keresztmetszeti merevség a P pontos, az A lineáris, a B parabolikus és a C törtvonalú függvény szerint változik, a külpontosságtól függően.

4. KÜLPONTOS NYOMÁSSAL TERHELT PILLÉREK ERŐ-ELTOLÓDÁS DIAGRAMJÁNAK SZÁMÍTÁSA

A következőkben olyan eseteket vizsgálunk meg, amikor e_0 kezdeti külpontosságú, változó nagyságú axiális N nyo-

móerő terheli a rudat. Az előző fejezet egyenleteit felhasználva, ill. a bemutatott közelítő és pontos merevségi görbék figyelembevételével az alábbi megoldásokat vezethetjük le az erő-alakváltozási egyensúlyi egyenletek meghatározására. Az egyszerűbb esetekben a kritikus elmozdulás és a kritikus erő paraméteres alakját is közöljük, a bonyolultabbaknál az elmozdulás függvényében az egyensúlyi görbe felrajzolható.

A **P** (pontos, analitikus merevségi görbe) eset megoldásai: Ha a külpontosság a magidomon kívülre kerül, akkor

$$N_P = \frac{wK_{0,1} \frac{e_0 + w}{v} \left[1 - \frac{2e_0 + 2w}{v^2} \right]}{\frac{1}{9} e_0 L + \frac{2}{27} wL},$$

a $0 \leq e/v \leq v/6$ intervallumon a merevség megegyezik a teljes keresztmetszet merevségével, ekkor:

$$N_0 = \frac{w}{\frac{3}{2} \frac{e_0 L}{K_{0,1}} + \frac{wL}{K_{0,1}}}.$$

A képlet „0” indexe a repedésmentes keresztmetszetre utal.

Az **A** (lineáris) eset megoldásai:

$$N_A = \frac{wK_{0,1} \cdot \left(1 - \frac{2e_0 + 2w}{v} \right)}{1,5 \cdot e_0 L + wL}$$

$$w_{krit,A} = -\frac{3}{2} e_0 + \frac{\sqrt{3}}{2} \sqrt{e_0^2 + e_0 v}$$

$$N_{krit,A} = -\frac{\sqrt{3}}{3} \cdot \frac{K_{0,1} (3e_0 - \sqrt{3} \cdot a) \cdot (v + e_0 - \sqrt{3} \cdot a)}{L \cdot v \cdot a},$$

ahol $a = \sqrt{e_0(e_0 + v)}$

A **B** (parabolikus) eset megoldásai:

$$N_B = \frac{wK_{0,1} \left[1 - \frac{(2e_0 + 2w)^2}{v^2} \right]}{1,5 \cdot e_0 L + wL}$$

A **C** (lineáris, törtvonalú) eset megoldásai:

A $v/6 \leq e/v \leq v/2$ intervallumon

$$N_C = \frac{\frac{3}{2} wK_{0,1} \left(1 - \frac{2e_0 + 2w}{v} \right)}{\frac{3}{2} e_0 L + wL}$$

$$w_{krit,C} = -\frac{3}{2} e_0 + \frac{\sqrt{3}}{2} \sqrt{e_0^2 + e_0 v}$$

$$N_{krit,C} = -\frac{\sqrt{3}}{2} \cdot \frac{K_{0,1} (3e_0 - \sqrt{3} \cdot a) \cdot (v + e_0 - \sqrt{3} \cdot a)}{L \cdot v \cdot a},$$

ahol $a = \sqrt{e_0(e_0 + v)}$.

A $0 \leq e/v \leq v/6$ intervallumon pedig:

$$N_0 = \frac{w}{\frac{3}{2} \frac{e_0 L}{K_{0,1}} + \frac{wL}{K_{0,1}}}.$$

5. HORIZONTÁLIS ERŐVEL TERHELT PILLÉREK ERŐ-ELTOLÓDÁS DIAGRAMJÁNAK SZÁMÍTÁSA

A következőkben olyan eseteket vizsgálunk meg, amikor $e_0=0$, állandó (központos) N =nyomóerő és változó keresztirányú F =erő működik. Célunk a horizontális F erő-eltolódás egyensúlyi görbének a vizsgálata, és az F_{krit} erő meghatározása.

A 3. fejezet egyenleteit felhasználva, ill. a bemutatott közelítő és pontos merevségi görbék felhasználásával az alábbi megoldásokat vezethetjük le az erő-alakváltozási egyensúlyi egyenleteire. Az egyszerűbb esetekben a kritikus elmozdulás és kritikus erő paraméteres alakját is közöljük.

A **P** (pontos, analitikus merevségi görbe) eset megoldásai:

Ha a külpontosság a magidomon kívülre kerül, akkor

$$F_P = \frac{1}{216} \frac{N \cdot (-216K_{0,1}w^2 + 108wK_{0,1}v)}{K_{0,1}Lw} + \frac{1}{216} \frac{12\sqrt{6}Nv\sqrt{NLwK_{0,1}v}}{K_{0,1}Lw}$$

A $0 \leq e/v \leq v/6$ intervallumon a merevség megegyezik a teljes keresztmetszet merevségével, ekkor:

$$F_0 = \frac{K_{0,1}w - NLw}{L^2}$$

Az **A** (lineáris) eset megoldásai:

$$F_A = -1 \cdot \frac{Nw \cdot (NLv - K_{0,1}v + 2wK_{0,1})}{L \cdot (NLv + 2wK_{0,1})}$$

$$w_{krit,A} = \frac{1}{2} \cdot \frac{v \cdot (-NL + \sqrt{K_{0,1}NL})}{K_{0,1}}$$

$$F_{krit,A} = -1 \cdot \frac{N^2v}{\sqrt{K_{0,1}NL}} + \frac{N^2v}{2K_{0,1}} + \frac{Nv}{2L}$$

A **B** (parabolikus) eset megoldásai:

$$F_B = \frac{1}{8} \frac{N \cdot (-NLv^2 - 8K_{0,1}w^2)}{wK_{0,1}L} + \frac{1}{8} \frac{N \cdot \sqrt{N^2L^2v^4 + 16K_{0,1}^2v^2w^2}}{wK_{0,1}L}$$

A **C** (lineáris, törtvonalú) eset megoldásai:

A $v/6 \leq e/v \leq v/2$ intervallumon:

$$F_C = -\frac{1}{2} \frac{Nw \cdot (2NLv - 3K_{0,1}v + 6wK_{0,1})}{L \cdot (NLv + 3wK_{0,1})}$$

$$w_{krit,C} = \frac{1}{3} \frac{v \cdot \left(-NL + \frac{1}{2} \sqrt{6K_{0,1}NL} \right)}{K_{0,1}}$$

$$F_{krit,C} = -\frac{1}{3} \frac{\sqrt{6} \cdot N^2v}{\sqrt{K_{0,1}NL}} + \frac{1}{3} \frac{N^2v}{K_{0,1}} + \frac{1}{2} \frac{Nv}{L}.$$

A $0 \leq e/v \leq v/6$ intervallumon pedig:

$$F_0 = \frac{K_{0,1}w - NLw}{L^2}.$$

6. HORIZONTÁLIS ÉS KÜLPONTOS NYOMÓERŐVEL TERHELT PILLÉREK ERŐ-ELTOLÓDÁS DIAGRAMJÁNAK SZÁMÍTÁSA

A következőkben az előző vizsgálatot kiterjesztjük olyan feladatokra, amikor a nyomóerő nem központos, hanem kezdeti külpontossággal bír. Azaz olyan eseteket vizsgálunk meg, amikor $e_0 \geq 0$ (külpontos) állandó nagyságú N tengelyirányú nyomóerő és horizontális, változó F erő működik. Célunk a horizontális F erő-alakváltozási egyensúlyi görbének a vizsgálata, és az F_{krit} erő meghatározása.

A 3. fejezet egyenleteit felhasználva, ill. a bemutatott közelítő és pontos merevségi görbék esetén az alábbi megoldásokat vezethetjük le az erő-alakváltozási egyensúlyi egyenleteire. Az egyszerűbb megoldásoknál a kritikus elmozdulás és erő paraméteres alakját is közöljük.

A P (pontos, analitikus merevségi görbe) eset megoldásai:

A nemlineáris merevségi görbe behelyettesítésével, a horizontális erőt kifejezve meglehetősen bonyolult megoldásra jutunk. Ezt a jelen dolgozatban emiatt nem részletezzük.

Az A (lineáris) eset megoldásai:

$$F_A = -\frac{1}{2} \frac{N(2NLw \cdot v + 3NLe_0 \cdot v - 2K_{0,1}w \cdot v)}{L \cdot (NLv + 2wK_{0,1})} + \frac{1}{2} \frac{N(4K_{0,1}e_0w + 4K_{0,1}w^2)}{L \cdot (NLv + 2wK_{0,1})}$$

$$w_{krit,A} = \frac{1 - NLv + \sqrt{K_{0,1}NLv^2 + K_{0,1}NLe_0v}}{2K_{0,1}}$$

$$F_{krit,A} = \frac{1}{2} \frac{N^2v}{K_{0,1}} - \frac{N^2e_0v + N^2v^2}{\sqrt{K_{0,1}NLv^2 + K_{0,1}NLe_0v}} + \frac{Nv}{2L} - \frac{Ne_0}{L}$$

A B (parabolikus) eset megoldásai:

A megoldó képlet bonyolultsága miatt az alábbi segéd paraméterek segítségével írjuk fel az erő-elmozdulás egyensúlyi egyenletét:

$$a = -2NLv^2 - 16K_{0,1}w^2 - 16K_{0,1}we_0$$

$$b = 2 \cdot \sqrt{N^2L^2v^4 - 8K_{0,1}NLe_0v^2w + 16K_{0,1}^2v^2w^2}$$

$$F_B = \frac{1}{16} \frac{N \cdot (a - b)}{wK_{0,1}L}$$

A C (lineáris, törtvonalú) eset megoldásai:

A $v/6 \leq e/v \leq v/2$ intervallumon:

$$F_C = -\frac{1}{2} \frac{N \cdot (2NLw \cdot v + 3NLe_0v)}{L \cdot (NL \cdot v + 3wK_{0,1})} + \frac{1}{2} \frac{N \cdot (-3K_{0,1}w \cdot v + 6K_{0,1}e_0w + 6K_{0,1}w^2)}{L \cdot (NLv + 3wK_{0,1})}$$

$$w_{krit,C} = \frac{1 - NLv + \frac{1}{2} \sqrt{6K_{0,1}NLv^2 + 6K_{0,1}NLe_0v}}{3K_{0,1}}$$

$$F_{krit,C} = \frac{1}{3} \frac{N^2v}{K_{0,1}} - \frac{2 \cdot (N^2e_0v + N^2v^2)}{\sqrt{6K_{0,1}NLv^2 + 6K_{0,1}NLe_0v}} + \frac{Nv}{2L} - \frac{Ne_0}{L}$$

A $0 \leq e/v \leq v/6$ intervallumon pedig:

$$F_0 = -\frac{1}{2} \frac{2NLw + 3NLe_0 - 2K_{0,1}w}{L^2}$$

7. A KÜLÖNBÖZŐ TERHELÉSI ESETEK EREDMÉNYEI, MEGOLDÁSOK BEMUTATÁSA

A következőkben számpéldákat mutatunk be a fent levezetett megoldásokra. A példák egyes alapadatai megegyeznek: a megoldásokat olyan $b=100$ cm széles és $v=30$ cm vastag, tömör téglából falazott pillér esetén szemléltetjük, melynek hossza $L=150$ cm, falazati anyagának rugalmassági tényezője $E=350$ kN/cm², szilárdsága $f_k=0,35$ kN/cm². Ezek alapján a paraméteresen felírt merevségek a (7-9) egyenletek alapján számíthatóak, értékük:

$$K_{0,1} = \frac{3EJ}{L} = \frac{3 \cdot 350 \cdot 2,25 \cdot 10^5}{150} = 1,575 \cdot 10^5 \text{ kNcm}$$

$$K_{0,2} = \frac{2}{3} K_{0,1} = 1,05 \cdot 10^6 \text{ kNcm}$$

$$K_{0,3} = \frac{2,4}{3} K_{0,1} = 1,26 \cdot 10^6 \text{ kNcm}$$

7.1 Külpontos axiális N erővel terhelte rúd

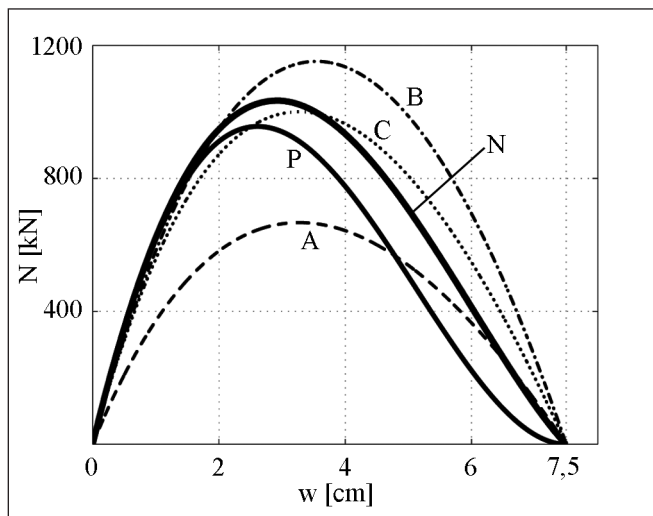
A következő esetben külpontos axiális erővel terhelte pillér erő-elmozdulás egyensúlyi útját határozzuk meg $e_0=7,5$ cm külpontosságú N tengelyirányú nyomóerő esetén.

A (12) kifejezést átrendezve

$$N = \frac{w\beta}{\frac{w \cdot L}{K_{0,1}} + \frac{e_0 \cdot L}{K_{0,2}}}$$

A merevségsökkenés β függvényeit a 3. fejezet összefüggései segítségével vettük figyelembe, a számítás eredményét a 4. ábrán mutatjuk be.

A számítást pontosabb numerikus módszerünkkel is elvégeztük. Ennek során a konzolos rudat 100 elemre osztottuk fel, az elemek inercianyomatékát az elemre ható igénybevételekből számítottuk a **P** jelű görbét felhasználva. A konzolvég w eltolódásának felvételével a rúd alakját egy kezdeti deformációs



4. ábra: A külpontosan nyomott rúd egyensúlyi útja

függvénnyel vettük fel, melyet iterációs lépések sorozatával korrigáltunk. A w eltolódáshoz iterációs lépésekkel kiszámítottuk a változó (N) terhet. Ennek eredményét az ábrán az N jelű görbe mutatja.

Több esetre is elvégeztük a számítást, hogy a különböző közelítő (P , A , B , C) összefüggések eredményeit összehasonlíthassuk a pontosabb numerikus (N) megoldással, és értékelni tudjuk a változó paraméterek hatását. A vizsgálatnál az e_0 kezdeti külpontosságot és az oszlophosszat variáltuk. A kritikus erőre kapott eredményeket az 1/a-b. táblázatokban mutatjuk be.

A w_{krit} értéke független a rúd hosszától, ez a 4. fejezetben bemutatott összefüggések alapján is belátható. Az N_{krit} kritikus erő pedig lineárisan növekedve függ az E modulustól és a b keresztmetszeti paramétértől, illetve hiperbolikusan csökkenve függ az erő e_0 kezdeti külpontosságától.

Megemlítjük, hogy a divergencia-ponton túl a rúd statikai egyensúlyi helyzete instabil.

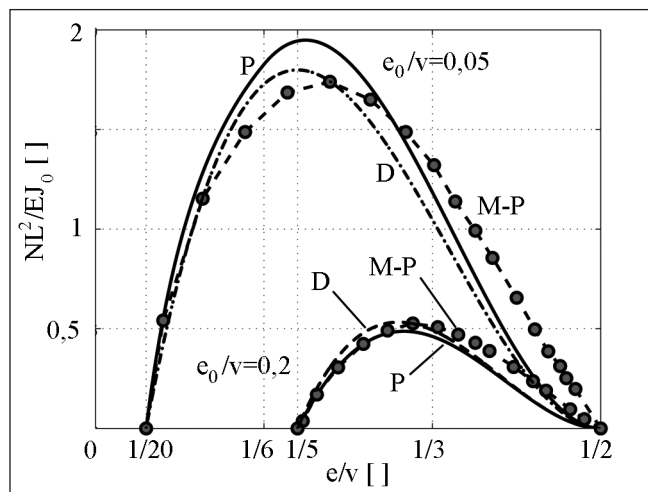
Számításainkat La Mendola és Papia (1993) numerikus eredményeivel is összevetettük, két esetben is, amikor a kezdeti relatív külpontosság: $e_0/v=0,05$ és $e_0/v=0,20$. (A pontosabb, numerikus megoldásunkat ezen az ábrán nem tüntettük fel, mivel azok kvázi megegyeznek La Mendola és Papia eredményeivel, a görbék egymást fednék.) A diagramon szereplő görbét dimenziótlanítva vettük fel La Mendola és Papia nyomán. Az 5. ábrából leolvasható, hogy kis kezdeti külpontosságnál az általunk használt összefüggéssel kb. 15%-kal túlbecsüljük a

1/a. táblázat: Az N_{krit} kritikus erő és a w_{krit} elmozdulás különböző értékei

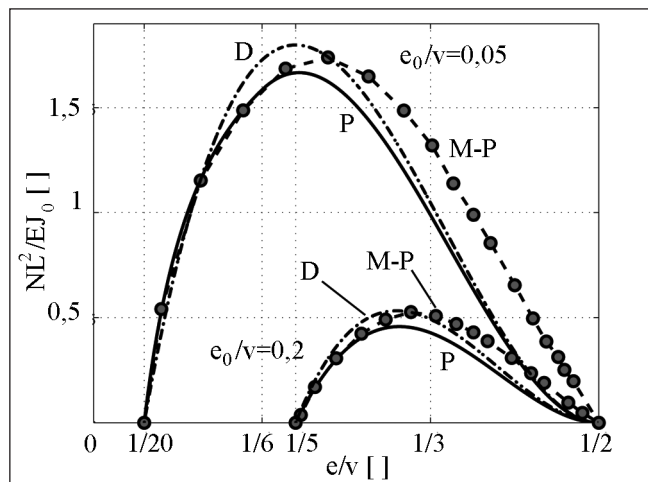
L [cm]	N_{krit} [kN]									
	$e_0=10\text{cm}$					$e_0=12,5\text{cm}$				
	N	P	A	B	C	N	P	A	B	C
150	306	272	251	459	377	38	33	55	105	82
200	172	153	141	258	212	22	19	31	59	46
250	110	98	90	165	136	14	12	20	38	30
300	77	68	63	115	94	10	8	14	26	21
w_{krit} [cm]	1,93	1,72	2,32	2,44	2,32	0,97	0,84	1,21	1,24	1,21

1/b. táblázat: Az N_{krit} kritikus erő és a w_{krit} elmozdulás különböző értékei

L [cm]	N_{krit} [kN]									
	$e_0=5\text{cm}$					$e_0=7,5\text{cm}$				
	N	P	A	B	C	N	P	A	B	C
150	2450	2400	1461	2358	2192	1033	956	667	1152	1000
200	1378	1350	822	1327	1233	581	538	375	648	563
250	882	864	526	849	789	372	344	240	415	360
300	612	600	365	590	548	258	239	167	288	250
w_{krit} [cm]	3,86	3,54	3,96	4,47	3,96	2,89	2,61	3,27	3,55	3,27



5. ábra: Az eredmények összevetése La Mendola – Papia (1993) és Dulácska (1974) eredményeivel (M-P – Mendola – Papia numerikus görbéje; D – Dulácska közelítő megoldása; P – a P-jelű merevségi görbével számolt eredmény)



6. ábra: Az eredmények összevetése La Mendola – Papia (1993) és Dulácska (1974) eredményeivel (M-P – Mendola – Papia numerikus görbéje; D – Dulácska közelítő megoldása; P – korrigált, P-jelű merevségi görbével számolt eredmény)

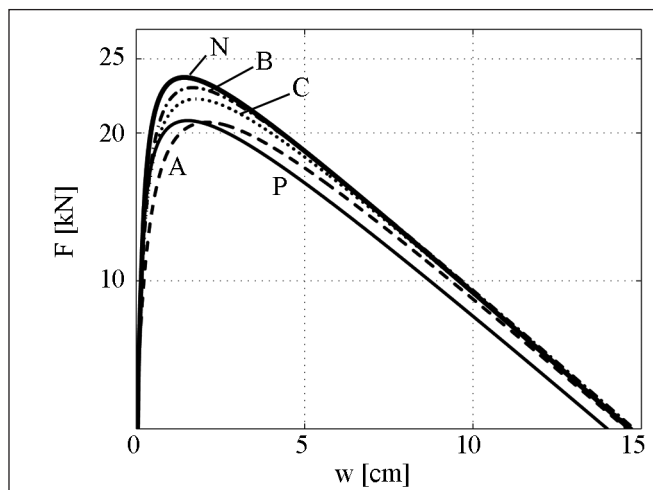
kritikus erőt, a nagyobb külpontosságú esetben a különbség csekély. A nagyobb eltérés fő oka, hogy a meggörbült rúd helyett számításainkban merev rudat veszünk figyelembe, ezzel az alakváltozásnál figyelembevett nyomaték kisebb lesz, így nagyobb kritikus erőt kapunk. Némi korrekciót végezhetünk, ha a merevség számításánál a (9) összefüggést használjuk, figyelembe véve a meggörbült rúd alakját. Ezzel ugyan kedvezőbb eredményt kaphatunk a kritikus erőre, viszont a leszálló ágon a differencia növekszik mindkét esetben (6. ábra). Gyakorlati szempontból a leszálló ág kevésbé jelentős, mert statikus terhek esetén az ág instabil.

Az ábrákon feltüntettük Dulácska korábbi közelítő módszerének (1974) eredményeit (D) is.

A bemutatott egyszerűsítő megoldások közül a P jelű merevségi görbével számolt eredmények közelítik a legjobban a pontos megoldást (5. ábra). Kis kezdeti külpontosságok esetén a biztonság rovására téved, azonban ez a merevség pontosításával, a rúd deformációjának figyelembevételével korrigálható (6. ábra).

7.2 Horizontális F erővel és kezdeti külpontosság nélküli axiális N erővel terhelt rúd

Jelen esetben olyan változó nagyságú vízszintes erővel terhelt pillért vizsgálunk külpontosan, amelynek axiális terhe $e_0=0$



7. ábra: A horizontális erővel terhelt, kezdeti külpontosság nélküli nyomott rúd egyensúlyi útja

cm kezdeti külpontosságú, $N=300$ kN értékű tengelyirányú nyomóerő.

A számítás eredményét a 3. fejezet merevségi összefüggései figyelembevételével a 7. ábrán mutatjuk be, amelyen numerikus, pontosabb megoldásunkat is feltüntettük (N).

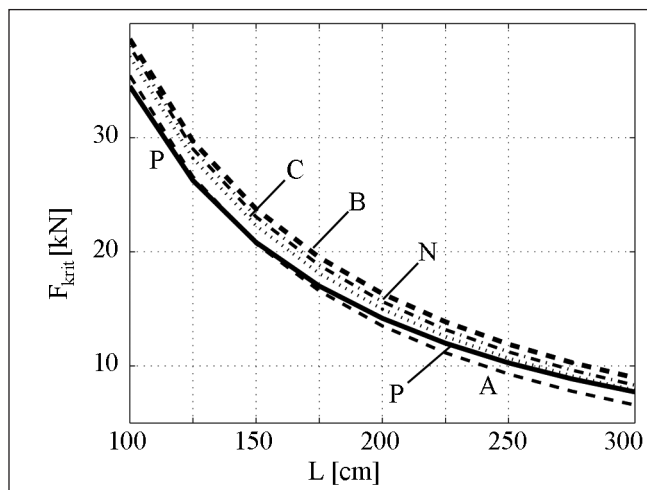
A számítást több esetre is elvégeztük, hogy a különböző közelítő (P, A, B és C) összefüggések eredményeit összehasonlíthassuk, és értékelni tudjuk a változó paraméterek hatását. A vizsgálatnál az oszlop hosszát, a nyomóerő nagyságát és a rugalmassági moduluszt változtattuk. Az eredményeket a 2. táblázat mutatja be, és a 8-10. ábrák szemléltetik.

L [cm]		N	P	A	B	C
100	F_{krit} [kN]	38,637	34,501	35,430	37,977	37,100
	w_{krit} [cm]	0,98	1,17	1,50	1,14	1,25
150	F_{krit} [kN]	23,746	20,829	20,715	23,057	22,291
	w_{krit} [cm]	1,42	1,53	2,11	1,68	1,78
200	F_{krit} [kN]	15,330	14,167	13,501	15,639	14,981
	w_{krit} [cm]	1,84	1,85	2,62	2,17	2,25
250	F_{krit} [kN]	11,900	10,265	9,287	11,225	10,672
	w_{krit} [cm]	2,23	2,15	3,04	2,64	2,66
300	F_{krit} [kN]	8,961	7,721	6,572	8,316	7,862
	w_{krit} [cm]	2,62	2,43	3,36	3,07	3,00

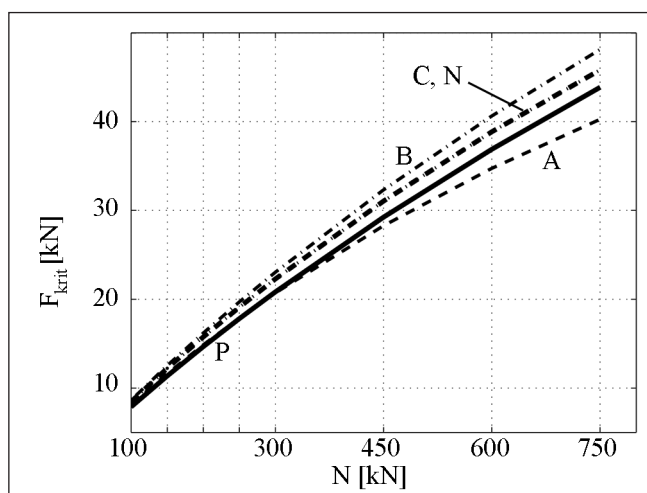
2. táblázat: Az N_{krit} kritikus erő és a w_{krit} elmozdulás különböző értékei eltérő pillérmagasság esetén

Az ábrából látható, hogy mindegyik fajta számításnál:

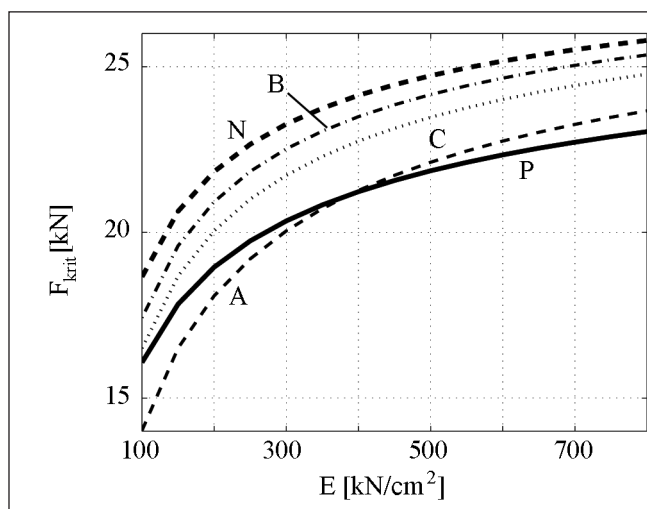
- Az axiális N erővel kezdetben gyakorlatilag lineárisan növekszik az F_{krit} kritikus erő (míg N jóval kisebb, mint a központos nyomás kritikus ereje), (9. ábra).
- A rúd hossz növekedésével hiperbolikusan csökken az F_{krit} kritikus erő (8. ábra).
- Sok esetben problémát jelenthet a rugalmassági modulus felvétele, ill. megfelelő pontosságú becslése. A megoldások ellenben azt mutatják, hogy a rugalmassági modulusban vétett hiba (a reálisnak tekinthető középső intervallumon) az F_{krit} kritikus erő értékét kevésbé befolyásolja (10. ábra).
- A tárgyalta közelítő megoldások megfelelő egyezést mutatnak a pontos megoldásokkal, a B esettől eltekintve, ahol a biztonság javára tévednek.



8. ábra: Az F_{krit} kritikus erő függése L-től



9. ábra: Az F_{krit} kritikus erő függése N-től

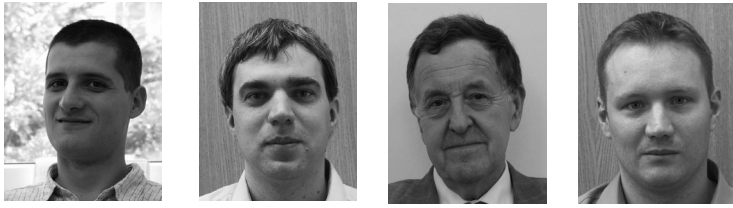


10. ábra: Az F_{krit} kritikus erő függése az E rugalmassági modulusztól

A cikk folytatása a Hivatkozásokkal együtt a VASBETONÉPÍTÉS folyóirat 2012/2 számában lesz olvasható.

AZ M43 AUTÓPÁLYÁN ÉPÜLT MÓRA FERENC TISZA-HÍD TERVEZÉSE

4. SZÉLDINAMIKAI VIZSGÁLATOK



Fornay Csaba – Nagy András – Dr. Lajos Tamás – Szabó Gergely

A Móra Ferenc híd szerelésének számítása során különös gondot kellett fordítani a szél hatásának figyelembevételére. A szélterhelés elemzésére szélcsatorna mérés készült a Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem Áramlástan Tanszékén Lajos Tamás professzor úr vezetésével. A mérési eredmények birtokában a híd aerodinamikai stabilitásvizsgálatát a tendertervhez Hegedűs István professzor úr végezte. A vizsgálatok kimutatták, hogy a szerkezet aerodinamikai stabilitásvesztéssel szembeni biztonsága építési- és végállapotban egyaránt megfelelő.

Ebben a cikkben az aerodinamikai vizsgálatokat más megközelítésben tárgyaljuk. Egy még kutatási stádiumban levő eljárást, a numerikus áramlási szimulációkra alapuló széldinamikai számítás egyes, az M43-as Tisza-híddal kapcsolatos részleteit ismertetjük. A numerikus eljárás során a szélcsatorna kísérletekkel meghatározható paraméterek (Strouhal-szám, alaki tényezők) számítása a cél.

Kulcsszavak: szabadszerelés, CFD, szerkezetdinamika, örvénygerjesztés, függőleges statikus szélteher

1. BEVEZETÉS

Az építőanyagok és az építési technológia fejlődésével igen karcsú, látványos szerkezetek épülnek napjainkban. Véleményünk szerint ennek szép példája az M43-as autópálya Tisza-hídja (Mátyássy, Fornay, Nagy, 2011; Fornay, Nagy, Szabó, 2011a, 2011b). Ezzel párhuzamosan új problémák kerülnek előtérbe, mint például a széllel kapcsolatos aerodinamikai jelenségek, amelyek vizsgálatára nagy gondot kell fordítani. A jelenség rendkívül komplex, több tudományág határterületének tekinthető, így a téma feldolgozásához első lépésként nagyszámú irodalom áttanulmányozása szükséges. Elsősorban a könyveket adjuk meg hivatkozásként (Bathe, 1996; Bisplinghoff, 1955; Bojtár, Gáspár, 2003; Ferziger, Peric, 2002; Györgyi, 2006; Hodges, Pierce, 2001; Klöppel, Thiele, 1967; Kollár, 2004; Lajos, 2008; Ludvig, 1973; Matsumoto, 2000; Zuranski, 1986).

Mostanáig elsősorban szélcsatorna kísérletek, esetleg részletes irodalmi adatok (Zuranski, 1986) adtak megfelelő információt egy adott komplex széldinamikai probléma kezelésére. Az utóbbi évtizedben azonban az áramlástan szoftverek (CFD, Computational Fluid Dynamics) erőteljes fejlődésen mentek keresztül, és ha még manapság nem is számít rutin-feladatnak, alkalmazásukkal gyakorlati problémák megoldása is lehetséges.

A híd aerodinamikai elemzését – egy államilag támogatott kutatási program és egy PhD munka keretében – CFD szimulációkra támaszkodva végeztük el, kizárólag a hídpályára koncentrálna. A vizsgálatok során a leghosszabb konzolos építési állapotot tekintettük mértékadónak (1. ábra). A hídpálya esetében elsősorban a belebegést (flutter) kellett ellenőrizni, mivel ezt tekintjük a legveszélyesebbnek irodalmi adatok alapján. A híd szerkezeti kialakításából következik a rendkívül

nagy csavarómerevség, ami nagyon kedvező; gyakorlatilag nem léphet fel olyan szélesebbesség, ami belebegési instabilitást okozna, emiatt a belebegési vizsgálatot nem ismertetjük.

Egy másik instabilitási forma az örvénygerjesztés, ami a hídpályáról leváló örvényeknek az áramlásra merőleges periodikus erőhatását jelenti. A periodikus gerjesztés frekvenciája adott esetben közel eshet a szerkezet valamelyik sajátfrekvenciájához, ami kedvezőtlenül nagy igénybevételeket okozhat, emiatt foglalkozni kell vele.

A legnehezebb feladat az időfüggő aerodinamikai gerjesztő erő számítása, amire háromdimenziós CFD modell készült. A gerjesztő erő és a csillapítás, valamint a szerkezetdinamikai jellemzők (a híd dinamikai sajátalakjai és sajátfrekvenciái) ismeretében időlépéses eljárással számítottuk a konzolvég függőleges elmozdulásait, valamint a stabilizáló járomban keletkező függőleges reakciókat. Az örvénygerjesztésen túlmenően közelítő számítás keretein belül ellenőriztük a szerkezetet helyettesítő statikus teherre, amelyet a szélcsatorna kísérletek eredményeire és az Eurocode ajánlásaira támaszkodva határoztunk meg. Az Eurocode alapján az örvénygerjesztést is megvizsgáltuk.

Amint említettük, kizárólag a hídpályát vizsgáljuk aerodinamikai szempontból, de a tenderterv során az extradosed kábelek vizsgálatára is nagy hangsúlyt kellett fektetni. A kábelek esetében többféle instabilitási forma léphet fel, mint például az örvénygerjesztés, táncolás. A kábelek párhuzamos kialakítása miatt két szomszédos kábel egymásra hatása is többlet dinamikus hatást okozhat. Kábelek esetében előfordulhat szél, eső és kábellenyomás interakciója is, amire csak néhány helyszíni megfigyelés adatai szolgálnak támpontul. Az aerodinamikai problémák nagy részét hatékonyan csökkenteni a burkolócső külső felületének spirális kialakítása. A híd kábeleli rövidnek számítanak, és a feszítőerő igen nagy, ami kedvezően hat az



1. ábra: A hídszerkezet konzolos építési állapota

aerodinamikai viselkedésre. A kábelek előzetes számítása szélteher hatására nagyon nehéz feladat, sok bizonytalanságot rejt magában, ezért nagyon fontos a későbbi beavatkozás lehetőségének biztosítása. A kábelhorgonyzásokba beépített deviátorok csillapítóként működnek, de szükség esetén külső lengéscsillapítók beépítése is lehetséges.

2. AZ ÖRVÉNYGERJESZTÉS ISMERTETÉSE

Az örvényleválás kialakulásának legfontosabb feltétele, hogy a híd az áramlásra merőleges irányban (pl. a híd hossz tengelyének irányában) közel állandó keresztmetszetű legyen. A jelenség oka a test alsó és felső eleiről induló szabad nyírórétegek instabilitása. A nyírórétegekre merőlegesen rohamosan változik a sebesség. Örvényleválás során a nyírórétegek felgöngyölödnek, és egymással kölcsönhatásban periodikusan úsznak le a testről. Ennek eredményeképpen az áramkép erősen időfüggő lesz, ami a testre ható erők ingadozását eredményezi. Kulcskérdés tehát áramlási szempontból az ingadozó erő frekvenciájának és amplitúdójának meghatározása.

A felhasznált építőanyag típusa nagy jelentőséggel bírhat az áramlási erők alakulásában. Elsősorban lekerekített kontúrú keresztmetszet esetében a felületi érdesség ugyanis alapvetően megváltoztathatja az áramképet, következésképpen az aerodinamikai erőket is. Az áramkép erősen függ a határréteg leválásának helyétől, amit pedig a felületi érdesség jelentősen befolyásol. A felületi érdesség (és a hozzááramló levegő turbulenciafoka) ugyanis nagy hatással van arra, hogy a határréteg lamináris vagy éppen turbulens. Az ún. homokérdesség például sima betonfelület esetében $k=0.2$ mm (Eurocode, MSZ-EN-1991-1-4-2007), ennek megfelelően más szélirányú erőtevényezőket kell használni, mint például egy mázolt acélfelületnél. A keresztirányú erőtevényező és a Strouhal-szám viszont gyakorlatilag nem függ a felületi érdességtől (MSZ-EN-1991-1-4-2007).

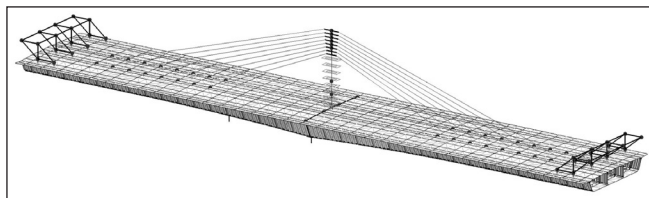
Az M43-as hídpálya keresztmetszetileg alapvetően szögletes kialakítású, így itt a felületi érdesség, azaz az alsó és felső lemezek beton volta áramlástanilag gyakorlatilag nem játszik szerepet. Ennek oka az, hogy a szögletes sarkoknál a határréteg mindenképpen leválik, függetlenül a felület homokérdességétől.

3. A SZERKEZETDINAMIKAI JELLEMZŐK SZÁMÍTÁSA

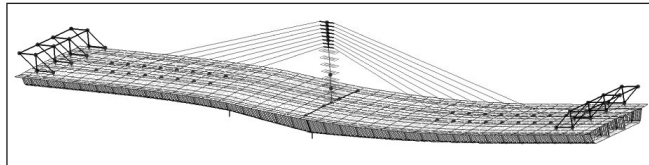
A széldinamikai számítások első lépése a szerkezet dinamikai sajátalakjainak meghatározása, ami összetett szerkezetek esetében praktikusán végeeselemes programmal történik. A hídszerkezet szerkezetdinamikai modellje a 2. ábrán látható. A modellt az AXIS általános végeeselemes programrendszer 9.0 verziójával készítettük. A szerkezetdinamikai modellek esetében különös gondot kell fordítani arra, hogy a modell minél egyszerűbb legyen, így elsősorban rúdelemekből álló modelleket szoktak készíteni. A híd egyedi mechanikai viselkedése azonban itt mégis egy teljes felületszerkezeti végeeselemes modellt követelt, hiszen a hullámgerinc viselkedése mind a hajlító, mind a csavaró sajátfrekvenciákra nagy hatással van, amit nagyon nehéz rúdmodellel követni. A modellezésnél – dinamikai számításról lévén szó – nagy hangsúlyt fektettünk a szerkezeti tömegek minél pontosabb megadására, így az egyes diafragmákat, lehorgonyzó tömböket és a zsaluzó kocsit magát is külön koncentrált tömegpontokként kellett hozzáadni a héjmodellhez. A 3. ábrán az első hajlító lengésalakot mutatjuk be, amihez 0,54 Hz frekvencia tartozik.

A betonminőség C45/55, ennek megfelelően az érintő rugalmassági moduluszt a közúti hídszabályzat alapján $E=3570\text{kN/cm}^2$ értékre vettük fel. Beton esetében közismert, hogy a rugalmassági modulusz változik a beton korával, ráadásul a bedolgozott beton minősége is eltérhet a tervezettől. Emiatt széldinamikai számításokhoz kiszámítottuk a dinamikai

2. ábra: A hídszerkezet szerkezetdinamikai modellje



3. ábra: A hídszerkezet első lengésalakja (0,54Hz)

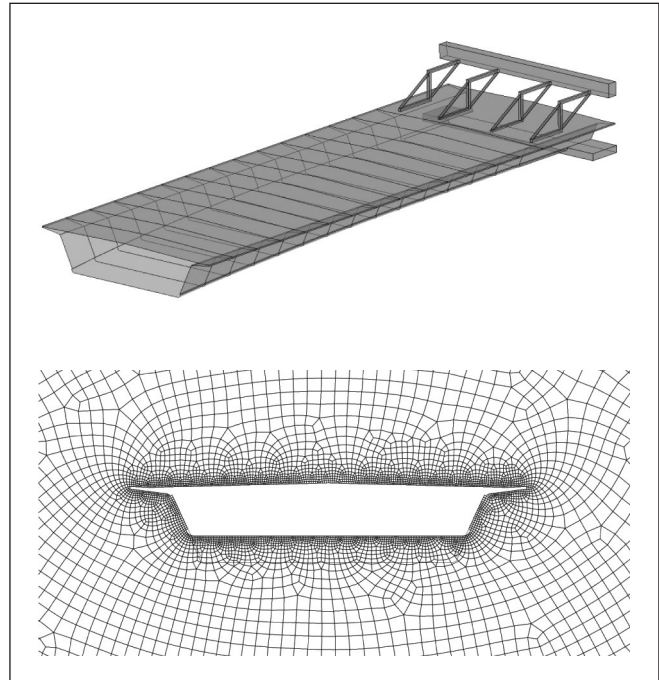


jellemzőket C40/50 és C50/60 betonszilárdsági osztály feltételezésével is annak érdekében, hogy a rugalmassági modulus változásának hatását megvizsgáljuk. Megállapítottuk, hogy az első néhány frekvenciánál a második tizedes jegyben nem jelentkezt eltérés a különböző betonszilárdságokhoz tartozó rugalmassági modulusokkal számolva, így a rugalmassági modulus idő- és technológiafüggő változását elhanyagolhatónak tekinthetjük a dinamikai számítások során.

4. AZ ÁRAMLÁSI ERŐK SZÁMÍTÁSA

Az áramlási erők numerikus számítása a legnehezebb feladat-rész a teljes modellezési folyamatban. Az áramlási szimulációk néhány szempontból hasonlóak az építőmérnöki körökben ismert véges elemes eljárásokhoz, sok szempontból azonban teljesen eltérők. Hasonlóak abban, hogy a vizsgált fizikai tartományt felosztják diszkrét elemekre, és az ismeretlen függvény-mezők (jelen esetben nem elmozdulások, hanem áramlási sebességkomponensek és a nyomás, valamint a turbulenciát leíró transzporttagok) értékeit csak ezeken a diszkrét helyeken keresik (Ansys Help Release 13.0, Ferziger, Peric, 2002). A megoldásban tehát mátrixegyenleteket oldanak meg a programok. A modellezés azonban lényegesen eltérő; itt nem az adott szilárdtestet, hanem éppen az azon kívüli áramlási teret kell diszkrétizálni, felosztani ún. cellákra. A megoldási stratégia többnyire az ún. véges térfogatok módszerén alapszik, amelynek során a cellák oldalain, mint ellenőrző felületeken a ki- és beáramló közegre írnak fel egyensúlyi kifejezéseket. Aerodinamikai feladatoknál a felosztás sűrűsége rendkívül nagy, a megfelelő áramkép számításához igen nagy cellaszám szükséges, ami a szerkezeti véges elemes számításokhoz képest szokatlanul nagy számítási időben jelentkezik. Tovább növeli a számítási időt, hogy szokásos (lineáris) szerkezetmechanikai problémákkal ellentétben az áramlás modellezése minden esetben nemlineáris egyenletrendszerhez vezet. Áramlási szimulációknál a turbulencia modellezése is igen fontos kérdés. A CFD szoftverek turbulencia modellek széles skáláját ajánlják fel. Tudni kell azonban, hogy nem létezik univerzális, azaz mindenféle áramlási problémára megfelelő típus. Építőmérnöki feladatoknál, ahol fontos lehet az áramlás időfüggő viselkedésének nyomon követése, az ún. LES (Large Eddy Simulation, nagyörvény-szimuláció) és SAS (Scale Adaptive Simulation) turbulencia modelleket fejlesztették ki, amelyek ígéretes eredményeket szolgáltatnak (Szabó, Györgyi, 2011).

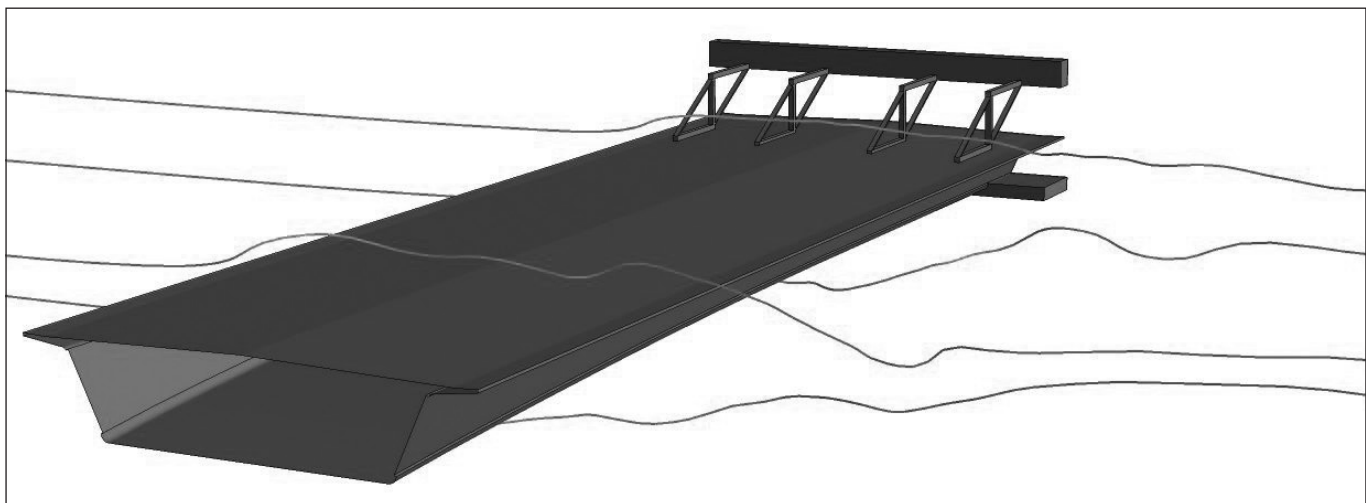
Ebben a kutatási egységben a teljes konzolos állapotban levő hídszerkezetet magába foglaló áramlási modell megalkotása



4. ábra: A numerikus háló a híd körül

volt a cél, amivel a valóság elegendően pontos követését reméljük a későbbiekben. A komplex modellezéssel lehetőség nyílik a sok esetben erős elhanyagolásokkal megalkotott, egyszerűsített matematikai modellek ellenőrzésére. A jelenleg rendelkezésre álló számítógépes kapacitások miatt azonban számos kompromisszumot kellett elfogadnunk a modellezésnél. Az első és legfontosabb döntés az volt, hogy a numerikus modellt nem az 1:1-es, hanem 1:100-as méretaránynál végeztük el, ami felveti a hasonlósági törvényekkel kapcsolatos problémákat. Tekintettel azonban arra, hogy a keresztmetszet szögletesnek tekinthető, a Reynolds-szám függetlenség feltételezhető, így a kicsinyített modellre számított erők a valós geometriára egyszerűen átszámíthatók. Röviden megemlítjük, hogy az 1:1-es léptéken való modellezés azért nem kivitelezhető, mert a Reynolds-szám ugyanolyan szélsőértéket feltételezve sokkal nagyobb, mint egy 1:100-as modell esetében, emiatt a határreteg hálózást tovább kell finomítani, ami nagymértékben megnöveli az egyenletrendszerek méretét. További probléma, hogy az 1:1-es méreten az örvényleválás frekvenciája azonos szélsőérték esetében századrésze az 1:100-as modelléhez képest (Strouhal-szám alapján), így a modellezendő időlépték is hosszabb, ami több időlépést igényel. Összességében tehát

5. ábra: Áramvonalak a híd körül ($U = 10 \text{ m/s}$)



nagyobb cellaszám párosul több szükséges időlépéssel 1:1-es kivitel esetében, ami nem kivitelezhető a jelenlegi számítógépes kapacitások mellett.

Fontos feltételezés továbbá, hogy a szerkezet áramlási erők hatására bekövetkező mozgásai nem túl nagyok, így az áramlási erők nem módosulnak jelentősen a mozgó szerkezet körül a nem mozgó szerkezet esetéhez képest. Ez talán a legbizonytalanabb pontja a számításnak, és a leginkább kutatást igénylő téma. A vizsgált híd nagy szerkezeti merevsége miatt jelen kutatási fázisban a szerkezetet a fenti értelmezés alapján fixnek feltételezzük. Az 1:100-as lépték azért előnyös, mert a korábbi szekción végzett mérések is 1:100-as léptékben készültek, így összehasonlítás könnyen végezhető. Mint említettük, a számítási időigény rendkívül nagy, így a cellaszámot korábbi tapasztalatok alapján 1,5 millióban terveztük maximalizálni a számítás kivitelezhetősége érdekében. Ennek eredményeképpen a 4. ábrán látható numerikus hálózást készítettük. A "hid-mérlegnek" csak az egyik ágát vettük figyelembe a modellezés során.

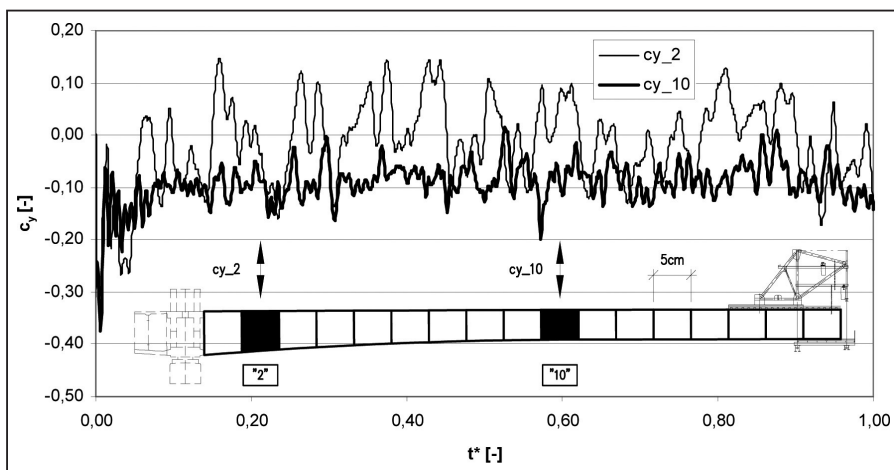
A számításban definiálni kell a belépő szélességet, ami időben és a belépő peremfelületen térben konstans $U=10$ m/s nagyságú érték, vízszintes irányban. A számítás unsteady (időfüggő), $\Delta t=0,0002$ s időlépéssel. Az időlépések száma $N=10.000$, így $T=2$ s időtartam alatt vizsgálhatjuk az örvénygerjesztést (ehhez kb. 10 nap számítási idő szükséges 4 processzoros párhuzamos futtatás esetén, processzor: Intel Quad Q6600 2,40 GHz, memória: 8 Gb). A számítást követően elsőként a híd körüli áramvonalakat (5. ábra) mutatjuk be, ami alapján a durva számítási hibákat ki lehet szűrni csakúgy, mint statikai számításoknál az elmozdulások ellenőrzése során.

A számítást a korábban említett okok miatt fix geometrián végeztük. Megjegyezzük, hogy belebegés vizsgálat (flutter) numerikus megoldása esetében csak mozgó modellek vagy kapcsolt szimulációk jöhetnek szóba (Szabó, Kristóf, 2010), ugyanis a szerkezet mozgásának és a mozgó szerkezetre ható aerodinamikai erőknek a kölcsönhatása kulcskérdés a probléma megoldásában.

5. SZERKEZETDINAMIKAI SZÁMÍTÁSOK

A konzolos szabadszerelés esetében a konzolvég függőleges mozgásán túlmenően kulcskérdés a stabilizáló járomra jutó erő meghatározása is, amelyhez a szélből adódó többletterhelés jelentékenyen hozzájárulhat. A terepadottságok elemzéséből kitűnik, hogy a híd-mérleg két oldala nagy valószínűséggel különböző szélterhet kaphat; a meder oldal a szélnek teljesen kitett, az ártéri oldal erdővel védett. Ennek a bonyolult környezetnek a részletes CFD modellezése helyett a biztonság javára csak a meder oldali szélterhet vesszük figyelembe. Hasonló helyzetekben a terepet is magába foglaló szélcsatorna modellek épülhetnek (Mathivat, 1983).

Az áramlási számítások eredményeképpen megkapjuk az időfüggő felhajtóerőket, amelyekből elő kell állítani a felhajtóerő-tényezőket a következő képlettel: $c_y = F_y / (0,5\rho U^2 BL)$, ahol ρ a levegő sűrűsége, B és L a vizsgált híd-szelet szélessége és hosszúsága, U a szélesség, F_y a pillanatnyi felhajtóerő. Az így kapott felhajtóerő-tényező függvényeket a 6. ábrán mutatjuk. Az erő-tényező kigyűjtésekor a hídmodellt 5 cm hosszúságú szeletekre osztottuk. A jobb átláthatóság kedvéért

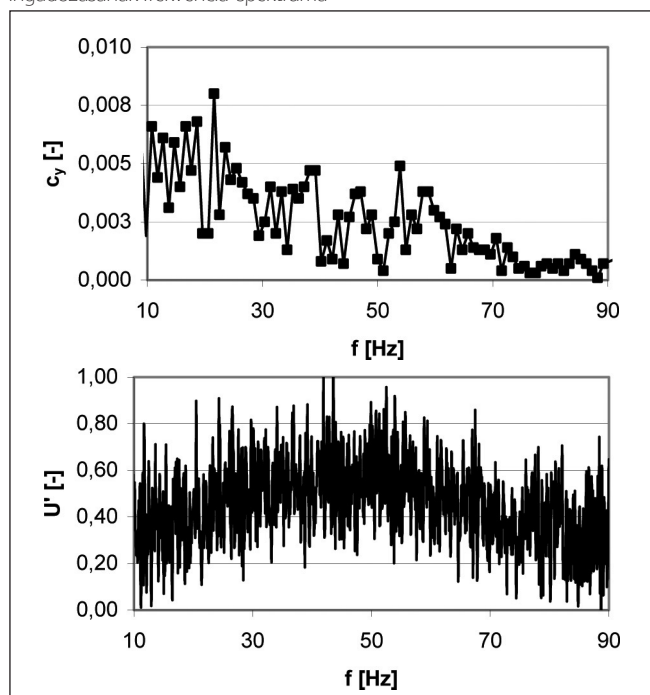


6. ábra: Időfüggő felhajtóerő tényezők

csak a 2-es és 10-es szeletre mutatjuk be az erő-tényező idősorokat. Láthatóan az egymástól távol levő metszetekre (a modellen 40 cm, a valóságban 40 m a távolság) ható erők korrelálatlanok, ami a térbeli modellezés szükségességét mutatja.

A korábban elvégzett szélcsatorna mérések eredményei a statikus erő-tényezők (az ingadozó erők időbeli átlaga) és az ingadozás frekvencia-spektruma. Az erőingadozás mérése rendkívül nehéz feladat, ezért ehelyett csak a modell nyomában a levegő áramlási sebességének ingadozását mérték hődrót segítségével, így csak kvalitatív összehasonlítást tudunk végezni a számított erő-tényező spektrumával (nem azonos mértékegységek). A 7. ábrán a modell 10-es szeletére ható felhajtóerő-spektrum, és a légáramlás sebesség-ingadozás spektruma látható (dimenzió nélkül). A frekvencia-eloszlásból látható (mind a mért, mind a számított esetben), hogy nem jelentkezik határozott csúcserték egy konkrét frekvenciánál, az eloszlás folytonos. Ennek oka az, hogy a hídpályáról sokféle méretben válnak le örvények, így sokféle frekvencia jelentkezik mind a sebesség-ingadozásban, mind a felhajtóerőben. A modell 10-es szeletére (ez a szelet ekvivalens a szélcsatorna modell keresztmetszetével) ható ingadozó felhajtóerő-tényező átlagértéke (ez a mennyiség mérhető) $\bar{c}_y = -0,10$ (negatív érték lefelé mutató erőt jelent, tehát a keresztmetszet fordított repülőgép-szárnyként viselkedik), ami jól egyezik a szélcsa-

7. ábra: A számított erő-tényező ingadozások és a mért szélesség ingadozásának frekvencia-spektruma



torna modell mérési eredményeivel (6. és 10. ábrák). Habár nem állnak rendelkezésre szélcsatorna mérésekből időfüggő felhajtóerő tényezők, csak azok átlagértékei, a CFD számítás eredményeit jelen kutatási stádiumban elfogadjuk, és a szerkezetdinamikai számításokhoz felhasználjuk.

A felhajtóerő-tényezőket dimenzió-analízis alapján (Lajos, 2008) dimenzió nélküli idő függvényekként állítottuk elő (γ^*), ami a nagykivitelre (azaz a valós hidra) már közvetlenül alkalmazható bármilyen szélsősebesség esetében (a szélsősebesség változtatásával a valós időskála és a felhajtóerő is változik). A szerkezet dinamikai jellemzői (sajátfrekvenciák és sajátalakok) és a dimenzióatlanított erőtenyező-függvények birtokában számíthatók a valós hídszerkezet dinamikus elmozdulásai és a járomreakciók. A számításokhoz a Newmark- β numerikus integrálási eljárást használtuk kombinálva modálanalízissel (Bathe, 1996; Györgyi, 2006). A numerikus sémát c++ környezetben programoztuk. A kiindulási differenciál-egyenletben (1) \mathbf{M} és \mathbf{K} a tömeg és merevségi mátrixok, \mathbf{q} a külső tehervektor, ami a 6. ábrán látható erőtenyező-függvényekből állítható elő, ω_{or} az r -edik sajátkörfrekvencia, γ a csillapítási paraméter (logaritmusos dekrementum π -vel osztott értéke). Az (1) egyenlet arányos csillapítást feltételez, ráadásul minden lengésalakhoz azonos csillapítási paraméter tartozik (frekvencia független szerkezeti csillapítás), összhangban az Eurocode-dal. Az (1)-es egyenlet csak formálisan írható fel, mivel a csillapítási mátrixot az r -edik sajátkörfrekvenciák segítségével fejezzük ki. A modálanalízis segítségével az (1) mátrix-egyenlet azonban szétesik skalár-egyenletekre, így a csillapítási mátrix tényleges felírása szükségtelen.

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}(t) + \frac{\gamma}{\omega_{or}} \mathbf{K}\dot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{x}(t) = \mathbf{q}(t) \quad (1)$$

Az (1) egyenlet a modálanalízis szabályai szerint átalakítható, így a mérete redukálható az $\mathbf{x}=\mathbf{V}\mathbf{y}$, $\mathbf{f}=\mathbf{V}^T\mathbf{q}$ összefüggések segítségével, ahol \mathbf{V} a dinamikai sajátvektorok mátrixa, amit a lengésalakokból egyszerűen kinyertünk. Az \mathbf{y} ismeretlen vektor mérete attól függ, hogy hány sajátalakkal számolunk. Numerikus tapasztalataink alapján amennyiben csak a dinamikus elmozdulásokat számítjuk, az első lengésalak kielégítő pontosságot biztosít. Ennek megfelelően az (1) egyenletből a (2) skalár-egyenlet adódik, így a számítási eljárás rendkívül gyors. A képletben az 1-es index jelöli, hogy csak az 1. lengésalakot vettük figyelembe. Megjegyezzük, hogy az igénybevételek számításához már nem lenne elegendő csak az első lengésalakkal való számítás a megfelelő pontosság eléréséhez.

Az időfüggő tehervektor 10.000 elemet tartalmaz a CFD számításoknak megfelelően, a nagykivitelre az időlépés $\Delta t=0,02$ s, az időtartam $T=200$ s. A (2) megoldásának eredménye a keresett y_1 idő-függvény, amiből az \mathbf{x} elmozdulás vektor visszszámítható. Az y_1 időfüggvényből az adott lengésalakhoz tartozó járomreakció segítségével a valós dinamikus járomreakció is számítható.

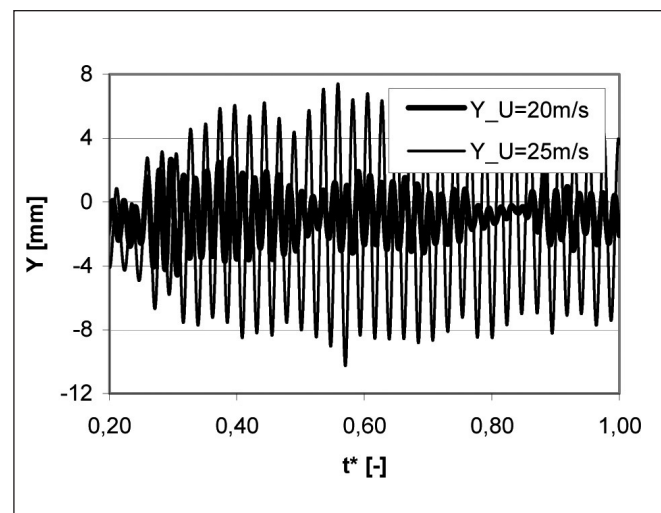
$$\ddot{y}_1(t) + \gamma\omega_{o1}\dot{y}_1(t) + \omega_{o1}^2 y_1(t) = f_1(t) \quad (2)$$

Szerkezetek örvénygerjesztés terheire történő számítása esetében a szerkezeti csillapításnak döntő szerepe van az elmozdulások számításában. Sajnos, éppen ez az a paraméter, amely az anyagtulajdonságok közül a legnehezebben becsülhető. Az Eurocode táblázatosan megadja, hogy egyes építőmérnöki szerkezetek esetén milyen csillapítási paraméterrel kell számolni. Repedezetlen beton esetében (feszített betonnál) a csillapítás logaritmusos dekrementuma $\delta=0,04$ (MSZ-EN-1991-1-4-2007), így a csillapítási paraméter $\gamma=\delta/\pi=0,0127$. A logaritmusos dekrementum repedezett be-

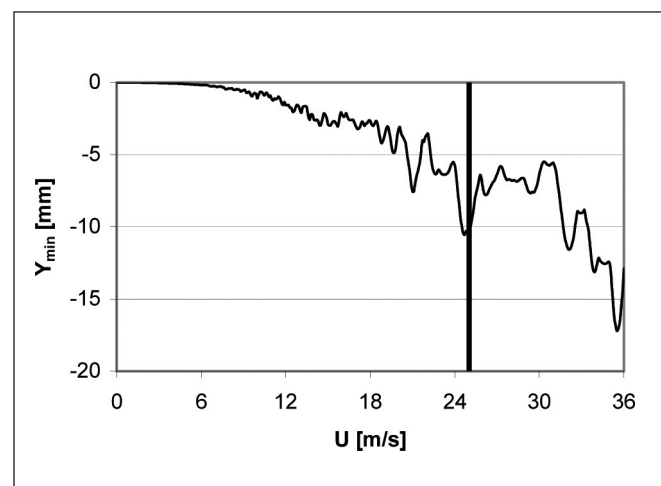
tonnál már $\delta=0,10$, ami a repedések súrlódásnövelő hatásának eredménye. Megjegyezzük, hogy a megadott csillapítások csak egy bizonyos feszültségi szint felett érvényesek. Betonhidak csillapításának helyes felvétele tehát további irodalomkutatást, meglévő hidakon végzett méréseket igényel.

6. A NUMERIKUS EREDMÉNYEK BEMUTATÁSA

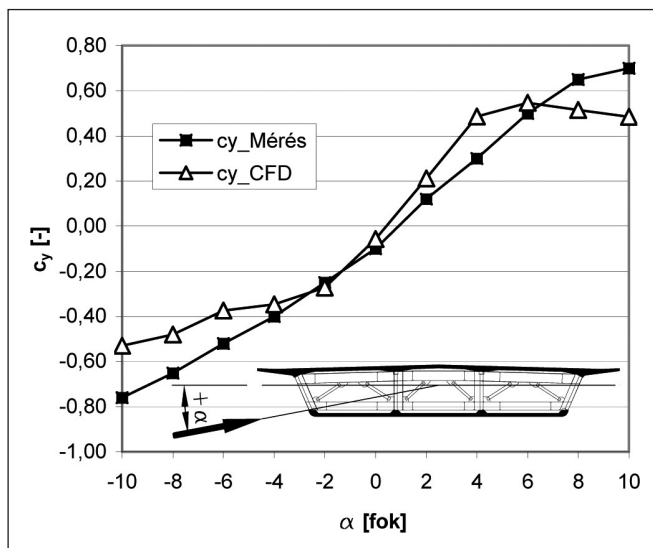
A CFD számításokból kapott teherfüggvények alapján a szerkezetdinamikai jellemzők ismeretében számítottuk a szerkezet mozgásait és a járomreakciókat. A 8. ábrán a szerkezet végpontjának függőleges elmozdulásai láthatóak két különböző szélsősebességnél a dimenzióatlanított idő függvényében. A 9. ábrán az elmozdulások szélsőértékeit (minimum értékek a mértékadóak) ábrázoltuk a szélsősebesség függvényében annak érdekében, hogy a mértékadó szélsősebességet megtaláljuk. Jól láthatóan a szélsősebesség függvényében sok lokális csúcserték jelentkezik, ami a felhajtóerő-spektrum folytonos (nem egy konkrét csúcs jelentkezik) jellegének eredménye (7. ábra). Az örvénygerjesztés számításához – az Eurocode ajánlásával összhangban – nem a maximális szélsősebességet, hanem a 10 perces referencia-időtartamhoz tartozó átlag szélsősebességet vesszük alapul, ami esetünkben 25 m/s (a 9. ábrán függőleges vonallal jelölve). Ennek megfelelően 10 mm-es függőleges lengés amplitúdó tud kialakulni 0,54 Hz frekvencia mellett, ehhez 555 kN járomreakció ingadozás tartozik.



8. ábra: A szerkezet végpontjának dinamikus elmozdulásai



9. ábra: Maximális elmozdulások a szélsősebesség függvényében



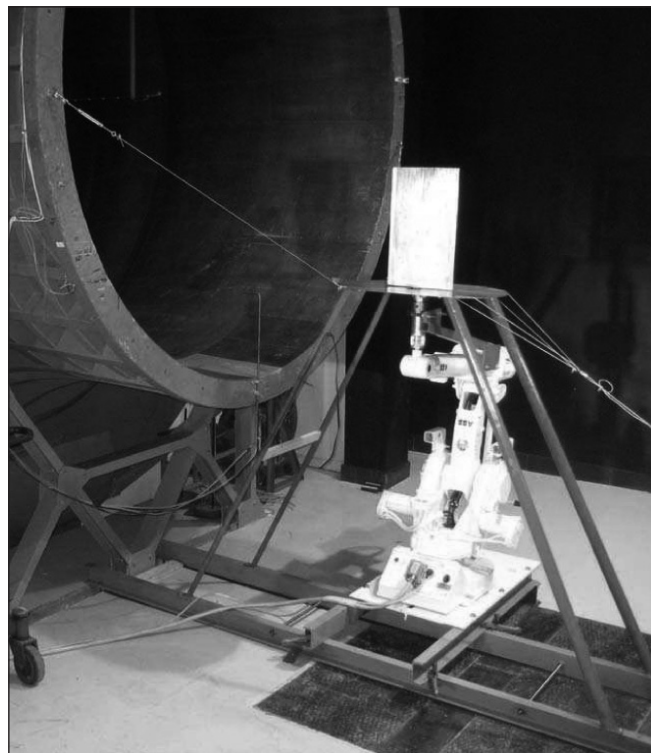
10. ábra: Felhajtóerő-tényezők az állásszög függvényében

7. A KÖZELÍTŐ SZÁMÍTÁS BEMUTATÁSA

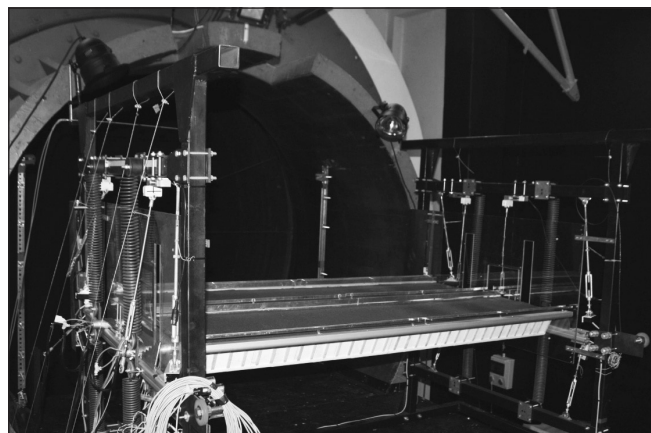
A tervezési állapotban nem volt lehetőség CFD szimulációk végrehajtására, ezért a szélsatorna mérési eredményeket és az Eurocode előírásait vettük alapul a szélteher felvételére. A stabilizáló járom tervezéséhez a hídpályára ható függőleges szélteher megállapítása volt a feladat. A korábbi hídszabályzatok csak vízszintes szélterheket definiálnak, ezzel szemben függőleges hatás is fellép, aminek számítására a teljes hidat magába foglaló szélsatorna kísérleteket is készítenek (Mathivat, 1983). A hivatkozott irodalomban egy feszített beton híd-mérleg esetében becsülték a függőleges szélterhet, ami $0,55 \text{ kN/m}^2$ lefelé ható erő a meder felőli hídágra. Látható tehát, hogy a függőleges szélteher meglepően nagy felületi terhet jelenthet, amit hozzá kell adni az egyéb, a híd-mérleget destabilizáló erőkhöz.

Az M43-as híd szélsatorna mérései során meghatározták a hidra ható függőleges erőtenyezőket (10. ábra). Az 1:100-as modell és a szélsatorna mérőtérben való elhelyezése a 11. ábrán látható (az ábrán bemutatjuk a kutatásainkhoz készített nagyobb méretű, részletesebb szekciómodellt is). A modellt egy precíziós robotkarra rögzítették, amelynek segítségével a modell állásszögét könnyen be lehetett állítani. A méréseket ugyanis úgy végezték el, hogy a híd-keresztmetszetet nemcsak vízszintes irányban, hanem felülről és alulról is támadták. Ez az ún. támadási szög -10 és $+10$ fok között változott. Ez azért fontos, mert a valóságban sem teljesen vízszintesen érkezik a szél a turbulencia miatt. Az is lényeges, hogy már 0 támadási szög esetében (vízszintes szélirány) sem nulla a függőleges szélteher, hanem $c_y = -0,1$ függőleges erőtenyező adódik (statikus, átlagérték), ami lefelé ható erőt eredményez. A turbulencia figyelembe vételére ± 10 fokos támadási szöget veszünk, ekkor $\bar{c}_y = -0,8$ (lefelé ható) és $\bar{c}_y = 0,7$ (felfelé ható) függőleges alaki tényezőket kapunk. Az Eurocode ± 10 fokos támadási szöghöz $\bar{c}_y = \pm 0,9$ függőleges alaki tényezőt ajánl. A mérések és az Eurocode alapján a biztonság javára $c_y = \pm 0,9$ alaki tényezőt vettünk. A 10. ábrán egy korábbi síkbeli áramlási szimuláció eredményeit is közöljük (Szabó, Györgyi, 2009), ami jó összhangban van a mérési eredményekkel.

Az alaki tényező birtokában meg kell határozni a mértékadó szélsébséget, amihez az Eurocode képleteit használtuk fel. A mértékadó szélsébség 36 m/s (a szélprofil alapján a hídpálya magasságában számítva), amiből a dinamikus nyomás (torlónyomás) $q = 0,81 \text{ kN/m}^2$, így a híd felületre $p = 0,73 \text{ kN/}$



11. ábra: A tendertervezhez készített (felső) és egy részletesebb szélsatorna modell (alsó)



m^2 ($\bar{c}_y = 0,9$) felületi teher hathat felfelé és lefelé is. Amint azt korábban említettük, a terepviszonyokat figyelembe véve csak a meder oldali hídágot terheljük, így a stabilizáló járomra jelentős többletterhelés adódott. A fent ismertetett teherből $\pm 66 \text{ mm}$ konzolvégi elmozdulás és $\pm 3660 \text{ kN}$ stabilizáló járomreakció keletkezik.

A helyettesítő statikus terheken túlmenően az Eurocode útmutatást ad örvénygerjesztés számítására is, amit az előző pontokban numerikus szimulációval végeztünk. A (3) képlet alapján megkapjuk a konzolvég maximális dinamikus elmozdulását. A képletben D a keresztmetszet magassága ($\sim 4 \text{ m}$), c'_y a keresztirányú (dinamikus) alaki tényező, ami a \bar{c}_y átlag körüli ingadozó érték. St a Strouhal-szám, $K_w = 0,757$ és $K = 0,13$ a szerkezet lengésalakjának és a szélterhelés térbeli eloszlásának viszonyát figyelembe vevő korrelációs tényezők. Sc az ún. Scrouton-szám ((4) képlet), ami a szerkezet tömegének (i -edik lengésalakhoz tartozó helyettesítő folyóméter tömeg: $m_{i,y}$) és szerkezeti csillapításának (logaritmikus dekrementum: δ_s) viszonyát adja meg a keresztmetszet körül levő levegő tömegéhez képest, ezzel tulajdonképpen a szerkezet széllel szembeni tehetetlenségét, érzékenységét jellemzi. Betonhídról lévén szó a szerkezeti tömeg nagy, így a Scrouton-szám értéke is nagy. Mivel a Scrouton-szám a nevezőben van, a nagy szerkezeti tömeg csökkenti a szél által keltett dinamikus

hatást. A maximális amplitúdó számításához szükség van a keresztirányú alaki tényezőre és a Strouhal-számra. Ebben az esetben nem a helyettesítő statikus vizsgálatoknál ismertett statikus keresztirányú alaki tényezőre van szükség, hanem a vizsgált keresztmetszet örvények keltette erőkhöz tartozó, az erőingadozást leíró alaki tényezőjére. A Strouhal-szám ($St=fD/U$) dimenzió nélküli kifejezés a gerjesztő frekvenciát, a szélesebséget és a szélre merőleges méretet tartalmazza, így adott szélesebségnél a gerjesztő frekvenciát ki lehet számítani. A keresztirányú alaki tényezőre és Strouhal-számra csak néhány idealizált keresztmetszet esetében kapunk útmutatást az Eurocode alapján, ezért általános hídkeresztmetszet esetében szélcsatorna-kísérletek vagy CFD szimuláció szükségesek. Mint említettük, a szélcsatorna-kísérletek nem szolgáltatnak adatot az ingadozó erő amplitúdójára, így a c'_y -t innen nem kapjuk meg. Az örvénygerjesztés spektrumából és a méréshez tartozó szélesebségből a Strouhal-számot 0,16-ra becsüljük. A 6. ábrán látható ingadozó erőtényezőből rendkívül nehéz az ingadozó értéket becsülni, hiszen a 7. ábra alapján sok frekvencia van jelen, nincs határozott átlagérték körüli határozott periodikus ingadozás, mint például kör keresztmetszet esetében. A $c_y=0,10$ a legnagyobb ingadozó amplitúdó, ezért ezt az értéket vesszük alapul. Jól láthatóan nagy a bizonytalanság mind a Strouhal-szám, mind az erőingadozás amplitúdójának (c'_y) meghatározásában még numerikus szimuláció eredményeinek birtokában is.

Ha kizárólag az Eurocode-ra kívánunk támaszkodni a Strouhal-számot és az ingadozó erőtényezőt illetően, a megadott táblázatból kell a megfelelő keresztmetszetet kiválasztanunk. A legnehezebb feladat annak megítélése, hogy a vizsgálandó keresztmetszet közelíthető-e valamelyik idealizált keresztmetszettel. A táblázatban szereplő keresztmetszetek közül a megfelelő oldalarányú téglalapot találjuk hasonlónak a széles hídkeresztmetszethez, amire $St=0,10$ körüli érték kapható. Az ingadozó keresztirányú erőtényező ugyanerre a téglalpra $c'_y=1,10$.

$$\max(Y) = D \cdot K_w \cdot K \cdot c'_y \cdot \frac{l}{St^2} \cdot \frac{l}{Sc} \quad (3)$$

$$Sc = \frac{2 \cdot m_{i,y} \cdot \delta_s}{\rho \cdot D^2} = \frac{2 \cdot 44000 \cdot 0,04}{1,25 \cdot 4,00^2} = 176 \quad (4)$$

Ha a Strouhal-számot és a keresztirányú dinamikus erőtényezőt az Eurocode alapján vesszük fel ($St=0,10$, $c_y=1,10$), a maximális konzolvégi dinamikus elmozdulás $Y=246$ mm-re adódik (22 m/s kritikus szélesebségnél). A szélcsatorna mérésekre és a CFD szimulációra támaszkodva ($St=0,16$, $c'_y=0,10$) $Y=8$ mm számítható (14 m/s kritikus szélesebségnél). Megállapítható, hogy nagyságrendi eltérés adódhat az alaki tényező és a Strouhal-szám függvényében. Megjegyezzük, hogy (Györgyi és Szabó, 2008) a (2) képlet alapján egy kör keresztmetszetű kéményt (örvénygerjesztés szempontjából egy híd konzollal analóg szerkezet) vizsgált örvénygerjesztésre, aminek eredményei jó összhangban vannak az Eurocode alapján számított értékekkel. Kör keresztmetszet esetében az áramlási erőket illetően egyszerűbb a helyzet, mivel az Eurocode egyértelműen megadja a Strouhal-számot és a keresztirányú dinamikus alaki tényezőt. Összefoglalásként megállapítható, hogy egy konzolos hídág örvénygerjesztésre történő közelítő számításához az Eurocode (3) és (4) képletei megfelelőek, de a bemenő adatok (Strouhal-szám és a keresztirányú dinamikus alaki tényező) helyes felvétele elengedhetetlen. Emiatt már közelítő számításokhoz is szélcsatorna kísérletek vagy CFD szimuláció javasolható a hidakra jellemző bonyolult keresztmetszeti kontúr miatt, nem elegendő „hasonló” keresztmetszet

aerodinamikai jellemzőit használni. További észrevétel, hogy a 6. és 7. ábrák alapján nehéz becsülni a szélterhelési paramétereket, ezért ilyen esetekben a (2) képlet alapján végzett numerikus eljárás korrektebb, mivel a terhelési függvényből ekkor nem szükséges a fenti paramétereket becsülni.

8. MEGÁLLAPÍTÁSOK

Ebben a cikkünkben egy jelenleg intenzíven folytatott kutatási témába kívántunk betekintést nyújtani az M43-as Tisza híd széldinamikai vizsgálatának kapcsán, elsősorban az örvénygerjesztés jelenségére koncentrálna. Komplex szerkezetdinamikai és áramlástanai modellek eredményeire támaszkodva számítottuk a konzolvégi elmozdulást és a járomreakciót vízszintes irányú szélben. Az örvénygerjesztés eredményeként 1 cm-es nagyságrendű rezgés amplitúdót és 555 kN járomreakciót számítottunk. A konzolvégi elmozdulásokat az Eurocode alapján is megvizsgáltuk közelítő módszerrel. Az Eurocode bemenő adatai alapján 25 cm nagyságrendű mozgás számítható, amit az építés alatt nem tapasztaltak, és nem is hihető ennél a merev feszített beton szerkezetnél. A CFD számítás és a szélcsatorna adatai alapján 8 mm-es mozgást számítottunk, amit reálisnak tartunk, és a numerikus szerkezetdinamikai számítás eredményeivel is jobb összhangban van. Fontos hangsúlyozni, hogy a 25 cm-es mozgás ahhoz az esethez tartozik, amikor kizárólag az Eurocode által bemutatott keresztmetszetek alapján vettük fel a szélterhelési paramétereket (Strouhal-szám és a keresztirányú dinamikus alaki tényező). Természetesen a szabványban bemutatott keresztmetszetek száma limitált, így csak néhány idealizált alakot találunk. A vizsgált keresztmetszethez egy megfelelő oldalarányú téglalap áll a legközelebb, aminek adottak a paraméterei. Szemmel láthatóan az 1,10-es alaki tényező egy nagyságrenddel nagyobb, mint a CFD számítással kapott érték, aminek eredményeként a konzolvégi lengés amplitúdó is lényegesen nagyobbra adódik. A nagyobb elmozduláshoz a téglalpra megadott kisebb Strouhal-szám is hozzájárul. Megállapítható, hogy örvénygerjesztés számításánál a bemenő szélterhelési paramétereket még közelítő számításoknál is fontos lehet CFD számításokra vagy szélcsatorna kísérletekre alapozni, mivel általános hídkeresztmetszetek idealizált keresztmetszetekkel való „közelítése” nagyságrendi eltéréseket okozhat.

Az örvénygerjesztésen túlmenően ± 10 fokos támadási szög feltételezésével helyettesítő statikus vizsgálatokat is végeztünk részben az Eurocode-ra, részben szélcsatorna mérési eredményekre támaszkodva. Ilyen terhelési esetenél a szél csak nagyon rövid ideig hathat, örvénygerjesztés hatására nagy lengési amplitúdók kialakulására nincs idő, emiatt csak az aerodinamikai erők átlagértékeivel számíthatunk helyettesítő statikus terheket. A számítás eredményeként 0,73 kN/m² felületi függőleges megoszló terhet kapunk, amiből 66 mm konzolvégi elmozdulás és 3660 kN járomreakció számítható. A statikus függőleges terheket illetően az Eurocode ajánlásai jó összhangban vannak a mérési eredményekkel, ezért közelítő számítások esetében a szabályzat használatát elegendőnek ítéljük.

Összességében megállapítható, hogy az örvénygerjesztés hatása a nagy szerkezeti tömeg és merevség miatt nem jelent problémát, ellenben a szél kvázi-statikusan hatása nem vízszintes szélirány esetében nagy függőleges terhet jelent a szerkezetre. Megjegyezzük, hogy acélhidak esetében a kisebb merevség és tömeg következtében lényegesen nagyobb hatás várható az örvénygerjesztésből, emiatt annak részletes vizsgálatára nagy hangsúlyt kell fektetni.

A kutatás eddigi eredményeinek legfontosabb tanulsága, hogy a Strouhal-szám és a keresztirányú statikus és dinamikus erőtényezők megbízható számítása kulcskérdés a realisztikus

elmozdulások és járomreakciók meghatározásához. Ehhez további szélszámítások kísérletek és CFD szimulációk szükségesek. További feladat lehet megépült hidakon történő rezgésmérés, amiből szerkezetek csillapítási értékeivel kapcsolatban szerethető további tapasztalat. Amint említettük, örvénygerjesztés számításakor a szerkezet mozgásának hatását az aerodinamikai erőkire elhanyagoljuk, mivel a merev szerkezet elmozdulásai kicsinyek, de ennek helyességét a további kutatásaink során ellenőrizni kell.

9. KÖSZÖNETNYILVÁNÍTÁS

A szerzők köszönetüket fejezik ki a CFD.hu vállalatnak a kutatási program lebonyolításáért és a számítógépes, valamint szoftveres háttér biztosításáért. A kutatást az NKTH támogatta (Innocsekk pályázat). A szerzők köszönik a kutatás összes résztvevőjének segítségét (Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem, Áramlástan Tanszék és Műszaki Mechanikai Tanszék, Miskolci Egyetem, Áramlási- és Hőgépek Tanszék).

10. HIVATKOZÁSOK

- Ansyst 13.0, „Ansys Help, Release 13.0 Documentation for ANSYS”
 Bathe, K. J. (1996), „Finite Element Procedures”, Prentice Hall, 1052 p.
 Bisplinghoff, L. R., Ashley, H., Halfman, L. R. (1955), „Aeroelasticity”, Dover, New York, 860 p.
 Bojtár I., Gáspár Zs. (2003), „Végeselem módszer építőmérnököknek”, 339 p.
 Fornay Cs., Nagy A., Szabó G. (2011), „Az M43 autópályán épült Móra Ferenc Tisza-híd tervezése - 2. A mederhíd szerkezete”, Vasbetonépítés, XIII. évfolyam 3. szám, pp. 66-68
 Fornay Cs., Nagy A., Szabó G. (2011), „Az M43 autópályán épült Móra Ferenc Tisza-híd tervezése - 3. Szerelés és beállítások”, Vasbetonépítés, XIII. évfolyam 4. szám, pp. 98-103
 Ferziger, J. H., Peric, M. (2002), „Computational Methods for Fluid Dynamics”, Springer, 423 p.
 Györgyi J. (2006), „Szerkezetek dinamikája”, Műegyetemi Kiadó, 392 p.
 Györgyi J., Szabó G. (2008), „Dynamic Analysis of Wind Effects by Using an Artificial Wind Function”, Slovak Journal of Civil Engineering, 2008/3, pp. 21-33
 Hodges, H. D., Pierce, G. A. (2001), „Introduction to Structural Dynamics and Aeroelasticity”, Cambridge University Press, 176 p.
 Klöppel, K., Thiele, F. (1967), „Modellversuche im Windkanal zur Bemessung von Brücken gegen die Gefahr winderechter Schwingungen”, Der Stahlbau, Vol. 32, pp. 353-365
 Kollár L. (2004), „A szél dinamikus hatása az építményekre”, Terc, 116 p.
 Lajos T. (2008), „Az áramlástan alapjai”, Mackensen, 662 p.
 Ludvig Gy. (1973), „Gépek dinamikája”, Műszaki Könyvkiadó, 556 p.
 Matthivat, J. (1983), „The cantilever construction of prestressed concrete bridges”, John Wiley & Sons, New York, 352 p.
 Matsumoto, M. (2000), „International advanced school on „Wind-excited and aeroelastic vibrations of flutter”, Department of Structural and Geotechnical Engineering University of Genova, 73 p.

- Mátyássy L., Fornay Cs., Nagy A. (2011), „Az M43 autópályán épült Móra Ferenc Tisza-híd tervezése - 1. A híd általános ismertetése”, Vasbetonépítés, XIII. évfolyam 2. szám, pp. 34-38
 MSZ-EN-1991-1-4-2007 (szélhatás számítása), 139 p.
 Szabó G., Györgyi J. (2009), „Fluid-structure interaction analysis with the ANSYS software in bridge aeroelasticity”, EACWE 5, Florence, Italy, 12 p.
 Szabó G., Kristóf G. (2010), „Three-dimensional flutter simulation, The Fifth International Symposium on Computational Wind Engineering”, Chapel Hill, North Carolina, USA May 23-27, 8 p.
 Szabó G., Györgyi J. (2011), „Numerical simulation of the flutter performance of different generic bridge cross sections”, Periodica Polytechnica, 55/2 (2011) I-II., pp. 137-146
 Zuranski J. A. (1986), „A szél hatása az építményekre”, Műszaki Könyvkiadó, 242 p.

Fornay Csaba (1972) okleveles építőmérnök. A Pont-Terv Zrt. osztályvezetője. Fő szakterülete az acélhidak tervezése, de jelentős tapasztalatot szerzett vasbeton hidak és együttdolgozó hidak tervezésében is. Számos autópályahíd és hídfelújítás mellett részt vett több folyami, illetve völgyhíd tervezésében, mint a szekszárdi Szent László Duna-híd és dunaujvárosi ártéri Duna-híd, az M0 szentendrei Dunaág-hídja, az M43 Tisza-híd, a köröshegyi völgyhíd acél változat, az M0 Hárosi Duna-híd, az M6 autópálya Szebényi-völgyhídja és a vásárosnaményi Tisza-híd. Az M43 autópálya Móra Ferenc Tisza-híd acélszerkezetének tervezője. Számos előadást tartott szakmai konferenciákon és szakmai publikációi jelentek meg. Az MMK Hídász Szakosztályának tagja.

Nagy András (1973) okleveles építőmérnök. A Pont-TERV Zrt. osztályvezetője. 1998-ban végzett a Budapesti Műszaki egyetemen, diplomamunkáját az Oszakai Műszaki Egyetem hídszerkezetek tanszékén készítette. 1998-tól a Pont-TERV Zrt. munkatársa, irányító tervező, majd osztályvezető helyettes. Fő szakterülete a vasbeton és feszített vasbeton hidak tervezése, de jelentős tapasztalatot szerzett acél és együttdolgozó hidak tervezésében is. Részt vett több Duna és Tisza híd, mint a szekszárdi Szent László Duna-híd és a tiszauzi Tisza-híd, az M7 autópálya betolt vasbeton hídjai tervezésében. A köröshegyi völgyhíd alépítményeinek, az M6 autópálya Gyűrűsárok völgyhídja és a most épülő Soroksári Duna-ág híd tervezője. Az M43 autópálya Móra Ferenc Tisza-híd vasbetonszerkezetének tervezője. Szakmai konferenciákon előadásokat tartott és szakmai publikációi jelentek meg. Az MMK Hídász Szakosztályának tagja.

Dr. Lajos Tamás (1944) okleveles gépészmérnök. A műszaki tudomány doktora, a BME Áramlástan Tanszékének egyetemi tanára. Fő kutatási és oktatási területei: áramlástechnikai gépek és berendezések, járműáramlástan, szűrőelmélet, levegőtisztaság-védelem, épület aerodinamika, áramlástan mérés, szélszámítás mérés-technika. 230 hazai és nemzetközi publikáció szerzője, az ismert külföldi hivatkozások száma: 135, ebből 48 szerepel a Web of Science adatbázisban, Az áramlástan alapjai (egy. tankönyv, 1999-2009 között 4 kiadás) és Az áramlástan alapjai, a Por leválasztása gázokból (egyetemi jegyzet) szerzője.

Szabó Gergely (1980) okleveles építőmérnök. A Pont-Terv Zrt. tervező mérnöke. Számos híd tervezésében vett részt, mint például az M43 Tisza-híd, M0 Hárosi Duna-híd, M0 Soroksári Duna-híd, Szolnoki gyalogoshíd, Nagykunsági tározó csatorna ívhídja. Levelező doktorandusz a Budapesti Műszaki Egyetem Tartószerkezetek Mechanikája Tanszékén. Fő kutatási területe hídszerkezetek aerodinamikai problémáinak numerikus és kísérleti vizsgálata. Hazai és nemzetközi konferenciákon tartott előadást és jelentek meg publikációi.

BETONÖSSZETÉTEL HATÁSA A VÉKONY GERINCŰ VASBETON TARTÓK TŰZBEN VALÓ VISELKEDÉSÉRE



Balázs L. György – Lublőy Éva – Mezei Sándor

A betonfelületek réteges leválása komplex jelenség. Vékony keresztmetszetek, mint például a vékony gerincű tartók érzékenyen reagálnak a hőmérséklet emelkedésére. Kísérleteink során anyagtani és nagyelemes tűzkísérleteket is végeztünk. Jelen kutatás célja a tűzállóság növelése volt a betonreceptúra módosításával. Az anyagtani változások és a szilárdságcsökkenés mértéke nagymértékben függ a beton összetételétől. Laboratóriumi kísérleteink igazolták, hogy a kiegészítőanyag típusának és a műanyagszálak mennyiségének nagy jelentősége van a tűzállóság szempontjából. A nagyelemes kísérletek igazolták, hogy megfelelő betontervezéssel a betonfelületek réteges leválásának veszélye csökkenthető.

Kulcsszavak: tűz, betonfelület réteges leválása, vasbeton, gerenda, kohósalak, műanyagszál

1. BEVEZETÉS

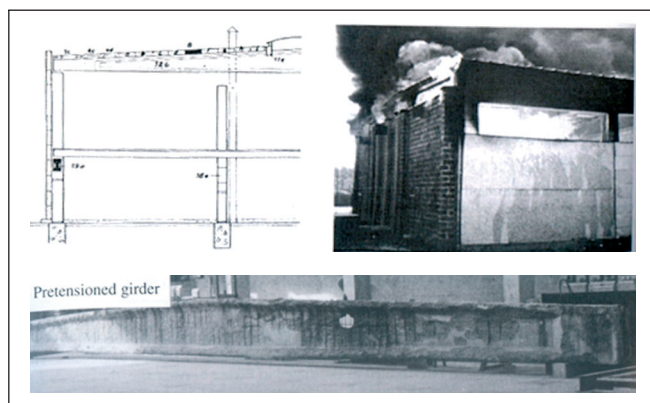
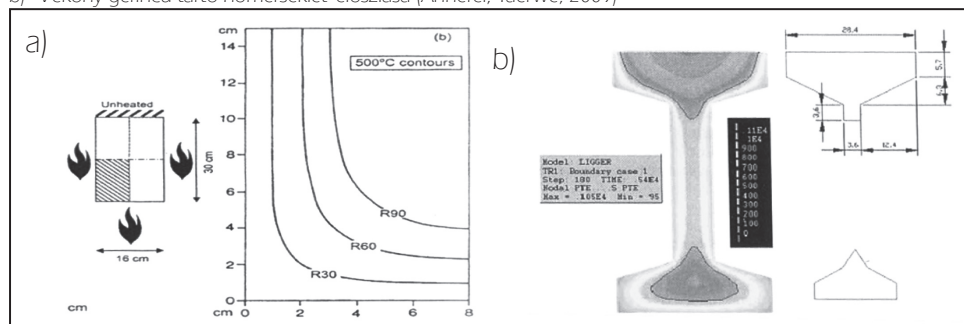
A vékony gerincű vasbeton tartók nagy fesztávolságok áthidalására alkalmasak. Ezek általában I vagy T keresztmetszettel készülnek, amelyek sok esetben vékony gerinccel rendelkeznek, és nagyszilárdságú betonból készülnek. A „Magas hőmérséklet hatása a vasbeton szerkezetek anyagaira” témakört a Vasbetonépítés 2009/2 számában mutattuk be (Balázs, Lublőy, 2009).

Nagyszilárdságú beton alkalmazásakor kiemelt figyelmet kell fordítanunk a tűzállóságra. Az 1. ábrán egy négyszög keresztmetszetű és egy I keresztmetszetű tartó izoterma vonalait mutatjuk be. Megállapíthatjuk, hogy a keresztmetszet alakja jelentősen befolyásolja az izoterma vonalak lefutását. Jól látható, hogy a vékony gerinc túlmelegedése következhet be.

Annerel és Taerwe (2009) elvégezték egy teljes vasbetoncsarnok kétórás tűzterhelését (2. ábra). Vizsgálták a különböző elemek (feszített elemek, körüreges födémpanelek, gerendák, oszlopok és falak) tűz alatti viselkedését. A feszített vasbeton gerendák betonja mészkő adalékanyaggal és homokkal készült. A tűzterhelés után a szerkezetet szétbontották. A tűzterhelés során a felső öv alatt egy vízszintes irányú végigmenő, repedés alakult ki. A feszítőbetétek és a kengyelek egy része láthatóvá vált, mert a betonfedés (fölköttük) levált. A betonfelület levá-

1. ábra: Az izotermavonalak helye

- a) Négyszög keresztmetszetű tartók 500 °C-os izotermavonalai (EN 1992-1-2: 2004)
- b) Vékony gerincű tartó hőmérséklet-eloszlása (Annerel, Taerwe, 2009)



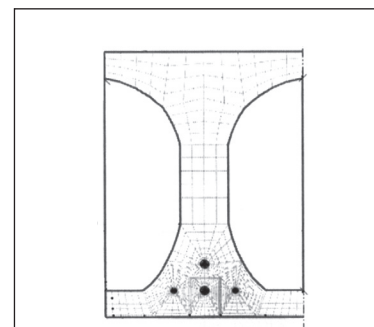
2. ábra: Az épület egy része a kétórás tűzterhelés után (Annerel, Taerwe, 2009)

lásának mélysége helyenként elérte a 80 mm-t. A tűzterhelést követően a szerkezeti elemek maradó teherbírást kísérlettel, illetve számítással ellenőrizték (Annerel, Taerwe, 2009).

A körüreges födémpanelek esetén hasonló probléma alakul ki a tűzterhelés során. A körüreges födémpanelek alsó lemeze átmelegedése után az üregekben a meleg levegő elkezd áramolni, és így az üregek falait felmelegíti. A födémpanelek tűzállóság szempontjából I tartókként kezelhetők (3. ábra).

3. ábra:

A födémpanelek a tűzterhelés után (Fellinger, 2004)



2. A BETON VISELKEDÉSE MAGAS HŐMÉRSÉKLETEN

A hőmérséklet emelkedésével a beton szilárdsági jellemzői általában romlanak. A beton a lehülés során sem képes teljesen visszanyerni eredeti tulajdonságait és eredeti anyagjellemzőit. A hőterhelés hatására a beton szerkezetében visszafordíthatatlan folyamatok mennek végbe, végezetül tönkremegy. A betonszerkezetek tönkremenetele alapvetően két okra vezethető vissza (Kordina, 1997):

- (1) a beton alkotóelemeinek kémiai átalakulására és
- (2) a betonfelület réteges leválására.

2.1 A beton kémiai és fizikai változása hőterhelés hatására

A betonban lejátszódó kémiai folyamatok alakulását a hőmérséklet növekedésének hatására termoanalitikai módszerekkel (TG/DTG/DTA) vizsgálhatjuk. A TG (termogravimetriás) és a DTG (derivált termogravimetriás) görbék segítségével a tömegváltozással járó átalakulások mennyiségi elemzése lehetséges. A DTA (differenciál termoanalízis) görbékkel nyomon követhetjük a mintákban a hőmérséklet növekedésének hatására bekövetkező exoterm (hőtermelő) vagy endoterm (hőelnyelő) folyamatok alakulását.

A beton szilárdsági tulajdonságainak változása magas hőmérsékleten függ (Thielen, 1994):

- a cement típusától,
- az adalékanyag típusától,
- a víz-cement tényezőtől,
- az adalékanyag-cement tényezőtől,
- a beton kezdeti nedvességtartalmától,
- a hőterhelés módjától.

2.2 A betonfelület réteges leválása

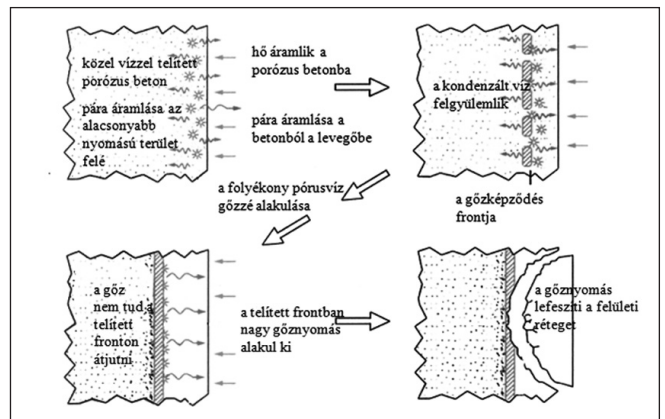
A teherbírás megváltozását a betonfelület réteges leválása is eredményezheti. A megfelelő szerkezeti kialakítással és betontervezéssel lényegesen csökkenthetjük a betonfelület réteges leválásának veszélyét. A betonfelületek réteges leválásának két oka lehet:

- (1) a betonból távozó vízgőz lefeszíti a felületi rétegeket;
- (2) a terhelt zóna már nem tudja a hőtágulásból származó újabb erőket felvenni és leválk (Hoj, 2005).

A nagyszilárdságú betonok felületének leválását rendszerint a hőmérséklet emelkedésének hatására bekövetkező belső feszültségek okozzák: szokványos betonok esetén általában a betonból távozó vízgőz feszíti le a felületi rétegeket. A betonfelület leválásának mechanizmusát a 4. ábrán láthatjuk: a betonfelület egyik oldalát hőterhelés éri, a betonból távozó vízgőz hatására egy vízgőzzel telített réteg alakul ki, ahol a vízgőz nyomása egyre nő és lefeszíti a fölötté lévő betonréteget. A betonfelület réteges leválását a következő tényezők befolyásolják:

- **külső tényezők:** a tűz jellege, a szerkezetre ható külső terhek nagysága;
- **geometriai jellemzők:** a szerkezet geometriai adatai, a betonfedés nagysága, a vasbetétek száma és elhelyezkedése;
- **a beton összetétele:** az adalékanyag mérete és típusa, a cement és a kiegészítő anyag típusa, a pórusok száma, az esetleges polipropilénszál-tartalom, az esetleges acélszál-tartalom, a beton nedvességtartalma, áteresztőképessége és szilárdsága (Silfwerbrand, 2004).

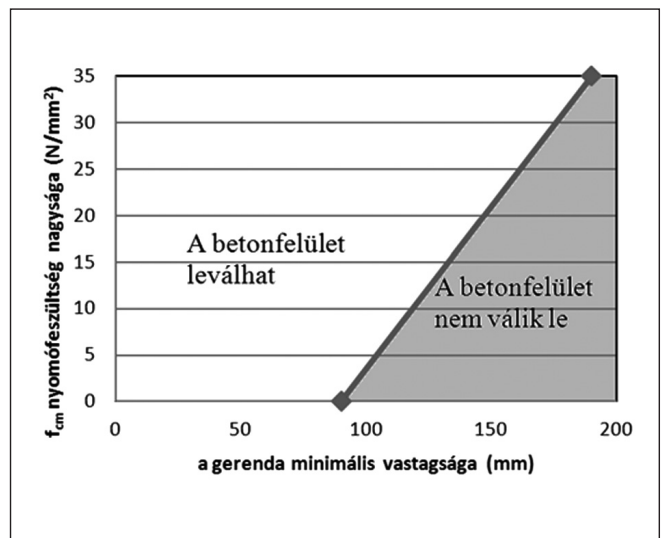
A betonra átadódó nyomóerő függvényében változik a fe-



4. ábra: A betonfelület leválásának mechanizmusa (Winterberg, Dietze, 2004)

lület réteges leválásának esélye (4. ábra). Kisebbs nyomóerő esetén kisebb keresztmetszeti méret előírása is elegendő a beton felület réteges leválásának megakadályozására. A 5. ábrán feltüntetett szükséges betonfedési értékek függetlenek a hőterhelés mértékétől és az időtartamától.

Fontos, hogy a betonfelületek réteges leválása tűz esetén lehetőség szerint ne következzen be. Számos kísérlet igazolta, hogy a betonfelület leválásának veszélye műanyagszálak alkalmazásával lényegesen csökkenthető. Általános feltételezés, hogy a műanyagszálak károsodása során létrejövő pórusszerkezet a szétrepedés veszélyét csökkenti.



5. ábra: A betonfelület réteges leválásnak tartománya (EN 1992-1-2: 2004)

3. ANYAGTANI VIZSGÁLATOK

Magasépítési szerkezetek és ipari csarnokok tűzállósági vizsgálata esetén az ún. szabványos hőmérséklet-idő görbét kell alkalmazni. A szénhidrogén és a módosított szénhidrogén tűzgörbéket vegyi- és olajipari létesítmények és alagutak vizsgálatához használjuk, hiszen a létesítmény adottságai, alakja és az égő anyag összetétele miatt (közlekedési járművek üzemanyaga) jóval gyorsabban emelkedik a hőmérséklet, mint a magasépítési szerkezetek esetén. Jelen kutatásaink során a magasépítési szerkezetekhez használt szabványos hőmérséklet-idő görbéhez közeli felfűtési görbét alkalmaztunk.

Vékony gerincű (jelen kísérleteknél 60 mm gerinc szélességű) tartók tűzterherre való merezetezre komoly nehézséget jelenthet. Az általunk, gerendákon végzett tűzvizsgálatokat megelőzően anyagtani vizsgálatokat is végeztünk. A vizsgált

gerendák öntömörödő beton felhasználásával készültek. Az alkalmazott cementtípus CEM I 42,5 N volt. A kiegészítő anyag nélkül készült gerendák gerince a tűzterhelés során 12 perc után a betonfelületek robbanásszerű leválásával károsodott.

A cél a tűzállóság növelése volt a gerenda geometriájának megváltoztatása nélkül, ezért anyagtani eszközöket kellett választanunk.

A következő módosításokat végeztük el a beton összetételében (1. táblázat):

1. polipropilén szál adagolás a betonkeverékhez (1 kg/m³ vagy 2 kg/m³)
2. a mészkő kiegészítő anyag kicserélése kohósalak kiegészítő anyagra.

Az anyagtani vizsgálatokat a 150 mm élhosszúságú betonkockák 28 napos korában végeztük el kétórás hőntartás (600 °C, illetve 800 °C) és lehűlés után a BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszékén. A 600 °C-ra, vagy 800 °C-ra történő felmelegítés emelkedő hőmérséklet mellett történt.

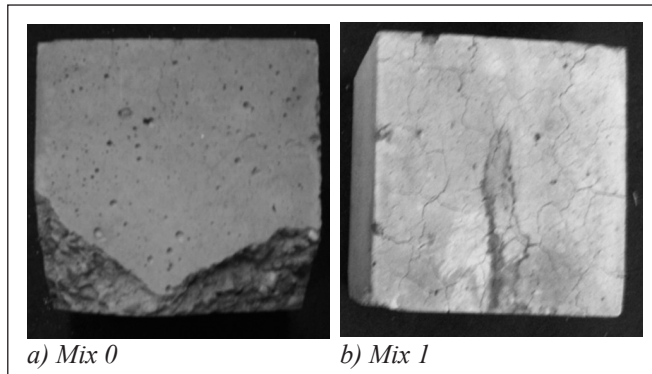
3.1.1 Referencia keverék (Mix 0)

A referencia (kiinduló) betonból (Mix 0) készült beton esetén a 28 napos korban megvizsgált próbatetek sarkainak leválása következett be emelkedő hőmérséklet mellett 600 °C-ig, vagy 800 °C-ig **történő melegítésnél**. A sarkok leválását a sarkok környezetében kialakuló feszültség-koncentráció okozhatta.

3.1.2 Polipropilén szálakkal (Mix 1, Mix 2)

1 kg/m³ polipropilén szál-adagolás (Mix 1) hatására a próbatetek sarkai nem repedtek le, a próbatest felületén azonban repedések jelentek meg.

2 kg/m³ polipropilén szál-adagolás (Mix 2) hatására a próbatetek sarkai nem repedtek le, a próbatest felületén repedések továbbra is megfigyelhetők voltak (6. ábra), a maradó nyomószilárdság 8%-kal csökkent (7. ábra).



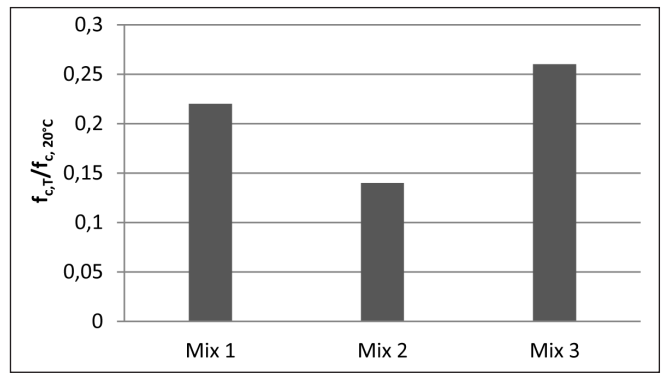
6. ábra: A próbatetek a hőterhelés után

3.1.3 Kohósalak kiegészítőanyaggal (Mix 3)

A legnagyobb maradó nyomószilárdságot 1 kg/m³ műanyag szál-adagolás esetén, akkor értük el, ha a mészkőliszt kiegészítőanyagot kohósalak kiegészítőanyagra cseréltük ki (7. ábra).

1. táblázat Kíséleti paraméterek és próbatetek darabszámának összefoglalása

Beton-keverék	Kiegészítő anyag	PP-szál, kg/m ³	Anyagtani kísérlet Max. hőmérséklet (°C)			Gerenda kísérlet
			20°C	600°C	800°C	
Mix 0 (referencia)	mészkő	0	3	3	3	1
Mix 1	mészkő	1	3	3	3	-
Mix 2	mészkő	2	3	3	3	1
Mix 3	kohósalak	1	3	3	3	1



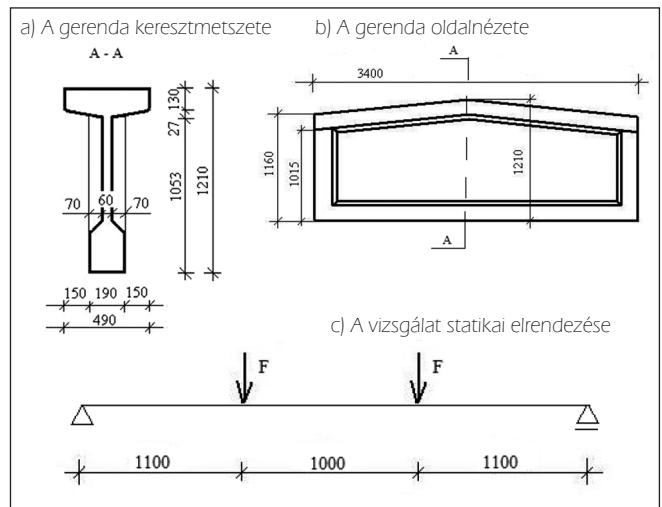
7. ábra: A vizsgált betonok maradó szilárdságának alakulása a 800 °C-os hőterhelést követő lehűlés után (minden érték három mérési eredmény átlaga)

4. GERENDAKÍSÉRLETEK

A ténylegeshez hasonló keresztmetszetű előregyártott gerendák EN 1363-1: 2000 számú szabvány szerinti tűzállósági határértékét vizsgáltuk az ÉMI Nonprofit Kft. tűzvédelmi laboratóriumában. A kemence méretéből adódóan a gerenda teljes hosszát 3,4 m-re kellett csökkenteni, de a tartó teljes magassága megtartható volt. A vizsgált gerenda geometriai kialakítását a 8. ábrán adtuk meg. Megjegyezzük, hogy a gerenda hosszának és magasságának aránya a tényleges felhasználástól jelentősen eltér.

A gerendakísérleteket a szabványos hőmérséklet-idő görbét követő tűzhatás mellett, a próbatetek minimum 90 napos korában hajtottuk végre, az alábbiak szerint:

- A kemence végfalai előtt elhelyezett segédszerkezetre feltámasztott, kéttámaszú gerendát 2 ponton (a feszítáv harmadaiban) koncentrált erőkkel terheltek a tűzhatás során. A vizsgálati terhelést lásd a 2. számú táblázatban.
- A vizsgálatot a 3. fejezetben részletezett anyagösszetételű gerendákon végeztük el.



8. ábra: A vízszintes kemencében vizsgált gerenda geometriai kialakítása és a vizsgálat statikai elrendezése (mérték mm-ben)

A vizsgálat során az előregyártott gerendákban kialakuló hőmérsékletet hőelemekkel mértük. Összesen négy hőelemet alkalmaztunk, kettőt a feszítőpásmákban (1. és 2. mérőpont), a gerenda hosszának harmadaiban, illetve a másik kettőt a gerenda gerincének közepébe (3. és 4. mérőpont) került, szintén a harmadokban elhelyezve.

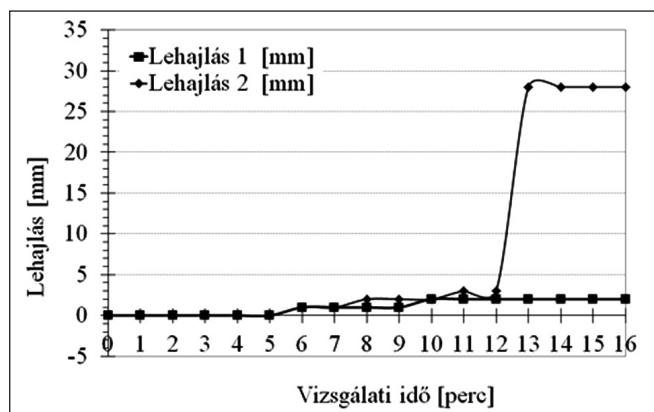
A feszítőpásmákra kifejtett kezdeti feszítőerő 130 kN volt.
A Beton jele: C40/50-XC2-16-F4,
a Betonacél jele: B60.50 (S500B),
a Feszítőpásmák jele: FP-100/1770-R2 (MSZ EN 10138)
vagy FP-93/1860 volt.

4.1 Etalon betonból készült gerenda vizsgálata (Mix 0)

A vizsgálat során tett megfigyeléseink a következők voltak:

- 0. perc: A vizsgálat kezdete.
- 12. perc: A gerenda gerincéből jelentős hanghatás kíséretében nagy darabokban, robbanásszerűen vált le a betonfedés, és a gerenda elvesztette teherbíró képességét.
- 14. perc: A betontakarás a gerincről folyamatosan levált.
- 15. perc: A vizsgálat vége.

Megjegyzés: A vizsgálatot követően láthatóvá vált, hogy a szerkezet gerincén lévő betonfedés majdnem teljes egészében levált. A gerenda feltehetően emiatt veszítette el a teherbíró képességét. A betonfelületek lerobbanása a vékony gerinc és a betonösszetétel helytelen megválasztása miatt következett be.



9. ábra: A hőmérsékletemelkedés alakulása a gerendán belül
Megjegyzés: a 4. mérőpontról a hőelem hibája miatt nincs adat

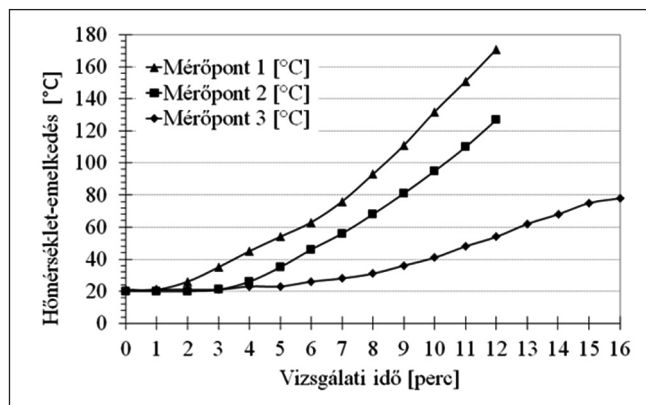
4.2 Műanyagszállal készült gerenda (Mix 1)

A Mix 0 összetétel helyett az 1. táblázat szerinti Mix 1 összetételt alkalmaztuk. A betonhoz 1 kg/m³ műanyagszál adagoltunk. A műanyagszál anyaga polipropilén (PP) volt, a szálak geometriai méretei: az átmérőjük 0,1 mm, a hosszuk 10 mm volt.

A vizsgálat során tett megfigyeléseink a következők:

- 0. perc: A vizsgálat kezdete.
- 15. perc: A betonban lévő műanyagszálak megolvadtak és egyes szálak a gerenda felületi rétegeiből kifolytak az elem felületére. A megolvadt műanyagszálak égése nem volt tapasztalható.
- 20. perc: A gerenda felső sarka megrepedt.
- 44. perc: A gerenda jelentős hanghatás kíséretében megrepedt, elvesztette teherbíró képességét.
- 45. perc: A vizsgálat vége.

Megjegyzés: A vizsgálatot követően láthatóvá vált, hogy a gerenda nyírásra ment tönkre.



10. ábra: A hőmérsékletemelkedés alakulása a gerendán belül

A Mix 2 összetételű beton viselkedését csak próbakocskák vizsgálatán vizsgáltuk gerendán nem, lévén hogy a Mix 2 beton nyomószilárdsága, mind szobahőmérsékleten, mind magas hőmérsékleten alacsonyabbnak adódott, mint a Mix 1 betoné.

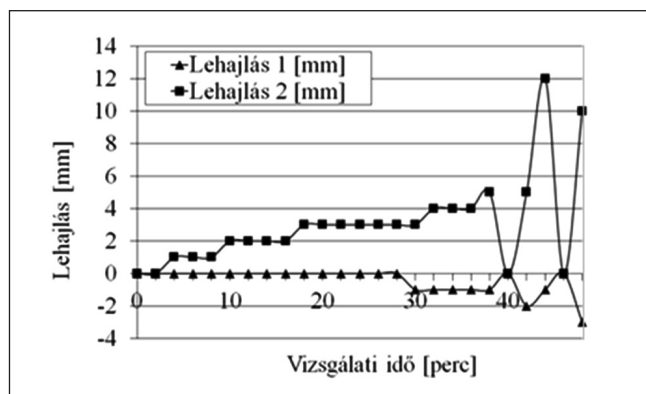
4.3 Műanyagszállal és kohószálal kiegészítő anyaggal készült gerenda (Mix 3)

Az 1. táblázat szerinti Mix 3 összetételt alkalmaztuk. A betonhoz 1 kg/m³ műanyagszál adagoltunk és kiegészítőanyagként kohószálakat kevertünk hozzá mészköliszt helyett, a betonkeverék öntömörödő képességének fenntartásához.

A vizsgálat során regisztrált megfigyeléseink a következők:

- 0. perc: A vizsgálat kezdete.
- 12. perc: A betonban lévő műanyagszálak megolvadtak és egyes szálak a gerenda felületi rétegeiből kifolytak az elem felületére. A megolvadt műanyagszálak égése nem volt tapasztalható.
- 43. perc: Hanghatás volt tapasztalható.
- 55. perc: A gerenda folyamatosan, hanghatás kíséretében repedezett.
- 71. perc: A gerenda jelentős hanghatás kíséretében megrepedt, elvesztette teherbíró képességét.
- 72. perc: A vizsgálat vége.

Megjegyzés: A vizsgálatot követően láthatóvá vált, hogy a gerenda nyírásra ment tönkre.



11. ábra: A hőmérsékletemelkedés alakulása a gerendán belül

4.4 A gerendavizsgálatok eredményeinek összegzése

A kísérleti eredmények alapján megállapíthatjuk, hogy a gerinc betonfedésének leválása a referencia keverék esetén a vékony

2. táblázat: A gerendák tűzállósági vizsgálatának eredményei

Gerenda sorszama	Kiegészítőanyag típusa	PP száladagolás, [kg/m ³]	Terhelés, [kN]	Tönkremenetel időpontja [perc]	Tönkremenetel típusa
1.	mészkeőliszt	0	2 × 350	12	a betonfelület leválása
2.	mészkeőliszt	2	2 × 350	44	nyírási tönkremenetel
3.	kohósalak	1	2 × 288	71	nyírási tönkremenetel

gerincen túlmenően a betonösszetételre és nem a terhelésre volt visszavezethető. A mészkeőliszt kiegészítőanyaggal és 1 kg/m³ száltartalommal készült betongerendák tönkremenetele – tűzállósági határállapotba kerülése – 44 perc után következett be. A tűzállóság jelentős növekedését azonban csak a mészkeőliszt adalékanyag kohósalak adagolásra való cseréjével és egyidejű 1 kg/m³ PP száladagolással sikerült elérni (tűzállósági határérték: 71 perc).



12. ábra: A referencia keverékből készült gerenda a tönkremenetel után (Mix 0)



13. ábra: A Mix 3-ból készült gerenda a tönkremenetel után

5. MEGÁLLAPÍTÁSOK

A betonfelületek réteges leválása komplex jelenség. Vékony falú keresztmetszetek, mint például a vékony gerincű tartók érzékenyen reagálnak a hőmérséklet emelkedésére. Kísérleteink során anyagtani és nagyelemes tűzkísérletet végeztünk. Jelen kutatás célja a tűzállóság növelése volt a betonreceptúra módosításával.

Anyagtani kísérletek

A referencia keverékből (Mix 0) készült, 150 mm élhosszúságú, 28 napos korban megvizsgált próbatetek sarkainak leválása következett be emelkedő hőmérséklet mellett 600 °C-ig, illetve 800 °C-ig történő melegítésnél. A sarkok leválását a sarkok környezetében kialakuló hőmérséklet eloszlással magyarázhatjuk.

1 kg/m³ polipropilén száladagolás hatására a beton kockák

sarkai nem repedtek le, a próbatetek felületén azonban repedések jelentek meg. 2 kg/m³ polipropilén száladagolás hatására a próbatetek sarkai nem repedtek le, a próbatest felületén repedések továbbra is megfigyelhetőek voltak, a maradó nyomószilárdság 8%-kal csökkent.

A legnagyobb maradó nyomószilárdságot 1 kg/m³ műanyagszál adagolás esetén, akkor érték el, ha az öntömörödő képességet segítő mészkeőliszt kiegészítőanyagot kohósalak kiegészítőanyagra cseréltük ki.

Gerendakísérletek

A gerendakísérlet eredményei alapján megállapíthatjuk, hogy a gerinc betonfedésének leválása a referencia keverék esetén a betonösszetételre, valamint a nedvességtartalomra és nem a terhelés mértékére volt visszavezethető. A mészkeőliszt kiegészítőanyaggal és 1 kg/m³ száltartalommal készült betongerendák tönkremenetele 44 perc után következett be. A tűzállóság jelentős növekedését azonban csak a mészkeőliszt kiegészítőanyag kohósalakra való cseréjével és egyidejű 1 kg/m³ PP száladagolással sikerült elérni (71 perc).

Kísérleteinkkel igazoltuk, hogy a betonösszetétel optimalizálásával a vizsgált gerenda tűzállósága jelentősen javítható volt.

6. KÖSZÖNETNYILVÁNÍTÁS

A szerzők köszönetet mondanak a Beton-Star Kft-nek a kísérletek anyagi támogatásáért, illetve az ÉMI Nonprofit Kft. Tűzvédelmi Laboratóriumának a vizsgálatok elvégzéséért és az eredmények rendelkezésre bocsátásáért. A munka szakmai tartalma kapcsolódik a „Új tehetséggondozó programok és kutatások a Műegyetem tudományos műhelyeiben” c. projekt szakmai célkitűzéseinek megvalósításához. A projekt megvalósítását a TÁMOP-4.2.2.B-10/1--2010-0009 program támogatja.

7. HIVATKOZÁSOK

- Annerel, E.; Taerwe, L. (2009): "Load bearing capacity of precast concrete elements after fire", Proceeding of 1st International Workshop Concrete spalling due to fire exposure, (Eds. Dehn, F.; Koenders, E. A. B.), 2009 Sept 3-5, Leipzig
- Balázs Gy. L., Lublóy É., „Magas hőmérséklet hatása a vasbeton szerkezetek anyagaira” *VASBETONÉPÍTÉS* 2009/2, pp. 48-54, www.fib.bme.hu/vb2009_2_cikk/Vb2009_2.pdf (magyarul) http://www.fib.bme.hu/vb_archiv/b11_vasbetonepites_y2009_v02_ocr.pdf
- www.fib.bme.hu/vb2009_2_cikk/Vb2009_2.pdf
- EN 1992-1-2: 2004: "Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-2: General rules. Structural fire design"
- EN 1363-1: 1999: "Fire resistance tests – Part 1: General requirements"
- Fellinger J. H. H. (2004): "Shear Anchorage Behaviour of Fire Exposed Hollow Core Slabs, Dissertation, University of Technology Delft
- Kordina, K (1997): Über das Brandverhalten punktgestützter Stahlbetonbalken, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 479, ISSN 0171-7197, Beuth Verlag GmbH, Berlin
- Hoj, N. P.(2005): Keep concrete attractive - Fire design of concrete structures, Proceedings of *fib* symposium on Keep concrete attractive, Eds. by G. L. Balázs, A. Borosnyói, 23-25 May 2005 Budapest, pp.1097-1105
- Silfwerbrand, J. (2004): Guidelines for preventing explosive spalling in concrete structures exposed to fire, Proceedings of Keep Concrete Attractive, (Eds. G. L. Balázs, A. Borosnyói) *fib*, 23-25 Mai 2005, Budapest

University of Technology and Economics, Budapest: 2005, pp. 1148-1156.
- ISBN 963 420 837 1

Thielen, K. Ch. (1994): Strength and Deformation of Concrete Subjected to high Temperature and Biaxial Stress-Test and Modeling, (Festigkeit und Verformung von Beton bei hoher Temperatur und biaxialer Beanspruchung - Versuche und Modellbildung), Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 437, ISSN 0171-7197, Beuth Verlag GmbH, Berlin

Winterberg, R., Dietze, R. (2004): Efficient passive fire protection systems for high performance shotcrete, Proceeding for the Second International Conference on Engineering Developments in Shotcrete, Cairns, Australia, October, 2004 ISBN: 0415358981

Dr. Balázs L. György (1958) okl. építőmérnök, okleveles mérnök matematikai szakmérnök, PhD, Dr. habil, egyetemi tanár, a BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszék vezetője. Fő érdeklődési területei: beton, vasbeton és feszített vasbeton szerkezetek (anyagai, laboratóriumi vizsgálata és modellezése), szálerősítésű betonok (FRC), nem acélanyagú (FRP) betétek, megerősítések anyagai és módjai, erőtáradódás betonban, vasbeton tartó repedezettségi állapota, vasbetonszerkezetek tartóssága. A fib TG 4.1 „Használhatósági határállapotok” munkabizottság és a Special Activity Group 2 „Dissemination of knowledge” elnöke, valamint további fib bizottságok tagja. A fib Magyar Tagozat elnöke. A fib elnöke.

Dr. Lublói Éva (1976) okl. építőmérnök (BME Építőmérnöki Kar 2002), adjunktus a BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszékén (2002). Fő

érdeklődési területei: vasbetonszerkezetek viselkedése tűz hatására, tűzkárok mérnöki tanulságai. A fib Magyar Tagozat tagja.

Mezei Sándor (1979) PhD hallgató a Budapesti Műszaki Egyetem Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszékén. Emellett az ÉMI Építésügyi Minőségellenőrző Innovációs Nonprofit Kft. (ÉMI) Tűzvédelmi Divízióján dolgozik. Fő területe a szerkezetek tűzzel szembeni viselkedése. Tagja a fib Magyar Tagozatának.

INFLUENCE OF ONCRETE COMPOSITION ON THE BEHAVIOR OF THIN WEBBED CONCRETE GIRDER IN FIRE

György L. Balázs - Éva Lublói - Sándor Mezei

Spalling of concrete is a complex phenomenon. Thin sections as well as thin webbed sections are most sensitive to high temperatures. Our experimental study included both material tests on cube specimens as well as full scale tests on beam specimens. Purpose of present studies was to increase fire resistance (time to failure) at high temperatures by modifications of the concrete mix. Deterioration of material characteristics and structural performance highly depend on the constituents and the temperature history.

Our laboratory tests indicated considerable increase of fire resistance by opining the type of filling material (slag instead of limestone) and selection of necessary amount of polypropylene fibres. The full scale fire tests clearly indicated the effective increase of spalling resistance.

TÁJÉKOZTATÓ A VIII. VASÚTI HIDÁSZ TALÁLKOZÓ SZERVEZÉSÉRŐL

Tájékoztatjuk a vasúti hidász szakma iránt érdeklődőket, hogy a MÁV Zrt., a Vasúti Hidak Alapítvány, valamint a Magyar Mérnöki Kamara Vasúti Szakosztálya közös szervezésében a VIII. Vasúti Hidász Találkozót 2012. május 30.–június 1. (szerda–péntek) között Pécsen, a Hotel Palatinus Centerben rendezzük meg. A konferencia tervezett létszáma 160 fő, részükre – igény szerint – a Hotel Palatinusban, illetve a közeli Pátria Hotelben szállást biztosítunk. A rendezvényre elsősorban azokat várjuk, akik a vasúti hídépítés területén tevékenykednek, azaz a tudományos élet, tervezők, kivitelezők, hatóságok és üzemeltetők képviselőit.

A konferencia főbb témakörei:

- Vasúti pályák átvezetése a hídon
- Műtárgyak a hazai vasútátépítéseknél

- Nemzetközi kitekintés
- Új anyagok és technológiák
- Vasúti hidak tervezése

A VIII. Vasúti Hidász Találkozó részletes programjáról, híreiről a Vasúti Hidak Alapítvány www.vashid.hu honlapján folyamatosan adunk tájékoztatást.

A jelentkezési lap a honlapról letölthető.

További információk kérhetők telefonon vagy e-mailben:

Kiss Józsefné (+36-30-685-9783, kissjnee@mav.hu)
Rege Béla (+36-70-280-9115, rege-bela@freemail.hu)
Vörös József (+36-30-921-1796) preflex@t-email.hu

TÉGLAFALLAL MEREVÍTETT KERETEK KÍSÉRLETI VIZSGÁLATA STATIKUS TERHELÉSRE



Haris István - Dr. Hortobágyi Zsolt

A vázkitöltő téglafallal merevített két szint magasságú és egyhajós vasbeton keretvázak vízszintes hatásokkal szembeni viselkedésének vizsgálatára egy 15 próbatestből álló laborkísérlet sorozatot terveztünk. A teljes kísérletsorozat célja, hogy a nemzetközi szakirodalomban napjainkban publikáltakhoz illeszkedően a vázkitöltő fallal merevített keret földrengéshatással, azaz ciklikusan változó irányú hatással szembeni viselkedését elemezze. Ennek első lépéseként az egyirányú tetőponti teherrel terhelt kísérleti elemek laborkísérleteit végeztük el. A kutatás következő lépése a ciklikusan változó irányú terheléses esetek vizsgálata. Az elvégzett laborvizsgálatok, mérési eredmények és az azokból levonható következtetések összefoglalását mutatjuk be jelen cikkben.

Kulcsszavak: keretváz, vázkitöltő téglafal, vízszintes terhelés, földrengés

1. BEVEZETÉS

A nemzetközi és természetesen a hazai mérnöki gyakorlatban a monolit vasbeton pillérvázak épületek globális térbeli merevségét többnyire úgynevezett kapcsolt, vagy önálló merevítő falas rendszerrel biztosítják. Az általános tervezői gyakorlatban a merevítő falakat legtöbbször monolit vasbeton falként alakítják ki. A jelen tanulmányban is tárgyalt vasbeton keretvázakat kitöltő téglafalazatok hatását többnyire nem veszik figyelembe, azokat mint másodlagos, nem teherhordó szerepű szerkezetként kezelik. A vasbeton keretvázat „csupán” az általános függőleges és vízszintes hatásoknak, a tervezésben aktuálisan felhasznált szabvány előírásainak megfelelő biztonsággal való viselésére tervezik meg és elhanyagolják a jelentős többletterhbírást biztosító falazott vázkitöltő szerkezeti elemeket. Ugyanakkor a vázkitöltő falak hatására új tönkremeneteli módok is kialakulhatnak, melyeket a tervezés során nem vesznek figyelembe.

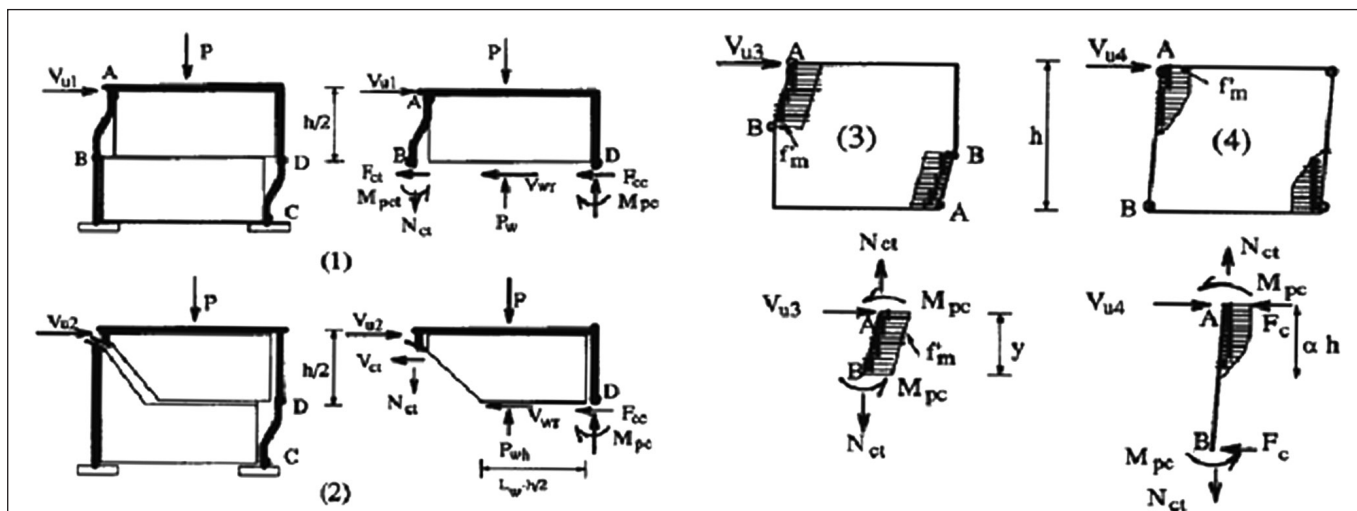
A meglehetősen komplex tervezési problémával és az általánosan alkalmazható eljárásokkal az 1950-es évek óta számos cikk (Holmes, 1961; Smith és társai, 1962, 1966; Saneinejad és Hobbs, 1995) foglalkozott. A többszintes vasbeton pillérvázak épületek elterjedésével a korábbi javaslatokat, melyek szerint a kisebb $P-\Delta$ hatás elérése érdekében merevebb kitöltő falazatok alkalmazandók, a mostanra egyre duktilisabb szerkezeti elemeket igénylő, földrengésbiztosabb szerkezeti kialakítások, elvárások részben kezdik megváltoztatni. A napjainkban mindinkább előtérbe kerülő földrengés hatásra való méretezés során egyre nagyobb hangsúlyt kapnak a vízszintes hatásokkal szembeni terhbírást és a szerkezeti duktilitást növelő elemek, így többek közt a méretezett vázkitöltő téglafalak is. Az elmúlt pár évtizedben leginkább a földrengésveszélyes országok kutatói (Törökország, Japán, dél-amerikai országok) foglalkoztak részletesen a probléma feldolgozásával (Puyol et al., 2008; Murty, Jain, 2000; Baran, Sevil, 2010), ezzel szemben Magyarországon a szerencsére viszonylag ritka és kisebb intenzitású földrengések miatt a témával kapcsolatban meglehetősen kevés kutatás indult. Az Eurocode szabványsorozat

földrengéssel foglalkozó 8. fejezete a nem méretezett vázkitöltő falakat „elvikben” nem szerkezeti elemnek tekinti (Dulácska, 2009). Ugyanakkor a vázkitöltő falak a teljes épület globális dinamikai válaszát is rendkívüli mértékben befolyásolják, mindamelllett a kitöltő fal nélkül méretezett keretvázban is új tönkremeneteli formák alakulhatnak ki (pl. a keretoszlopok nyírási tönkremenetele a kitöltő falak átlós merevítő hatásából keletkező nyíróerők miatt). Az EC8 bizonyos alfejezetei („Kitöltőfalazatos keretekre vonatkozó kiegészítő intézkedések” – MSZ EN 1998-1:2008 4.3.6. fejezete) meglehetősen korlátozott alkalmazási körben teszik érvényessé a kitöltő fallal együttműködő magas duktilitású (DCH) keretekre vonatkozó előírásokat. Az Eurocode szabványsorozat hazánkban közelmúltban történt bevezetésével ez a szerkezeti probléma is hangsúlyosabban kerül elő a kutatásban és a mindennapi tervezési gyakorlatban is.

2. TÖRTÉNETI ÁTTEKINTÉS ÉS SZAKIRODALMI KÖRNYEZET

Számos analitikus és kísérleti vizsgálat bizonyítja, hogy a vázkitöltő téglafallal merevített vasbeton keretváz együttes merevsége és terhbírása jelentősen nagyobb, mint az önálló keretvázaké. Ugyanakkor megállapítható, hogy a merevség és az önsúly növelése mellett a vázkitöltő falazatok a teljes épület statikai vázát és globális dinamikai válaszát, illetve energiaelnyelő képességét is jelentősen megváltoztatják (Magenes, Pampanin, 2004; Bell, Davidson, 2001; Puyol et al., 2008; Dincel, 2009). A kitöltő fal hatással van a lokális és globális tönkremeneteli módra, új és a keretek esetében alapvetően nem várt, nem tervezett tönkremeneteli formák jelenhetnek meg (Shing, Mehrabi, 2002), mint például a vasbeton pillérek nyírási tönkremenetele, vagy a lokális összemorzsolódás.

Polyakov (1957) vizsgálatait követően Holmes (1961) a vázkitöltő téglafalat ferde, lineárisan rugalmas viselkedésű, nyomott rácsrúddal helyettesítette, melynek anyagjellemzői megegyeztek a falazatével, szélességét pedig az átló hosszának harmadával vette figyelembe. Smith és társai (1962, 1966) a



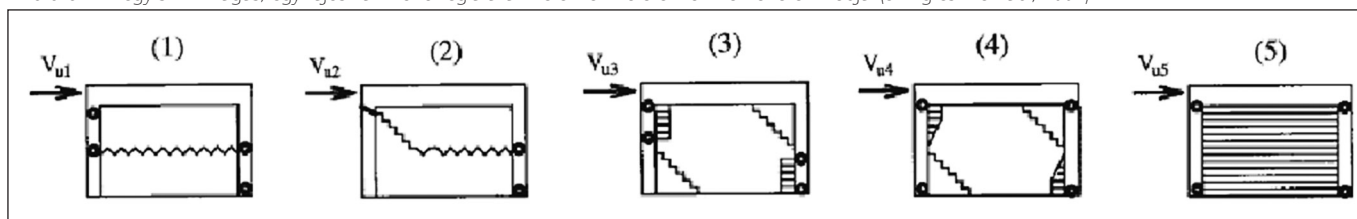
1. ábra: Elemi mechanikai megfontolásokat tartalmazó modellek (Shing és Mehrabi, 2002)

helyettesítő rácsrúd szélességét már a keretváz és a kitöltő falazat merevségi arányának függvényében adták meg, ami a mai napig elegendően pontos eredményt ad a helyettesítő nyomott rácsrúd által felvehető maximális erő nagyságára. Mainstone (1971, 1974) kutatásaiban már kísérleti eredményekkel pontosította a korábbi, alapvetően analitikus megoldásokat. A lineárisan rugalmas elmélettel kapott eredmények azonban a tényleges laborkísérleti eredményektől jelentősen eltértek, így az 1970-es évektől kezdve a lineárisan rugalmas elméletet nemlineáris elméletekkel kezdték pontosítani (Wood, 1978; May 1981; Dawe, 1989). Végezetül Saneinejad és Hobbs (1995) publikálta összefoglaló művét, melynek eredményeit napjainkig alappilléreként tartják számon a témával foglalkozó kutatók. Shing és Mehrabi (2002) olyan egyszerűsített alapmodelleket határoztak meg, amelyek használatával a tönkremenetelhez tartozó teherbíráserő értékek viszonylag gyorsan és könnyen meghatározhatóak (1. ábra). Az egy szint magasságú és egy hajós vázkitöltő téglafalal merevített keretek öt legjellemzőbb tönkremeneteli módját megadták (1. és 2. ábra), a különböző, tönkremenetelt okozó erők nagyságát viszonylag egyszerű, zárt képletekkel leírták. A tényleges teherbírást a legkisebb számítható értékkel definiálták.

Az analitikus eredmények alapján a téglafal megcsúszásával a vasbeton pillérben kialakuló nyírási tönkremenetelt mutató (2) jelű, és a szinte minden fekvőhézag menti megcsúzással kialakuló (5) jelű tönkremeneteli módok dominálnak rendre az ún. gyenge, illetve erős kitöltő falazatok esetén (2. ábra).

Napjainkra a ciklikusan változó irányú és nagyságú, vízszintes, kvázi-statisz erőkkel terhelt ún. gyenge vázkitöltő fallal kitöltött keretek vizsgálata került előtérbe. A nemzetközi szakirodalomban a rohamosan fejlődő tudományos célra és a mindennapi mérnöki tervezéshez használatos szoftverek felhasználásával számos analitikus, illetve numerikus modellt (Lourenço et al., 2006) mutattak és mutatnak be. Mindezek mellett több kísérleti programot is publikáltak a közelmúltban a vízszintes teherrel terhelt, vázkitöltő téglafalal merevített keretek (Seah, 1998; Tasnimi, Mohebkah, 2011) és vasbeton keretek (Murty, Jain, 2000; Baran, Sevil, 2010) labor körülmények közötti vizsgálatával kapcsolatban.

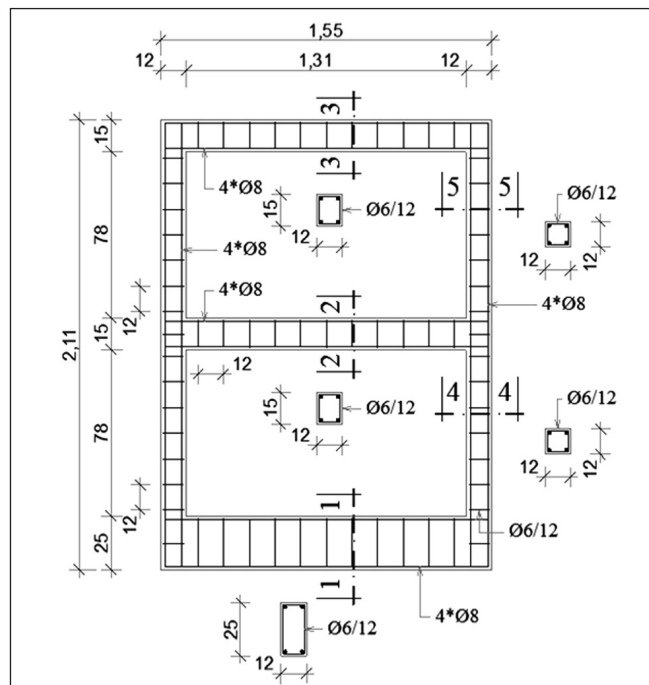
2. ábra: Az egy szint magas, egyhajós vázkitöltő téglafalal merevített keretek tönkremeneteli módjai (Shing és Mehrabi, 2002)



3. A KÍSÉRLETI ELEMENK ISMERTETÉSE

Az előző pontokban felvázolt szerkezeti problémával kapcsolatban a Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem Hidak és Szerkezetek Tanszék Laboratóriumában egy kísérletsorozatot terveztünk, illetve részben végrehajtottunk. A közelmúltban publikált szakirodalmi művekhez (Baran, Sevil, 2010; Braz-Cesar et al., 2008; Puglisi et al., 2009) illeszkedő kísérleti elrendezésben egyirányú monoton növekvő vízszintes teherrel terhelt vázkitöltő téglafalal merevített vasbeton keretek laborvizsgálatát végeztük el. A teljes kísérletsorozat összesen kilenc közel $M=1:3$ kicsinyítési arányú, két szint magasságú, egyhajós elem vizsgálatát tartalmazta. Az egyes vasbeton keretvázak geometriai kialakítása és vasalása mind-egyik esetben azonos volt (3. ábra).

3. ábra: Vasbeton keretváz geometriai méretei és vasalási vázlata

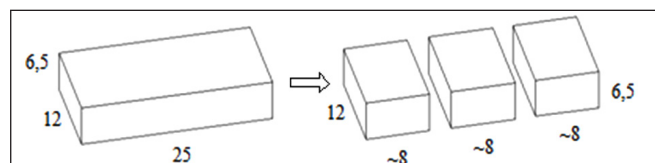


A vasbeton keretvázakat előregyártó üzemben gyártották. A keret tervezése és kialakítása során a hazánkban többnyire alkalmazott gyakorlati szempontokat vettük alapul, azaz nyomatékbró pillér-gerenda kapcsolatokat alakítottunk ki. A gerendák hajlító merevsége nagyobb, mint az oszlopoké. „Szokványos”-nak mondható anyagjellemzőjű betont és betonacélt használtunk fel (1. táblázat).

Felhasznált anyag	Jel	Karakterisztikus szilárdsági érték
Beton	C20/25	$f_{ck} = 20 \text{ N/mm}^2$
Betonacél	S500B	$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$

1. táblázat: A vasbeton keretváz tervezett anyagjellemzői

A vasbeton keretvázat laborkörülmények között falaztunk ki. A falazáshoz használt hagyományos kisméretű, 6,5x12x25 cm-es téglaelemeket a mérethatás figyelembevételére érdekében a hosszabbik oldal mentén harmadoltuk (4. ábra).



4. ábra: Hagományos kisméretű téglaelem

A felhasznált kisméretű téglát gyártó által megadott átlagos nyomószilárdsága: $f_{br} = 10 \text{ N/mm}^2$, melyből az EC6 szerint a falazóelem szabványos átlagos nyomószilárdsága kiszámítható, $f_b = 8,57 \text{ N/mm}^2$. A falazóelemek közötti fekvő és álló hézagokat egyaránt, teljes felületen kitöltöttük. A falazóhabarcs átlagos vastagsága 3-3,5 mm. A kísérleti keretek felülről lefelé falaztuk ki, azaz először a felső szint, majd az alsó szint falazata épült meg.

Az esettanulmányokat is felhasználó szakirodalmi publikációk (Dulácska, 2009; Dincel, 2009) alapján megállapítható, hogy normál falazatok esetén a falazóelem és a falazóhabarcs nyomószilárdságának arányában alapvetően különböző szerkezeti tönkremenetek alakulhatnak ki. Amennyiben a falazóhabarcs nyomószilárdsága a falazóelem nyomószilárdságának közelítően felénél kisebb, úgy alapvetően a falazóhabarcs nyírási tönkremenetele várható elsődlegesen vízszintes teher hatására, míg amennyiben megközelíti a két szilárdsági érték egymást, úgy a ferde repedések a falazóelemeken is átfuthatnak. Mindezek tükrében a falazáshoz két különböző nyomószilárdságú, de azonos gyártmányú falazóhabarcsot használtuk (2. táblázat).

Falazóhabarcs jele	Nyomószilárdság átlagos értéke
Baumit M30 / M3	$f_m = 3 \text{ N/mm}^2$
Baumit M100 / M10	$f_m = 10 \text{ N/mm}^2$

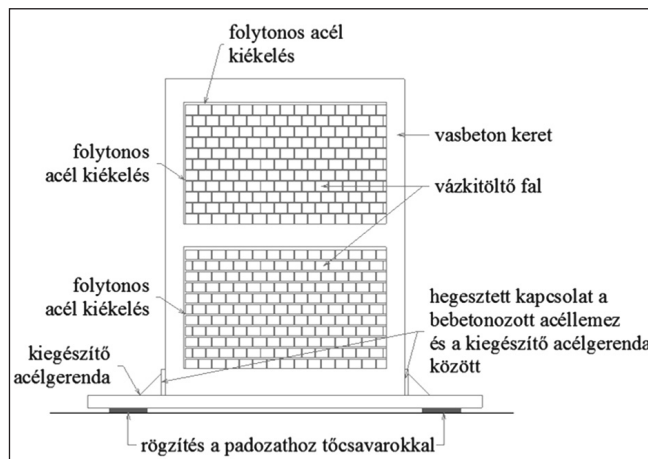
2. táblázat: A falazóhabarcs tervezett anyagjellemzői

A vasbeton keretben felhasznált anyagok, mind a beton és betonacél, mind a falazóelem közvetlenül laborban mért anyagjellemzői megfeleltek a tervezett értékeknek, attól jelentős eltérés nem volt kimutatható, ezzel szemben a falazóhabarcs nyomószilárdsága nem érte el a tervezett szilárdsági jellemzőket (3. táblázat).

A falazóhabarcs tervezett jele	Anyomószilárdság mért értéke	
Baumit M30 / M3	$f_m = 2 \text{ N/mm}^2$	M2
Baumit M100 / M10	$f_m = 8 \text{ N/mm}^2$	M8

3. táblázat: A falazóhabarcs tényleges anyagjellemzői

A vázkitöltő falat a vasbeton kerethez folytonosan kiékeljük 3-5 mm vastagságú rozsdamentes acéllemezek felhasználásával. A kiékelés során törekedtünk arra, hogy a fal a lehető legnagyobb felületen legyen kiékelve (5. ábra).



5. ábra: Kifalazott kísérleti keret

4. A KÍSÉRLETI PROGRAM

A kísérleti program egyik célja a magyarországi hagyományos kisméretű téglából készített vázkitöltő falazattal merevített vasbeton keretek földrengés hatására való vizsgálata és elemzése. A teljes kísérletsorozat összesen kilenc kísérleti elem vizsgálatát célozta meg, az alábbi paraméterek, elrendezések mellett (4. táblázat):

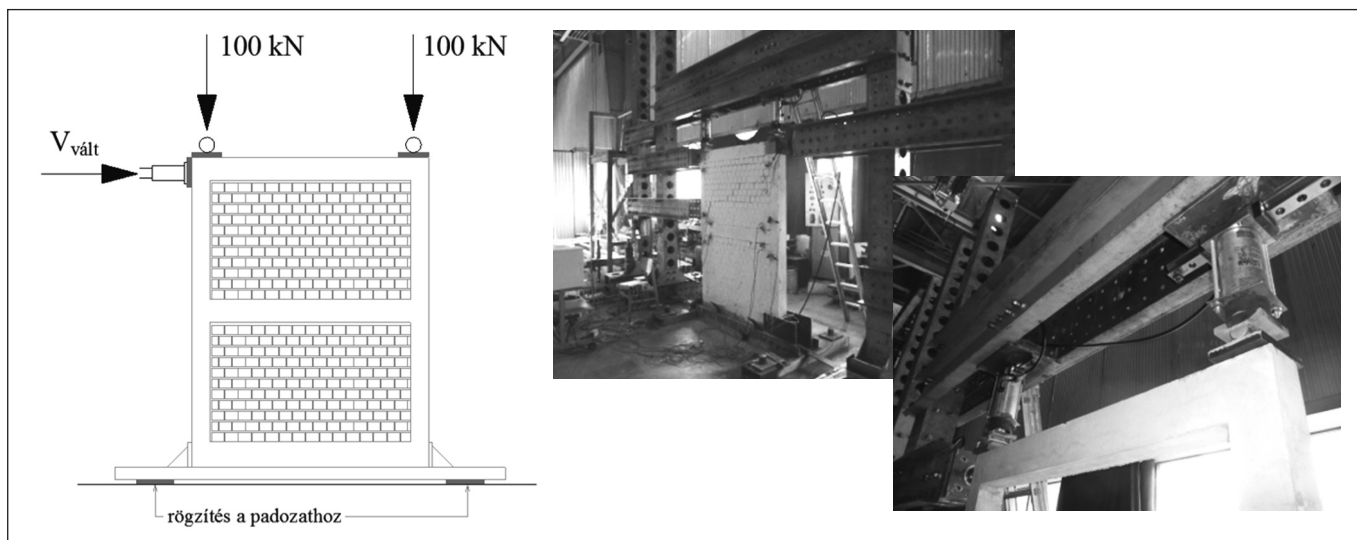
Jel	Kísérleti elem leírása	Kísérleti elemek száma
K0	Üres vasbeton keret	3
Km1	Kifalazott keret M3 habarccsal	3
Km2	Kifalazott keret M10 habarccsal	3

4. táblázat: Tervezett kísérleti elrendezések

Egyirányú vízszintes, monoton növekvő teherrel tönkremenetelig terheljük a Km1 és Km2 jelű kereteket, melyeknél különböző nyomószilárdságú falazóhabarcsot alkalmaztunk, hogy így a különböző falmereségű vázkitöltések hatását vizsgálhassuk. Mindezeket megelőzően a K0 jelű üres, vázkitöltő falazat nélküli keretek terhelése történt meg “nulladik” referencia kísérletekként.

5. A TERHELÉSI ELRENDEZÉSEK BEMUTATÁSA

Az egyirányú vízszintes, kvázi statikus terhelésű kísérleti elrendezések esetén a két szint magasságú, egyhajós vasbeton keretvázakat a merev padozathoz erősítettük kiegészítő acélszerkezetek segítségével. Mind a változó nagyságú tetőponti vízszintes irányú terhelést, mind a keretoszlopokat centrikusan



6. ábra: Függőleges és vízszintes hidraulikus sajtók elrendezése

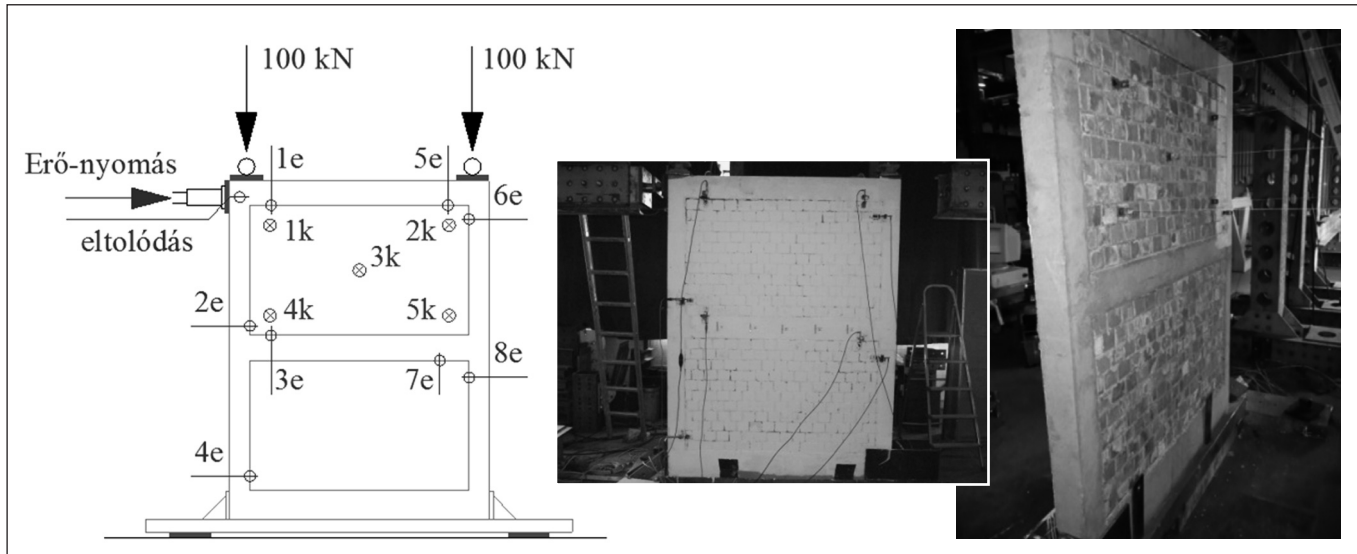
terhelő állandó nagyságú erőket hidraulikus sajtók segítségével hoztuk létre, melyek nagy merevségű acélszerkezetű terhelő kerethez csatlakoztak (6. ábra).

Az állandó 100 kN függőleges terhelést biztosító sajtók vízszintes értelmű eltolódását egy megfelelően kis súrlódási együtthatójú csúsztató sín segítségével biztosítottuk, így kiküszöbölhetővé vált a kísérleti elem vízszintes tetőponti eltolódása következtében a függőleges erők esetleges elferdüléséből kialakuló vízszintes értelmű erőkomponensek megjelenése.

6. MÉRÉSTECHNIKA

A BME Építőipari Laboratóriumban a kísérleti elemeket terhelő sajtók által létrehozott vízszintes, illetve függőleges erők, pontosabban a sajtókban lévő olajnyomás nagyságának közvetlen mérése mellett a két szint magasságú keret tetőponti eltolódását W100 típusú induktív elmozdulás mérővel (gyártó: HBM) mértük a legfelső keretgerenda középvonalaának magasságában. A változó nagyságú vízszintes teher függvényében a teljes keret tetőponti eltolódása közvetlenül mérhetővé vált erőeltolódás függvény formájában, amit számítógépes szoftverrel (a két erősítő típusa: Spider8) folyamatosan rögzítettünk. A fal és a keret relatív elmozdulásait a 7. ábrán látható elrendezésben, nyolc helyen (1e-től 8e-ig) W1 és W1/2 típusú induktív elmozdulás mérőkkel mértük. A felső falmező falsíkjából való kitérését a helyettesítő nyomott rácsrúd átlós irányában mértük

7. ábra: Mérési pontok elrendezési vázlatja és a tényleges kialakítás fényképei



az 1k-től 5k-ig jelzett pontokban szintén elektromos elmozdulás mérőkkel.

Az összesen 16 mérési pont az alkalmazott két Spider típusú erősítő teljes kapacitását kitöltötte, ezért került sor a fal-keret relatív eltolódásainak mérése során a teljes szerkezetre nézve aszimmetrikus mérési pontok kijelölésére. Ugyanakkor a terhelés irányát és a várható károsodások, illetve az azt megelőző elválások, eltolódások jellegét figyelembe véve a mérési pontok a szükséges zónákban kijelölhetők voltak.

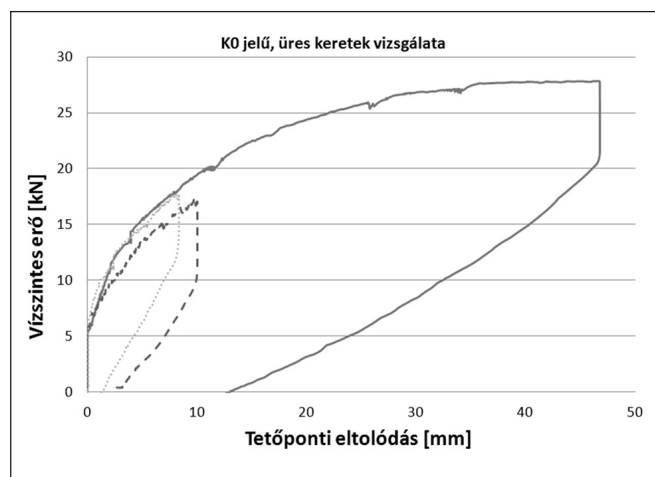
7. MÉRÉSI EREDMÉNYEK

Az elvégzett egyirányú terheléses 9 kilenc kísérlet (három K0, három Km1, három Km2) viszonylag sok mérési ponton adódó eredményeinek teljes körű bemutatása nélkül a jellemző eredmények talán átfogóbb képet adhatnak az elvégzett munka eredményéről, így a továbbiakban a kifejezetten jellemző és lényeges adatokat, diagramokat mutatjuk be a teljesség igénye nélkül.

A vázkitöltő téglafallal merevített vasbeton keretek jellegzetes viselkedését a tetőponti eltolódás-vízszintes külső erő diagramon keresztül szemléltethetjük a legkönnyebben. A kezdeti, viszonylag merev viselkedést követően, az ún. kontúr-repedések megjelenésével egyre kisebb merevségű, a falban kialakuló repedések megjelenésével fellazuló szakaszok figyelhetők meg, ami a szakirodalomban „yield force”-nak (Baran, Sevil,

2010) nevezett, magyarul leginkább „fellazulási pont”-ként nevezhető fellágyulásig tart, ezt követi az elmozdulásvezérelt tönkremenetel. A fellazulási pont gyakorlati szempontból a vázkitöltő fal nyomott átlós zónája mentén kialakuló összefüggő és egymásba érő repedések kialakulásával definiálható. A fal fellazulási pontját a szakirodalom (Baran, Sevil, 2010) a tönkremenetelhez tartozó erő 80%-ában fogadja el, ezt követően jelentős képlékeny alakváltozások jelennek meg a falban. A fellazulási pontot követően a téglafal nyírási teherbírása fokozatosan kimerül a már kialakult repedések egy szakaszából kiindulva a falazóelemek fokozatos tönkremenetelével, vagy a téglasorok egymáshoz képesti relatív megcsúszásával. Ennek következtében a keret és a fal merevségének aránya erőteljesen megváltozik, eltorzul, a fal kilágyul, a vízszintes erők egyre nagyobb részét a keret kezdi felvenni, míg a vasbeton keretváz (jellemzően nyírásra) tönkre nem megy.

A 8. ábrán az üres keretek erő-eltolódás diagramját mutatjuk be, melynél látható, hogy az egyetlen tönkremenetelig terhelt keret (K0-2) tönkremeneteléhez tartozó maximális erő 27,8 kN, a hozzátartozó tetőponti eltolódás pedig mintegy 46 mm volt. A másik két esetben a vasbeton keretek első repedéseinek észlelését követően tehermentesítés történt.

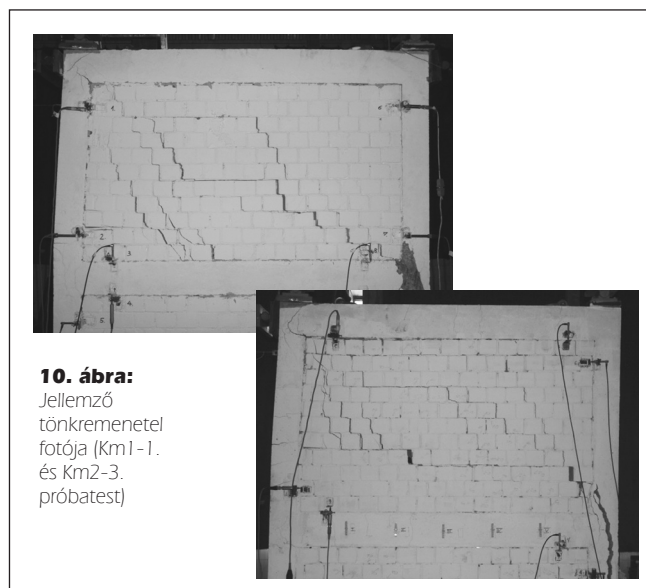
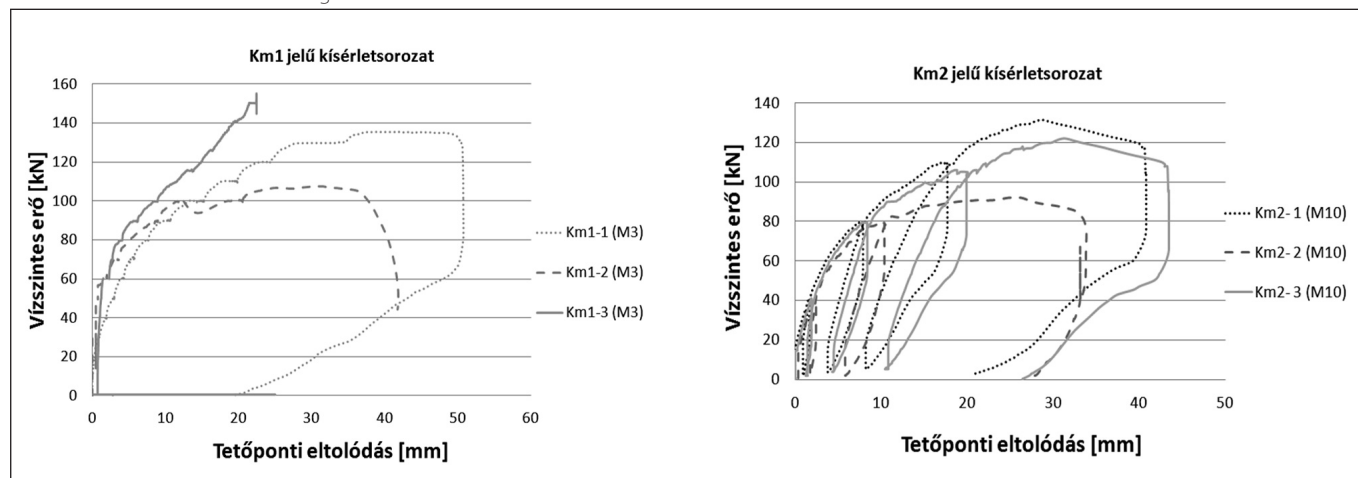


8. ábra: Jellemző erő-eltolódás diagram üres keret esetén

A 9. ábrán a Km1 és Km2 jelű kísérletsorozat erő-eltolódás diagramjait adjuk meg, az első esetben monoton növekvő, míg a második esetben egyirányú, de tehermentesítést-újratelhelést is tartalmazó terhelés esetén.

Minden esetben a vasbeton keretváz nyírási tönkremenetelével ért véget a kísérlet (10. ábra), ami az előzetes várakozásokkal és az előméretezés eredményével teljes mértékben összhangban volt.

9. ábra: Jellemző erő-eltolódás diagramok falazattal merevített keretek esetén



10. ábra: Jellemző tönkremenetel fotója (Km1-1. és Km2-3. próbatest)

A tönkremenetelhez tartozó maximális vízszintes erő megközelítőleg a 3-5-szeresére nőtt meg (9. ábra) a vázkitöltő téglafal beépítésének és kiékelésének hatására, ami jelentősnek mondható. Ugyanakkor a tönkremenetelhez tartozó tetőponti vízszintes eltolódások – egyetlen falazattal merevített próbatest kivételével – nem érték el, illetve nem haladták meg az üres keretekénél mért értékeket.

A különböző nyomószilárdságú falazóhabarcsokkal kialakított vázkitöltő falazatok vizsgálatait összehasonlítva megállapítható, hogy a szerkezet által a tönkremenetelig felvett külső vízszintes erő nagysága nem nő meg jelentősen, inkább a fal fellazulási pontjának elérésével és a fal megcsúszásával a falmerevség csökken rohamosan, így a keretre háruló teherhányad nő meg jelentősen. A fellazulási pont eléréseig ugyan a nagyobb merevségű fal hatására a vasbeton keretek kisebb eltolódásokat szenvednek, mint a gyengébb fallal kitöltött keretek, azonban a fal fellazulási pontját követően gyorsabb és ridegebb tönkremenetel alakul ki, vagyis a vasbeton keret kisebb duktilitásúvá válik az erősebb vázkitöltő fal hatására.

8. MEGÁLLAPÍTÁSOK

Az elvégzett kísérletsorozat a következő, ciklikusan változó irányú, kvázi-statisz teherrel terhelt próbatestek vizsgálatával kapcsolatban, mely a földrengés hatással szembeni viselkedés leírását célozza meg, hasznos és fontos alapinformációkat adott, kiváltképpen a vázkitöltő téglafallal merevített vasbeton keretek viselkedésének megértésében és jellemzésében. A további laborvizsgálatokat az elvégzett kísérletsorozat meg-

alapozta. A vázkitöltő téglafallal merevített vasbeton keretek egyirányú vízszintes statikus teherrel való terhelésével elvégzett labor kísérletek alapján az alábbi megállapításokat tesszük:

- a vázkitöltő téglafal merevítő hatására a keret által felvett vízszintes tetőponti erők az üres keretek által felvetteknél jelentősen nagyobbak, az elvégzett kísérletek alapján mintegy 3,5-5-szörösére nőttek,
- a vázkitöltő fal beépítésével a tönkremenetelhez tartozó tetőponti eltolódások az üres keretekéhez képest kisebbek,
- azonos kialakítású és vasalású vasbeton keretek esetén a falazóhabarcs nyomószilárdságának, azaz az ún. gyenge vázkitöltő fal falmervségének növelésével a tönkremenetelhez tartozó vízszintes tetőponti erők nem nőnek meg, sőt több esetben csökkenés figyelhető meg, ugyanakkor a tetőponti eltolódások jelentősen kisebbekké válnak,
- a szakirodalmi kutatásokkal összhangban (Baran, Sevil, 2010; Braz-Cesar et al., 2008) gyakorlati szempontból is definiáltuk a vázkitöltő fal „fellazulási pontját” (angolul: yield force), mely a fal átlós nyomott zónája mentén kialakuló, összefüggő és egymásra érő repedéskép megjelenését jelenti. A fellazulási pontot követően a kialakult repedéskép mentén a növekvő vízszintes tetőponti teher hatására a tönkremenetel felgyorsul,
- a nagyobb falmervséggel rendelkező kitöltő falak esetén a fellazulási pont elérését követően kisebb teherbírás-növekedés figyelhető meg, a tönkremenetel ridegebb, kisebb képlékeny alakváltozással jár, mint a kisebb falmervségű fal alkalmazásával,
- a vázkitöltő fal merevségének növelésével a kitöltött vasbeton keretek merevsége csupán a falra jellemző fellazulási pontig növekszik egyértelműen, azt követően a teljes szerkezet rendkívül gyors tönkremenetele figyelhető meg, így jelentős tartalékokat nem képez,
- a falmervség növelésével a tetőponti eltolódások mértéke jelentősen csökken, ami a fellazulási pontig akár hasznosnak is mondható, azonban annak túllépése esetén megfigyelhető, hogy az egyre ridegebb tönkremenetel, és a fellazulási pontot követő teherbírás-csökkenés miatt a merevített keret duktilitása is csökken.

Meg kell jegyeznünk, hogy a szakirodalomban publikált (Baran, Sevil, 2010; Braz-Cesar et al., 2008; Puglisi et al., 2009) kísérletekkel egybevágó, azoknak megfelelő kísérlet-sorozatot végeztünk el. A szakirodalmi kutatás során fellelt eredményekkel való összehasonlítás alapján kijelenthetjük, hogy a kapott eredmények illeszkednek a más kutatók által elvégzett nemzetközi kutatásokhoz.

9. KÖSZÖNETNYILVÁNÍTÁS

Ezúton szeretnénk megköszönni dr. Pintyőke Gábornak és a BME Építőipari Laboratórium munkatársainak, dr. Kálló Miklósnak, Mansour Kachichiannak, Kaltenbach Lászlónak, Domby Ferencnek, Halász Attilának és Szász Ferencnek, hogy önzetlenül segítették munkánkat a kísérletsorozat elvégzése során.

10. HIVATKOZÁSOK

- Baran, M., Sevil, T. (2010), „Analytical and Experimental Studies on Infilled RC Frames”, *Int. Journal of the Physical Sciences*, 18 October, 2010, Vol. 5(13), pp. 1981-1998.
- Bell, D. K., Davidson, B. J. (2001), „Evaluation of Earthquake Risk Buildings with Masonry Infill Panels”, *New Zealand Society for Earthquake Engineering Inc. 2001 Conference*, Paper No. 4.02.01.
- Braz-Cesar, M. T., Oliveira, D., Barros, R. C. (2008), „Comparison of Cyclic Response of Reinforced Concrete Infilled Frames with Experimental Results”, *14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China, October 12-17., 2008.

- Dawe, J. L., Seah, C. K. (1989), „Behavior of masonry infilled steel frames”, *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol 16(6), pp. 865-876.
- Dinzel, B. (2009), „The Roles of Masonry Infill Walls in an Earthquake”, *Dinzel Construction System*, Paramatta, Australia, <http://www.dinzelconstructionssystem.com>
- Dulácska E. (2009), „Földrengés elleni védelem, egyszerű tervezés az Eurocode 8 alapján”, *Gyakorlati útmutató*, Budapest, 2009.
- Holmes, M. (1961), „Steel frames with brickwork and concrete infilling”, *ICE Proceedings*, London, England, Part 4, Vol. 19., pp. 473-478.
- Lourenço, P. B., Alvaregna, R. C., Silva, R. M. (2006), „Validation of a Simplified Model for the Design of Masonry Infilled Frames”, *Masonry International*, ISSN 0950-2289. 19:1 pp. 15-26.
- Magenes, G., Pampanin, S. (2004), „Seismic response of gravity-load design frames with masonry infills”, *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver B.C. Canada, August 1-6., 2004, Paper No. 4004
- Mainstone, R. J. (1971), „On the stiffness and strength of infilled frames”, Supplement (IV), *Instn. of Civil Engrs.*, London, England, Paper 7360S., pp. 57-90.
- Mainstone, R. J. (1974), „Supplementary note on the stiffness and strength of infilled frames”, *Current Paper CP13/74, Build. Res. Establishment*, London, England.
- May, I. M. (1981), „Determination of collapse loads for unreinforced panels with and without openings”, *Proceedings of Instn. of Civil Engrs.*, London, England, Part 2, Vol.71., pp. 215-233.
- Murty, C. V. R., Jain, S. K. (2000), „Beneficial influence of masonry infill walls on seismic performance of rc frame buildings”, *12th World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, New Zealand, January 30 – February 4., 2000.
- Polyakov, S. V. (1957), „Masonry in Framed Buildings; An Investigations into the Strength and Stiffness of Masonry Infilling”, Moscow (In English translation),
- Puglisi, M., Uzcategui, M., López, J. F. (2009), „Modelling of masonry of infilled frames, Part I: The Plastic Concentrator”, *Elsevier Engineering Structures*, Vol. 31., pp. 113-118.
- Puyol, S., Benavent-Client, A., Rodriguez, M. E., Smith-Pardo, J. P. (2008), „Masonry Infill Walls: An Effective Alternative for Seismic Strengthening of Low-rise Reinforced Concrete Building Structures”, *14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China, October 12-17., 2008.,
- Saneinejad, A., Hobbs, B. (1995), „Inelastic Design of Infilled Frames”, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 121., No. 4. April, 1995, Paper No. 6682.
- Seah, C. K. (1998), „Universal Approach for the Analysis and Design of Masonry-infilled Frame Structures”, *PhD. Thesis*, University of New Brunswick, Canada.
- Shing, P. B., Mehrabi, A. B. (2002), „Behaviour and Analysis of Masonry-infilled Frames”, *Prog. Structural Engng. Mater.*, Vol.: 4(3), pp. 320-331., doi 10.1002/pse.122
- Smith, S. B. (1962), „Lateral stiffness of infilled frames”, *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 88., pp. 183-199.
- Smith, S. B. (1966), „Behaviour of square infilled frames”, *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 92., pp. 381-403.
- Tasnim, A. A., Mohebbkhal, A. (2011), „Investigation on the behaviour of brick infilled steel frames with openings, experimental and analytical approaches”, *Elsevier Engineering Structures*, Vol. 33(3), pp. 968-980. doi 10.1016/j.engstruct.2010.12.018
- Wood, R. H. (1978), „Plastic composite action and collapse design of unreinforced shear wall panels in frames”, *Proceedings of Instn. of Civil Engrs.*, London, England, Part 2, Vol. 65., pp. 381-411., doi 10.1680/icep.1978.2952

EXPERIMENTAL ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE FRAMES STIFFENED WITH INFILL MASONRY FOR MONOTONIC LATERAL LOADS

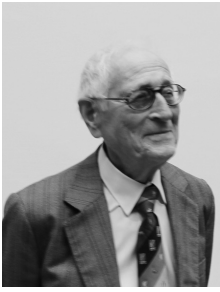
István Haris – Zsolt Hortobágyi

A group of 15, one-third scale, one-bay, two-storey reinforced concrete (RC) frame specimens experiment research was planned in the Structural Laboratory of the Department of Structural Engineering. The aim of the complete experiment research is to analyse in accordance with the nowadays scientific international literature the behaviour of the masonry infilled concrete frames for earthquake action, to wit for cyclic lateral loading. At the first step, up to the present the infilled frames have been investigated, which were loaded in one direction (9 specimens). The next step of the research will be to study the cases of cyclic top loading (6 specimens). In this paper the results and the summary of the maiden conclusions of the executed experiment research are shown.

Haris István (1980), okleveles építőmérnök (2004), egyetemi tanársegéd a BME Hidak és Szerkezetek Tanszéken, a Magyar Mérnöki Kamara tagja.

Dr. Hortobágyi Zsolt (1970), okleveles építőmérnök (1993), egyetemi docens a BME Tartószerkezetek Mechanikája Tanszéken, a Magyar Mérnöki Kamara tagja.

LŐKE ENDRE 90 ÉVES



1922. március 24-én született Lőke Endre, a magyarországi utófeszített és előfeszített vasbeton szerkezetek egyik úttörő tervezője, a magyar vasbeton előregyártás egyik legismertebb szaktekinvélye.

Az 1960-ban tervezett és megvalósult tiszaszederkényi műtrágyagyár kompresszor csarnoka – ami egy 30 m fesztávolságú vasbeton csarnok volt – tette Lőke Endrét ismertté a szakmában. Ehhez az építkezéshez került Magyarországra az első Freyssinet feszítősajtó.

1962-ben a szolnoki szuperfoszfát gyár „sinus-héj” feszített vasbeton tetőelemeinek tervezés során teljesen új elemfajtákat tervezett.

1966-ban a TT 18 m fesztávolságú feszített tetőelemek tervezésével új korszak nyílt a magyar betonelem gyártásban.

Lőke Endre az Iparterv tervezőjeként, majd a 31. sz. ÁÉV

főtechnológusaként rendkívül sokat tett a magyar betonelem gyártás fejlődéséért. Az 1971-ben megjelent „Montagebau” első kötetét Lőke Endre írta, maga a könyv egy 2 kötetes kiadvány az Akadémia kiadónál jelent meg.

1980-tól a TTI tervezőjeként a BVM-TIP szerkezeti rendszer honosításán dolgozott, majd Algériában folytatta tervezőmunkáját. A rendszerváltás után a Betonsztár elődállalatának tervezett, a Cora, a Bricostore és sok más épület szerkezettervezése tették termékennyé pályafutásának utolsó tíz évét.

Sok cikke, írása, illetve tudományos munkája szintén hozzájárult a magyar vasbetonépítés sikereihez.

Lőke Endre születésnapját a **fib** Magyar Tagozat szakmai ankét keretein belül is megünnepelte, amelyen korábbi munkatársai közül is sokan részt vettek. A rendezvényt a Moratus Szerkezetépítő és a Beton-Star Kft. is támogatta.

Az egész szakma nevében jó egészséget kívánunk neki.

Polgár László

DR. KOVÁCS KÁROLY 70 ÉVES



Kovács Károly a BME Vegyész-mérnöki karán végzett 1966-ban, vegyipari technikai érettségi és 1 éves papíripari gyakornoki munka után. Az egyetem elvégzését követően néhány évig a Papirgyári Tröszt Csepeli Cellulózüzemében dolgozott üzemmérnökként, majd üzemvezetőként. 1971-ben került

a Budapesti Műszaki Egyetem Építőanyagok Tanszékére, ahol először az MTA Mechanikai Technológiai Kutatócsoportjának munkájában vett részt, később a tanszék tudományos munkatársa, majd adjunktusa lett. Hat évig a tanszéki laboratórium vezetője, tíz éven keresztül pedig tanszékvezető helyettese és egyúttal a gazdasági ügyek intézője volt.

1966-tól az ÉMI Kht. Vegyészeti és Alkalmazástechnikai Tudományos Osztályának vezetője, majd 2005 és 2010 között az ÉMI Nonprofit Kft. Tűzvédelmi és Nukleáris létesítmények Divíziójának vezetője, azt követően a Nukleáris Létesítmények Divízió vezetője volt 2011. végéig.

Műszaki doktori értekezését műanyagkötésű perlitrendszerek témában írta. A szerves anyagok iránti érdeklődése későbbi kutatási tevékenységeiben is megjelent; mélyrehatóan foglalkozott a szilikátok, elsősorban betonok és szerves anyagok, betonok és műanyagok kapcsolataival.

Másik nagy kutatási területe a betonok és vasbetonok korróziója, a károsodási okok és következményeik feltárása, a vizsgálati és javítási lehetőségek kidolgozása, megfelelő betonanyagok tervezése volt.

Kutatási és szakmai tapasztalatait számos alkotás bizonyítja,

közöttük szabadalmak a hőszigetelés, páraszellőzés terén, javítási és felújítási technológiák kidolgozása (MÁV Záhony – Eperjeske Ömlesztett áru Átrakó szerkezet, Kiskunfélegyházi vasbeton torony, Hármashatárhegyi mikrohullámú toronytörzs, Cigándi Tisza-híd pályalemezének betontechnológiája, Paksi Atomerőmű Zrt. 4 db 100 m-es szellőzőkéménye, Paksi Atomerőmű Rt. vasbeton szerkezeteinek korróziós felügyelete és vizsgálata stb.)

Publikációinak száma jelentős: 50-nél több szakcikk, könyvrészletek (Beton- és vasbeton szerkezetek diagnosztikája I. és II., Beton- és vasbetonszerkezetek védelme, javítása és megerősítése I, Magyar Nagylexikon. Építéskémiai témakör), közel 40 konferencia előadás. A feldolgozott témák mind az építőmérnök hallgatóknak, mind a hasonló területeken dolgozó szakembereknek nagy segítséget nyújtanak.

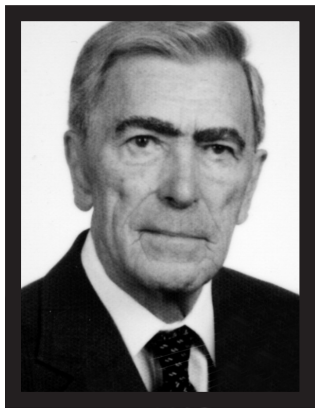
Az elmúlt 40 évben a BME Építőmérnöki Kar nappali, levelező és szakmérnöki képzésében 13 tárgyat oktatott (közöttük: Kémia, Szerkezetek védelme és javítása, Diagnosztika, Betonstruktúra - tartósság stb.). Közvetlen előadói stílusa és nagy tárgyi tudása sok élvezetes előadást jelentett hallgatóinak. Ma címzetes docensként tartja egyetemi előadásait.

Szakmai közéleti tevékenysége kiterjedt; évtizedek óta az MTA Építészeti Munkabizottság Építőanyagok és Épületkémia albizottságának titkára, 3 évig a Szilikátipari Tudományos egyesület főtitkára volt, tagja a **fib** Magyar Tagozatának.

Kedves Karcsi! Isten éltesen sokáig! Kívánjuk, hogy továbbra is őrizd meg munkabírádsodat, vidám légkört teremtő képességedet.

Csányi Erika

UJHELYI JÁNOS (1925-2011) EMLÉKÉRE



Debrecenben született 1925. március 28-án, értelmiségi családban. 1943-ban érettségizett a Ciszterci Rend Budapesti Szt. Imre Gimnáziumában. Majd beiratkozott a József Nádor Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem Mérnöki Karára, ahol oklevelet – anyagi okok miatt – csak 1958-ban szerzett. *Könnyűadalékanyagok betonok összetételének tervezése és szilárdságának előbecslése*

című értekezésével kandidátusi fokozatot szerzett 1968-ban, valamint a *Beton struktúrájának és nyomószilárdságának tervezése* című értekezésével akadémiai doktori fokozatot 1990-ben.

Állandó munkahelyei és beosztásai: Zsigmondy Béla Rt. (mérnökgyakornok, 1946-47.); Munkatudományi Intézet (előadó, 1947-48.); Iparügyi Minisztérium (főelőadó, 1949-50.); Építéstudományi Intézet (tudományos segédmunkatárs, 1951-1952; tudományos munkatárs, 1953-1957; tudományos főmunkatárs, 1958-60; tudományos főosztályvezető, 1961-1977; tudományos tanácsadó, 1978-1990; tudományos tagozatvezető, 1991-1995.); Nyugállomány 1995-től; Betonolith K+F Kft., mint ÉTI jogutód (tudományos tanácsadó, 1995-2001.); Cemkut K+F Kft., mint Betonolith K+F Kft jogutód (tudományos tanácsadó, 2001-2009.)

Tudományos kutatóként és szakértőként a beton alapanyagaival és a betontechnológiával foglalkozott. Fő témái: a habarcs és a beton kiegészítő anyagai, matematikai-statisztikai minőség-ellenőrzés, könnyűbetonok és a normálbetonok alapanyagai, összetételük tervezése és a beton készítése, speciális betonok (agresszív hatásnak ellenálló, hő-és tűzálló, esztétikus megjelenésű, kis zsugorodású betonok, betonozás hidegben-melegben), a tartósság, az élettartam, a teljesítőképesség fogalma és kiegészítése, a gyártásközi és a végtermék ellenőrzés módszerei.

Munkájának eredményeit mintegy 200 intézeti Tudományos Jelentésben, 180 szakcikkekben (ebből 40 idegen nyelvű) és szakkönyvben ismertette.

Szakkönyvíró tevékenysége: *A könnyű adalékanyagok betonok fajtái, összetételük tervezése és a beton készítése* (Mérnöki Továbbképző Intézet – a továbbiakban MTI – 1960, szerző), *A könnyűbeton falazóelemek adalékanyagai, a beton összetételének tervezése és a beton készítése* (MTI Bp. 1961, szerző); *A blokkos építésmód kézikönyve* (ÉDOK, Bp., 1962, társszerző), *Építőipari kézikönyv* (Műszaki Könyvkiadó, - a továbbiakban MKK – Bp., 1962 és 1973, társszerző), *Perlitbeton – perlitahabarcs* (MKK, Bp. 1963, szerző, nívódíj), *Útmutató a betontechnológia c. tantárgyhoz* (Tankönyvkiadó, Bp. 1964, szerző), *Betontechnológia I.* (Tankönyvkiadó, Bp. 1964, szerző), *Betontechnológia II.* (Tankönyvkiadó, Bp. 1965, szerző), *Towards Industrialized Building* (Elsevier P.C., Amsterdam-London- New York, 1966., társszerző), *Méthodes d'essais et d'études des bétons aux aggrégats légers I. és II.* (RILEM, Bp. 1967 és 1968 szerkesztő és szerző); *Esztétikus megjelenésű betonfelületek készítése* (MTI, szerkesztő és társszerző), *A beton* (MKK, Bp. 1971, szerző Armuth Andrással), *Építőipari kislexikon* (MKK, Bp. 1971, társszerző), *Statikusok Kézikönyve* (MKK, Bp. 1973, 1989 és 1996, társszerző), *Beton*

és habarcs technológia (MKK, Bp. 1973, főszerkesztő és szerző, nívódíj), *Manuel du coffrage* (CIB, Paris, 1977, társszerző), *A beton minőségellenőrzése* (Szabványkiadó, Bp. 1983, társszerző), *Építőanyag praktikum* (MKK, Bp. 1983, társszerző), *Betontechnológia I. Vízépítési segédletek* (VÍZDOK, Bp. 1985, szerző), *Betontechnológia II. Vízépítési segédletek* (VÍZDOK, Bp., 1986, szerző), *Beton és vasbeton készítése* (MÉASZ ME-04.19-1995 Műszaki Előírás 22 kötetben, főszerkesztő és szerző) *Betonismeretek*, tankönyv (Műegyetemi kiadó, Bp., 2005), *Betonlexikon* (ÉTK, Bp., 2006, főszerkesztő és szerző).

Főállású munkája mellett **oktató** volt a BME Kivitelező Szakmérnök szakán (1963-72.); a Pollack Mihály Műszaki Főiskola Vízépítési Szakmérnök szakán (1985-89); a BME Betontechnológiai Szakmérnök szakán (1997-2005).

Az oktatási munkáját címzetes főiskolai tanár (Pollack Mihály Műszaki Főiskolán) és címzetes egyetemi docens (BME Építőanyagok Tanszék 1989) címmel ismerték el.

TESCO szakértő: Kuba (1971), *United Nations Industrial Development Organization* szakértő: Izland (1973 és 1975), Mongólia (1980), Szíria (1981), Jugoszlávia (1982), *NIKEX szakértő*, Törökország (1974-76).

Közéleti szereplése széleskörű. Építőipari Tudományos Egyesület (ÉTE) tagja 1952-től, örökös tagja 1991-től. ÉTE Kivitelezési Szakosztály vezetőségi tagja (1964-76); ÉTE Előregyártási Szakosztály elnöke (1978-86); Szilikátipari Tudományos Egyesület (SZTE) tagja 1954-től, SZTE BetonSzakosztály vezetőségi tagja (1988-2000). Magyar Tudományos Akadémia (MTA) Építéstudományi Bizottság tagja (1990-2002); OTKA Élettelen Természettudományok zsűri tag, (1990-97); MSZT 107 Betonbizottság tagja (1970-90) elnöke (1991-2000); MSZT 117 Előregyártási Bizottság, elnök (1998-2000); Nemzeti Akkreditálási Testület Építőipari Szakbizottság alelnöke (1996-2005); Council International des Laboratoires sur les Essais des Matériaux et des Constructions (RILEM), könnyűbeton munkabizottság tagja (1967-73); Highway Research Board (USA) tag, (1970-78); Comité Euro-International du Béton (CEB) Betonbizottság tag (1971-76).

Kitüntetések: Építőipari Kiváló Dolgozója (1959 és 1965), Kiváló Munkáért (1978 és 1985), Munka Érdemrend (1962), Alpár-érem (1969), Palotás-díj (2006).

Ujhelyi János életét teljes egészében a betonkutatásnak, a betontechnológia fejlesztésének a szolgálatába állította. Ismereteit írásban és szóban terjesztette, eredményeinek ipari alkalmazásában rendszeresen közreműködött. Elévülhetetlen érdemeket szerzett a beton, a vasbeton és a feszített beton anyagának készítésére, felhasználására és minőségének ellenőrzésére vonatkozó műszaki előírások készítésével, rendszeres felújításával, az európai szabványok honosításának az irányításával. A szabályzatokba mindenkor beépítette a legkorszerűbb betonismereteket, és ezzel a magyar előírásokat nemzetközi viszonylatban is élenjárókká emelte. Sokat tett azért, hogy az empirikus betontervezés tudományosan megalapozott eljárássá váljék. A betontechnológusok országosan ismerik. Nagyra becsülik szerénységgel párosuló kiemelkedő tudását, a laboratóriumi és ipari tapasztalatokra épülő, valamint a hazai és a nemzetközi szakirodalom állandó tanulmányozásával szerzett ismereteit, amelyeket fáradtságot nem ismerve haláláig készségesen bocsátott a hozzá fordulók rendelkezésére. 2011. december 4-én halt meg.

Dr. Balázs György

Mosott felületképzésű betonpálya építése az M0 körgyűrű szélesítésénél



Vasbeton pályalemez építés az M6 Sió-hídján



Kúszózsalu az M6
széchenyi völgyhídjának
pillérein

Hungária

Út a jövőbe

COLAS-HUNGÁRIA Zrt.

Nagy Létesítmények Főigazgatósága

1033 Budapest, Kórház u. 6-12.

Telefon: 061 883 1180

Fax: 061 883 1137

E-mail: nli@colashun.hu

www.colas.hu



Hídgerenda-beemelés az M0-M3 csomópontban

WWW.BETONMIX.HU

Ipari padlók, térbetonok

Teljes körű építési csomag, optimális szerkezet meghatározása.

Mérnöki tanácsadás

Ipari padló tervezése:

- műszaki- és költség szempontból is optimális megoldás kidolgozása;
- rétegrend meghatározása, méretezés (padlóvastagság, beton, acélszál mennyiség; munkahézag kialakítás és kiosztás, stb.);
- csomóponti kialakítások, pótvasalások.

Néhány referencia:

- Mercedes Autógyár, Kecskemét;
- Tesco, Auchan, Cora áruházak, országszerte;
- Lidl, Aldi szupermarketek, országszerte;
- Pro Logis és más logisztikai központok országszerte.

Igazságügyi szakértői tevékenység

Tapasztalatainkra alapozva magánmegbízásokat is teljesítünk:

- megelőzhetőek a bírósági peres eljárások;
- a felek közti kompromisszumos megoldás megkeresése;
- optimális megoldás kidolgozása a peres fázisban is.