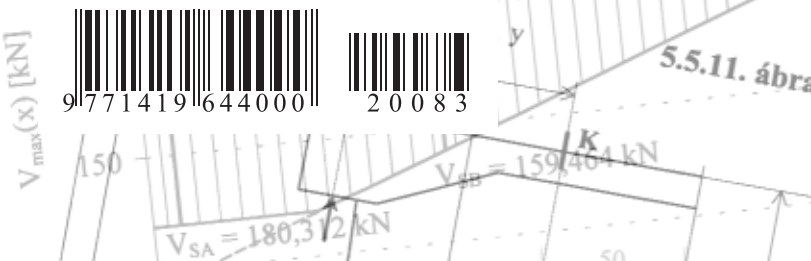


A *fib* MAGYAR TAGOZAT LAPJA

VASBETONÉPÍTÉS

CONCRETE STRUCTURES

JOURNAL OF THE HUNGARIAN GROUP OF *fib*

Az M0 körgyűrű északi Duna-hídja. Megnyílt 2008. szeptember 30-án.

Hunyadi Mátyás

Az M0 körgyűrű északi Duna-hídja

1. Előtervezés, engedélyezési terv, vállalkozásba adás

70

Szilágyi Katalin –
Dr. Borosnyói Adorján

A Schmidt-kalapács 50 éve: múlt, jelen, jövő

3. Tudományos megfontolások és kitekintés

73

Mihalek Tamás

A kőröshegyi völgyhíd építésének története

5. A felszerkezet vízszintes mozgásai és ezek szabályozása

83

Molnár András – Dr. Bódi István

Feszített vagy feszítés nélküli CFRP szalagos megerősítési módok összehasonlító értékelése

89

SZEMÉLYI HÍREK

Ullrich András 65 éves
Dr. Gálos Miklós 70 éves
Dr. Erdélyi Attila 75 éves
Lakatos Ervin 75 éves

97

fib bulletin 41:

Treatment of imperfections

fib bulletin 42:

Constitutive modelling of HSC/HPC

99

2008/3

X. évfolyam, 3. szám

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, Műgyetem 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

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: 190 000 Ft+áfa

belső borító: 150 000 Ft+áfa

A hirdetések felvétele:

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

Címlap:

Az M0 körgyűrű északi Duna-hídja
(Megyeri híd)

Fotó: Csécei Pál

TARTALOMJEGYZÉK

70 Hunyadi Mátyás
Az M0 körgyűrű északi Duna-hídja
1. Előtervezés, engedélyezési terv, vállalkozásba adás

73 Szilágyi Katalin – Dr. Borosnyói Adorján
A Schmidt-kalapács 50 éve:
múlt, jelen, jövő
3. Tudományos megfontolások és kitekintés

83 Mihalek Tamás
A kőröshegyi völgyhíd építésének
története
5. A felszerkezet vízszintes mozgásai és ezek
szabályozása

89 Molnár András – Dr. Bódi István
Feszített vagy feszítés nélküli CFRP
szalagos megerősítési módok össze-
hasonlító értékelése

97 Személyi hírek
Ullrich András 65 éves
Dr. Gálos Miklós 70 éves
Dr. Erdélyi Attila 75 éves
Lakatos Ervin 75 éves

99 fib bulletin 41:
Treatment of imperfections in precast
structural element
fib bulletin 42:
Constitutive modelling of high
strength/high performance concrete

A folyóirat támogatói:

Vasúti Hidak Alapítvány, Swietelsky Építő Kft., DDC Kft., ÉMI Kht.,
Hídépítő Zrt., MÁV Zrt., MSC Mérnöki Tervező és Tanácsadó Kft.,
Lábatlani Vasbetonipari Zrt., Pont-Terv Zrt., Strabag Zrt., 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

1. ELŐTERVEZÉS, ENGEDÉLYEZÉSI TERV, VÁLLALKOZÁSBA ADÁS



Hunyadi Mátyás

Folyóiratunk cikksorozatát közöl az M0 körgyűrű északi szektor most elkészült és forgalomba helyezett Duna-hídjának tervezéséről. Jelen cikk ezen ismertetések indító, bevezető cikke.

Tizenötéves előkészítés után az autósok örömeire elkészült a főváros első XXI. századi Duna-hídja az M0 körgyűrű északi szektorán. A folyam magyarországi szakaszán ez a 19-ik híd, és egyben a leghosszabb. A Nagy Duna-hídja országunkban az első ferdekábeles közúti híd.

Kulcsszavak: M0, ferdekábeles híd, előtervezés, engedélyezési terv

1. BEVEZETÉS

A Budapestről kiinduló autópályák és főutak sűrűn lakott területeken kívüli összekötésére szolgál a főváros körüli M0 körgyűrű. Az autópályákon közlekedők, elsősorban a nehézgépjárművek, kamionok tranzit forgalma a körgyűrűn a lakott területen kívül haladhat célja felé, így menetidejük lerövidül. Az új út a környezetvédelmet is szolgálja, kímélve a város polgárait a légszennyezettségtől, a zajártalomtól és a kipufogó gázok káros hatásaitól. Az M0 körgyűrű elkészültével a főváros kamion forgalma újra értékelhető, szabályozható, módosítható.

A már üzemelő déli szektor tovább építése keleten és északon a 90-es évek elejétől a gyorsforgalmi utak fejlesztéséről szóló kormányprogram keretében folytatódott.

Az M0 körgyűrűnek az M3 autópálya és a 10. számú főút közötti szakaszát nevezik északi szektornak. Az új híd azon a helyen épült, amit már a honfoglaló magyarok is átkelőnek használtak, erről Anonymus gesztájában olvashatunk.

Megeri hídnak nevezik az új átkelőt, mivel a híd két Megyert is összeköt: Káposztásmegyert és Békásmegyert.

Az északi szektorra 1991-92-ben az Uvaterv készített nyomvonal és lakossági egyeztetési terveket. A szakmai és környezetvédelmi szempontok alapján a Közlekedési, Hírközlési és Vízügyi Minisztérium 1993-ban jóváhagyta a nyomvonalat, mely az azóta történt ellenkezések ellenére sem változott. A jóváhagyott nyomvonalnak az M3 autópálya és a 11. számú főút közötti szakaszára az UNITEF Mérnöki Iroda készítette az út engedélyezési tervét. A Duna-hídra a CÉH Zrt. tanulmány tervet készített 6 változatban.

2. TANULMÁNYTERVI VÁLTOZATOK

A tanulmánytervek a felszerkezet szélességével (pl. félszélességű építés), a szerkezet kialakításával, a híd anyagának (acél, beton) megválasztásával, a megépítés módjával, a környezetbe illeszkedéssel foglalkoztak. A változatok főleg a Nagy Duna hídjára adtak eltérő megoldásokat. Két terv a már sokszor alkalmazott többtámaszú gerendahidas kialakítással készült. Egyik ortotrop pályalemezes acélszekerény tartót, a

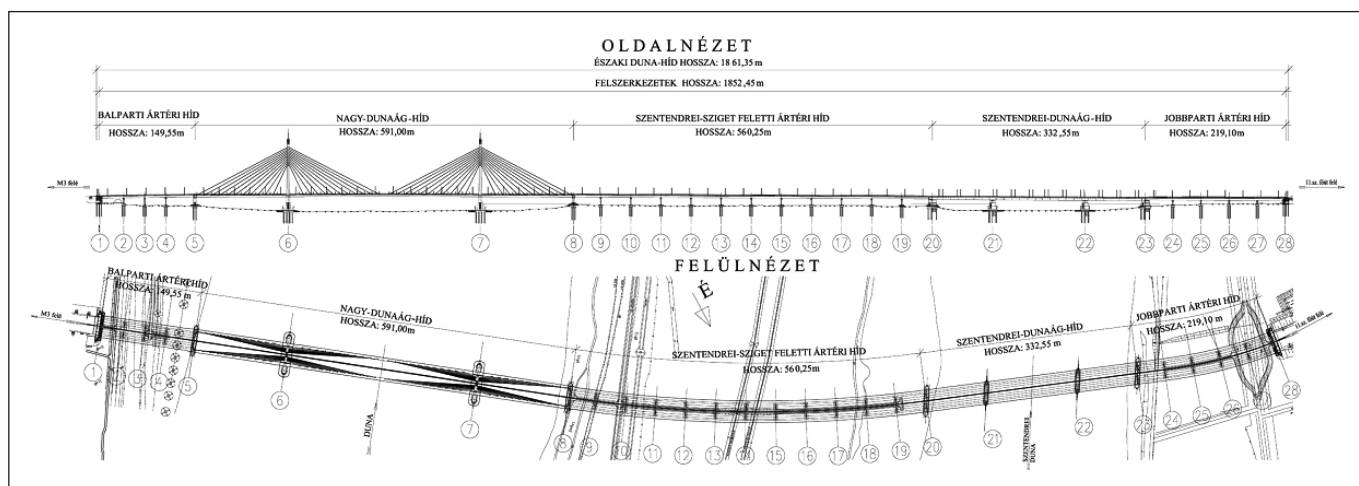


1. ábra: A híd helye légi fényképbe illesztve

másik szabadon betonozott feszített vasbeton felszerkezetet javasolt. Négy változat hazánkban újszerű, ferdekábeles megoldással készült, acél, ill. feszített vasbeton pilonnal és merevítőtartóval.

A Duna főági hídja a tanulmánytervi változatok a következők voltak:

1. Ortotrop szerkezetű, egyszekerényes, parabolikusan kiékelte négy nyílású acél gerendahíd.
2. Ferdekábeles háromnyílású acél híd, ortotrop pályalemező nyitott gerinclemezes felszerkezet. Két kábelsík, a tartó kábelek acél pilonokba kötnek be.
3. Szabadon betonozott, négynyílású, parabolikusan kiékelte egyszekerényes feszített vasbeton gerendahíd.
4. Két kábelsíkú, ferdekábeles, hét nyílású, háromcellás szekrény keresztmetszetű feszített vasbeton híd. Feszített vasbeton pilon.
5. Egy kábelsíkú, ferdekábeles, hét nyílású, egycellás szekrény keresztmetszetű feszített vasbeton híd. Feszített vasbeton pilon.
6. Három kábelsíkú, ferdekábeles, ortotrop pályalemezes szekrényes acél merevítőtartó. Három tornyú vasbeton pilon, belső térben közösségi funkciókkal (kilátó, kávézó).



2. ábra: A híd általános terve. Felülnézet – oldalnézet

7. A tanulmánytervek zsűrizése után készült, kisebb módosítások után 7M jellel az engedélyezési terv, mely az építési tervek alapja lett. Modern két kábelsíkú ferdekábeles, „A” betűt formáló feszített vasbeton pilonok, háromnyílású, a két kábelsík alatt egy-egy szekrénytartóból álló, középen nyitott acél merevítőtartó alkalmazásával.

A tanulmánytervet bíráló zsűri ferdekábeles változatot fogadott el. A zsűri kiemelten hangsúlyozta a meglévő, gyönyörű fővárosi hidak sorába történő esztétikus modern formai illeszkedést. Javasolta, hogy a Duna főágára tervezendő híd két pilonos ferdekábeles megoldás legyen.

A tanulmánytervek tartalmazták az ütemezett építést is. Az első ütemben az egyik pálya készítését irányozta elő, amelyet a második ütemben a végleges kiépítés a meglévő híd szélesítésével, illetve új híd mellé építésével követett volna.

3. FŐ ADATOK

A műszaki és gazdasági elemzések azt mutatták, hogy az egy ütemben történő végleges megoldás a gazdaságos. Az engedélyezési tervek már a végleges keresztmetszetű 2 x 3 forgalmi sávok kialakítás figyelembe vételével készültek.

Az átadáskori várható forgalmi terhelés a hídra, a 2003. évi engedélyezési tervi adatok szerint 60000 egységjármű átlagos napi forgalom. Ez a forgalom várhatóan növekedni fog a környezeti további szakaszainak megépítésével.

Az M0 északi szektorának az M3 autópálya és a 2. sz. főút közötti szakasza a hatósági engedélyek birtokában 1999-ben megépült. A 2. és 11. sz. főutak közötti nyomvonal körüli pereskedések, fellebbezések, felfüggesztés után a környezetvédelmi engedélyt a Fővárosi Bíróság 2001-ben ítélte jogerősnek. Ezután készült az engedélyezési terv, melyet az UNITEF'83 Zrt. és a CÉH Zrt. 2001. decemberében leszállított az építetőknek.

Újabb pereskedések után 2004. szeptemberében a Közlekedési Főfelügyelet másodfokon jogerős építési engedélyt adott. Ekkor kezdődött el a tendertervek kidolgozása.

A tendereztetés nyertes kivitelező vállalkozója az M0 Északi Duna-híd Konzorcium lett, melyet a Hidépítő Zrt. és a Strabag Zrt. alakított. A megvalósításra szóló szerződést 2006. január 6-án írták alá. Az építési terveket az UNITEF-CÉH KKT készítette a konzorcium megbízásából.

Az M0 környezeti most elkészült szakasza 3,4 km hosszú, nyomvonala a főváros határánál keresztezi a Duna főágát (Váci Duna), a Szentendrei sziget déli részét, a Szentendrei-Dunát és az árterületeket. Az árvédelmi töltések közötti szakaszon árvédelmi szempontból az utat csak hídszerkezettel szabad

átvezetni. A híd öt részből áll, két acélszerkezetű folyami hídból és a hozzájuk csatlakozó három feszített vasbeton felszerkezetű ártéri hídból. Az M0 Északi Duna-híd az árvédelmi töltések között pillérekön átvezetve összesen 1862 m hosszú.

A híd osztott pályás, 2 x 2 forgalmi sávval került átadásra, de lehetőséget biztosítottunk távlati 2 x 3 forgalmi sáv átépítés nélküli átvezetésére. A híd északi, befolyási oldalán kerékpárút, a déli oldalán gyalogjárda készült.

A hidakat a legmodernebb technológiával terveztük, az ártéri hidakat feszített vasbeton szekrény keresztmetszettel és előretolások módszerrel építve. A szentendrei Duna acél hídja szerelötéren összeállítva és a hazánkban bevált beúsztatásos módszerrel jutott a helyére. A főági híd ferdekábeles megoldással valósult meg.

A tervezésnél különös hangsúlyt helyeztünk természeti értékeink védelmére, mivel a híd környezetvédelmi területen létesült. Kiemelt figyelemmel, külön szigorú előírásokat kellett betartani a Fővárosi Vízművek védett ivóvíznyerő bázisán alapozandó híd tervezése során, mely meghatározta a híd nyílásbeosztását, alapozását, a kivitelezés során betartandó kööttségeket.

Az ivóvízellátás biztonsága érdekében a hídról nem lehetséges a lejutás a szigetre.

A környezetvédelem érdekében a hídra jutó csapadék vizet csővezetékön a két partra vezetik a tisztító műtárgyakba, ahonnan tisztítva kerül a folyóba. A környezetvédelmi hatóság előírásait kielégítve, a Szentendrei sziget feletti és a jobb parti ártéri hídon kétoldalt zajárnyékoló fal készült a környezeti ártalom csökkentése végett.

Az elkészült híd öt szerkezeti része az alábbi támaszközű hidakból áll:

- bal parti ártéri híd: 37 + 2 x 33 + 45 m,
- Duna-főági híd: 145 + 300 + 145 m,
- szentendrei-szigeti ártéri híd: 42 + 11 x 47 m,
- Szentendrei-Duna híd: 94 + 144 + 94 m
- jobb parti ártéri híd: 43 + 3 x 44 + 43 m.

Az ártéri hidak felszerkezete folytatólagos, szekrény keresztmetszetű feszített vasbeton szerkezet, mely gyártópadon készült, ahonnan korszerű technológiával, a bal partit egyenes, a szigetet és a jobb partit pedig ívben lévő tengelyirányú előretolással juttatták a terv szerinti helyükre.

A Szentendrei-Duna híd háromnyílású, folytatólagos, párhuzamos övű acélszerkezet, ortotrop pályalemez egycellás szekrénytartó, két oldalt konzollokkal. A szerkezet gyári és helyszíni illesztései hegesztettek. A csepeli szerelötéren összeállított 700-800 tonnás hídszerkezeteket a már több hídnál sikeresen alkalmazott, uszályokon történő helyszínre



3. ábra: Látványterv

úsztatással és az uszályokon kialakított emelőmű segítségével juttatták a terv szerinti helyére.

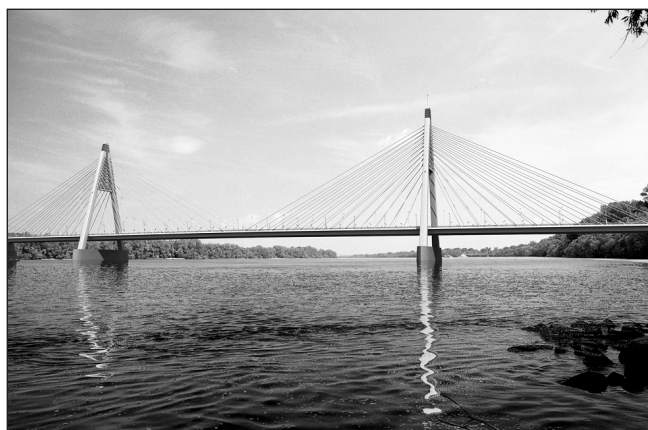
A Duna főágában (Váci Duna) Magyarországon közúti hídnál eddig még nem alkalmazott ferdekábeles hídszerkezet épült. A kábelek legyezőszerűen két síkban függesztik fel 12 m-enként az acél merevítőtartót. A mintegy 150-160 tonnás szerelési egységeket úszódaru emelte a helyükre. A Nagy Duna hídja háromnyílású, ferdekábeles acéltartós felszerkezetével és két 100 m magas feszített vasbeton pilonjával, építészeti kialakításával, modern esztétikus formájával a főváros új látványossága. A híd közvilágítással és díszvilágítással van ellátva.

A feladat nagyságát jól jellemzi a beépített anyagok mennyisége:

beton	120 000 m ³ ,
szerkezeti acél	12 500 tonna,
függesztő kábelek	460 t
a híd felülete	65 000 m ² .

4. MEGÁLLAPÍTÁSOK

Az M0 körgyűrű hidjának építése 2006. januárban kezdődött a Hídépítő Zrt. és a Strabag Zrt.-ből alakult M0 Északi Duna-híd Konzorcium fővállalkozásában. A kivitelezés 33 hónapig tartott. Forgalomba helyezése 2008. szeptember 30-án történt. A Megyeri híd mind az öt szakaszának újszerű



4. ábra: Nagy Duna ferdekábeles híd látványterve

technológiája, különösen a ferdekábeles híd és a 100 m magas feszített vasbeton pilonok tervezése és építése nagy kihívás volt az ország hidászai, a tervezők és kivitelezők számára. E monumentális alkotás megvalósításával tovább öregbítették az eddig is elismert magyar hidász szakma jó hírnevét.

Az egyes építmények részletes leírására a VASBETONÉPÍTÉS folyóirat következő számaiban kerül sor, folytatva ezen bevezető cikket, mely az előtervezésről, engedélyezésről, a tervezésről és a főváros legújabb hídjáról általánosságban szól.

Hunyadi Mátyás (1933) okl. mérnök (1958), Euro mérnök (2002), a C&H Zrt. hídtervező iroda igazgatója, a Megyeri híd főtervezője. Tervezői munkáját az Uvaterv-ben kezdte meg. Több jelentős hazai és export híd terveinek elkészítésében vett részt, mint az Erzsébet híd, Tahi Duna-híd, Szegedi Tisza-híd, Sfax-Tripoli vasútvonal hidjai. Szakértőként 10 évig külföldi kiküldetésben tevékenykedett. 16 éve a C&H Zrt.-ben vezető tervezőként számos autópálya és egyéb közúti hidak tervezését irányítja, melyek közül a legjelentősebb munkája a Megyeri híd.

BRIDGES ON THE M0 MOTORWAY OVER THE RIVER DANUBE NORTH OF BUDAPEST

1. Conceptional design

Mátyás Hunyadi

Present article is the first part of a series of articles about the new bridges on the river Danube North of Budapest on the M0 circular motorway around Budapest.

This is the 19th bridge on the river Danube in Hungary. Inhabitants of Budapest were waiting very much for this bridge in order to improve traffic conditions North of Budapest.

The new bridge consists of several parts with a main cable-stayed bridge over the main branch of the river Danube.

A SCHMIDT-KALAPÁCS 50 ÉVE: MÚLT, JELEN, JÖVŐ

3. RÉSZ: TUDOMÁNYOS MEGFONTOLÁSOK ÉS KITEKINTÉS



Szilágyi Katalin – Dr. Borosnyói Adorján

A Schmidt-kalapácsos vizsgálat során kapott visszapattanási értékeket a készülék ütőszondájának közvetlen környezetében lévő beton tulajdonságai határozzák meg. Tekintve a visszapattanási értékeket befolyásoló tényezők nagy számát, egy szerkezet vizsgálata során igen sok visszapattanási értéket kell rögzítenünk ahhoz, hogy kellő megbízhatósággal közelítsük meg a szerkezetre jellemző legvalószínűbb visszapattanási értéket. Mivel a roncsolásmentes betonvizsgálatok elsődleges célja általában a szilárdságbecslés, ehhez szükségünk van egy megbízható függvénykapcsolatra is a szerkezeti beton nyomószilárdsága és a vizsgált roncsolásmentes anyagjellemző között. A pontos kiértékelő függvényeket csak laboratóriumi körülmények között folytatott kutatásokhoz tudjuk fölhasználni. Általános esetben a Schmidt-kalapácsos szilárdságbecslés bizonytalanságát 15-25% alá csökkenteni nem lehet. Az eszköz viszonylag egyszerű felépítése miatt a felhasználók többnyire úgy vélik, hogy nincs is szükségük a kellő mélységű megértésre sem a működési elvvel, sem az alkalmazhatóság korlátaival kapcsolatban. Jelen dolgozat ezen a téren igyekszik a hiányt pótolni.

Kulcsszavak: Schmidt-kalapács, felületi keménység, rugalmas visszapattanás, mechanikai hullámok, mérési bizonytalanság, szilárdságbecslés

1. BEVEZETÉS

Cikksorozatunk első részében áttekintettük a Schmidt-kalapácsos vizsgálatokon alapuló nyomószilárdság-becslés lehetőségeit, fölhasználva a több mint 50 éve folyó hazai és nemzetközi kutatási eredményeket. Cikksorozatunk második részében e vizsgálati módszer európai szabványosításának hazai jelentőségét összegeztük. Jelen dolgozatunkban a vizsgálatok tudományos hátterét elemezzük, amivel a jövőbeni kutatási irányok kijelölésének elősegítését is célozzuk.

2. A SCHMIDT-KALAPÁCS MŰKÖDÉSÉNEK ELMÉLETI HÁTTERE

A roncsolásmentes betonvizsgálatok elsődleges célja általában a szilárdságbecslés. A szilárdságbecsléshez szükségünk van egy megbízható összefüggésre, függvénykapcsolatra, a szerkezeti beton nyomószilárdsága és a vizsgált roncsolásmentes anyagjellemző között. Ilyen függvénykapcsolatok megalkot-

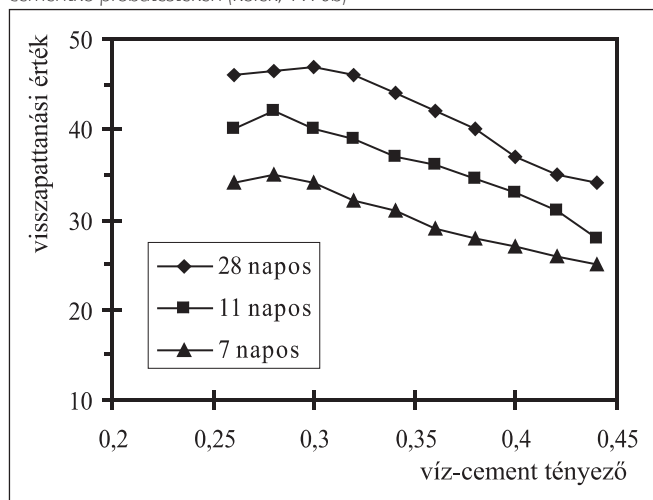
hatók tervezett laboratóriumi kísérletekkel, vagy szerkezetből kifűrt magminták alapján. A szilárdságbecslés pontossága természetesen függ a megtalált függvénykapcsolat korrelációs együtthatójától (ACI, 2003; Leshchinsky et al, 1990).

A visszapattanási értékek és a beton nyomószilárdsága között egyértelmű, fizikai okokra visszavezethető összefüggés nincs, csak empirikus összefüggést találhatunk (Anderson et al, 1955; Bungey et al, 2006). Ennek elsődleges oka, hogy a beton makroszkopikus értelemben is heterogén, és a Schmidt-kalapácsos vizsgálat a betonszerkezetnek csak néhány tíz mm vastag, felületi rétegét érinti. A mérési eredmények a felületi keménység relatív nagyságáról szolgáltatnak információt, és a beton egyéb szilárdságjellemzőivel nehezen hozhatók kapcsolatba. Mindazonáltal az elmúlt, több mint 50 év vizsgálati tapasztalatai megmutatták, hogy bizonyos tapasztalati összefüggések találhatók; ezt cikksorozatunk első részében összefoglaltuk. Az 1. ábrán igen szemléletes eredményeket mutatunk be a felületi keménység és a nyomószilárdság feltételezhető kapcsolatára (Kolek, 1970b). Az ábrán különböző korú, megszilárdult cementpép-próbatesteken mért Schmidt-kalapácsos visszapattanási értékek láthatók, a víz-cement tényező függvényében. Az eredmények rámutatnak, hogy a cementkő felületi keménysége hasonlóan érzékenyen követi a víz-cement tényező változását, mint ahogyan azt a nyomószilárdság esetében tapasztaljuk. A kis víz-cement tényezőknél az adalékszerkezet nem tartalmazó próbatesteken tapasztalható tömörítési hiány is megfigyelhető. Tehát a felületi keménységmérésen alapuló szilárdságbecslő eljárások megalapozottak lehetnek. Betonok esetében azonban nem csak a cementkő hatása tükröződik a visszapattanási értékekben (Granzer, 1970).

Ahhoz, hogy mélyebben megértsük, hogy milyen jelenségek teszik lehetővé a Schmidt-kalapácsos szilárdságbecslést, ismételtelen (immár részletesebben) rátekintünk a módszer működési elvére, illetve a visszapattanási értékeket befolyásoló legfontosabb tényezőkre.

A Schmidt-kalapácsos visszapattanási érték a két test (értsd: a kalapács ütőtömege és a kalapácsnak a betonszerkezet felületéhez nyomott ütőszondája) részben rugalmas ütközéséből, az ütközéssel közölt energiának a beton lokális morzsolódása és

1. ábra: Schmidt-kalapácsos visszapattanási értékek megszilárdult cementkő próbatesteken (Kolek, 1970b)



belső súrlódása következtében bekövetkező disszipálódásából, valamint az ütés által gerjesztett mechanikai hullámok terjedéséből és visszaverődéseiből alakul ki. A visszapattanási érték a Schmidt-kalapács ütőtömege által az ütés közben megtett, illetve a visszapattanás közben megtett úthosszának az arányát mutatja, tehát arányos az ütőtömeg ütést megelőző és a visszapattanást követő helyzeti energiájának arányával is (Schmidt, 1951):

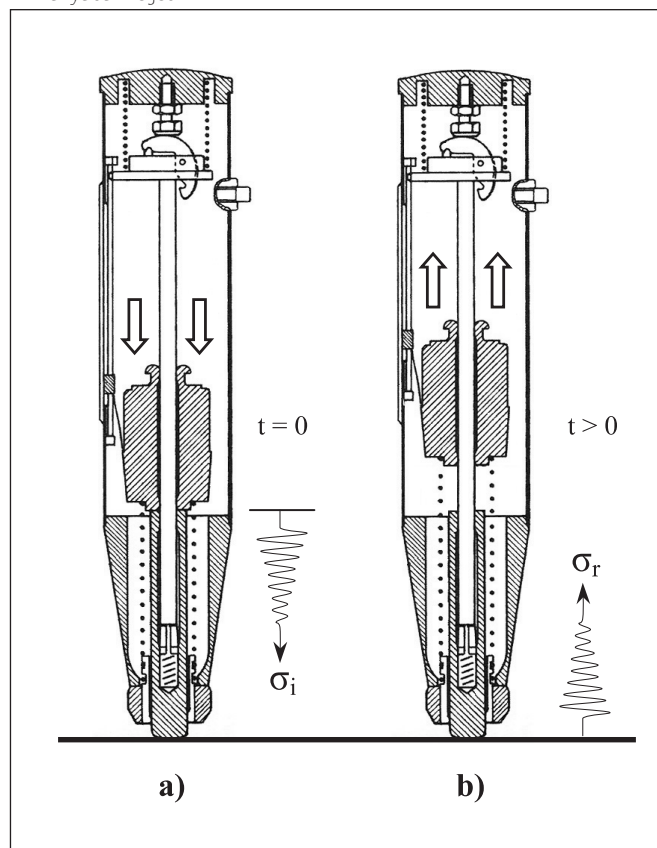
$$R = \frac{x_r}{x_0} \cdot 100 = \sqrt{\frac{E_r}{E_0}} \cdot 100 \quad (1)$$

ahol x_0 a mozgó tömeg ütés közben megtett útja; x_r a mozgó tömeg visszapattanás közben megtett útja; E_0 a mozgó tömeg helyzeti energiája az ütést megelőzően; E_r a mozgó tömeg helyzeti energiája a visszapattanást követően.

A Schmidt-kalapácsos ütés, illetve visszapattanás során elnyelődő energia egy része a készüléken belül, az ütőtömeg mozgása közben súrlódással vesz el, más része a beton és a készülék ütőszondájának érintkezési felületén keresztül, az ütés pillanatában a betonban disszipálódik. *Ez utóbbi energiaveszteség teszi lehetővé, hogy a Schmidt-kalapács a beton mechanikai tulajdonságainak vizsgáló eszköze lehessen.* Az ütés pillanatában a betonban elnyelődő energia nagysága függ a beton nyomószilárdságától és rugalmassági modulusától is, ezáltal a beton feszültség-alakváltozás (σ - ϵ) diagramjának függvénye. Kisebb szilárdságú, kisebb merevségű betonban több energia nyelődik el, így a tapasztalt visszapattanási érték is kisebb, mint egy nagyobb szilárdságú, nagyobb merevségű beton esetén. Ha fölírjuk a Schmidt-kalapácsos vizsgálat egy-

2. ábra: Mechanikai hullám kialakulása és visszaverődése a Schmidt-kalapács ütőszondájában

- Az ütőszondában, az ütőtömeg ütközésének pillanatában longitudinális mechanikai hullám indul el C_p sebességgel az ütőszonda csúcsának irányában.
- Az ütőszonda ütőfelületéről (az acél-beton fázishatárról) a longitudinális mechanikai hullám visszaverődik, és az ütőszonda vállának irányában terjed.



szerűsített energiámérlegét, láthatóvá válik, hogy minél több a betonban elnyelődő energia, annál kisebb lesz az ütőtömeg ütés utáni mozgási energiája, tehát a Schmidt-kalapácsos visszapattanási érték:

$$E_0 = E_r + E_{\text{súrl}} + E_{\text{dissz}} \quad (2)$$

$$E_r = (E_0 - E_{\text{súrl}}) - E_{\text{dissz}} \quad (3)$$

ahol E_0 a mozgó tömeg helyzeti energiája az ütést megelőzően; E_r a mozgó tömeg visszapattanást eredményező helyzeti energiája; $E_{\text{súrl}}$ a ütőtömeg mozgása közben súrlódással elnyelődő energia; E_{dissz} a beton és a készülék ütőszondájának érintkezésével az ütés pillanatában, a betonban disszipálódó energia (amely tehát egyrészt a beton helyi morzsolódása, másrészt a beton belső súrlódása révén nyelődik el).

Minthogy lehetséges azonos nyomószilárdságú, de eltérő rugalmassági modulusú és energiaelnyelő-képességű betonokat készíteni, így azonos nyomószilárdságú betonok esetén is kaphatunk eltérő visszapattanási értéket, és megfordítva, azonos visszapattanási értékeket kaphatunk eltérő nyomószilárdságú betonokra. Ezért például nem hanyagolható el az adalékanyagok rugalmassági modulusának hatása a visszapattanási értékekre.

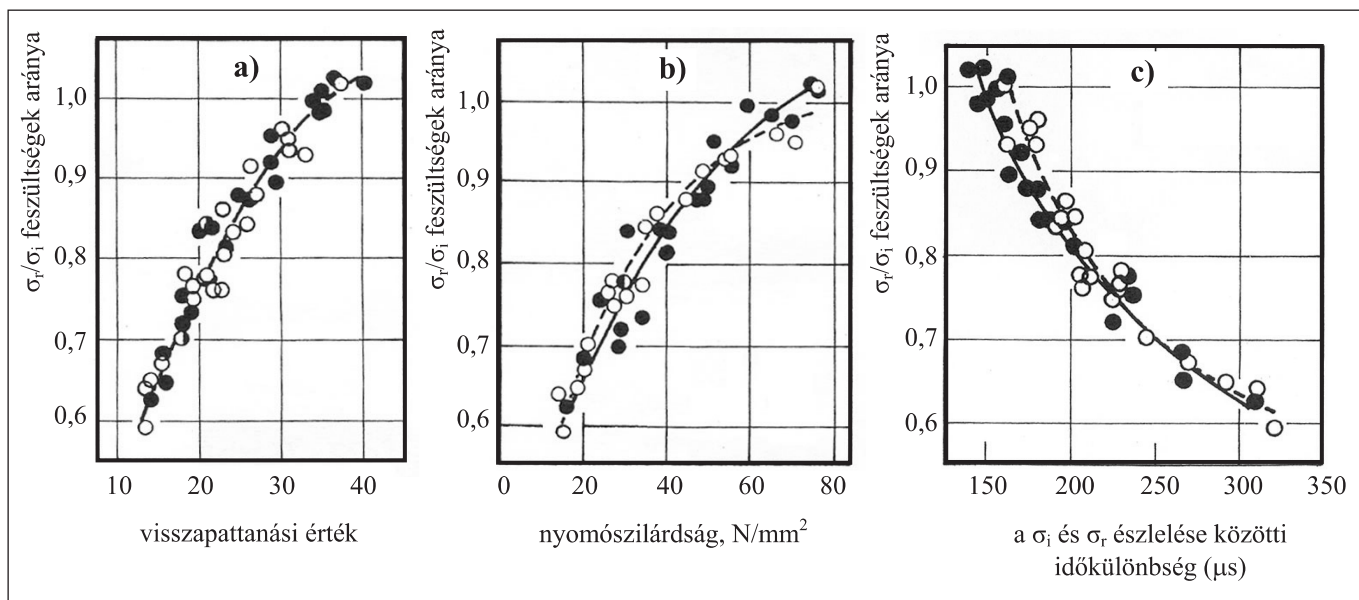
Az elmúlt 50 évben elméleti megfontolások alapján *nem sikerült* megállapítani a Schmidt-kalapácsos visszapattanási értékek és a vizsgált anyagok fizikai, mechanikai jellemzői közötti összefüggést. Gaede és Schmidt (1964) elméleti megfontolások alapján fölírta ugyan a beton nyomószilárdsága és a visszapattanási értékek matematikai kapcsolatát, majd a fizikai modell használhatóságát laboratóriumi vizsgálatokkal is igazolták, azonban az összefüggések tartalmaztak olyan paramétereket, amelyek a nyomószilárdsággal, illetve a rugalmassági modulusal csak közvetetten hozhatók kapcsolatba.

A beton nyomószilárdsága és a visszapattanási értékek fizikai kapcsolata függ a vizsgált anyag szerkezeti csillapításától, azonban a beton belső inhomogenitása miatt e csillapítás mértékének meghatározása nehézségekbe ütközik. Homogén, izotróp, félvégtelen, viszkoelasztikus, szilárd közeg felületén a visszapattanás mértéke elméleti megfontolások alapján is megadható (Calvit, 1967), de ez a megközelítés a betonvizsgálatokhoz nem nyújt segítséget. A szerkezeti csillapítás leírására kiválaszthatjuk például a *logaritmusos dekrementumot* (δ). A logaritmusos dekrementum függvényében egy tömeg ejtési magasságának (h_0) és a visszapattanás magasságának (h_r) aránya egy homogén, izotróp, félvégtelen, viszkoelasztikus, szilárd közeg felületén a következő (Kolek, 1970a):

$$\frac{h_r}{h_0} = \frac{1}{1 + \delta} \quad (4)$$

Valamely, hasonlóan leegyszerűsített összefüggés a Schmidt-kalapácsos vizsgálatok esetén nem tartalmazná az ütőszonda alatt létrejövő *lokális beton morzsolódás* hatását, és az ütés közben kialakuló *mechanikai hullámok* terjedéséből származó hatásokat sem. Ez utóbbira részletesebben rátérünk a következőkben.

Az ütés pillanatában, a beton felületén kialakuló mikro-mechanikai deformáció *mechanikai hullámokat* (vagy más néven *feszültség-hullámokat*) indít el a betonban. E mechanikai hullámok hasonló módon terjednek szilárd közegekben, mint a hang terjedése a levegőben, vagy a földrengések lökeshullámai a Föld kérgében. Az ütőszondából, mint pontbeli hullámforrásból kiindulva P-típusú longitudinális (tágulási) és S-típusú transzverzális (nyíró) hullámok terjednek a betontestben, gömbfelületet alkotó hullámfrontok formájában és R-típusú felületi



3. ábra: Összefüggések a visszapattnási érték, a nyomószilárdság és a mechanikai hullámok egyes paramétereinek között (Akashi, Amasaki, 1984)

Jelmagyarázat: Az üres körök és a szaggatott vonal szárazon tárolt és légszáraz állapotban megvizsgált próbatestekre vonatkoznak. A kitöltött körök és a folytonos vonal végig vízben tárolt és víztelített állapotban megvizsgált próbatestekre vonatkoznak.

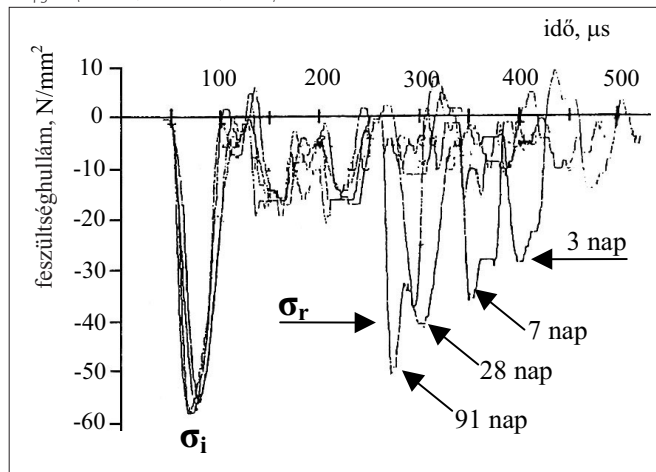
hullámok terjednek a betontest felületén. A P- és S-hullámok közeghatárhoz (pl. acélbetét, adalékanyag szemese, vízzel telt kapilláris, légzárvány stb.) érkeve részben visszaverődnek. A P-hullámok képesek szilárd és cseppfolyós közegben is terjedni, míg az S-hullámok a szilárd-cseppfolyós fázishatáron teljes mértékben visszaverődnek. Ha a visszaverődő mechanikai hullámok hullámfrontja eléri a hullámforrást, még mielőtt az ütőszonda és a betonfelület között a kapcsolat megszűnne, akkor a mért visszapattnási értékre ez hatással van. Tekintve a mechanikai hullámok terjedési sebességét, ez a hatás mindig létrejön. Izotróp, lineárisan rugalmas közeg feltételezésével a P-hullámok terjedési sebessége (C_p) és az S-hullámok terjedési sebessége (C_s) a következő (ACI, 1998):

$$C_p = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}} \quad (5)$$

$$C_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (6)$$

ahol E a közeg húzási/nyomási rugalmassági modulusa; G a közeg nyírási rugalmassági modulusa; ρ a közeg sűrűsége; ν a közeg Poisson-tényezője.

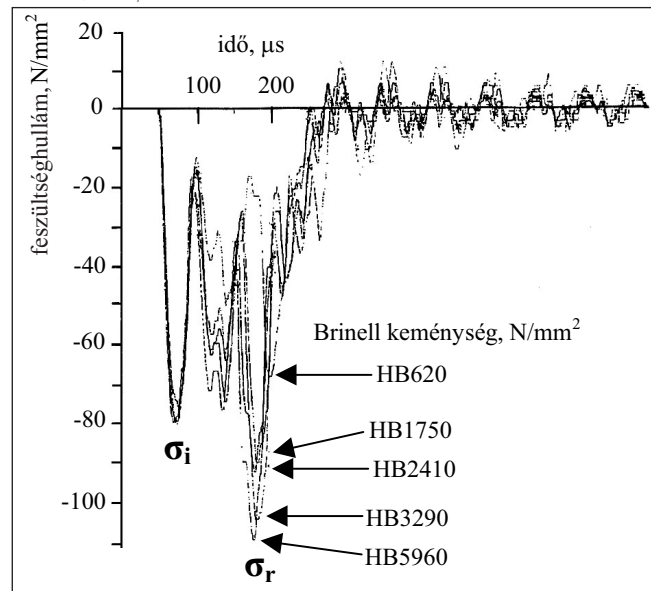
4. ábra: Mechanikai hullámok időbeli alakulása, egy v/c=0,70 víz-cement tényezőjű betonon 3, 7, 28 és 91 napos korban mért vizsgálati eredmények alapján (Akashi, Amasaki, 1984)



Mindaddig *nem vizsgálták* a mechanikai hullámok terjedését a betonban a Schmidt-kalapácsos vizsgálat közben. Akashi és Amasaki (1984) a Schmidt-kalapács *ütőszondájában*, mint rugalmas közegben tanulmányozta a mechanikai hullámok terjedését. Vizsgálataikhoz a Schmidt-kalapács eredeti ütőszondáját kicserélték egy különleges, nyúlásmérő bélyegekkel ellátott ütőszondára, amelynek rugalmassági modulusa (hasonlóan az eredeti ütőszondához) $E=190$ GPa volt. A különleges ütőszondával, az eredetitől eltérő geometria miatt, a Schmidt-kalapács kalibráló üllőjén nem 78...82 visszapattnási értéket regisztráltak, hanem annál kisebb értékeket. Ettől eltekintve a vizsgálatok eredményei rendkívül jól szemléltették a Schmidt-kalapácsos visszapattnási értékek nem tökéletesen rugalmas ütközésre való visszavezethetőségét, ezért röviden ismertetjük e tanulságos, és mindmáig egyedi vizsgálatok eredményeit.

Vizsgálataik során a kutatók összefüggéseket kerestek az ütőszondában, az ütőtömeg ütközésének hatására kialakuló longitudinális mechanikai hullám kezdeti (i) amplitúdójának (σ_i , 2.a ábra), és az ütőszonda ütőfelületéről (az acél-beton fázishatárról) visszaverődő longitudinális mechanikai hullám

5. ábra: Mechanikai hullámok időbeli alakulása, különböző Brinell keménységű fémlapokon végzett vizsgálatok eredményei alapján (Akashi, Amasaki, 1984)



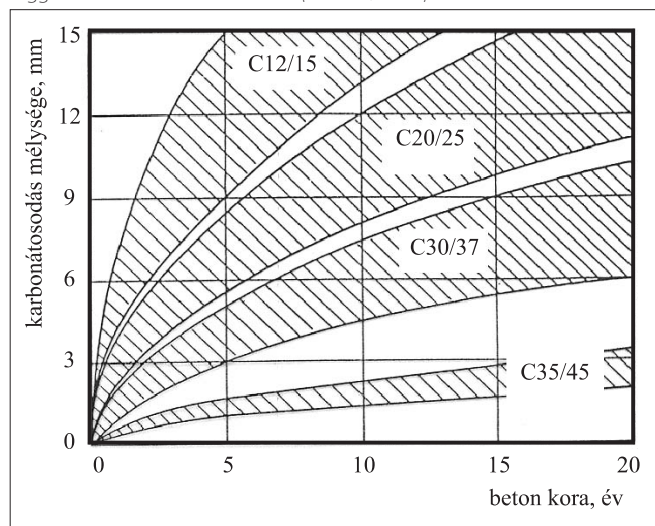
(r) amplitúdójának (σ_r , 2.b ábra) aránya (σ_r/σ_i) között. Ezt az arányszámot tekintették vizsgálataik legfontosabb paraméterének. A visszapattanási értékekre, a beton nyomószilárdságára, illetve a σ_i és σ_r észlelése közötti időkülönbségre vonatkozó eredményeiket a 3. ábrán mutatjuk be. Megfigyelhető, hogy a bevezetett σ_r/σ_i paraméter mind a visszapattanási értékkel mind pedig a nyomószilárdsággal arányos, így tehát alkalmas a Schmidt-kalapácsos vizsgálat jellemzésére is.

A kutatók igyekeztek feltárni a betonon tapasztalt jelenségek és a lineárisan rugalmas – tökéletesen képlékeny anyagok felületi keménysége közötti különbségeket is, ezért a beton próbatesteken kívül 20 mm vastagságú fém (réz és acél) lemezeken is végeztek vizsgálatokat, amelyeknek Brinell keménysége HB620 és HB5960 (N/mm²) között változott (összehasonlításként: a Schmidt-kalapács kalibráló üllőjének (MSZ EN 12504-2:2001) Brinell keménysége HB5200). A vizsgálatok eredményeit a 4. és 5. ábrán foglaljuk össze: egy v/c=0,70 víz-cement tényezőjű beton 3, 7, 28 és 91 napos korában mért vizsgálati eredményeit a 4. ábrán, míg az ötféle, eltérő Brinell-keménységű fémlemezen mért eredményeket az 5. ábrán adjuk meg. A tapasztaltakat a következőkben foglaljuk össze:

- a longitudinális mechanikai hullám kezdeti σ_i amplitúdója *független* a beton nyomószilárdságától és a fémlemez Brinell keménységétől,
- a visszaverődő longitudinális mechanikai hullám σ_r amplitúdója annál nagyobb, minél nagyobb a beton nyomószilárdsága, illetve minél nagyobb a fémlemez Brinell keménysége,
- a visszaverődő longitudinális mechanikai hullám σ_r amplitúdója *beton esetén* sohasem éri el a kezdeti σ_i amplitúdót,
- a visszaverődő longitudinális mechanikai hullám σ_r amplitúdója az *acél lemezek esetén* (HB>1750) meghaladja a kezdeti σ_i amplitúdót,
- a visszaverődő longitudinális mechanikai hullám (σ_r) észlelésének időpontja beton esetén annál későbbi, minél kisebb a beton nyomószilárdsága,
- a visszaverődő longitudinális mechanikai hullám (σ_r) észlelésének időpontja nem függ a különböző fémlemez Brinell-keménységétől,
- a fémlemez vizsgálati esetén a longitudinális mechanikai hullám kezdeti σ_i amplitúdójának észlelése és a visszaverődő mechanikai hullám σ_r amplitúdójának észlelése között (kisebb időkülönbséggel) egy markáns feszültségcsúcs észlelhető, amely beton esetén nem mutatható ki (e jelenséget a kutatók nem magyarázták).

Összefoglalva tehát *megállapítható, hogy a Schmidt-*

6. ábra: A karbonátosodási mélység és a beton nyomószilárdság összefüggésének sematikus ábrázolása (Bindseil, 2005)



kalapács ütőszondájában kialakuló mechanikai (feszültség-) hullámok jelentősen eltérnek a lineárisan rugalmas – tökéletesen képlékeny anyagmodellel jellemezhető fémek, illetve a viszkoelasztikus – morzsolódó anyagmodellel jellemezhető beton esetén.

A Schmidt-kalapácsos vizsgálat közben kialakuló mechanikai hullámok vizsgálata további kutatást igényel.

3. A VISSZAPATTANÁSI ÉRTÉKET BEFOLYÁSOLÓ TÉNYEZŐK

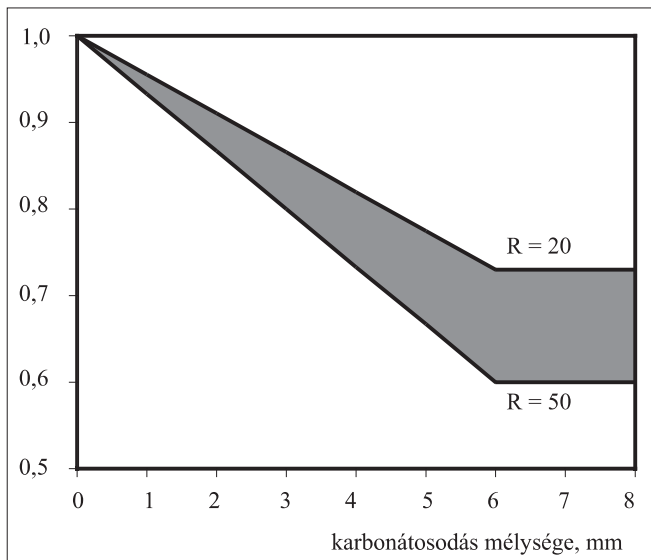
A Schmidt-kalapácsos vizsgálat során kapott visszapattanási értéket a készülék ütőszondájának közvetlen környezetében lévő beton tulajdonságai határozzák meg. Ennél fogva a vizsgálat igen érzékeny a vizsgálati körülményekre. Például, ha egy nagyobb adalékanyag szemcse, vagy egy nagyobb légzárvány fölött mérünk, akkor a szerkezeten egyébként tapasztalt átlagos visszapattanási értékekhez képest lényegesen nagyobb, illetve lényegesen kisebb visszapattanási érték lesz mérhető (Herzig, 1951). A betonfelszín közvetlen közelében futó (elégtelen betonfedésű) betonacélok szintén befolyásolják a mért visszapattanási értéket. A következőkben röviden összefoglaljuk a visszapattanási értéket befolyásoló legfontosabb hatásokat.

3.1 Az ütésirány

Az ütésirányt mindig a gravitáció irányához képest értelmezzük (így elsősorban fölfelé, lefelé vagy vízszintes irányban ütve szoktunk vizsgálatot végezni). A Schmidt-kalapács használatának alapértelmezett ütésiránya a vízszintes irány. Amennyiben ugyanazon betonszerkezeten visszapattanási értékeket mérünk, függőlegesen lefelé irányuló ütés esetén rendre kisebb, míg függőlegesen fölfelé irányuló ütés esetén rendre nagyobb visszapattanási értékeket kapunk, mint a vízszintes ütésiránnyal megkapható visszapattanási értékek (Schmidt, 1950). A mérési eredményeket ezért mindig korrigálni kell az ütésiránytól függően ahhoz, hogy a vízszintes ütésirányra kidolgozott empirikus összefüggéseket alkalmazni tudjuk az eredmények értékelése során. Az ütésirány szerinti korrekcióra a szabványokban és a szakirodalomban találunk javaslatokat (pl. Proceq, 2003).

3.2 A beton kora

A beton korának tárgyalása során *meg kell különböztetnünk a karbonátosodás és a szilárdulás ütemének a hatását*. Az 56 napnál idősebb betonok esetén már figyelembe kell venni a beton karbonátosodásának a hatását, mert a karbonátosodás a beton *felületi keménységének* növekedésével jár (*karbonátosodás*: a betonban található kalcium-hidroxid átalakulása kalcium-karbonáttá a levegő széndioxid tartalmának a hatására). A karbonátosodás figyelmen kívül hagyása elhanyagolást eredményez – a *biztonság kárára*. A karbonátosodás következtében a beton felületi keménysége oly mértékben megváltozhat, hogy annak figyelembevétele nélkül a becsült nyomószilárdság (fölfelé) akár *50%-nál nagyobb mértékben* is eltérhet a valóságostól (Gaede, Schmidt, 1964; RILEM, 1977; Wesche, 1967). A karbonátosodás hatását a szakirodalomban fellelhető javaslatok általában egy 1,0-nél kisebb szorzótényező bevezetésével javasolják figyelembe venni, a beton korának függvényében (pl. Pohl, 1966). E javaslatok azonban *nagy bizonytalanságot* hordoznak magukban, mivel önmagában a beton kora és a karbonátosodás között nem lehet egyértelmű kapcsolatot teremteni. Ugyanis a karbonátosodás, pontosabban fogalmazva a *karbonátosodás mélysége*, elsősorban a



7. ábra: Korrekció a karbonátosodás mélységének figyelembe vételére a JGJ/T23-2001 jelzetű kínai nemzeti szabvány javaslata szerint, $R = 20-50$ visszapatannási értékek között (Proceq, 2003)

beton kapillaris porozitásának, illetve a tárolási és környezeti viszonyoknak a függvénye. Amint azt a 6. ábrán is megfigyelhetjük, minél kisebb a beton porozitása (és ennél fogva minél nagyobb a nyomószilárdsága), annál kisebb a karbonátosodás mélysége ugyanannyi idő elteltével (Bindseil, 2005). Tehát ha a karbonátosodás hatását figyelembe szeretnénk venni, akkor a vizsgált beton porozitását (\approx nyomószilárdságát) is szem előtt kell tartanunk. Jó lehetőséget biztosít erre a JGJ/T23-2001 jelzetű kínai nemzeti szabvány javaslata, amely kiterjedt laboratóriumi kísérletekre alapozva javasol összefüggést a visszapatannási értékek és a beton karbonátosodási mélysége között. A javaslatot a Proceq SA is átvette és ajánlja segédleteiben (Proceq, 2003). Az összefüggést sematikusán a 7. ábrán mutatjuk be.

A karbonátosodás hatásának figyelembe vételét követően, a beton szilárdulásának, utószilárdulásának hatását is számításba kell venni, amennyiben az szükséges. Ehhez ismernünk kell a vizsgált beton összetételét, elsősorban az alkalmazott cement fajtáját, hogy a hidratáció ütemére következtetni lehessen. Azon összefüggések, amelyek a különböző cementek hatását nem különböztetik meg, nagy bizonytalanságuk miatt nem javasolhatók. Itt szeretnénk utalni az ÚT 2-2.204:1999 Útügyi Műszaki Előírásban megadott, a beton korát (karbonátosodását) figyelembe vevő paraméterre, amely a fenti hatásokra nem tér ki, így tovább csökkenti a javasolt szilárdságbecslési módszer megbízhatóságát (az ÚT 2-2.204:1999 Útügyi Műszaki Előírás szilárdságbecslő módszerének korlátait cikksorozatunk második részében foglaltuk össze).

3.3 A beton nedvességtartalma

A beton nedvességtartalma befolyásolja a mért visszapatannási értéket (Jones, 1962; Victor, 1963; Zoldners, 1957). Egyes szakirodalmi források szerint, ha a beton víztelített állapotban van, a visszapatannási érték 20%-nál nagyobb mértékben is csökkenhet, a légszáraz állapotban mérhetőhöz képest (RILEM, 1977). A megállapítás még akkor is igaz, ha a beton külső felülete száraz. Más szakirodalmi források is alátámasztják ezt a tapasztalatot, de az eltérés mértékét kisebbnek adják meg (Samarin, 2004). A beton nedvességtartalmának közvetlen figyelembe vételére viszont a szakirodalom általában nem ad meg összefüggéseket. A kérdés további kutatómunkát igényel és különösen a nagyobb víz-cement tényezőknél és fiatalabb betonoknál van jelentősége.

Csak érdekességként említjük meg, hogy betonban az ultrahang terjedési sebességét vizsgáló roncsolásmentes eszközökhöz („betonoszkóp”) a szakirodalom részletes javaslatokat ad a beton nedvességtartalma és az ultrahang terjedési sebessége között feltételezhető kapcsolatra (pl. Ohdaira, Masuzawa, 2000).

3.4 Az adalékanyag

Mind az adalékanyag típusa, mind pedig az adalékanyag szemcseméret-eloszlása (a péptelítettséggel összefüggésben) hatással van a mért visszapatannási értékre. Az adalékanyag rugalmassági modulusának hatása kiemelkedő. Például kvarckavics adalékanyaggal készített betonokon a visszapatannási értékek nagyobbra adódnak, mint ugyanolyan nyomószilárdságú, de mészkő zúzalékkal készített betonokon (Grieb, 1958; IAEA, 2002; Neville, 1981). Kvarckavics adalékanyag legnagyobb szemmagyságának (d_{max}) változtatásával, szintén a péptartalom változásának hatására, változik a visszapatannási érték. Az adalékanyag típusa, illetve szemeloszlása hatásának figyelembe vételére szakirodalmi források esetenként adnak javaslatot (pl. Malhotra, Carino, 2004).

3.5 A cement

Mind a cement fajtája, mind pedig a cementtartalom jelentős hatással van a mért visszapatannási értékre: a különbségek meghaladhatják az 50%-ot is (IAEA, 2002). A cement őrlésméretének hatását nem tekintik szignifikánsnak, a hatás nem haladja meg a 10%-os mértéket (Bungey et al, 2006). A cement fajtája és mennyisége hatásának figyelembe vételére szakirodalmi források esetenként adnak javaslatot (pl. Talabér, Borján, Józsa, 1979). A javaslatok többnyire nagy bizonytalanságot hordoznak, és csak a hivatkozott esetekre érvényesek, ezen kívül rendszerint azt sem veszik figyelembe, hogy két azonos víz-cement tényezőjű beton közül a nagyobb cementtartalmúnak (nagyobb porozitása következtében) kisebb a nyomószilárdsága (lásd részletesen: Ujhelyi, Popovics, 2006).

Az eddig felsorolt, legfontosabbnak tekinthető hatásokon kívül még számos egyéb körülmény is hat a visszapatannási értékre (Bungey et al, 2006). Éppen ezért a Schmidt-kalapácsos roncsolásmentes vizsgálatot csak *durva becslésre* tudjuk felhasználni, ha a vizsgált beton semmilyen egyéb tulajdonságát nem ismerjük, vagy ha egyéb roncsolásmentes, vagy roncsolásos vizsgálatokkal nem egészítjük ki a Schmidt-kalapácsos vizsgálatunkat. E kérdést cikksorozatunk második részében elemeztük. Összefoglalóan megállapítható, hogy laboratóriumi körülmények között készített, utókezelt és vizsgált betonok esetén a Schmidt-kalapácsos szilárdságbecslés 15-20%-os bizonytalansággal, míg valós szerkezetek esetén 25% körüli bizonytalansággal szolgáltat eredményt (Malhotra, 1976).

4. A SCHMIDT-KALAPÁCSOS VIZSGÁLAT MATEMATIKAI STATISZTIKAI PEREMFELTÉTELEI

Tekintve a visszapatannási értéket befolyásoló tényezők nagy számát, fölmerül az a kérdés is, hogy vajon milyen nagy számban szükséges egy szerkezeten visszapatannási értékeket rögzítenünk ahhoz, hogy kellő megbízhatósággal közelítsük meg a szerkezetre jellemző *legvalószínűbb visszapatannási értéket?*

A roncsolásmentes betonvizsgálatokkal foglalkozó egykori RILEM munkabizottság álláspontja szerint 25 ütést meghaladó

mintaszám-érték már elégséges (RILEM, 1977). Magyar szakirodalmi adatok legalább 100 ütést tartanak elégségesnek (Borján, 1968), amely mintaszámot egyes matematikai statisztikai jellemzők (módusz, átlag, szórás, csúcosság stb.) aszimptotikus viselkedésének vizsgálatával ellenőrizhetünk. A 8. ábrán erre vonatkozó vizsgálati eredményünket mutatjuk be.

Arni (1972) laboratóriumi vizsgálatok alapján igazolta, hogy egy-egy betontétel között 200 psi ($\approx 1,4 \text{ N/mm}^2$) szilárdságkülönbség 90%-os megbízhatósággal mutatható ki 8 darab szabványos henger törővizsgálata, vagy pedig 120 Schmidt-kalapácsos visszapattnási érték elemzése alapján.

Azt is igazolták (Bungey et al, 2006), hogy egy vizsgálati helyre vonatkozóan a visszapattnási érték várható értéke $\pm 15/\sqrt{n}$ %-on belüli eltéréssel, 95%-os megbízhatósággal kapható meg, ha a vizsgálati helyen rögzített visszapattnási értékek száma (n) legalább tíz.

Jelen cikk szerzőinek tapasztalatai alátámasztják Borján (1968) és Arni (1972) véleményét azzal a kiegészítéssel, hogy egyenletes minőséggel készített betonszerkezet esetén 50-300 ütésszám mellett valóban megbízható becslést kapunk, azonban gondatlan kivitelezéssel készült betonszerkezet esetén a becslés megbízhatósága még 1000 feletti ütésszám esetén is kicsi: ezen esetekben ugyanis nem ugyanazon populációból veszünk véletlenszerűen mintákat, amit általában az is mutat, hogy a visszapattnási értékek előbb említett matematikai statisztikai jellemzői nem tartanak aszimptotához a mintaszám növelésével.

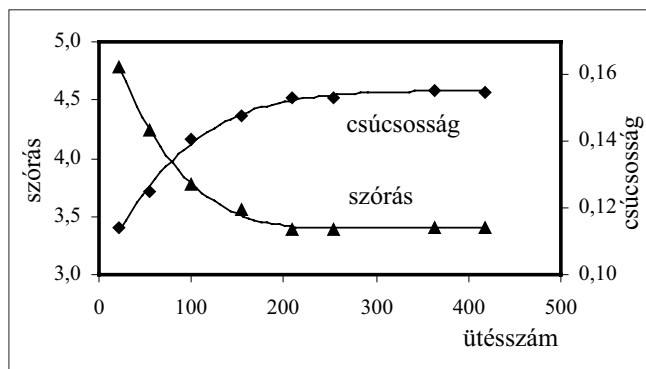
Megjegyezzük, hogy a mintaszám függvényében a becslés konfidencia intervalluma – igény esetén – pontosan is meghatározható (ACI, 2003).

Leshchinsky et al (1990) részletes, matematikai statisztikai alapokon nyugvó összefüggést adott roncsolásmentes vizsgálati módszerek esetén szükséges vizsgálati mintaszámra (n):

$$n = t^2 V_f^2 / p^2 \quad (7)$$

$$V_f = \frac{1}{r} \frac{\partial[\zeta(H)]}{\partial H} V_H \quad (8)$$

ahol V_f a szerkezeti beton nyomószilárdságának variációs együtthatója; p a nyomószilárdság becslésének elfogadható hibaszázaléka; t a vizsgálati elemszámtól és a szilárdságbecslés megbízhatóságától függő kritikus érték (amelyet hazánkban szokás Student-tényezőnek is nevezni); $f = \zeta(H)$ a beton nyo-



8. ábra: Matematikai statisztikai jellemzők (szórás és csúcosság) aszimptotikus viselkedése egy vasbeton fal Schmidt-kalapácsos vizsgálati eredményei alapján

mószilárdsága és a roncsolásmentes anyagjellemző között feltételezett függvénykapcsolat; f a beton nyomószilárdsága; H a roncsolásmentes anyagjellemző (jelen esetben a visszapattnási érték); r a fenti függvénykapcsolat korrelációs együtthatója; V_H a roncsolásmentes anyagjellemző variációs együtthatója. Bár Leshchinsky módszere elméleti megfontolásokon nyugszik, és tudományos kutatásokhoz igen hasznos lehet, a gyakorlati alkalmazása többnyire nem lehetséges, a peremfeltételek hiánya miatt.

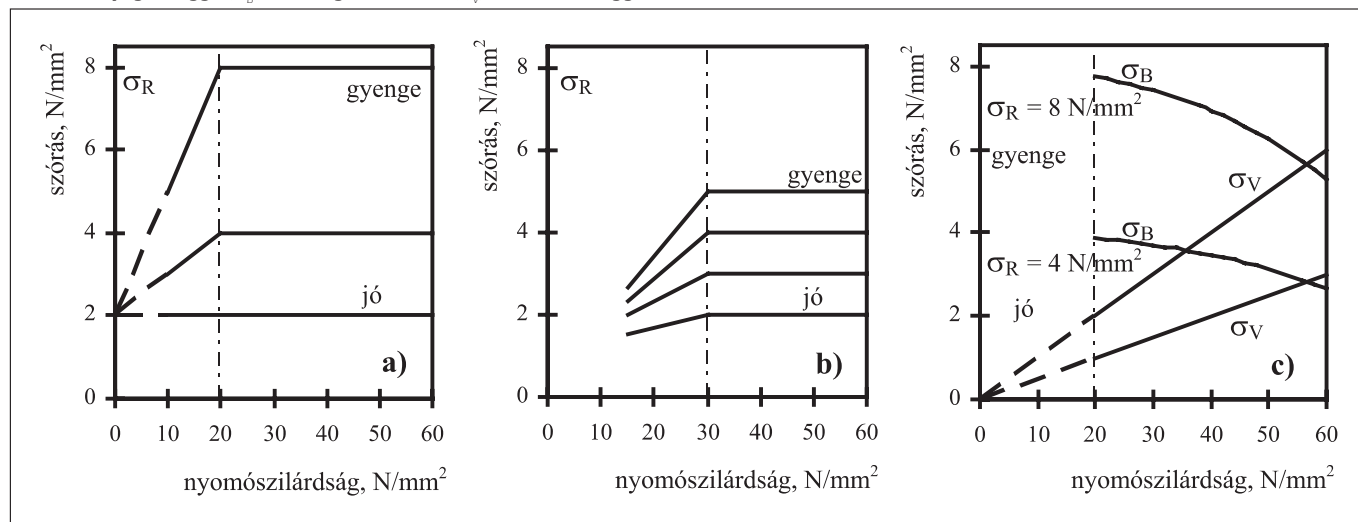
Az eddig elmondottak alapján ahhoz, hogy egy becslésre alkalmas, illetve elfogadható mértékű bizonytalansággal (megbízhatósággal) rendelkező szilárdságbecslő összefüggést kapjunk, figyelembe kell venni a következő, bizonytalanságot hordozó tényezőket:

- 1) a szerkezeti beton átlagos nyomószilárdságának, az adott vizsgálati területre vonatkozó változékonysága (valószínűségi változóként kezelve, az eloszlásának típusa és matematikai statisztikai jellemzői alkalmasak ennek leírására),
- 2) a vizsgálati módszernek (illetve a vizsgáló eszköznek) a roncsolásmentes anyagjellemző mért értékeit befolyásoló saját bizonytalansága,
- 3) a beton nyomószilárdsága és a roncsolásmentes anyagjellemző között feltételezett függvénykapcsolat bizonytalansága.

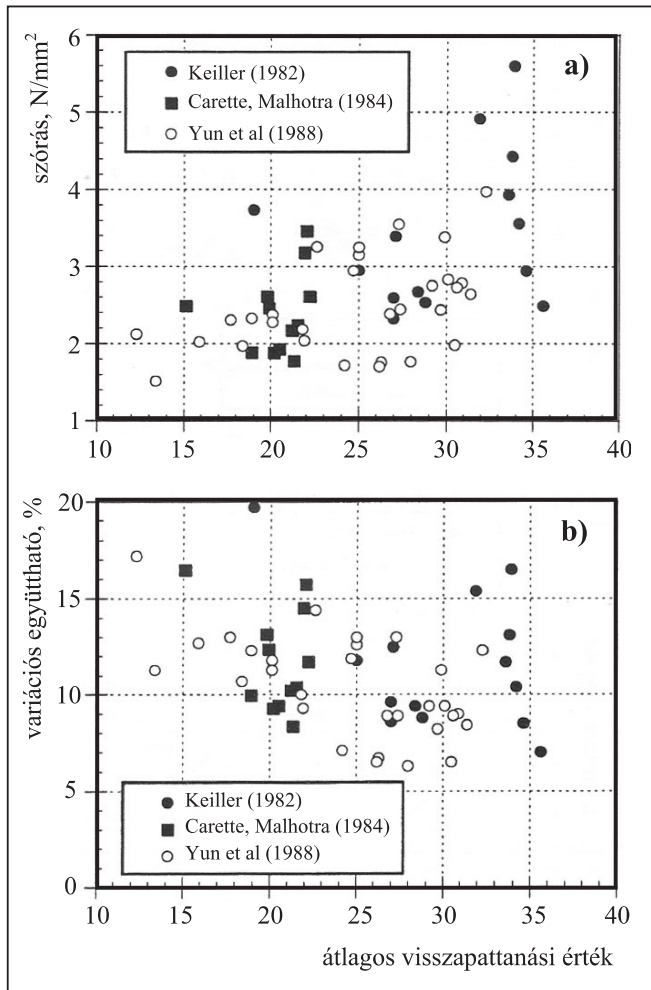
A kész betonszerkezet átlagos nyomószilárdságának, az aktuális vizsgálati területre vonatkozó változékonyságát a szerzők jelen dolgozatban nem kívánják elemezni. Mindössze arra utalunk, hogy a szerkezeti beton nyomószilárdságának

9. ábra: A beton nyomószilárdsága és annak szórása közötti összefüggések, változó (gyenge, illetve jó) minőség-ellenőrzés mellett

- a) CEB-CIB-FIP-RILEM ajánlás (1974) az eredő szórásra (σ_R)
- b) ACI ajánlás (1977) az eredő szórásra (σ_R)
- c) az anyagtól függő (σ_B) és a vizsgálaton belüli (σ_V) szórás összefüggésének sematikus ábrázolása



10. ábra: Schmidt-kalapácsos visszapattanási értékek a) vizsgálaton belüli szórása, és b) variációs együtthatója, az átlagos visszapattanási érték függvényében (ACI, 2003).



változékonyságát a beton összetételén kívül befolyásolja a beton szállításának, bedolgozásának, tömörítésének és utókezelésének módja, illetve természetesen maga a szilárdságvizsgálati módszer is. Azt is megemlíthetjük, hogy a mai napig vitatott (és a nagyobb nyomószilárdságú betonok megjelenése miatt különösen), hogy a beton nyomószilárdságának szórását, vagy a variációs együtthatóját tekinthetjük-e konstansnak a nyomószilárdság függvényében. E vita az 1970-es években látszólag nyugvópontra jutott, amikor (elsősorban Rüscht kutatásaira alapozva, lásd pl. Rüscht, 1964) egy CEB-CIB-FIP-RILEM közös ad-hoc munkabizottság publikálta ajánlását „Recommended principles for the control of quality and the judgement of acceptability of concrete” címmel (CEB-CIB-FIP-RILEM, 1974). Ezt később tartalmilag az ACI is adaptálta (ACI, 1977). A 9.a és 9.b ábrán bemutatjuk e két javaslatot. Megállapítható, hogy a beton nyomószilárdságának szórása a minőség-ellenőrzés szigorúságának függvényében gyakorlatilag konstans, $\sigma = 2,0 - 8,0 \text{ N/mm}^2$ értékűnek tehető föl. Ezzel szemben más, újabb keletű szakirodalmi források alapján a szerkezeti beton nyomószilárdságának variációs együtthatója tekinthető konstansnak, értéke: $V = 7 - 12\%$ (Bartlett, MacGregor, 1995). A vita végére továbbra sem tehetünk pontot, ugyanis pl. az ACI Committee 214 egyik ajánlásában, nagyszilárdságú beton vizsgálataira hivatkozva úgy nyilatkozik, hogy „a variációs együttható értékét kevésbé befolyásolja a nyomószilárdság nagyságrendje, így ha a nyomószilárdság széles tartományát felölelő ellenőrzést végzünk, akkor hatékonyabban alkalmazható, mint a szórás” (ACI, 2002). Hasonló gondolatmenet figyelhető meg az MSZ 4798 szabványban is, amely nagyszilárdságú betonokra

$\sigma = 5,0 \text{ N/mm}^2$ nyomószilárdsági szórást javasol, szemben a közönséges (normál) betonokra javasolt $\sigma = 3,0 \text{ N/mm}^2$ nyomószilárdsági szórással (MSZ 4798-1:2004).

Felhívjuk a figyelmet, hogy a beton nyomószilárdságának szórásáról általánosságban beszélve, mindig egy eredő szórásra (σ_R) hivatkozunk, amely magában foglalja a beton anyagától, összetételétől, bedolgozásától stb. függő szórást (σ_B) és a szilárdságvizsgálati módszer bizonytalanságától függő, vizsgálaton belüli szórást (σ_V). Ez utóbbira a szakirodalom megadja, hogy a variációs együttható állandó, $V_V = 3 - 5\%$, így a vizsgálaton belüli szórás a nyomószilárdság átlagértékével lineárisan nő (ASTM, 2004; 2005). Az eredő szórás meghatározása:

$$\sigma_R^2 = \sigma_B^2 + \sigma_V^2 \quad (9)$$

A fenti összefüggésben szereplő, a beton anyagától, összetételétől, bedolgozásától stb. függő σ_B szórás értékére a szakirodalom nem ad meg egyértelmű kísérleti adatokat, azonban kifejezhető az ismertnek tekintett eredő szórásból és a vizsgálaton belüli szórásból:

$$\sigma_B = \sqrt{\sigma_R^2 - \sigma_V^2} = \sqrt{\sigma_R^2 - (V_V \cdot f_{cm})^2} \quad (10)$$

A három szórásjellemző összefüggését szematikusan a 9.c ábrán mutatjuk be. Megfigyelhető, hogy a beton anyagától, összetételétől, bedolgozásától stb. függő σ_B szórás csökken a nyomószilárdság átlagértékének növekedésével.

Az eddigiekben elemzett kérdésnek a jelentősége megnő, ha roncsolásmentes szilárdságvizsgálatot végzünk, hiszen a roncsolásmentes vizsgálati módszerekből származó vizsgálaton belüli szórás nem jellemezhető a laboratóriumi roncsolásos nyomószilárdság-vizsgálatokra jellemző $V_V = 3 - 5\%$ vizsgálaton belüli szórás értékével.

A Schmidt-kalapácsos visszapattanási értékek vizsgálaton belüli szórását, és variációs együtthatóját láthatjuk a 10.a és 10.b ábrán az átlagos visszapattanási érték függvényében (ACI, 2003). Megfigyelhető, hogy a visszapattanási értékek vizsgálaton belüli bizonytalanságát nem a visszapattanási értékek szórásával (amely az átlagértékkel arányosan növekszik), hanem a visszapattanási értékek variációs együtthatójával (amely az átlagértéktől függetlenül állandó) célszerű leírni. A szakirodalmi adatok szerint a Schmidt-kalapácsos visszapattanási értékek vizsgálaton belüli variációs együtthatója $V_H = 10\%$ (ACI, 2003). Az eddig elmondottaktól némileg eltérően, Leshchinsky et al (1990) a Schmidt-kalapácsos visszapattanási értékek vizsgálaton belüli variációs együtthatójának csökkenését tapasztalta növekvő nyomószilárdság mellett ($f_c = 5 \text{ N/mm}^2$, $V_H = 9\%$; $f_c = 40 \text{ N/mm}^2$, $V_H = 6\%$).

Végül a beton nyomószilárdsága és a Schmidt-kalapácsos visszapattanási értékek között feltételezett függvénykapcsolat bizonytalanságát illetően szeretnénk utalni a regressziós analízis bizonytalanságaira, pontosabban a regressziós analízis egyszerűsítő peremfeltételeiből származó hibákra. E kérdést cikkesorozatunk első részében „per tangentem” tárgyaltuk, a hibák kiküszöbölésének lehetőségeivel együtt. A regressziós függvények érzékenységeinek számszerűsítéséhez olasz kutatók (Di Leo et al, 1984) normál betonokra bevezettek egy ún. érzékenységi indexet ($1/\delta$), amelynek értékeit később nagy szilárdságú betonokra is meghatározták (Pascale et al, 2003). Az érzékenységi index alakja:

$$1/\delta = \frac{df_{cm}}{dR} \cdot \frac{\Delta R}{\Delta f_{cm}} = \frac{d\zeta(R)}{dR} \cdot \frac{\Delta R}{\Delta f_{cm}} \quad (11)$$

ahol f_{cm} a beton nyomószilárdság átlagértékének becült értéke;

$f_{cm} = \zeta(R)$ a szilárdságbecslő függvény alakja; R a visszapattanási érték jellemző értéke.

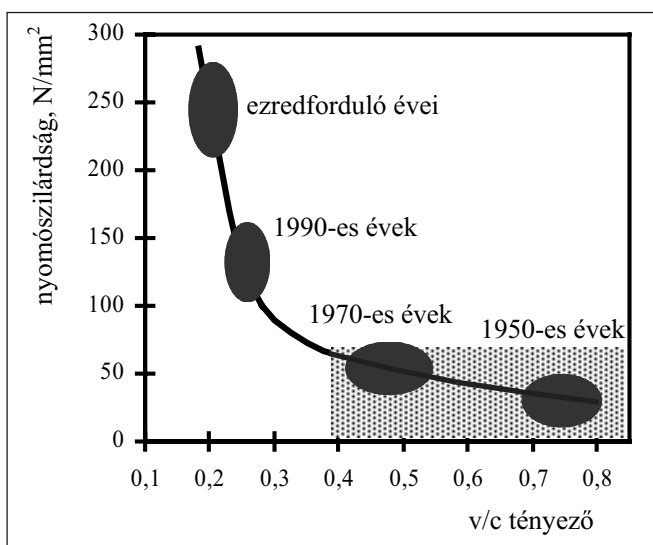
Megadjuk, hogy a kutatók által javasolt, $f_{cm} = a + b \cdot R^c$ általános alakú hatvány függvénykapcsolat feltételezésével az érzékenységi index normál betonok ($f_{cm} = 15 \dots 65 \text{ N/mm}^2$) esetén $1/\delta = 2,2 \dots 0,8$ értékű, nagy szilárdságú betonok ($f_{cm} = 65 \dots 150 \text{ N/mm}^2$) esetén pedig $1/\delta = 0,8 \dots 0,5$ értékű (Di Leo et al, 1984; Pascale et al, 2003). Az index definíciójánál fogva hatványfüggvények és polinom függvények esetén szolgáltat eredményt, lineáris és exponenciális függvénykapcsolatok esetén viszont (amelyekből számos javaslat található a szakirodalomban a beton nyomószilárdsága és a Schmidt-kalapácsos visszapattanási értékek közötti kapcsolatra) *elfajuló*, $1/\delta = 1,0$ eredményre vezet. Általános használatra tehát nem alkalmas.

5. JÖVŐBENI FELADATOK

A roncsolásmentes betonvizsgálatok jelentősége a jövőben is megmarad, sőt, az újabb módszerek megjelenésével e jelentőség fokozódása is várható. A Schmidt-kalapács az egyik legkorábban kifejlesztett roncsolásmentes betonvizsgáló eszköz. A világon mindenütt közismert eszközzé vált a Schmidt-kalapács az elmúlt 50 évben, annak köszönhetően, hogy beszerzése és használata költségkímélő, és ráadásul nem igényel különleges elvárásokat a felhasználótól. Nem szabad elfelejteni azonban a jelen cikksorozatban is bemutatott korlátokat. Éppen az eszköz viszonylag egyszerű felépítése és működése vezetett oda, hogy a felhasználók többnyire nem rendelkeznek kellő mélységű megértéssel a működési elvvel, de különösképpen az alkalmazhatóság korlátaival kapcsolatban.

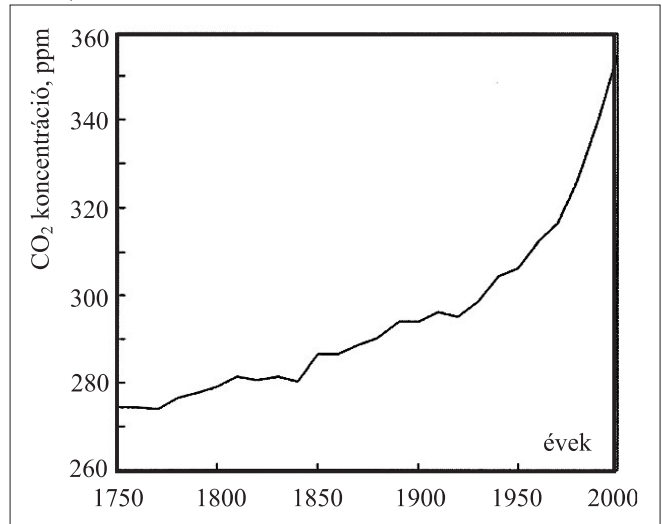
A jövő útja várhatóan az, hogy a Schmidt-kalapácsos vizsgálatokat más, lehetőleg *minél kisebb roncsolással* járó vizsgálatokkal kiegészítve használjuk. Nem minden esetben van ugyanis lehetőségünk a legalább kilenc darab, 50-150 mm átmérőjű magminta kifűrésára, amit az MSZ EN 13791:2007 szabvány megkövetel.

A Schmidt-kalapácsos vizsgálat kiegészítéseként egyszerűen használható az ultrahangos eljárás, amelynek kutatása szintén évtizedek óta folyik és igen gazdag a szakirodalmi háttere. Másrészt, jelen cikk szerzőinek véleménye szerint, az ultrahangos eljárás helyett a jövőben inkább azok a roncsolásmentes, vagy félig roncsolásos módszerek részesíthetők előnyben, amelyek a beton nyomószilárdságával *közvetlenebb kapcsolatban* álló



11. ábra: Betonok nyomószilárdságának növekedése az elmúlt ötven évben (Bentur, 2002 alapján). Az ábrán sraffozással jelöltük a Schmidt-kalapácsos vizsgálatok tartományát az eredeti elv és körülmények szerint.

12. ábra: A légkör CO₂ koncentrációjának növekedése az elmúlt 250 évben (Yoon et al, 2007)



tulajdonságot vizsgálnak, mint az ultrahang terjedési sebessége (amely inkább a testsűrűséggel és a nedvességtartalommal függ össze). E célra elsősorban a következő vizsgálati módszerek lehetnek alkalmasak: kis átmérőjű magminták ($\varnothing 50\text{mm}$) kifűrésa és nyomószilárdság vizsgálata, Windsor-szonda (lőporos) behatolás vizsgálata, egyéb (mechanikus) behatolás vizsgálatok, utólagosan (vagy esetenként betonozás előtt) elhelyezett csapok kiszakító vizsgálata, utólagosan elhelyezett korongok leszakító vizsgálata. Mivel e kombinált vizsgálatokra szabvány szintű előírások nincsenek, illetve a szakirodalmi háttér sem gazdag, további kutatások szükségesek.

Külön megemlítjük a betontechnológiában nem régen megjelent módszerekkel készülő betonok vizsgálatának jelentőségét. A nagy szilárdságú betonok (HSC – High Strength Concrete), a szálerősítésű betonok (FRC – Fibre Reinforced Concrete), a reaktív por betonok (RPC – Reactive Powder Concrete), az öntömörödő betonok (SCC – Self Compacting Concrete), a nagyszilárdságú könnyűbetonok (LC – Lightweight Concrete) egyre nagyobb mértékben hódítanak tért az építőiparban (11. ábra, Bentur, 2002). Ezek roncsolásmentes vizsgálatára a szakirodalomban még csak kevés példát találunk (pl. Pascale et al., 2003; Nehme, 2004; Gyömbér, 2004; KTI, 2005). E téren további kutatások szükségesek.

A jövőben várhatóan olyan hatások jelentősége is megváltozik, mint pl. a betonok karbonátosodása és a felületi keménység változása közötti viszony. Egyrészt a betonok permeabilitása (gázáteresztő képessége) a növekvő szilárdsággal egyre kisebb, így állandó CO₂ koncentráció mellett a karbonátosodás mélysége is egyre kisebb. Másrészt, globális viszonylatban a levegő CO₂ koncentrációja évente mintegy 0,5%-kal nő (12. ábra, Yoon et al, 2007), ami az urbanizálódott területeken ezt is meghaladó ütemben növekszik, és ezzel az ottani betonok karbonátosodási folyamata felgyorsul. E kérdések további, részletes vizsgálatokat igényelnek.

6. MEGÁLLAPÍTÁSOK A 3. RÉSZHEZ

A Schmidt-kalapácsos vizsgálat során kapott visszapattanási értékeket a készülék ütőszondájának közvetlen környezetében lévő beton tulajdonságai határozzák meg. Tekintve a visszapattanási értékeket befolyásoló tényezők nagy számát, egy szerkezet vizsgálata során igen sok visszapattanási értéket kell rögzítenünk ahhoz, hogy kellő megbízhatósággal közelítsük

meg a szerkezetre jellemző legvalószínűbb visszapatannási értéket. Egyenletes minőséggel készített betonszerkezet esetén 50–300 ütőszám mellett már rendszerint megbízható becslést kapunk, azonban gondatlan kivitelezéssel készült betonszerkezet esetén a becslés megbízhatósága még 1000 feletti ütőszám esetén is kicsi.

Mivel a roncsolásmentes betonvizsgálatok elsődleges célja általában a szilárdságbecslés, ehhez szükségünk van egy megbízható függvénykapcsolatra is, a szerkezeti beton nyomószilárdsága és a vizsgált roncsolásmentes anyagjellemző (jelen esetben visszapatannási érték) között. Ilyen függvénykapcsolatok megalkothatók tervezett laboratóriumi kísérletekkel, vagy szerkezetből kifűrt magminták alapján.

Ahhoz, hogy egy megbízható szilárdságbecslő összefüggést kapjunk, figyelembe kell venni a vizsgálati módszerben és a függvénykapcsolat megalkotásában rejlő bizonytalanságokat egyaránt (pl. a roncsolásmentes vizsgálati módszer vizsgálaton belüli szórása nem jellemezhető a laboratóriumi, roncsolásos nyomószilárdság-vizsgálatokra jellemző vizsgálaton belüli szórás értékével).

A matematikailag is megalapozott szilárdságbecslő eljárásokat (nem pedig az egyszerű regressziós analízis eredményeként megszülető kiértékelő görbéket, amelyeket *cikksorozatunk első részében* kimerítően ismertettünk) csak szigorúan ellenőrzött, laboratóriumi körülmények között folytatott kutatásokhoz tudjuk fölhasználni. Általános esetben – a gyakorlatban – a Schmidt-kalapácsos szilárdságbecslés bizonytalanságát 15–25% alá csökkenteni nem lehet, azaz ha pl. 35 N/mm²-t becsültünk, akkor ez valószínűleg akár 28 N/mm² illetve 44 N/mm² is lehet. Ezt a bizonytalanságot a felhasználó mérnöknek ismernie kell, hogy döntésének megbízhatóságát és az abból származó kockázatot mérlegelhesse.

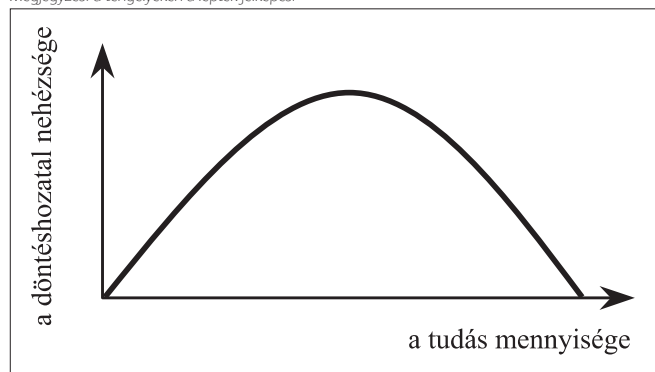
7. ZÁRÓ GONDOLATOK

A tartószerkezeti anyagvizsgálatok folytonos törekvése, hogy lehetőleg minél kisebb károsodást eredményező, és a használatot a lehető legkevesbé akadályozó, gyors, helyszíni módszerekkel, minél jobb megbízhatósággal határozzunk meg anyagjellemzőket, vagy állapítsuk meg egy esetleges károsodás mértékét. A roncsolásmentes betonvizsgálatok jelentősége tehát a jövőben is megmarad, sőt, az újabb módszerek megjelenésével e jelentőség fokozódása is várható.

A Schmidt-kalapács az egyik legkorábban kifejlesztett roncsolásmentes betonvizsgáló eszköz. Annak köszönhetően, hogy beszerzése és használata költségkímélő, és ráadásul nem igényel különleges elvárásokat a felhasználótól, a világon mindenütt közismert (és talán azt is mondhatjuk, hogy közkedvelt) eszközzé vált az elmúlt 50 évben. Nem szabad elfelejteni azonban a jelen cikksorozatban is bemutatott korlátokat. Éppen

13. ábra: A döntéshozatal nehézsége (Neville, 1986).

Megjegyzés: a tengelyeken a lépték jelképes.



az eszköz viszonylag egyszerű felépítése és működése vezetett oda, hogy a felhasználók többnyire nem rendelkeznek kellő mélységű megértéssel sem a működési elvvel, de különösképpen az alkalmazhatóság korlátaival kapcsolatban.

A jövőben még számos kutatás célozza majd a Schmidt-kalapácsos vizsgálatokat, elsősorban a betontechnológiában az utóbbi években tapasztalható fejlődés eredményeként megjelenő speciális betonok térhódítása következtében.

Cikksorozatunkat *Adam M. Neville*, zseniális betontudóstól kölcsönzött gondolattal zárjuk, aki egyik dolgozatában ötleletesen rámutatott arra, hogy valamely témakörben egy döntés meghozatalának nehézsége hogyan függ össze a témakörben megszerzett tudás mennyiségével (*13. ábra*, Neville, 1986). Ha valaki *zérus tudással* rendelkezik, nagyon könnyen meghozza (felelőtlen) döntését; és ha valaki *teljes tudással* bír egy témakörben, szintén könnyen dönt – de sajnos teljes tudással rendelkező ember nem létezik. Az emberek többségének tudása a két véglet között helyezkedik el.

Cikksorozatunkkal igyekeztünk mindent elkövetni, hogy a pontosabb megértés és a teljesebb tudás felé tegyünk néhány szerény lépést a Schmidt-kalapács működését és használhatóságát illetően, ezzel is elősegítve, hogy a hazai mérnök társadalom a *13. ábrán* illusztrált görbe tetőpontjától balra lévő tartományból a jobbra lévőbe jusson.

8. KÖSZÖNETNYILVÁNÍTÁS

Jelen, háromrészes cikksorozat a Magyar Tudományos Akadémia Bolyai János Kutatási Ösztöndíjának támogatásával készült, amelyért a szerzők ezúton is köszönetet mondanak. A szerzők megköszönik Kurt Baumann (Proceq), Boros Sándor (ÉMI), dr. Olivier Burdet (EPFL), dr. Erdélyi Attila (BME), dr. Józsa Zsuzsanna (BME), Kutassy László (MSZT) és dr. Zsigovics István (BME) irodalomkutatás során nyújtott segítségét.

9. HIVATKOZÁSOK

- ACI (1977) „Building Code Requirements for Reinforced Concrete”, ACI 318-77, *American Concrete Institute*, Detroit, Michigan
- ACI (1998) „Nondestructive Test Methods for Evaluation of Concrete in Structures”, ACI 228.2R-98, *American Concrete Institute*, Farmington Hills, Michigan
- ACI (2002) „Evaluation of Strength Test Results of Concrete”, ACI 214R-02, *American Concrete Institute*, Farmington Hills, Michigan
- ACI (2003) „In-Place Methods to Estimate Concrete Strength”, ACI 228.1R-03, *American Concrete Institute*, Farmington Hills, Michigan
- Akashi, T., Amasaki, S. (1984) „Study of the Stress Waves in the Plunger of a Rebound Hammer at the Time of Impact”, *ACI Publication SP-82 In Situ Nondestructive Testing of Concrete*, Malhotra, V. M. (Editor), *American Concrete Institute*, Detroit, Michigan, 1984, pp. 17-34.
- Anderson, A. R., Bloem, D. L., Howard, E. L., Klieger, P., Schlitz, H. (1955) „Discussion of a paper by Greene, G. W.: Test Hammer Provides New Method of Evaluating Hardened Concrete”, *Journal of the American Concrete Institute*, December 1955, Vol. 27, No. 4, Part 2 (Disc. 51-11), pp. 256-1...256-20.
- Arni, H. T. (1972) „Impact and Penetration Tests of Portland Cement Concrete”, *Highway Research Record 378*, Highway Research Board, Washington D.C., pp. 55-67.
- ASTM (2005) „Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens”, ASTM C39/C39M-05e1, *ASTM International*, C09.61 Subcommittee, p. 7.
- ASTM (2004) „Standard Test Method for Obtaining and Testing Drilled Cores and Sawed Beams of Concrete”, ASTM C42/C42M-04, *ASTM International*, C09.61 Subcommittee, p. 6.
- Bartlett, F. M., MacGregor, J. G. (1995) „Equivalent Specified Concrete Strength from Core Test Data”, *Concrete International*, V. 17, No. 3, March 1995, pp. 52-58.
- Bentur, A. (2002) „Cementitious Materials – Nine Millenia and a New Century: Past, Present and Future”, *ASCE Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol 14, Issue 1, February 2002, pp. 2-22.
- Bindseil, P. (2005) „On-site inspection of concrete structures: state-of-the-art

- and practical applications”, *University of Applied Sciences Kaiserslautern, Department of Civil Engineering*, www.fh-kl.de/~bindseil
- Borján J. (1968) „Ronscolásmentes betonvizsgálatok értékelése matematikai statisztikai módszerrel”, *Mélyépítéstudományi Szemle*, XVIII. évf., 7. sz., pp. 294-297.
- Bungey, J. H., Millard, J. H., Grantham, M. G. (2006) „Testing of Concrete in Structures”, *Taylor and Francis*, New York, 352 p.
- Calvit, H. H. (1967) „Experiments on rebound of steel balls from blocks of polymers”, *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, V.15, No. 3, May 1967, Pergamon Press Ltd., Oxford, pp. 140-150.
- Carette, G. G., Malhotra, V. M. (1984) „In Situ Tests: Variability and Strength Prediction at Early Ages”, *ACI Publication SP-82 In Situ/Nondestructive Testing of Concrete*, Malhotra, V. M. (Editor), *American Concrete Institute*, Detroit, Michigan, 1984, pp. 111-141.
- CEB-CIB-FIP-RILEM (1974) „Recommended principles for the control of quality and the judgement of acceptability of concrete”, *Materials and Structures*, V. 8, No. 47, RILEM, 1974, pp. 387-403.
- Di Leo, A., Pascale, G., Viola, E. (1984) „Core Sampling Size in Nondestructive Testing of Concrete Structures”, *ACI Publication SP-82 In Situ/Nondestructive Testing of Concrete*, Malhotra, V. M. (Editor), *American Concrete Institute*, Detroit, Michigan, 1984, pp. 459-478.
- Gaede, K., Schmidt, E. (1964) „Rückprallprüfung von Beton mit dichtem Gefüge”, *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton*, Heft 158, p. 37.
- Granzler, H. (1970) „Über die dynamische Härteprüfung von Beton mit dichtem Gefüge”, *Dissertationen der Technischen Hochschule Wien*, No. 14, Verlag Notring, Wien, 1970, p. 103.
- Grieb, W. E. (1958) „Use of the Swiss Hammer for Estimating the Compressive Strength of Hardened Concrete”, *Public Roads*, V. 30, No. 2, June 1958, pp. 45-50.
- Gyömbér Cs. (2004) „Könnyűbeton roncsolásmentes vizsgálata”, *Diplomamunka*, Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem, Építőmérnöki Kar
- Herzig, E. (1951) „Versuche mit dem neuen Beton-Prüfhammer an der Abteilung für Beton und Eisenbeton der Eidg. Materialprüfungs- und Versuchsanstalt, Zürich”, *Schweizer Archiv für angewandte Wissenschaft und Technik*, V. 17, Mai 1951, pp. 144-146.
- IAEA (2002) „Guidebook on non-destructive testing of concrete structures”, Training Course Series No. 17, *International Atomic Energy Agency*, Vienna, 231 p.
- Jones, R. (1962) „Non-Destructive Testing of Concrete”, *Cambridge Engineering Series* (Ed. Baker, J.), *Cambridge University Press*, 1962, p. 104.
- Keiller, A. P. (1982) „Preliminary Investigation of Test Methods for the Assessment of Strength of In Situ Concrete”, *Technical Report No. 42.551*, Cement and Concrete Association, Wexham Springs, 1982, p. 37.
- Kolek, J. (1970a) „Non-destructive testing of concrete by hardness methods”, *Proceedings of the Symposium on Non-destructive testing of concrete and timber*, 11-12 June 1969, Institution of Civil Engineers, London, 1970, pp. 19-22.
- Kolek, J. (1970b) „Discussion of the paper 3A: Non-destructive testing of concrete by hardness methods, by Kolek, J.”, *Proceedings of the Symposium on Non-destructive testing of concrete and timber*, 11-12 June 1969, Institution of Civil Engineers, London, 1970, pp. 27-29.
- KTI (2005) „Nagyszilárdságú betonok roncsolásmentes vizsgálata Schmidt kalapáccsal”, *Kutatási jelentés*, Gáspár L., Tóth Z., Skokán G., KTI Kht., 2005
- Leshchinsky, A. M., Yu, M., Goncharova, A. S. (1990) „Within-Test Variability of Some Non-Destructive Methods for Concrete Strength Determination”, *Magazine of Concrete Research*, V. 42, No. 153, pp. 245-248.
- Malhotra, V. M. (1976) „Testing Hardened Concrete: Non-destructive Methods”, *ACI Monograph*, No. 9., *American Concrete Institute*, Detroit, 188 p.
- Malhotra, V. M., Carino, N. J. (2004) „Handbook on nondestructive testing of concrete”, Second edition, *CRC Press LLC*, 384 p.
- MSZ 4798-1 (2004) „Beton. 1. rész. Műszaki feltételek, teljesítőképesség, készítés és megfelelés. Az MSZ EN 206-1 és alkalmazási feltételei Magyarországon”
- MSZ EN 12504-2 (2001) „Testing concrete in structures – Part 2: Non-destructive testing – Determination of rebound number”, *European Standard*
- MSZ EN 13791 (2007) „Assessment of in-situ compressive strength in structures and precast concrete components”, *European Standard*
- Nehme S. G. (2004) „A beton porozitása”, *PhD disszertáció*, Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem, Építőmérnöki Kar
- Neville, A. M. (1981) „Properties of Concrete”, *Pitman Publ.*, London, 532 p.
- Neville, A. M. (1986) „Properties of Concrete - An Overview, Part 3”, *Concrete International*, Volume 8, Issue 4, April 1, 1986, pp. 53-57.
- Ohdaira, E. Masuzawa, N. (2000) „Water content and its effect on ultrasound propagation in concrete – the possibility of NDE”, *Ultrasonics*, V. 38, 2000, Elsevier, pp. 546-552.
- Pascale, G., Di Leo, A., Bonora, V. (2003) „Non-destructive Assessment of the Actual Compressive Strength of High-Strength Concrete”, *ASCE Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 15., No. 5., pp. 452-459.
- Pohl, E. (1966) „Zerstörungsfreie Prüfmethode für Beton“, *VEB Verlag für Bauwesen Berlin*, 1966, p. 160.
- Proceq SA (2003) „Concrete Test Hammer N/NR, L/LR and DIGI SCHMIDT ND/LD – Rebound Measurement and Carbonation”, *Info sheet*
- RILEM (1977) „Recommendations for testing concrete by hardness methods”, Tentative Recommendation, 7-NDT Committee – Non Destructive Testing, *Matériaux et Constructions*, Vol. 10, No. 59., pp. 313-316.
- Rüsch, H. (1964) „Zur statistischen Qualitätskontrolle des Betons“, *Materiaprüfung*, V. 6, No. 11, November 1964, pp. 387-394.
- Samarin A., (2004) „Combined Methods”, Chapter 9 in Malhotra, V. M., Carino, N. J. (Editors), „Handbook on non-destructive testing of concrete”, Second edition, *CRC Press LLC*, pp. 9-1 to 9-12.
- Schmidt, E. (1950) „Der Beton-Prüfhammer”, *Schweizer Bauzeitung*, Juli 15, 1950, p. 378.
- Schmidt, E. (1951) „Versuche mit dem neuen Beton-Prüfhammer zur Qualitätsbestimmung des Betons”, *Schweizer Archiv für angewandte Wissenschaft und Technik*, V. 17, Mai 1951, pp. 139-143.
- Talabér J., Borján J., Józsa Zs. (1979) „Betontechnológiai paraméterek hatása a roncsolásmentes szilárdságbeclő összefüggésekre”, *Tudományos Közlemények* 29., Budapesti Műszaki Egyetem Építőanyagok Tanszéke, 97 p.
- Ujhelyi J., Popovics S. (2006) „A betonszilárdság és a víz-cement tényező közötti összefüggés megbízhatóságának javítása”, *Vasbetonépítés*, VIII. évf., 1. sz., pp. 2-9.
- Victor, D. J. (1963) „Evaluation of hardened field concrete with rebound hammer”, *Indian Concrete Journal*, November 1963, pp. 407-411.
- Wesche, K. (1967) „Die Prüfung der Betonfestigkeit im Bauwerk”, *Betonstein-Zeitung*, Heft 6/1967, pp. 267-277.
- Yoon, I.-S., Copuroglu, O., Park, K.-B. (2007) „Effect of global climatic change on carbonation progress of concrete”, *Atmospheric Environment*, Elsevier, doi: 10.1016/j.atmosenv.2007.05.028.
- Yun, C. H., Choi, K. R., Kim, S. Y., Song, Y. C. (1988) „Comparative Evaluation of Nondestructive Test Methods for In-Place Strength Determination”, *ACI Publication SP-112 Nondestructive Testing*, Lew, H. S. (Editor), *American Concrete Institute*, Farmington Hills, Michigan, 1984, pp. 111-136.
- Zoldners, N. G. (1957) „Calibration and Use of Impact Test Hammer”, *Journal of the American Concrete Institute*, V. 29, No. 2, August 1957, Proceedings V. 54, pp. 161-165.

Szilágyi Katalin (1981) okl. építőmérnök, tanszéki mérnök a BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszékén. Fő érdeklődési területei: betonszerkezetek diagnosztikája, roncsolásmentes betonvizsgálatok, betontechnológia, öntömörödő betonok. A *fib* Magyar Tagozat tagja.

Dr. Borosnyói Adorján (1974) okl. építőmérnök, PhD, adjunktus a BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszékén. Az MTA Bolyai János Kutatási Ösztöndíj támogatottja. Fő érdeklődési területei: vasbeton és feszített vasbeton szerkezetek használhatósági határállapota és tartóssága, feszített és nem feszített FRP betétek alkalmazása, tapadása, tartószerkezetek utólagos megerősítése szálerezősítésű anyagokkal, betonszerkezetek diagnosztikája. A *fib* Magyar Tagozat és a *fib* TG 4.1 „Serviceability Models” munkabizottság tagja.

FIFTY YEARS WITH THE SCHMIDT REBOUND HAMMER: PAST, PRESENT AND FUTURE

Part 3. Theoretical background and future prospects

Katalin Szilágyi and Dr. Adorján Borosnyói

The value of the Schmidt rebound index is influenced by the properties of the concrete close to the location of the test. There are several influencing parameters; therefore a high number of test repetition is needed in case of a required reliability of concrete strength estimation by the Schmidt rebound hammer. The user needs reliable conversion curves between compressive strength and rebound index, as strength estimation is usually the main purpose of the Schmidt rebound hammer tests. Curves based on laboratory test can be used only within their limit of application. Extension of the validity of the curves is usually not possible. The expected error of the strength estimation by the Schmidt rebound hammer under general service circumstances is about 25 percent. Users not trained well usually overestimate the reliability of the Schmidt rebound hammer. Present paper gives a detailed survey about main performance characteristics of the Schmidt rebound hammer. Future research topics are highlighted.

5. A FELSZERKEZET VÍZSZINTES MOZGÁSAI ÉS EZEK SZABÁLYOZÁSA



Mihalek Tamás

Egy nagy híd tervezése igen sokrétű feladat. A megrendelő által előírt peremfeltételek, a szabályzati előírások és a kivitelező építési technológiája mind-mind keretet szab a szellemi munkának. A tervezés a statikai számítások előkészítésétől a modellalkotáson át az utolsó vasak lerajzolásáig tart, s mivel az építési technológia ilyen formája újdonságnak számított minden résztvevő számára, ezen a hosszú úton számos olyan feladat adódott, melyekhez hasonlókkal sem találkozott a tervező csapat. Ezekből az izgalmas kalandokból adok némi ízelítőt.

Kulcsszavak: szabadbetonozás, szabadszerelés, segédszerkezet, zsugorodás, lassú alakváltozás, saru

1. A HÍD TÁMASZRENDSZERE

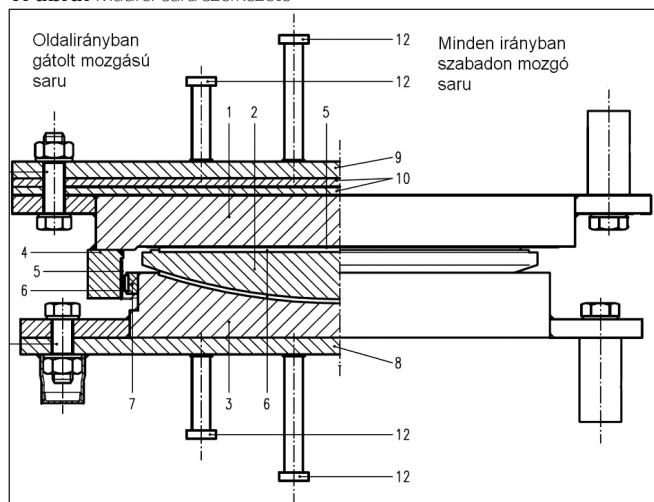
A köröshegyi völgyhíd felszerkezete használati állapotban két hídfőn és 16 különböző magasságú pilléren nyugszik. A pillérek téglalap alakú, változó falvastagságú dobozok, középvo-nalukban függőleges osztófallal ellátva és merevítve. Az oszlopféjeken kialakított szerkezeti gerendákon pillérenként két saru található, melyek a felszerkezetet a külső bordák mellett támasztják alá. A középső négy pilléren hídtegyel irányban „fix” megtámasztást biztosító saruk vannak, ezek vízszintes határereje a függőleges teherbírás 10%-a.

2. A SARUK SZERKEZETE

A többi pilléren és a hídfőkön, a belső íven hosszirányban (érintő irányban) mozogni képes, sugárirányban gátolt/megvezetett saruk találhatók, a külső íven minden irányban mozgást lehetővé tevő saruk vannak.

A saruk típusa: egy sík felületen és egy másik (gömb-süveg) felület mentén elcsúszni képes, így elfordulást lehetővé tevő szerkezet. Elnevezése szerint: gömb-süveg saru (spherical bearing) (1. ábra). Az érintkező (mozgó) felületek a MAURER cég új alacsony súrlódási tényezővel jellemezhető műanyag (teflon jellegű) bevonatával (MSM) vannak

1. ábra: Maurer saru szerkezete



ellátva, melyek lencse alakú bemélyedéseket tartalmaznak, ezekben kenőanyag található (2. ábra). Ez a műanyag nagy kopásállóságú és csak igen kis mértékben nyomódik össze.

3. A SARUK ELLENÁLLÁSA

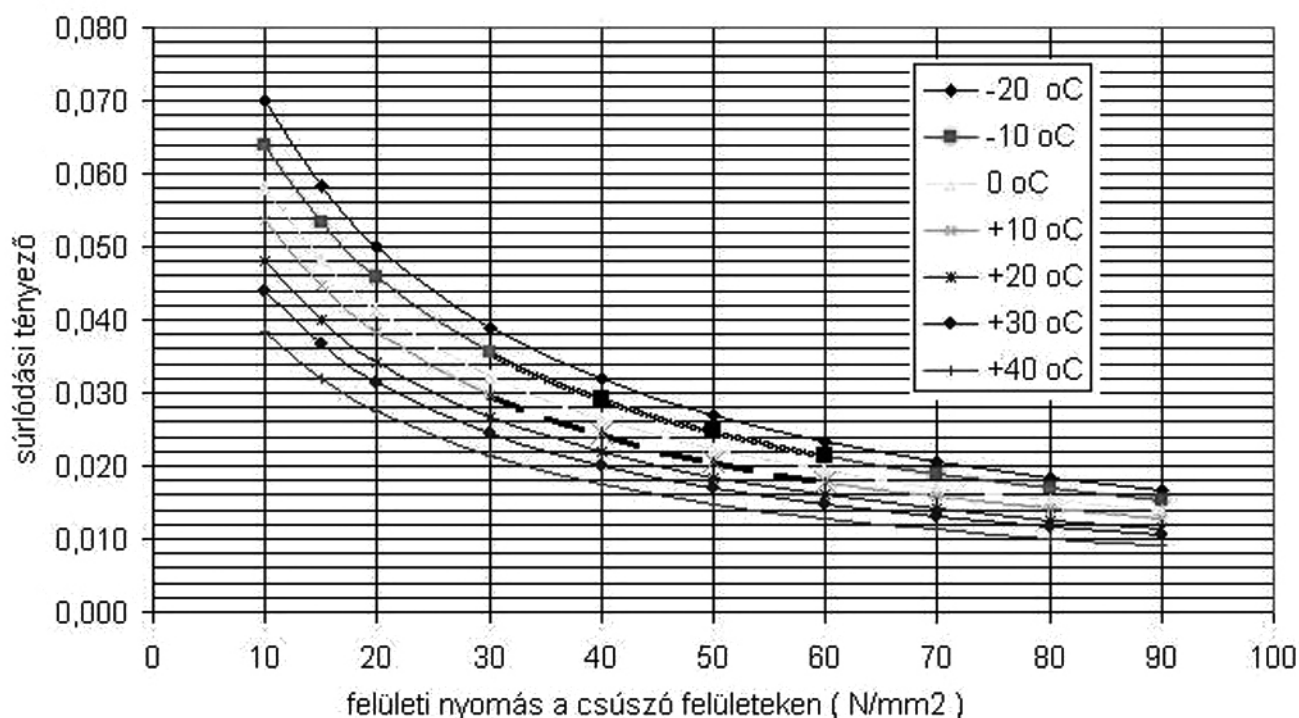
Ezek a felületek különböző hőfokon és eltérő nyomófe-szültség esetén a következő súrlódási jellemzőket mutatják (3. ábra).

A köröshegyi völgyhídnál beépített sarukon építési álla-potban a reakcióerő a saru teljes teherbírási képességének a hídfőn 35%, az első pilléren 60%, míg a nagynyílások saruin 50-55%. Ez az egyes sarukon 30-60 N/mm² nyomófe-szültséget jelent a csúszó MSM felületeken. A diagramból látható, hogy a fenti nyomástartományban a sarukon -10°C betonhő-mérsékleten 2,1-3,6% , míg +10 °C betonhőmérsékleten csak 1,8-3,0% súrlódási ellenállás lép fel, nagyobb nyomófe-szültség esetén kisebb súrlódási tényező működik.

2. ábra: Csúszó felületek MSM bevonattal



Maurer saruk MSM burkolatú csúszófelületeinek súrlódási tényezői



3. ábra: Maurer-saruk csúszási ellenállása a felületi nyomás függvényében

4. A FELSZERKEZET VÍZSZINTES MOZGÁSAI

A saruk ilyen viselkedésének bemutatása után lássuk ezek figyelembevételét az építés során és az ezekből adódó problémák/feladatok megoldásait.

4.1 INDÍTÓ ZÖMÖK BEÁLLÍTÁSA

Az egyes pillérek indítózömök építésével kezdtük az egyes hídág-mérlegek készítését, melyeket a végleges sarukra rábetonozva építettünk meg.

A felszerkezet a két hídfél középső összezárása után a hídközép felé fog zsugorodni. Azért, hogy az indítózömbe található 150 cm vastag diafragma fal alatt az alátámasztó saruk – a használat során - minél kisebb külpontossággal helyezkedjenek el, a várható zsugorodási rövidülést megfeleztük és az indítózömöket az ellenkező irányba (a hídfők felé) eltolva építettük meg.

Az eltolás tényleges mértékét az alátámasztó zsaluzat förtartóinak bekötési képességei korlátozták 150 mm-es értékben, vagyis a hídfő melletti két pilléren 150-150 mm, míg a következő kettőn 100-100 mm eltolást alkalmaztunk.

4.2 HÍDÁG STABILIZÁLÁSA AZ INDÍTÓZÖMÖN

Az indítózömöket a zsaluzat kibontása közben az állványförtartók közé elhelyezett zsámolyokra (ékeléssel) támasztottuk, és Dywidag-rudakkal lefeszítettük a pillérhez, így stabilizáltuk azokat. (4. ábra)

Az építést a hídfők mögül indított acél szerelőhidakkal végeztük, kétoldalról közép felé haladva. A fenti indítózöm-stabilizálás addig volt szükséges, amíg a szerelőhidat az előző nyílásból erre a pillérre áttoltuk. Ekkor a vízszintes csúsztató erők ill. az excentrikus függőleges szerelőhid-reakcióerők borító hatását a lekötés/stabilizálás vette fel.



4. ábra: Az indítózöm leköttése feszítő rudakkal

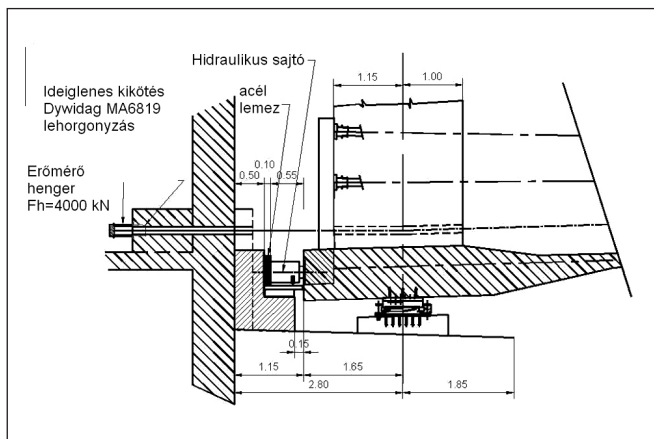
Az első elempár elkészülte után a szerelőhid az elemek külső végeitől 2,0 m-re áthelyezett támaszokra terhelte át és most már a mérlegág stabilizálását a szerelőhid végezte. Ehhez az aláékeléseket el kellett távolítani, hogy a sarukon létrejöhessen a két támaszreakció kiegyenlítődése, a mérlegág elfordulása révén.

A sarukat továbbra is képessé kellett tenni a vízszintes erők felvételére (nevezetesen a felszerkezet, ill. az acél szerelőhid hőmérsékletváltozásából keletkező hosszváltozások, mozgások okozta erők felvételére)

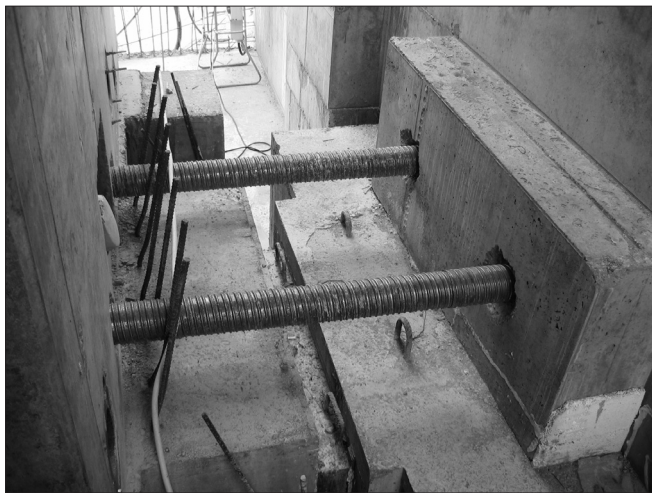
Ehhez a sarukon kiegészítő, ideiglenes megfogásokat helyeztünk fel kétoldalra, mely a szabad elfordulást engedték, de vízszintes erők felvételére képesek voltak.

4.3 AZ ÉPÜLŐ HÍDFÉL KIKÖTÉSE A HÍDFŐHÖZ

A hídfő felől egyre hosszabb felszerkezetrészt is rögzíteni kellett, noha a saruk csúszó felületét vízszintes helyzetben rögzítve betonoztuk be, de a hídon mozgó gépjárművek (da-



5. ábra: A hídfél kikötése a hídfőhöz



6. ábra: A kikötő kábelek átvezetése a hídfő és a felszerkezet között

ruk, betonszállító mixer stb) közlekedése ill. a hőmérséklet-változás és zsugorodás is a saruk elmozdulását okozhatták volna. Ezt a rögzítést a hídfőkhöz történő kikötéssel oldottuk meg.

A kikötéshez betontömböt betonoztunk a hídfőre, ez elé függőleges helyzetű neopren sarut helyeztünk el (5. ábra), mellyel a véglap elfordulását tettük lehetővé a kitámasztásban. A maradék hézagot acéllemez betétekkel töltöttük ki. A támaszkialakítás mellett feszítőkábelekkal alakítottuk ki a húzott kapcsolatot (6. ábra). A két-két kábelt az első pillér felett található indítózöm diafragma falában horgonyoztuk le, míg a másik kábelvéget a hídfő falazatán átvezetve, egy tömbben rögzítettük.

A hídfőben lévő lehorgonyzó fej elé erőmérő hengereket építettünk be, melyekkel ellenőrizni tudtuk a kábelekben lévő erők nagyságát (7. ábra).

A felszerkezetet nekifeszítettük a hídfőnek, az alkalmazott feszítőerő $\Sigma F_p = 4 \times 2900 \text{ kN} = 11600 \text{ kN}$ volt mindkét hídfőnél.

4.4 A KIKÖTÉS TEHERMENTESÍTÉSE

A felszerkezet építése során egyre hosszabb hídrész alakult ki, amint újabb és újabb mérlegágakat kapcsolunk a már kész részhez és egyre több pillér támasztotta alá a készülő két félhidat. A pilléreket a cölöpözött alaptestekbe befogott konzolként vizsgáltuk. A pillérek változó magassága miatt a pillérfejek egységnyi méretű eltolásához eltérő erőkre van szükség, ezek reciprok értékei adják a támaszok eltolási „rugóállandóit”.

Az építés télen, nyáron egyaránt folyt, a felszerkezet fel-



7. ábra: Erőmérő henger a kábelek lehorgonyzásánál

melegedése és lehülése is váltakozva jelentkezett, de a beton zsugorodása folytán a felszerkezet minden pontja a hídfő (mint mozdulatlan, nyugvó pont) felé mozdult el (8. ábra).

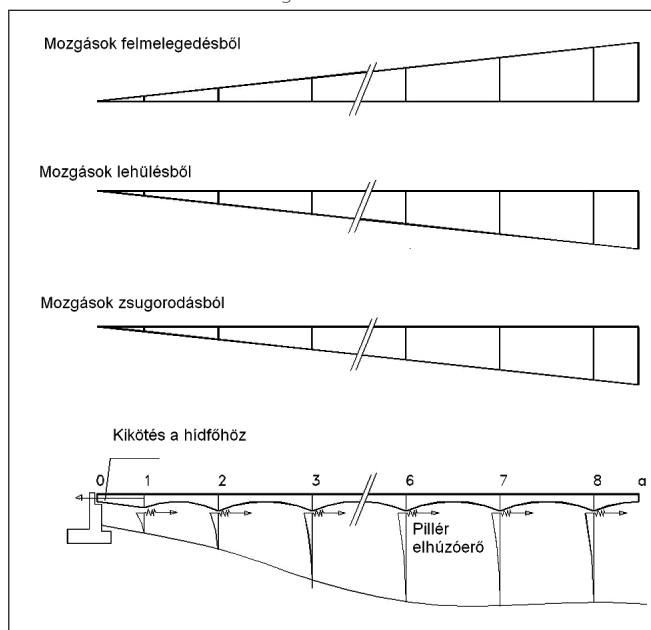
Ez az elmozdulás a sarukon keresztül a pillérek tetejére is erőhatást gyakorolt. Az eltérő magasságú pillérek különböző évszakokban csatlakoztak a rendszerhez – hol kitágult, hol összehúzódott felszerkezet-részhez. Általános tendenciaként azonban feltételezhető volt, hogy a pillérfejek egyre inkább a hídfő felé hajlanak és így egyre növekvő elhúzóerőrendszer alakul ki. Ennek számítása azt mutatta, hogy az összegzett pillér ellenállások 2006 telén érik el maximális értéküket.

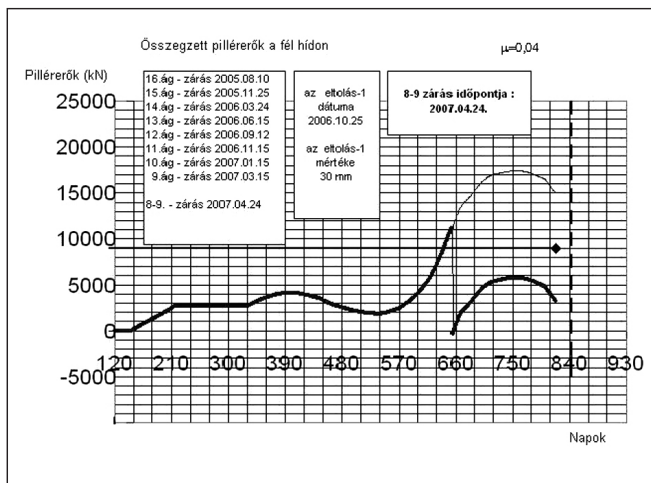
Mivel a hídfő cölöpalapozásának teherbírási határértékét 12000 kN-ban határozta meg a tervezője, az építési forgalom bejárásához szükséges háttöltésrész terhén felül csak 9000 kN elhúzóerő volt megengedett. Ezt a határt a második tél folyamán meghaladta volna az összegzett pillérelenállás, ezért beavatkozás vált szükségessé.

Ez a beavatkozás a pillérfejek visszatolása, vagyis a pillérelenállások csökkentése volt. Ezt úgy oldottuk meg, hogy a felszerkezet és a hídfő közé vízszintes tengelyű hidraulikus sajtókat helyeztünk el, ezekkel a sajtókkal eltoltuk a felszerkezetet a hídfőtől. Az eltolás számított értéke 30 mm volt, melynek hatására megnőtt a kikötő kábelekben a kábel-erő, de lecsökkent a hídfőre ható külső elhúzó-erő.

A diagrammon látható, hogy az összegzett pillérerő értéke 9000 kN alá csökkent (9. ábra). Az eltolás során a sajtók csak a feszítőkábelek ellenében dolgoztak, a bennük lévő erőt növelték (a létrehozott elmozdulással csökkentették a pillérek

8. ábra: A kikötött híd-fél mozgásai





9. ábra: Az összegzett pillérerők és a tehermentesítés hatása

„elhúzottságát, de a csökkentés pontos értékére nem kaptunk tájékoztatást). Ehhez az adatokhoz a következőkben leírt akció során jutottunk.

5. A FIX-SARUS PILLÉREK „ELHÚZÁSA”

A pillérekön lévő saruk a 3. pontban ismertetett súrlódási ellenállás mértékéig képesek vízszintes erő felvételére, de azt meghaladó erő esetén a határerőt elérve – további erő-felvétel nélkül, a határerőt megtartva – a felszerkezet elmozdulása következik be.

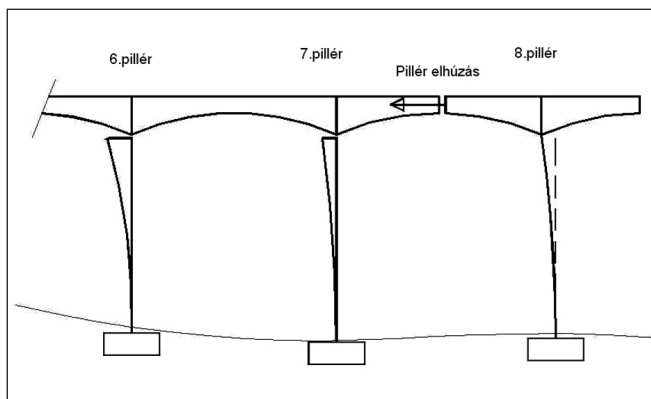
A híd közepén lévő 7-8, ill. 9-10 jelű pillérekön fix saruk vannak, így ezeken a pillérekön a megcsúszás jelenségével nem kell számolni.

A felszerkezet használati állapotban az építési állapotbeli mozdulatlan pont a hídfőről a híd közepére „helyeződik át”. – a hátralévő zsugorodás során a keresztmetszetek elmozdulásai a hídközép felé irányulnak.

A fix sarukat tartalmazó, utójára kapcsolódó, függőleges helyzetű pillérek immár csak közép felé fognak elhajlani (a hídfőhöz kikötött építési időtartam alatt létrejövő, hídfő felé való elhajlástól eltekintünk most). Azért, hogy az egyirányú, egyre növekvő elhajlás, mint a pillér kulponosság – csökkenthető legyen, ellenkező irányú, a hídfő felé történő elhajlítást (elhúzást) hajtottunk végre

Ezt a elhúzást minden fix sarus pillérnél elvégeztük. A 7. és 10 jelű pilléreknél kb.80 mm, míg a 8. és 9. pillérnél kb. 30 mm-t húztuk el a hídfő felé a zárás előtt a mérleg-ágot és ezzel együtt a pillér-fejet is. Az elhúzást a mérleg-ágnál alkalmazott zárókábelek közül két-két kábel részleges megfeszítésével végeztük (10.ábra).

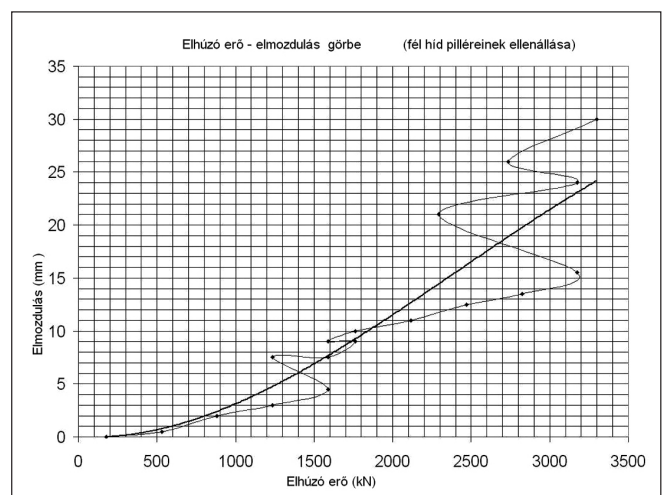
10. ábra: A 8. jelű pillér „elhúzása”



6. A PILLÉREK EGYÜTTES RUGÓ-ÁLLANDÓJÁNAK MÉRÉSE

A hídfőkhöz kikötött két félhidat elhúzott állapotából fel kellett szabadítani, vagyis a kikötést meg kellett szüntetni. A kikötés oldásakor a kikötő kábeleket a pászmák elemi szálainak egyenkénti, fokozatos elvágásával távolítottuk el. A pillérek merevségi jellemzőinek (inercia, rugalmassági modulus, pillérmagasság alapján számított pillér-rugóállandók) felhasználásával számítottuk a pillérerők kiegyenlítődése során keletkező elmozdulásokat.

A számított érték 20 mm volt, a valóságban azonban alig történt elmozdulás (kb. 2 mm). Ez azt mutatta, hogy a pillérek nagyobb merevsége (magasabb betonminőségből adódó nagyobb rugalmassági modulus hatása) elvesztett a saruk csúszási viselkedésében (kisebb súrlódási ellenállás) történt módosulás ellenében, és a pillérek nem voltak olyan mértékben elhúzva, mint amivel számoltunk. (számított értékek a biztonság javára tértek el a valóságos eredményektől). (a merevebb pillérekön és a kisebb súrlódási ellenállású sarukon előbb érvényesült a saruk csúszása, mint a pillér elhúzása (meghajlítása).

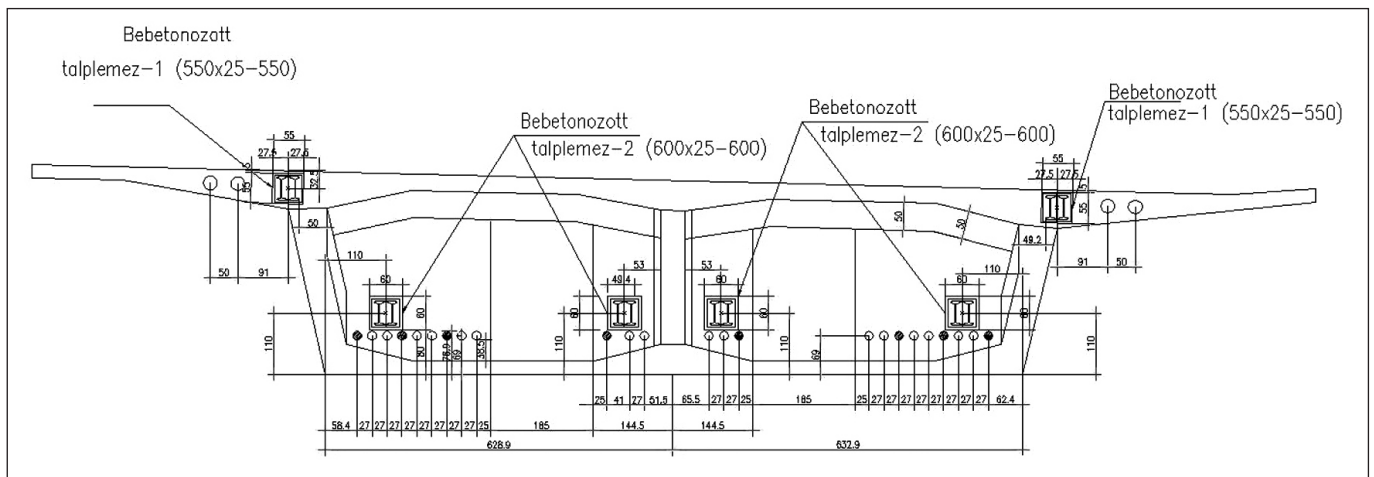


11. ábra: A pillérek elhúzási ellenállása

Ezt a pillérekön nyugvó (kikötés nélküli) felszerkezetén végzett kísérlettel tapasztaltuk meg. Az eredeti kikötési rendszer felhasználásával, két feszítőkábel befűzésével húzási kísérletet hajtottunk végre. A kábeleket fokozatosan feszítettük, az elért elmozdulást 5 mm-es lépcsőkben emeltük, 25 mm végértékig. Az egyes lépcsők között konszolidációs szüneteket tartottunk, az erő tartása mellett. Az utolsó lépcsőnél azt tapasztaltuk, hogy az erő jelentősebb növelése nélkül növekvő elmozdulás jelentkezik, vagyis a fél híd kb 3000-3500 kN erővel a sarukon elhúzható (11.ábra). (A híd e jellemzőjének ismerete a középső záráskor alkalmazott dúcolat méretezésénél volt szükséges.)

7. A KÖZÉPSŐ ZÁRÁS DÚCAI

A dilatáció beépítése alatt a középső zárás előkészítése folyik. A felszabadított két hídfőlen a zárózöm betonozásának, ill. a beton kötésének időtartamára a hídközépen mozgásmentes helyzetet kell teremteni. Ehhez a két hídfő eltávolítását, ill. közeledését meg kell akadályozni, ezért a két utolsó zömben diafragma falakat alakítottunk ki, melyek közé dúcokat helyezünk el. A felszerkezet hőmérséklet-változásból keletkező hosszváltozásai immár a hídfők felé játszódnak le (természe-



12. ábra: A kitámasztó dűcök kiosztása a híd keresztmetszetében

tesen a pillérek elhajlításából keletkező ellenállás ereje hat a dűcokra, nyomást idéz elő bennük)

Az elvégzett elhúzási kísérlet eredményei alapján várható, hogy a felszerkezeten mért 3200 kN elhúzóerőnél nagyobb erő nem jön létre, mivel egy ennél nagyobb erő a sarukon elcsúszást hozna létre, vagyis a dűcokban a nyomóerő nem növekedne ezen érték fölé.

Az alkalmazott dűcök keresztmetszeti méreteit és az alkalmazott dűcszámot (6 darab) $n=2$ biztonsági tényező figyelembevételével határoztuk meg (12. ábra). A dűcokat a diafragma falak közé támasztottuk, a fennmaradó hézagokat acéllemezekkel töltöttük ki (13. ábra).

A hő okozta kitágulás mellett a mozdulatlanságot - a lehűlés okozta rövidülések esetére - az elemeken átmenő zárókábelek közül 4 darab részleges megfeszítésével állítjuk elő (húzó-nyomó kapcsolat). A dűcokat természetesen a feszítőkábelek erejével növelt nyomóerőre méreteztük.

Az ideiglenes támaszkapcsolatot a szekrény 1. ütemének betonozása után, a beton kezdeti szilárdságának (36 N/mm^2 tájékoztató betonszilárdság - 3 próbakocka minimális eredményén mérve) elérése után szabad eltávolítani. A betonozást olyan időpontban végezzük, (éjfél és hajnali 2 óra között), amikor a beton kötésének kezdetén, ill. a szilárdulási folyamat elején a felszerkezet betonja a legalacsonyabb hőmérsékleten (hajnali 3-5 óra között), vagyis összehúzó állapotban van. Ehhez képest a reggel megkezdődő felmelegedés okozta kezdődő (nyomást fokozó) tágulás azonos ütemű lesz a beton szilárdulási folyamatával. Így elérhető, hogy a betonban nem keletkeznek húzófeszültségek a szilárdulás kritikus, kezdeti

szakaszában. A zárás 2. ütemét szintén a fenti időpontban (hajnalban) célszerű elkészíteni, a beton fenti szilárdságát elérve a zárókábelek meg kell feszíteni, és a híd zárása befejezhető.

8. MEGÁLLAPÍTÁSOK

A bemutatott támaszjellemzők, az építési módszer egyedi volta és az ezekből fakadó szokatlan feladatok, a megoldásoknál alkalmazott mérnöki megfontolások rámutatnak annak jelentőségére, hogy a hídtervezést a mozgó részek (támaszhelyek, saruk, dilatációk stb.) tervezésével kell kezdeni.

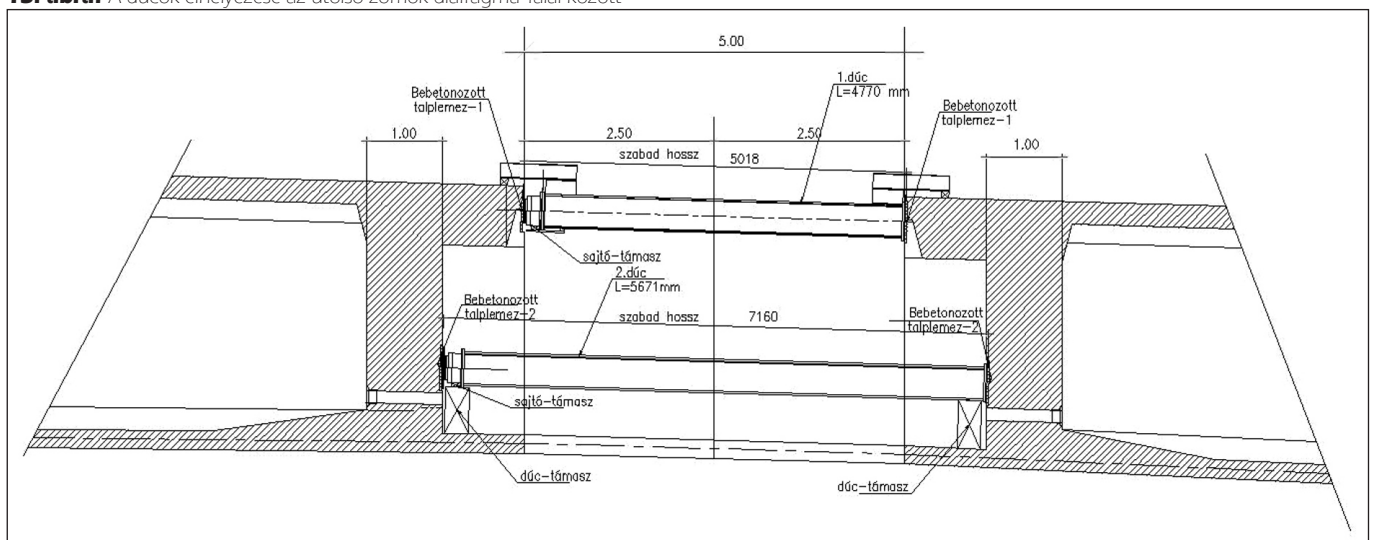
Megfelelő méretű szerkezeti részeket (felfekvés, szerkezeti gerenda, dilatációs fészkek stb.) alapvetően befolyásolja az általános tervi kialakítást. A méretezések során pedig fontos átgondolni a szerkezetek viselkedését, ezek hatásait az erőjártékra, nem utolsó sorban kellő gondossággal és kellő időben hozzákezdeni a szükséges segéd és kiegészítő szerkezetek tervezéséhez is.

Remélem, hogy a fenti rövid ismertetés gondolatébresztésként hozzájárul a jövőben tervezendő hidak tervezői számára a feladatok teljesebb átgondolásához.

9. HIVATKOZÁSOK

- DSI-Dywidag System International: Dywidag bonded Post Tensioning Systems – Multiplane Anchorage (MA) (1998)
- Mihalek T., Wellner P. (2007), „A köröshegyi völgyhíd építésének története – 2. Áttekintés a völgyhíd statikai rendszeréről és fő tervezési megfontolásairól”, VASBETONÉPÍTÉS 2007/4 pp. 98-105.

13. ábra: A dűcök elhelyezése az utolsó zömök diafragma-falai között



Wellner P., Mihalek T. (2000), „A magyar –szlovén vasútvonal völgyhíd-jai-3. A völgyhidak tervezése”, VASBETONÉPÍTÉS 2000/2, pp. 53-61.
Wellner, P., Mátyássy, L., Mihalek, T., Becze, J., Barta, J. (2007), „Viaduct of Köröshegy, the largest prestressed concrete viaduct in Hungary – design and construction”, CONCRETE STRUCTURES 2007, pp. 7-18.

Mihalek Tamás (1950) okl. szerkezetépítő mérnök. Tervezési pályáját a Hídépítő Vállalatnál kezdte, monolit és előregyártott gerendás hidak tervezése mellett technológiai tervezésben is részt vett. 1988-ban részt vett a Magyarországon először Berettyóújfaluban szakaszos előretolásos technológiával épített híd tervezésében. 1996 óta irányításával tervezi a Hídépítő Zrt. Műszaki Osztálya a cég által épített betölt hidakat. Vezető tervezője volt Magyarország legnagyobb feszített vasbeton vasúti hidjának, az 1400 m hosszú nagyrákosi völgyhídnak és az M7 autópályán épült 1870 m hosszú köröshegyi völgyhídnak is. Jelenleg a Hídépítő Zrt. tervezési főmérnöke. Fő érdeklődési területei: a feszített vasbeton hidak tervezése, a szerkezeti anyagok lehetőségeinek és az alkalmazott építés-technológia hatása a szerkezetek működésére, ezek figyelembevételével az erőtani számítások során. A *fib* Magyar Tagozatának tagja.

KÖRÖSHEGY VIADUCT ON M7 MOTORWAY IN HUNGARY

5. The horizontal displacements of the superstructure

Tamás Mihalek

In this article we summarized the special construction items occurred at the Köröshegy viaduct. There were different types of movements and elongations on the superstructure during the construction phases.

Each starting segment was constructed on two spherical bearings, which had sliding friction coefficient only about 1.8~3.6%, depending on the pressure and the temperature.

During the construction period the completed parts of the superstructure had to be fixed to the abutments by means of 4 pieces of 19x0.6" tendons.

Because of the creep, shrinkage and thermal effects on the superstructure, displacements and therefore forces were induced on the pier caps. When the sum of the forces on the piers gradually reached the limit-force of the abutment – the pier caps were displaced artificially towards the centre of the viaduct.

Before this procedure an attempt was made to determine the bending stiffness of the piers. After dismantling the anchorages at the abutment, two tendons were prestressed with 3500 kN force and 25 mm movement were measured at the end of the superstructure. These results were utilized at the final closure at the middle of the viaduct. The two half bridges were connected with 4 pieces of 19x0.6" tendons and 6 pieces of steel supporting struts to keep the two bridge-ends unmovable.

SZAKMÉRNÖKI TOVÁBBKÉPZÉS BETONTECHNOLÓGIA ÁGAZATON

INDUL: 2009. FEBRUÁRBAN

A betontechnológia jelentősége nagyon megnövekedett az elmúlt időszakban egyrészt a betonnal szembeni fokozott elvárások (pl. nagy szilárdság, tartósság, veszélyes hulladékok tárolása, stb.), másrészt a speciális igényeket kielégítő betonok megjelenése, harmadrészt az európai szabványok megjelenése miatt. Ennek megfelelően a betontechnológia óriási érdeklődésre tart számot. A diplomával záruló Betontechnológia Szakmérnöki Tanfolyam megszervezése révén a BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszéke a betontechnológia körébe tartozó legújabb ismeretek átadásával kívánja segíteni a praktizáló kollégákat. Saját, jól felfogott **érdekében minden cégnek kell legyen jó betontechnológusa.**

A tanfolyam célja, hogy a résztvevők megszerezzék a legfrissebb betontechnológiai ismereteket. A tanfolyam során a hallgató elmélyedhet a betontechnológiai módszereken kívül a speciális tulajdonságú betonok témakörben, a betonalkotók anyagtani kérdéseiben, építőanyagok újrahasznosításában, környezetvédelmi kérdésekben, a betonstruktúra elemzésében és annak hatásában a tartósságra, a diagnosztika nyújtotta lehetőségekben, aminek eredményei megfelelő javítási vagy megerősítési mód kiválasztását teszik lehetővé, a mély és magasépítési szerkezetek betontechnológiai szempontból jelentős tervezési és kivitelezési kérdéseiben, a betongyártás és előregyártás kérdéseiben, a minőségirányítás és minőségbiztosítás módszereiben és áttekintést kapnak a vasbetonépítésben megjelent legújabb anyagokról. Mindezeket jogi, gazdasági és vezetélméleti kérdések egészítik ki. A tananyag egymásra épülő rendszerben tekinti át a betontechnológiához szükséges összes ismeretanyagot.

A tanfolyamra való felvételhez egyetemi vagy főiskolai végzettség szükséges. A sikeres záróvizsga alapján végezhető *egyetemi szakmérnöki oklevelet* kapnak azok, akik szakirányú okleveles mérnöki végzettséggel rendelkeznek, ill. *főiskolai szakmérnöki oklevelet* kapnak azok, akik szakirányú főiskolai oklevéllel rendelkeznek. Nem szakirányú egyetemi végzettséggel viszont végezhető *egyetemi oklevél*, ill. *főiskolai okle-*

vél kerül kiállításra szakmérnöki megnevezés nélkül. (Azok számára, akik nem műszaki egyetemi oklevéllel jelentkeznek a tanfolyamra, különbözeti vizsga is előírható.) Korlátozott számban olyanok is jelentkezhetnek, akik felsőfokú végzettséggel nem rendelkeznek, de olyan szakközépiskolába vagy technikumba jártak, ahol az építőanyagokkal és a mechanikával kapcsolatos alapvető ismereteket elsajátították, és legalább 5 évet dolgoztak betontechnológiához közel álló munkakörökben (vezető igazolja). Részükre *látogatási igazolást* állítunk ki a tanfolyam elvégzéséről.

A 4+1 féléves képzés levelező rendszerben folyik félévenként 3-3 konferenciahéten, így a jelöltnek a teljes képzés alatt csupán 12 hétig kell távol lennie a munkahelyétől (hétfő de. 10⁰⁰-tól csütörtök 16⁰⁰-ig), és az utolsó félévben diplomamunkát kell készítenie. A tanfolyam részletes leírása a www.epito.bme.hu/eam honlapon található.

Előzetes jelentkezését ezen lap visszaküldésével is fogadjuk a (1) **463-3450** faxszámon, ill. Sánta Gyuláné tanfolyam adminisztrátor várja érdeklődését a (1) **463-4068** telefonszámon vagy a titkars@eik.bme.hu e-mail-en. Végleges jelentkezéshez le kell adni: a legmagasabb iskolai végzettséget igazoló oklevél másolatát, nyelvvizsga bizonyítvány(ai)nak másolatát, 2 db igazolványképet, eredeti hatósági erkölcsi bizonyítványt és szakmai önéletrajzt.

Jelentkezem a 2009. februárjában induló Betontechnológia Szakmérnöki Tanfolyamra.

Dátum:

Fax:

Cég:

Név:

FESZÍTETT VAGY FESZÍTÉS NÉLKÜLI CFRP SZALAGOS MEGERŐSÍTÉSI MÓDOK ÖSSZEHASONLÍTÓ ÉRTÉKELÉSE



Molnár András – Dr. Bódi István

A CFRP (szénszál erősítésű polimer) anyagok építőipari alkalmazása az utóbbi 20 év nemzetközi kutatásainak eredménye. Hajlított vasbetonszerkezetek húzott övének megerősítésére korábban ragasztott – dübelezett acélszalagokat alkalmaztak, mára az acélszalagokat a CFRP szalagok majdnem teljesen kiszorították a piacról, köszönhetően az acéllel közel megegyező rugalmassági modulusuknak, ugyanakkor az acélnál nagyobb szilárdságuknak, korrózióállóságuknak, tetszőleges gyártási hosszuknak, és kisebb sűrűségüknek. A CFRP szalagok feszített alkalmazási technológiájának kidolgozásával a fejlesztők az utófeszítést alkalmazó megerősítések terén is versenyképessé tették termékeiket. A CFRP szalagokat feszített megerősítésként alkalmazó technológia részleteit, és a feszített megerősítés alkalmazásával járó előnyöket tárgyalja jelen írásunk.

Kulcsszavak: szénszál, CFRP, feszítés, megerősítés, vasbetonszerkezet

1. BEVEZETÉS

A hazai szakmai folyóiratokban már több publikáció tárgyalta a szálerősítésű anyagok nyújtotta lehetőségeket (Kollár, Kiss, 1998; Balázs, 1999a) és mutatott be megvalósult megerősítéseket (Balázs, 1999b; Kiss, Sapkás, 1999a). E lap hasábjain, a legújabb hazai kutatásokról is értesülhettünk (Majorosné, Balázs, Borosnyói, 2004), amelyek a CFRP anyagok tapadó- és feszítőbetétként való alkalmazásával foglalkoznak. A hazai építési gyakorlatban is egyre elterjedtebb a CFRP (szénszál erősítésű műanyag) szalagos szerkezetmegerősítés, az egyszerű alkalmazhatóság, kis önsúly, és kedvező anyagtulajdonságok miatt. A feszített megerősítés (Sika, 2004) alkalmazhatóságát számos külföldi példa mellett, egy győri ipari padló vasbeton tábláinak – a gyártástechnológia rezgésérzékenysége miatti – összefeszítése is igazolja.

A CFRP anyagok felhasználása, a hajlítási teherbírás és merevség növelése mellett, kiterjed a szerkezetek nyirási, csavarási és nyomási teherbírásának növelésére is. Jelen cikkben a CFRP szalagok feszített alkalmazását kívánjuk bemutatni, ami a hajlítási teherbírás növelése, a tartó lehajlásainak csökkentése és a repedéstágasság csökkentése szempontjából lehet kedvező. A bemutatott vizsgálatok csak a hajlítási teherbírás és merevség vizsgálatára terjednek ki, ezért a továbbiakban, a keresztmetszet esetében, a „merevség” és „teherbírás” fogalmak a hajlítási merevségre és teherbírásra vonatkoznak, ugyanakkor a megerősítő-szalagok merevségén húzási merevségüket ($\Sigma E_f A_f$) értjük.

A cikk első részében nemzetközi előírások (elsősorban a *fib* bulletin 14, 2001; DIB, 2002) alapján áttekintjük, hogy milyen erőtani, konstrukciós és környezeti szempontokat kell figyelembe venni a hajlítási megerősítés tervezésekor, és bemutatjuk a feszített CFRP szalagos szerkezetmegerősítésben alkalmazható lehorgonyzási megoldásokat. A cikk második részében összehasonlító értékelést közlünk a különböző megerősítés-típusok hajlítási merevség- és teherbírásnövelő hatásáról.

2. A MEGERŐSÍTÉS ANYAGA

A CFRP (Carbon Fiber Reinforced Polymer) szénszálerősítésű műanyag. A CFRP-nak a szerkezetek megerősítésénél több formáját is használják. A CFRP szalagokban a szénszálak ($\varnothing=6-10 \mu\text{m}$) epoxigyantába ágyazva, egymással párhuzamosan futnak. A szalagok hosszirányú tulajdonságait a szénszálak minőségével, és a száltartalommal (általában 60-70 V%) lehet befolyásolni. Az ágyazóanyag (mátrix) szerepe a szálak pozicionálása, együttdolgozatása és védelme. Az epoxigyanta hőre keményedő (termosetting) polimer, ezért az építéshelyszíni hajlításkor, alakításkor kialakuló feszültségeket felhevítéssel nem lehet csökkenteni.

A CFRP szalagok rugalmassági modulusa az acél rugalmassági modulusát meghaladhatja, a szakadónyúlás eléréséig a szalagok lineárisan rugalmasan viselkednek. A különböző szalagtípusok szilárdságtani összehasonlítása található az *1. táblázatban* és az *1. ábrán*. Más FRP, ill. CFRP anyagokról a *fib* bulletin 14 (2001) és Kollár, Kiss (1998) tartalmazzak összeállítást.

A CFRP szalagok sűrűsége $1,7 \text{ g/cm}^3$, amely az acél $7,8 \text{ g/cm}^3$ sűrűségének kevesebb, mint negyede. A szalagok rugalmas viselkedése és kis súlya megkönnyíti a szállítást és az építés helyszínén való közvetlen alkalmazást.

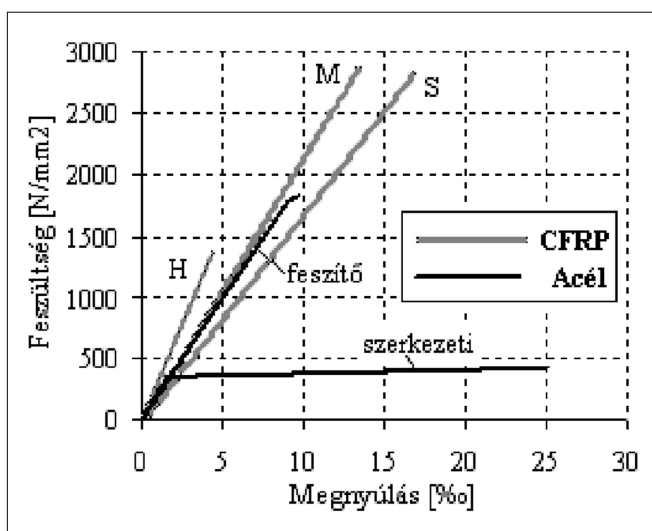
A CFRP anyag további, a felhasználást lehetővé tevő tulajdonságai (*fib* bulletin 14, 2001):

- galvanikus korrózióra nem hajlamos,
- tartós teherre a szakítószilárdság értéke nem csökken,
- kúszási alakváltozás gyakorlatilag nincs,
- fázisátviteli igénybevételeknek az acélnál jobban ellenáll,
- feszültségi korrózióra nem hajlamos.

3. A MEGERŐSÍTÉS TERVEZÉSÉNEK ÁLTALÁNOS SZEMPONTJAI

A tervezés során figyelembe kell venni mindazon tényezőket, amelyek az eredeti vasbetonszerkezet, a CFRP szalag, és a kettő közötti kapcsolat (ragasztás, lehorgonyzás) tartósságát befolyásolják.

	Rugalmasági modulus	Rugalmas határnyúlás	Szakadó-nyúlás	Szakító-szilárdság
Különböző CFRP szalagok (Sika, 2005)	kN/mm^2	%o	%o	N/mm^2
Alacsony mod. „S”	165	-	17	2805
Közepes mod. „M”	210	-	13,5	2835
Magas mod. „H”	300	-	4,5	1350
Szerkezeti acél (S350GD) (Dunaferr, 2008)	210	1,67	160	420
Feszítő acél (VT, 2007)	195	-	35	1770



1. ábra: σ - ϵ diagramok összehasonlítása

A vasbetonszerkezet tartósságát leggyakrabban veszélyeztető hibák: az acélbetétek korróziója, a beton karbonátosodása és a kedvezőtlenül nagy repedéstágasság. A károsodások mértékét, kiváltó okait meg kell határozni, a szerkezeten megerősítés előtt a szükséges állagvédelmi intézkedéseket, és javításokat el kell végezni.

A CFRP szalag élettartamát, tulajdonságait az UV sugárzás és az esetleges különleges klimatikus viszonyok esetében külön kell vizsgálni (fib bulletin 14, 2001; DIB, 2002). A megerősítő szalagok sérülékenyek, és a szerkezet felületén kerülnek elhelyezésre, ezért gondoskodni kell a véletlen, vagy szándékos fizikai károsítás elleni védelmükről is.

A ragasztott kapcsolatot érő hatásokkal kiemelten kell foglalkozni, közülük a gyakorlat szempontjából legfontosabbak:

- a magas üzemi hőmérséklet,
- a páradiffúzió, ill. a pórusvíznyomás,
- a ciklikus fagyás és
- a tűz.

A CFRP anyagokra, mint felületre ragasztott megerősítésekre vonatkozó irányelv (fib bulletin 14, 2001) részletesen elemzi az egyes hatások veszélyeit, és a védekezés lehetséges módjait.

4. A CFRP SZALAGOK ALKALMAZÁSÁNAK LEHETSÉGES MÓDJAI HAJLÍTÁSI TEHERBÍRÁS NÖVELÉSÉRE

4.1. Ragasztott CFRP szalagos megerősítés

A hajlított szerkezetek CFRP szalagokkal történő megerősítésének „hagyományos” módja, hogy a megerősítő szalagokat a keresztmetszet húzott zónájában, a megfelelően előkészített betonfelületre ragasztják. Legtöbbször a megerősítő-szalagokat végigvezetik a támaszig, ezáltal a szalag vége a tartó terhelésekor kicsiny görbülettel rendelkező szakaszán helyezkedik el, és az ébredő kapcsolati feszültségek felvételére a ragasztott kapcsolat alkalmas.

A CFRP anyagok felületközeli (NSM=Near Surface Mounted) alkalmazása is lehetséges, ekkor a betonfedésbe mélyített, hosszirányú vágatba ragasztják a CFRP szalagot vagy betétet. Ez az elhelyezési mód védelmet biztosít a szalagoknak a mechanikai és hőhatások ellen, továbbá a felületen történő elhelyezéshez képest fajlagosan nagyobb tapadási felület miatt, nagyobb biztonságot ad a megerősítő szalag felszakadásával szemben (Szabó, Balázs, 2007).

4.2. Feszített CFRP szalagok alkalmazási módjai

A feszített megerősítésnek két módja van: teljes hosszon tapadó és a csak két végén rögzített. A feszített megerősítés technológiájának részei:

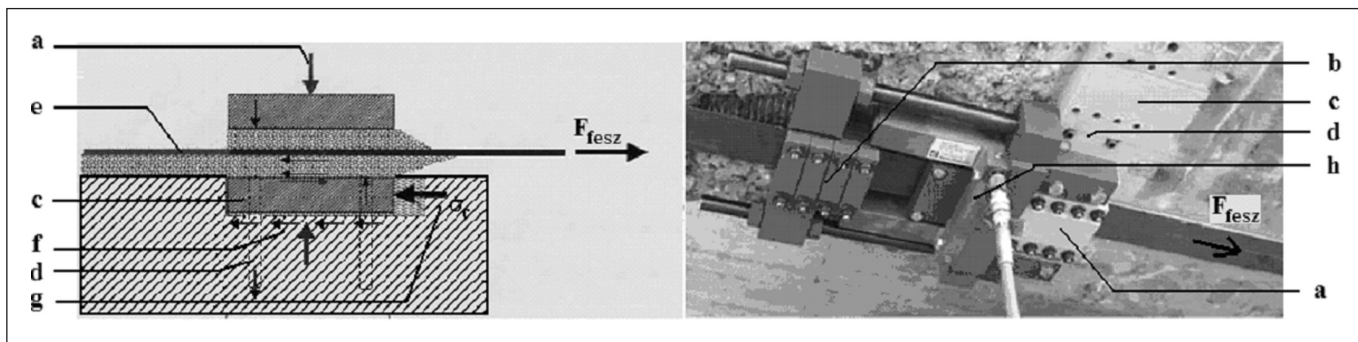
- a megerősítendő szerkezet,
- a CFRP szalag,
- a kettő kapcsolatát biztosító lehorgonyzás, ragasztás és
- a feszítést létrehozó hidraulikus sajtók.

A feszített CFRP szalagos megerősítés kritikus pontja – az acélhuzalos utófeszítési technológiákhoz hasonlóan – a lehorgonyzás. A lehorgonyzás kialakításánál a nehézségek a CFRP szalag felépítéséből adódnak: a szénszálak viselik a húzófeszültségeket, és őket epoxigyanta veszi körbe, ezért:

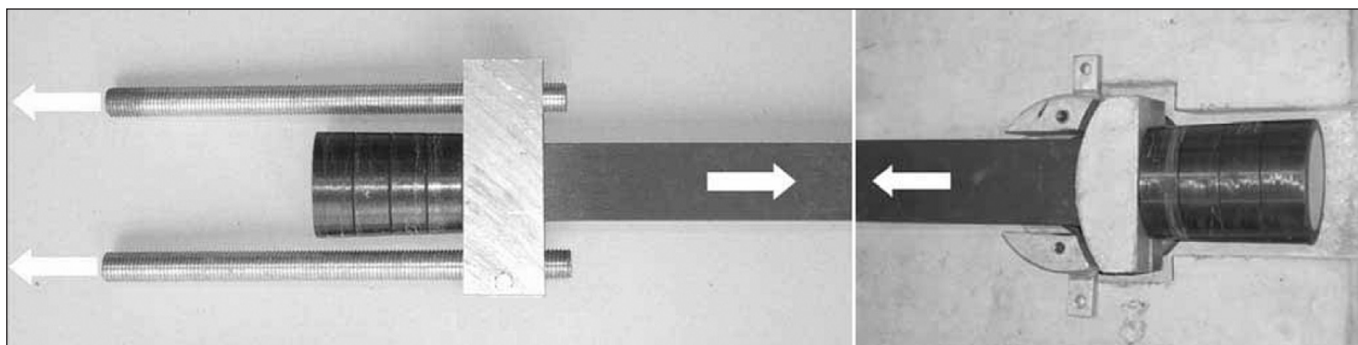
- a szálak egyenkénti megfogására nincs lehetőség és
- a keresztirányú nyomóerő a CFRP szalagot károsíthatja.

A feszítőerő lehorgonyzásának problémája a teljes hosszon tapadó és a csak két végén rögzített megerősítések mai kivitelezési gyakorlatában lényegében nem különbözik egymástól, ugyanis a teljes hosszon tapadó megerősítés ragasztása a feszítőmagnyújtás felvitele után történik, tehát a lehorgonyzásnak, ha ideiglenesen is, de a teljes feszítőerőt viselnie kell. Elvileg lehetséges a feszítőerő fokozatos lehorgonyzása, ehhez a feszítőmagnyújtást a megerősítő-szalag hossza mentén a vég felé csökkentik, és így ragasztják azt a betonfelülethez. Ebben az esetben megfelelően hosszú lehorgonyzás alkalmazásával a lehorgonyzó szerelvények elhagyhatóak – ennek a módszernek a megvalósítására kísérletek folynak, de még nem született a gyakorlatban is elterjedt megoldás (Stöcklin, Meier, 2001).

A lehorgonyzás feladata, hogy a feszítőerőt a szerkezetre juttassa. Ez általában két lépcsőben történik: Első lépésként a lehorgonyzó szerelvénynek kell átvennie a feszítőerőt a CFRP szalagról, ehhez a szalag megfogására, azaz az erő nyírófeszültségekkel való átvételére, vagy a szalag végének kiszélesítésére van szükség. Második lépésként a lehorgonyzó szerelvény a feszítőerőt a szerkezetnek adja tovább.



2. ábra: Sika Leoba CarboDur LCII lehorgonyzás, feszítés



3. ábra: StressHead lehorgonyzási lehetőségek: állítható – fix [StreesHead, 2005]

4.2.1. Lehorgonyzás aktív nyomóerővel

A nagy feszítőerők lehorgonyzásához szükséges nyíróerők kialakítására ragasztás vagy súrlódás, esetleg a kettő kombinációja szolgálhat (Andrä, König, Maier, 2001). A súrlódási erő kialakulásához szükséges a találkozó felületek kellő érdessége, valamint a felületre merőleges megfelelő nagyságú nyomóerő.

A Sika Leoba CarboDur technológiájában (Sika, 2004) (2. ábra) a CFRP szalagot (e) acél profilok közé fogják be, amelyeket nagyszilárdságú feszítőcsavarok szorítanak egymáshoz (a). Ezt nevezzük *aktív nyomóerővel* történő lehorgonyzásnak. Az érintkező felületek egyenetlenségeinek áthidalására, a nyomóerő egyenletes eloszlása érdekében, valamint a lehorgonyzás biztonságának növeléséért, a feszített csavarokkal egyidejűleg ragasztást is alkalmaznak.

A feszítőerő betonba vezetését a Leoba CarboDur technológia szintén kétszeresen biztosítja: a lehorgonyzó-szerelvényeket (c) a számukra kiképzett vajatba ragasztással rögzíti (f), és a réseket zsgorodásmentes anyaggal tölti ki, ezzel biztosítja, hogy a feszítőerő a homloknyomás útján is átadódhat (g). A szalag tengelye és a beton közötti lévő eltolásból adódó nyomaték felvételére, valamint a szerelés megkönnyítésére, szükség van a betonba fűrt, húzott csavarokra is (d).

A feszítés során, a végleges lehorgonyzó-szerelvények helyeinek kialakítása, és az egyik vég fix lehorgonyzása után, csavarokkal egymásnak feszített acél-profilok közé szorítják a szalagot, ragasztás nélkül (b), majd a feszítőszajtokat (h) a végleges lehorgonyzáshoz használt lemezekhez rögzítve a szalagot megfeszítik. Ezt követően a végleges lehorgonyzást ragasztják, a csavarjait megfeszítik, majd a kötési idő elteltével a feszítőerőt a szajtok visszaengedésével a végleges lehorgonyzásra terhelik át, és a feszítő-berendezést, leszerelése után, a következő CFRP szalag feszítésére használják.

4.2.2. Lehorgonyzás passzív nyomóerővel

Az S&P Reinforcement cég által fejlesztett technológiában (Suter, Jungo, 2001), a feszítés után a *betonfelületre ragasztják* a szalagot, és a végeknél feszített csavarokkal rögzített acéllemezek biztosítják. Amikor a ragasztó megszilárdulása

után a feszítőszajtokat tehermentesítik, a ragasztás nem képes a feszítőerő felvételére, és a szalag végénél repedés alakul ki: a felső betonréteg a CFRP szalagra tapadva felszakad. A repedés megnyílását, a felszakadás tovaterjedését meggátolja, hogy a ragasztás végénél dübelezett acéllemezek szorítják a szalagokat a betonhoz. A megnyílni akaró repedés nekifeszül ennek az acéllemeznek, *passzív nyomóerő* lép fel, amely a repedés durva felületén nagy súrlódási erő kialakítására képes. Ennél a lehorgonyzási technológiánál a feszítőerő közvetlenül a betonra adódik át, egyetlen lépésben.

4.2.3. Lehorgonyzófej kialakítása a CFRP szalagon

A svájci StressHead cég a Sikával közösen fejlesztette ki a technológiát (StressHead, 2005). A CFRP szalagot a tervezés során pontosan meghatározott hosszra szabják, és két végén egy-egy CFRP alapanyagú fejfel látják el, amelynek teherbírása max. 220 kN. A technológiát a csak két végén rögzített megerősítésekhez fejlesztették ki, de alkalmazható teljes hosszban tapadó kialakítás esetén is. Lehetőség van a fejlesztő által kínált lehorgonyzás-típusok valamelyikének (3. ábra) alkalmazására, de különleges feladatok esetében a lehorgonyzás helyét, és az erőbevitel módját a tervező a feladat sajátosságainak megfelelően választhatja meg. A technológia sokrétűen alkalmazható, mert a CFRP szalagok kis sugárban hajlíthatóak, így az erőirányváltoztatása – megfelelő teherbírású és kialakítású szerelvények alkalmazásával megoldható.

A feszítés során először a fix véget rögzítik, majd feszítőszajtok segítségével elvégzik a kívánt feszítést, és a rögzítik az elmozdult állapotot. Minden szerkezeti kialakításnál gondolni kell arra, hogy a rögzítés helyzete a feszítési útnak megfelelően változtatható legyen, ezt a célt szolgálják a menetes csavarok.

5. A MEGERŐSÍTÉSRE KERÜLŐ SZERKEZET ALKALMASSÁGI FELTÉTELEI

A tapadás kialakításához szükséges a vasbetonszerkezet megfelelő minősége: a felületi szakítószilárdságnak meg kell

haladnia az $1,5 \text{ N/mm}^2$ -es értéket, és a felület technológiailag szükséges simaságát biztosítani kell (*fib* bulletin 14, 2001): az egyenetlenségek mértéke 2,0 méteren a 10 mm-t, 0,3 méteren a 4 mm-t nem haladhatja meg.

A feszítőerő felvételéhez biztosítani kell a lehorgonyzó szerelvények rögzíthetőségét: az erőbevezetésnél a tartó helyi tönkremenetelét (kiszakadás, nyírási tönkremenetel) elkerülő szerkezeti megoldást kell alkalmazni. (StressHead, 2005)

6. A MEGERŐSÍTÉS ERŐTANI TERVEZÉSÉNEK FŐBB SZEMPONTJAI

A megerősítés tervezése során a cél, hogy a megnövekedett terhek, megváltozott statikai váz, vagy egyéb okok miatt elégtelen teherbírást, merevséget, vagy repedéstágasságot megfelelő szintre hozzuk. A ragasztott megerősítéssel a teherbírási aránylag könnyen növelhető, így általában a használati határállapot vizsgálata válik mértékadóvá. A feszítés segítségével a kialakult lehajlás és a repedéstágasság is hatékonyan csökkenthető.

Lényeges követelmény, hogy a tartó tönkremenetele a megerősítés után is kellőképpen duktilis legyen, azaz a tönkremenetelt jelentős alakváltozások előzzék meg. Ennek érdekében a megerősített szerkezetnél is be kell tartani az EC2 előírását, amely a húzott vasak megfelelő nagyságú képlékeny nyúlásai érdekében előírja, hogy tönkremeneteli határállapotban a semleges tengely helyzetére a $\xi < 0,45$ követelmény teljesüljön (*fib* bulletin 14, 2001). A *fib* előírásai (2001) szerint a duktilitási követelményeket nem kell teljesíteni, ha a teherbírási 1,2-szeresen meghaladja a mértékadó igénybevételeket. Ez abban az esetben fordulhat elő, ha a megerősítés mennyiségét a használhatósági határállapot követelményei határozzák meg.

Általánosan elfogadott szabály, hogy egy tartó megerősítését nem szabad a teherbírást kétszeresnél jobban meghaladó igénybevételre tervezni (*fib* bulletin 14, 2001).

A CFRP szalagos megerősítés tervezésekor a megerősítéskor fennálló állapotot és az addigi terheléstörténetet is figyelembe kell venni:

- a CFRP szalag elhelyezésekor más megnyúlási állapotban van, mint a beton, amelyhez rögzítik, és ez a megnyúláskülönbség a ragasztás miatt rögzül,
- a tartón, a megerősítés előtti terhek hatására, bizonyos szakaszokon hajlítási repedések keletkezhetnek.

7. A MEGERŐSÍTETT TARTÓ TÖNKREMETELI MÓDJAI

A CFRP szalaggal tapadásos módon megerősített vasbetonszerkezetek hajlítási tönkremeneteli módjait két fő csoportba sorolhatjuk:

- A CFRP szalag a tartó minden keresztmetszetében tökéletesen együttdolgozik, egészen a tönkremenetelig. A nyomott beton összemorzsolódása, a húzott acélbetét szakadása mellett, lehetséges a CFRP szalag szakadása is.
- A terhelés növekedésének hatására a CFRP szalag és a tartó közötti kapcsolat részlegesen, vagy teljesen megszűnik. Ezt nevezzük *delaminációnak*, vagy a szalag felszakadásának. A delamináció a keresztmetszetben belül, és a tartó hossza mentén is különböző helyeken jöhet létre. Ezek kísérleti vizsgálata, és a jelenségeket hűen leíró modellek kidolgozása még nem zárult le (*fib* bulletin 14, 2001; DIB,

2002; Kishi, Mikami, Kurihashi, Sawada, 2006; Neubauer, Rostásy, Budelmann, 2001). A számítások során a CFRP szalag felszakadási tönkremenetelét a húzott betonzónában, a CFRP szalag felragasztása után, a sík keresztmetszetek elvével számított megnyúlás 8 %-os határértékével vesszük figyelembe. Ezzel a CFRP szalagot viselő vasbetonszerkezet repedéseinek megnyílását korlátozzuk, mert azok a teljes delamináció kiindulópontjai lehetnek (*fib* bulletin 14, 2001).

A CFRP szalagos megerősítések teherbírásának fontos előfeltétele a szálak és az ágyazóanyag együttdolgozása. A tartót nem csak a hajlítónyomatéki, hanem az ezzel együtt fellépő nyíró, és csavaró igénybevételekre is ellenőrizni kell, és szükség esetén a megerősítést az összetett állapotra kell tervezni. Jelen cikkünk ezeket a kiegészítő vizsgálatokat nem tartalmazza.

8. ÖSSZEHAJLÍTÓ SZÁMÍTÁSOK

A számítások során egy vasbetonkeresztmetszet hajlítási teherbírásának és merevségének, valamint M- κ diagramjának változását vizsgáljuk, a vasbeton-szilárdságtanban alkalmazott feltételezésekkel (sík keresztmetszeti deformáció, keresztmetszet tökéletes együttdolgozása, berepedt betonzóna elhanyagolása, repedések folytonos elhelyezkedése). A számítás elvét és módszerét Kiss és Sapkás (1999b) részletesen tárgyalja feszítetlen megerősítések esetére. Jelen cikkhez a számítási elveket kiterjesztettük feszített megerősítés esetére, és az elágazó analitikus megoldás helyett, fő változóként a semleges tengely helyzetét alkalmazva, numerikus megoldást dolgoztunk ki.

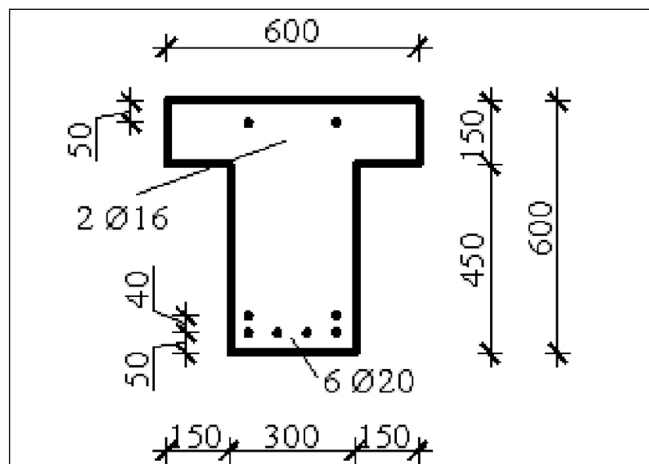
Az összehasonlított megerősítési módszerek:

- „*R*” – a felületre ragasztással elhelyezett CFRP szalag, feszítés nélkül,
- „*FR*” – a feszített, ragasztással teljes hosszban tapadóvá tett CFRP szalag,
- „*F*” – a feszített, tapadás nélküli megerősítés.

A továbbiakban a megerősítési módokra a fenti „típus-jelzéssel” hivatkozunk, a megerősítetlen keresztmetszetet a „*0*” eset jelzéssel látjuk el.

8.1. Vizsgált keresztmetszet, anyagmodellek

A számítások célja a különböző megerősítési módok összehasonlítása. A vizsgált T-keresztmetszetet a 4. ábra mutatja. A vasbeton tartóban húzott vasalásként két sorban 6 $\varnothing 20$ -as, a nyomott oldalon 2 $\varnothing 16$ -os acélbetétet helyezünk el.



4. ábra: A vizsgált keresztmetszet

A számítások során a betont és acélt az MSZ EN szabvány-sorozat előírásainak megfelelően vettük figyelembe (Farkas, Huszár, Kovács, Szalai, 2006), a CFRP szalagokat pedig a *fib* bulletin 14 (2001) szerint. Az alkalmazott anyagminőségek, anyagmodellek:

- beton: C25/30, bilineáris anyagmodell
- acélbetét: B.60.50, rugalmas-képlékeny anyagmodell
- CFRP – rugalmas-rideg anyagmodell

Feszített megerősítéseknél Sika® CarboDur® „S” (165 kN/mm² modulusú);

Csak tapadó megerősítésnél Sika® CarboDur® „M” (210 kN/mm² modulusú).

8.2. Az összehasonlító számítások paraméterei

A megerősítendő keresztmetszet jelen összehasonlításban nem változik. Az alkalmazott megerősítés változói:

- az alkalmazott megerősítőszalagok száma (n),
- az alkalmazott megerősítőszalagok összerevsége ($\Sigma E_f A_f$),
- az alkalmazott feszítőerő nagysága (P).

A megerősítés hatására változó, elemzett paraméterek:

- a nyomaték-görbület diagram lefutása,
- az elért teherbírás (M_{ult}),
- fajlagos teherbírás-növekedés (μ_{ult}),
- az elért merevség (EI_{ser}),
- fajlagos merevségnövekedés (λ_{ser}),
- a tönkremenetel duktilitása (δ_t és δ_a).

A nyomaték-görbület diagramot, és a merevséget az anyagjellemzők karakterisztikus értékével, a tönkremeneteli állapotot az anyagjellemzők tervezési értékével határoztuk meg.

A feszített megerősítéskor a nyomaték-görbület diagram „eltolódik” (5. ábra, **F**), ezért a keresztmetszet effektív merevségét az érintő meredeksége nem tükrözi hűen. A merevség összehasonlításának alapja egy referencia-görbülethez (κ_{ref}) tartozó nyomaték (M_{ref}) növekedése. A referencia-görbületet úgy vettük föl, hogy az közelítőleg a megerősítetlen tartó használati határállapotban felvett görbületével egyezzen meg.

A következő pontokban, a fenti paraméterek közül egy-egy kiválasztott paraméterre egyező értéket adó megerősítéseket mutatunk be, ezáltal a többi paraméter könnyebben értékelhető. Az egyes esetekben a rögzített paraméterek az alábbiak:

- a hajlítási teherbírás növekedése (8.3. pont),
- az alkalmazott megerősítőszalagok összerevsége és a feszítőerő (8.4. pont),
- a hajlítási merevség növekedése (8.5. pont).

8.3. Megerősítések azonos teherbírásnövelő hatással

A feszített megerősítésekkel elérhető teherbírás-növekedésnek a keresztmetszet negatív nyomatéki teherbírása szab határt – ennek figyelembevételével határoztuk meg az alkalmazott

feszítőerőt a feszített, tapadás nélküli megerősítés esetében (**F**) – majd az így elért teherbírás-növekedés alapján vettük fel a többi megerősítést. A megerősítés jellemzőit, az elért teherbírás- és merevségnövekedéseket a 2. táblázat tartalmazza.

A 2. táblázatból megállapítható, hogy adott teherbírás-növekedés eléréséhez az anyagfelhasználás szempontjából legkedvezőbb a feszített, teljes hosszon tapadó megerősítés alkalmazása. Az adott teherbírás-növekedés mellett elért merevségnövekedéseket összehasonlítva jelentős különbségeket találunk:

- a feszített, tapadás nélküli (**c**) esetben a legnagyobb a merevség növekedése: 41%-os,
- feszített, tapadó (**b**) és a tapadó, feszítés nélküli (**a**) esetben ennél jóval kisebb: 24%-os, ill. 13%-os.

Az összehasonlításkor szem előtt kell tartani, hogy a megerősítés hatására általában a használati határállapot válik mértékadóvá, azaz a merevségnövekedés meghatározó jellemző. Ennek alaposabb vizsgálatát a 8.5. pontban mutatjuk be.

Az összehasonlítás szempontjából fontos a nyomaték-görbület diagramok (5. ábra) alakulása, amelyeken megfigyelhető a megerősítések hatása, a tönkremenetel duktilitása.

8.3.1. A tönkremeneteli határállapotok jellemzői

0) eset – a nyomott betonzóna összemorzsolódása,

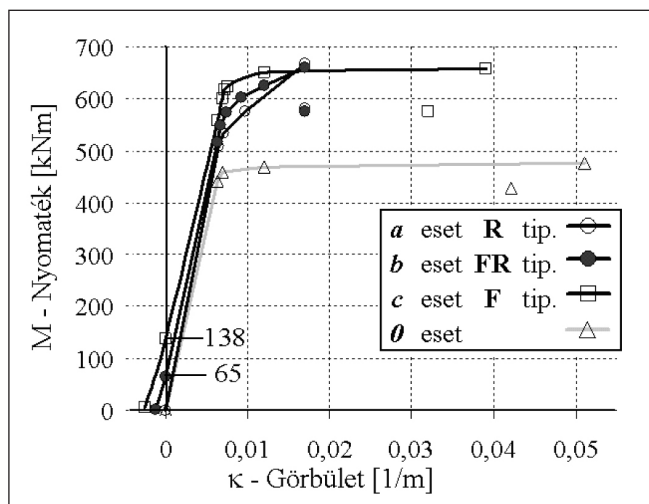
a) eset (R) – a 8%-os delaminációs megnyúlás elérése,

b) eset (FR) – a 8%-os delaminációs megnyúlás elérése,

c) eset (F) – a nyomott betonzóna összemorzsolódása.

8.3.2. A megerősítés hatása

a) eset (R) – A húzott zóna húzási merevségének növekedése következtében a húzott acélbetét megfolyásához tartozó nyomaték megnövekedik, és utána a keresztmetszet érintőmerevsége nem csökken le olyan nagy mértékben, mint a megerősítetlen tartónál: a felvett nyomaték egészen a tönkremenetelig



5. ábra: A teherbírasi határállapothoz tartozó pontok (az anyagjellemzők tervezési értékével számítva), és nyomaték-görbület diagramok (az anyagjellemzők karakterisztikus értékével számítva), a 2. táblázatban leírt megerősítések alkalmazásával

2. táblázat: Alkalmazott megerősítések, azonos teherbírás eléréséhez

$\overline{\text{C}}$	Megerősítés típusa		Megerősítő-szalagok				Feszítőerő	Teherbírás		Merevség		Duktilitás	
			n	A_f (1db)	$\Sigma E_f A_f$	P	M_{ult}	μ_{ult}	M_{ref}	λ_{ser}	δ_t	δ_a	
			[db]	[mm ²]	[MN]	[kN]	[kNm]	[%]	[kNm]	[%]	M_{ult}/M_y	κ_{ult}/κ_y	
a)	R	Tapadó, feszítés nélküli	3	72	47,5	-	582,1	36	343,9	13	1,25	2,39	
b)	FR	Feszített, teljes hosszon tapadó	1	144	23,8	160	576,7	35	377,3	24	1,20	2,52	
c)	F	Feszített, tapadás nélküli	2	144	45,4	337,8	575,7	35	429,1	41	1,05	5,15	
0)		Kiindulási keresztmetszet					427,4		305,3		1,04	7,36	

3. táblázat: Alkalmazott megerősítések, azonos megerősítési merevség és feszítőerő alkalmazásával

p	Megerősítés típusa		Megerősítő-szalagok				Feszítőerő	Teherbírás		Merevség		Duktilitás	
			n	A _f (1db)	ΣE _f A _f	P	M _{ult}	μ _{ult}	M _{ref}	λ _{ser}	δ _t	δ _a	
			[db]	[mm ²]	[MN]	[kN]	[kNm]	[%]	[kNm]	[%]	M _{ult} /M _v	κ _{ult} /κ _v	
d)	R	Tapadó, feszítés nélküli	1	144	23,8	-	506,8	19	325,5	7	1,15	2,27	
e)	FR	Feszített, teljes hosszön tapadó	1	144	23,8	210	598,0	40	396,0	30	1,10	2,49	
f)	F	Feszített, tapadás nélküli	1	112	23,5	210	474,1	11	380,6	25	1,02	4,43	
0)		Kiindulási keresztmetszet					427,4		305,3		1,04	7,36	

növekszik, ugyanis a megerősítő-szalag mindvégig rugalmas állapotban van.

b) eset (FR) – A feszítőerő következtében a görbületmentes állapothoz 65 kNm nyomaték tartozik (5. ábra, függőleges koordinátatengely-metszet). A nyomaték-görbület diagram a feszítőerő miatt mindvégig nemlineáris, lefutása az eltolódást leszámítva analóg a feszítés nélküli megerősítésnél (**R**) leírttal.

c) eset (F) – A megerősítés hatására a nyomaték-görbület diagram a különösen alkalmazott feszítőerő miatt kialakuló nyomatékkal mintegy „eltolódik”, a görbületmentes állapothoz 138 kNm nyomaték tartozik (5. ábra, függőleges koordinátatengely-metszet). A nyomaték-görbület diagram változása nem egyszerűsíthető le a diagram párhuzamos eltolódásává, mert a feszítőerőt a betonban ébredő nyomófeszültség ellensúlyozza, ezáltal az M-κ görbe a rugalmassági határ környékén más alakot mutat (5. ábra), továbbá a megerősítetlen keresztmetszethez képest kisebb a tönkremeneteli görbület is. (A megnövekedett nyomófeszültségek miatt korábban következnek be az összemorzsolódás.)

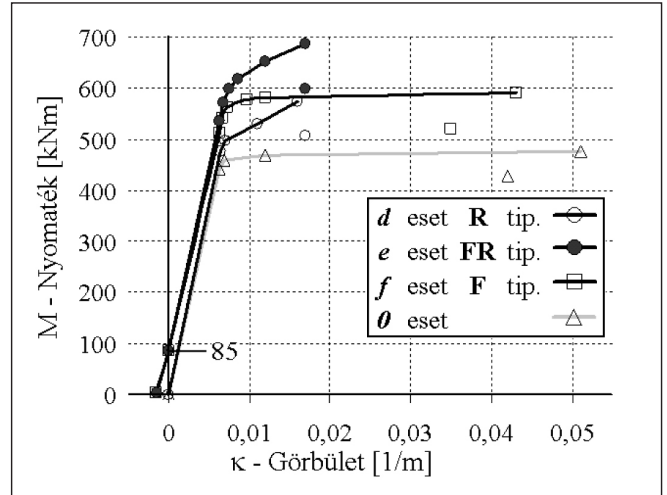
8.3.3. A tönkremenetel duktilitása

A tönkremenetel duktilitását, azaz a teherviselés képlékeny szakaszát, különféle változók szerint értékelhetjük. A táblázatban (2. táblázat) a képlékeny alakváltozó-képességet (δ_a), és a képlékeny teherbírás-növekedést (δ_t) tüntettük fel. Az itt szereplő értékekből és a nyomaték-görbület diagramokból (5. ábra) megállapítható, hogy a tapadással kialakított megerősítések (**R**, **FR**) esetében a delaminációs tönkremeneteli mód miatt, a képlékeny alakváltozási képesség nagyobb mértékben csökken (δ_a=2,39, ill. 2,52), mint a tapadás nélküli (**F**) megerősítési mód esetében (δ_a=5,15). Ugyanakkor a statikus terhek viselése szempontjából előnyös, hogy a tapadást alkalmazó megerősítés-típusoknál (**R**, **FR**), a képlékeny teherbírás-növekedés (δ_t) értéke 1,25, ill. 1,20, a megerősítetlen tartónál (**0**) számítható 1,04, és a csak feszítéssel megerősített tartó (**F**) esetében számított 1,05 értékkel szemben. A tönkremenetel duktilitására vonatkozó, a tervezési irányelvben (fib bulletin 14, 2001) foglalt követelményeket mindegyik bemutatott megerősítés teljesíti (ld. 6. pont)

8.4. Megerősítés azonos megerősítés-merevség és feszítőerő alkalmazásával

Az összehasonlításban az alkalmazott megerősítések összmerevsége mindhárom megerősítés-típusnál megegyezik, a kétféle feszített megerősítésnél a feszítőerő nagysága is azonos. Az alkalmazott megerősítések, az elért teherbírás és merevségnövekedés a 3. táblázatban látható, a nyomaték-görbület diagramok a 6. ábrán.

A nyomaték-görbület diagramon (6. ábra) jól megfigyel-



6. ábra: A teherbírási határállapothoz tartozó pontok (az anyagjellemzők tervezési értékével számítva), és nyomaték-görbület diagramok (az anyagjellemzők karakterisztikus értékével számítva), a 3. táblázatban leírt, azonos megerősítés-merevséget, és feszítőerőt alkalmazó megerősítésekkel

hető a teherbírásnövelő komponensek egymásra épülése: a ragasztott megerősítés (**R**) hatására a hajlítási merevség megnő (**d** eset), a feszített, tapadás nélküli megerősítéskor (**F**) a nyomaték-görbület diagram „eltolódik” (**f** eset), a feszített, tapadó megerősítésnél (**FR**), a két hatás összegződik (**e** eset).

A teherbírás-növekedés és a növekedés sorrendje is a fenti logikai sorrendnek megfelelően a feszített, tapadó megerősítés esetében (**FR**) a legnagyobb (3. táblázat). Összehasonlítva a kétféle feszített megerősítést (**F** és **FR**) látható, hogy a teherbírás-növekedések eltérése jóval nagyobb (40%, ill. 11%), mint a merevségnövekedések eltérése (30%, ill. 25%, lásd a 3. táblázat μ_{ult}, λ_{ser} értékeit).

A nyomaték-görbület diagramok (6. ábra) és a tönkremeneteli módok elemzése a 8.3. ponttal analóg módon történhet.

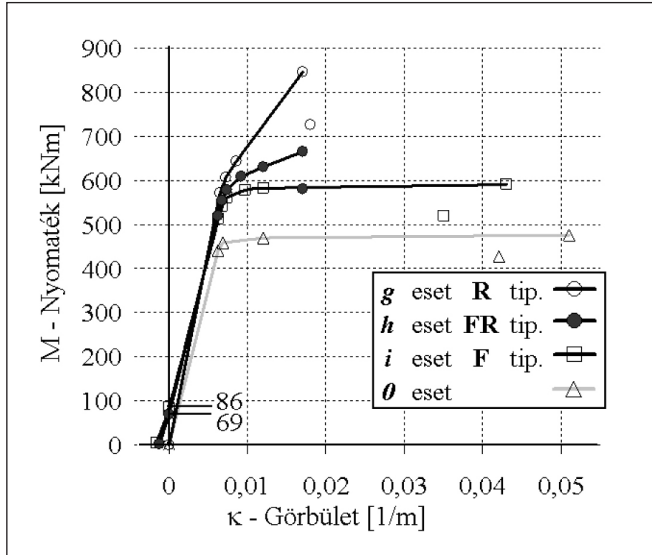
8.5. Megerősítések azonos merevségnövelő hatással

Ezen összehasonlítás célja, hogy megmutassuk, mekkora különbség van az alkalmazandó megerősítések között, ha a hajlítási merevség fajlagos növekedésének azonos mértékét szeretnénk elérni, a különböző megerősítési módok alkalmazásával. Az alkalmazott megerősítések, az elért teherbírás és merevségnövekedések a 4. táblázatban láthatóak, a nyomaték-görbület diagramok a 7. ábrán.

A 4. táblázatban megfigyelhetjük, hogy a 25%-os merevségnövekedéshez a tapadó, feszítés nélküli megerősítés esetében (**R**) nagyjából négyszer akkora összmerevségű megerősítőszalagra van szükség, mint a feszítést alkalmazó esetekben (**FR** és **F**). A feszítést is alkalmazó megerősítések között a különbség nem ilyen nagy: tapadó esetben (**FR**) 170 kN, tapadás nélküli esetben (**F**) 210 kN feszítőerő szükséges, azonos CFRP szalag mennyiség alkalmazása mellett.

4. táblázat: Alkalmazott megerősítések, azonos merevségnövelő hatással

jel	Megerősítés típusa		Megerősítő szalagok			Feszítőerő	Teherbírás		Merevség		Duktilitás	
			n	A_f (1db)	$\Sigma E_f A_f$	P	M_{ult}	μ_{ult}	M_{ref}	λ_{ser}	δ_t	δ_a
			[db]	[mm ²]	[MN]	[kN]	[kNm]	[%]	[kNm]	[%]	M_{ult}/M_v	κ_{ult}/κ_v
g)	R	Tapadó, feszítés nélküli	4	105	88,2	-	726,0	70	379,0	24	1,39	2,34
h)	FR	Feszített, teljes hosszon tapadó	1	144	23,8	170	580,9	36	381,3	25	1,20	2,51
i)	F	Feszített, tapadás nélküli	1	144	23,8	210	520,3	22	380,6	25	1,02	4,43
0)		Kiindulási keresztmetszet					427,4		305,3		1,04	7,36



7. ábra: A teherbírási határállapothoz tartozó pontok (az anyagjellemzők tervezési értékével számítva), és nyomaték-görbület diagramok (az anyagjellemzők karakterisztikus értékével számítva), a 4. táblázatban leírt, azonos merevségnövelő-hatást elérő megerősítésekkel

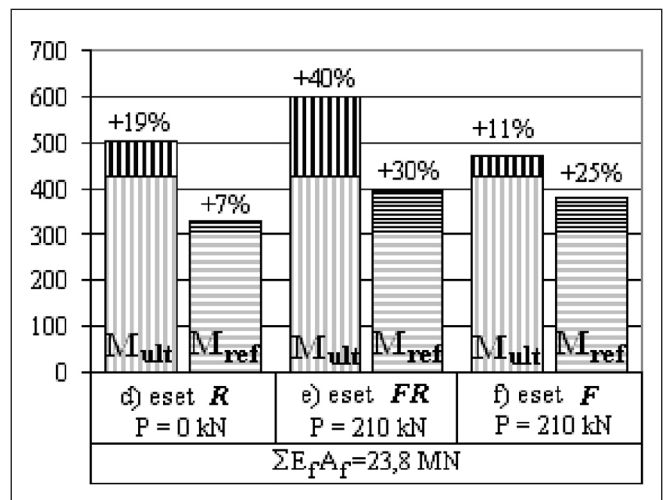
Érdeemes megfigyelni a megerősítés hatására létrejövő teherbírás-növekedést: a *tapadó, feszítés nélküli (R)* megerősítésnél kapott értékeket: A megerősítés tervezésekor a merevségnövekedés (24%) lenne a mértékadó. Ha a követelmény a lehajlások változatlansága, akkor, az alkalmazott megerősítéssel, a terhek megközelítőleg 24%-os növekedése lehetséges, ugyanakkor a tartó teherbírása 70%-kal emelkedik, ami jórészt kihasználatlan marad.

9. AZ EREDMÉNYEK ÖSSZEFOGLALÁSA

Az összehasonlító számítások során vizsgált, normálisan vasalt T keresztmetszet esetében a következő megállapításokat tehetjük.

- Ha egy db 144 mm² keresztmetszetű CFRP szalagot, 160 kN-nal feszítve, és tapadóvá téve (**FR**) alkalmazunk (**b eset**), akkor a másik két módszerrel (**R** és **F típus**), ennél kétszer nagyobb megerősítőszalag-mennyiségre (**a eset**), ill. feszítőerőre (**c eset**) van szükség azonos teherbírásnövekedés eléréséhez (8.3. pont, 2. táblázat).
- Azonos megerősítőszalag-összmerevséget és feszítőerőt alkalmazva kapott eredményeket a 8. ábrán összegeztük. Megfigyelhető a teherbírásnövelő (M_{ult}) és merevségnövelő (M_{ref}) hatások eltérése a különböző (**R**, **FR** és **F**) megerősítési módszereknél. A tapadó feszítés nélküli (**R**) adja a legkisebb merevségnövelést, és a legnagyobb eltérést a merevség- és teherbírásnövelő hatás között (**d eset**), a feszített és tapadó (**FR**) adja mindkét paraméterre a legnagyobb növekedést (**e eset**), míg a csak feszített (**F**) nagyobb merevségnövekedést eredményez, mint teherbírás-növekedést (**f eset**) (8.4. pont, 3. táblázat)

- Ha a feszített, tapadásos (**FR**) módszerrel alkalmazott 144 mm² keresztmetszetű CFRP szalag 170 kN-os feszítésével (**h eset**) elért merevségnövekedéssel azonos merevségnövekedést szeretnénk elérni más megerősítési módszerekkel (**R**, ill. **F**), akkor a csak tapadó (**R**) megerősítés esetében 4-szeres megerősítőszalag-összmerevség szükséges (**g eset**), a csak feszített (**F**) módszernél az 1 db CFRP szalagon 210 kN (24%-kal nagyobb) feszítőerőt kell alkalmazni (**i eset**) (8.5. pont, 4. táblázat).



8. ábra: Azonos megerősítés-összmerevség és feszítőerő hatása (8.4. pont, 3. táblázat alapján)

10. KÖVETKEZTETÉSEK

Bemutattuk a CFRP szalagok feszítésekor alkalmazandó leghorgonyzásokkal szemben támasztott speciális igényeket, és a rendelkezésre álló, laborkísérletekkel, és ipari alkalmazásokkal is bizonyítottan működőképes technológiai megoldásokat (4.2. pont).

A vizsgált T keresztmetszet esetében láthattuk, hogy a feszített-tapadó megerősítés eredményezi a leggazdaságosabb anyagfelhasználást. A keresztmetszet teherbírási nyomatékának növekedésében elsősorban a tapadóként elhelyezett megerősítés húzási merevsége számít, a keresztmetszet effektív merevségének növekedését az alkalmazott feszítőerővel lehet hatékonyan befolyásolni (8. és 9. pont).

Túlvasalt keresztmetszeteknél, a húzott zóna megerősítése és a feszítés a nyomott betonzóna összemorzsolódását sietteti, ezért ilyen esetekben a nyomott zóna megerősítését kell előnyben részesíteni. A feszített megerősítésre jelenleg forgalmazott technológiák vékony (< 25 cm) lemez szerkezetre nem alkalmazhatóak gazdaságosan, a nagy feszítőerőkre kidolgozott lehorgonyzások, és a lemezek kis negatív törőnyomatéka miatt.

A tárgyalás során rámutattunk, hogy az erőtan követelmények mellett, a környezeti hatásokat, a tüzesetek hatását, valamint a kivitelezhetőség feltételeit kiemelten kell kezelni már a

megerősítés módjának megválasztásánál is. A feszített CFRP szalagos megerősítések kisebb önsúlyuk, nagy szilárdságuk és kedvező fáradási és kúszási jellemzőik miatt, versenytársai lehetnek az acél anyagú feszített megerősítéseknek. A CFRP szalagos feszített megerősítés tapadóvá is tehető. Ebben az esetben a ragasztás jelenti a technológiailag legkényesebb pontot, és ez egyben a legsérülékenyebb is, mind fizikai, mind hőmérsékleti szempontból. Az utólagos feszítés tapadóvá tétele azonban a szerkezet számára további teherbírás- és merevség-növekedést eredményez.

11. KÖSZÖNETNYILVÁNÍTÁS

Ez úton is köszönjük Berecz Andrásnak, a Sika Hungária Kft. üzletágvezetőjének a számos forrásanyagot és a friss szakmai információkat.

12. JELÖLÉSEK

n	Az alkalmazott megerősítőszalagok száma: db
A_f	Egy megerősítőszalag keresztmetszeti területe: mm ²
ΣE_{A_f}	Az alkalmazott megerősítőszalagok összesített húzási merevsége, az adott megerősítés esetében kN
EI_{ser}	A referenciagörbülethez tartozó szelőmerevség értéke, azaz az M- κ koordináta-rendszer origójából az adott megerősítési esethez tartozó (κ_{ref} , M_{ref}) pontba húzott egyenes meredeksége: kNm ² .
M_{ref}	A κ_{ref} referenciagörbülethez tartozó hajlítónyomaték nagysága, az adott megerősítés esetében: kNm.
M_{ult}	A megerősített vagy megerősítetlen tartó tönkremeneteli határállapotához tartozó hajlítónyomaték nagysága: kNm
M_y	A húzott acélbetét megfolyásához tartozó hajlítónyomaték nagysága, az adott megerősítés esetében: kNm
P	A megerősítő-szalagokkal felvitt teljes feszítőerő nagysága, az adott megerősítés esetében: kN
δ_a	Alakváltozási duktilitás mérőszáma, amelyet a tönkremeneteli határállapothoz tartozó görbület értékének és a rugalmassági határhoz tartozó görbület értékének hányadosaként számítunk.
δ_i	Teherbírás duktilitás mérőszáma, amelyet a tönkremeneteli határállapothoz tartozó hajlítónyomaték nagyságának és a rugalmassági határhoz tartozó hajlítónyomaték nagyságának hányadosaként számítunk.
κ_y	A húzott acélbetét megfolyásához tartozó görbület értéke, az adott megerősítés esetében: 1/m
κ_{ref}	A hajlító-merevségek összehasonlítását szolgáló referenciagörbület értéke, amelyet a megerősítetlen keresztmetszet esetében számított κ_y görbület értékének 80%-ban határoztunk meg: 1/m
λ_{ser}	Az adott megerősítéssel elért EI_{ser} szelőmerevség-növekedés mértéke, a megerősítetlen keresztmetszet merevségének százalékában kifejezve.
μ_{ult}	Az adott megerősítési esetben elért teherbírás-növekedés mértéke, a megerősítetlen keresztmetszet teherbírásának százalékában kifejezve.

13. HIVATKOZÁSOK

- Andrá, H.-P., König, G., Maier, M. (2001), „Einsatz vorgespannter Kohlenfaser-Lamellen als Oberflächenspannglieder“, *Beton- und Stahlbetonbau* 96 2001 Heft 12, pp. 737-747.
- Balázs L. Gy. (1999a), „Szerkezetek megerősítése szénaszálal anyagokkal – hazai tapasztalatok“, *Vasbetonépítés* 1999/4, pp. 114-122.
- Balázs L. Gy. (1999b), „Sika CarboDur szénaszálal szerkezetmegerősítő rendszer – Tervezési és alkalmazási útmutató“, Sika Hungária Kft.,
- Borosnyói A., Balázs L. Gy. (2002), „Nem acél anyagú (FRP) betétek tapadása betonban“, *Vasbetonépítés* 2002/4, pp. 114-122.
- Borosnyói A. (2006), „Beton szerkezetek szálalásos polimer (FRP) betétekkel – rideg vagy duktilis viselkedés?“, *Vasbetonépítés* 2006/3, pp. 71-80.
- DIB (2002), „Allgemeine Bauaufsichtliche Zulassung, Nr.: Z-36.12-29: Verstärkungen von Betonbauteilen durch schubfest aufgeklebte Kohlefaserlamellen Sika CarboDur“, Deutsches Institut für Bautechnik, 33 p.
- Dunaferr (2008), „Az ISD Dunaferr Zrt. termékei“, <http://www.dunaferr.hu/02-termek/termeink21.htm>, 2008.05.02.
- Farkas Gy., Huszár Zs., Kovács T., Szalai K. (2006), „Beton szerkezetek méretezése az Eurocode alapján“, Terc Kft., Budapest
- fib Task Group 9.3 (2001), „Externally bonded FRP reinforcement for RC structures“, EBR working party of fib, 138 p.
- fib (2001), „Externally bonded FRP reinforcement for RC structures“, fib bulletin, Lausanne, p. 130.
- Kishi, N., Mikami, H., Kurihashi, Y., Sawada, S. (2006), „Experimental study of debond-controlling method for FRP sheet of flexural reinforced RC beams“, IABSE Report Vol. 92., Responding to Tomorrow's Challenges

- in Structural Engineering, IABSE Symposium Budapest, 13-15 September 2006, pp. 286-287
- Kiss R. M., Sapkás Á. (1999a), „Vasbeton födém megerősítése szénaszálal szalagokkal“, *Magyar Építőipar* 1999. 3-4. szám, pp. 113-116.
- Kiss R. M., Sapkás Á. (1999b), „Vasbeton gerendák megerősítése Sika CarboDur® rendszerrel“, *Magyar Építőipar* 1999. 9-10. szám, pp. 292-298.
- Kodur, V. (2004), „Fire researchers report breakthrough on FRP-strengthened concrete columns“, *Construction innovation*, Vol. 9., No. 3., September 2004, pp. 5-8.
- Kollár L. P., Kiss R. M. (1998), „Szálalásos műanyagok (kompozitok) az építőiparban, I. kompozitok anyagai“, *Közúti és Mélyépítési szemle* 1998./9. pp. 331-338.
- Majorosné L. É., Borosnyói A., Balázs L. Gy. (2004), „Szénaszálal (CFRP) feszítőbetétek tapadása magas hőmérsékleten“, *Vasbetonépítés* 2004/4, pp. 108-113.
- Neubauer, U., Rostásy, F. S., Budelmann, H. (2001), „Verbundtragfähigkeit geklebter CFK-Lamellen für die Bauteilverstärkung“, *Bautechnik* 2001, Heft 10, 681-692.
- Sika (2004), „Prestressing Systems for Structural Strengthening with Sika® CarboDur® CFRP Plates“, Sika Services AG, Zürich, 2004.
- Sika Product Data Sheet (2005), „Sika® CarboDur® Plates, Sika Services AG, Zürich, 2005.
- StressHead (2005), „Innovative Bauwerksverstärkung mit vorgespannten CFK-Lamellen – Technische Dokumentation“ StressHead AG, CH Luzern
- Stöcklin, I., Meier, U. (EMPA) (2001), „Strengthening of concrete structures with prestressed and gradually anchored CFRP strips“, Proceedings of the 5th International Conference on FRP Reinforcement for Concrete Structures, FRPRCS-5, 15-17 July 2001, Cambridge, ed. Chris Burgoyne, Thomas Telford, pp. 291-299.
- Suter, R., Jungo, D. (2001), „Vorgespannte CFK-Lamellen zur Verstärkung von Bauwerken“, *Beton- und Stahlbetonbau* 2001, Heft 5, 350-358.
- Szabó, K. Zs., Balázs, L. Gy. (2007), „Near surface mounted FRP reinforcement for strengthening of concrete structures“, *Periodica Polytechnica, Civil Engineering*, Vol 151/1, 2007, 33-38.
- Vorspann-Technik (2007), Litzen-Spannverfahren, intern, ohne Verbund, für das Vorspannen von Tragwerken, Europäische Technische Zulassung ETA-06/0165

Molnár András (1983) okl. építőmérnök, a BME Hidak és Szerkezetek Tanszékén doktorandusz. Kutatási témája szálalásos kompozit műanyagok építőipari alkalmazása: új, meglévő és műemléki vasbeton és fa szerkezetek esetében, különös tekintettel a feszített alkalmazásokra.

Dr. Bódi István okleveles építőmérnök, okl. mérnök-matematikai szakmérnök, PhD, egyetemi docens a BME a Hidak és Szerkezetek Tanszékén. Számos tantárgyat, többek között a jelen kiadvány témakörébe illeszkedő „Vasbeton- és faszzerkezetek“, „Szerkezetek megerősítése“, és „Fa- falazott- és kőszervezetek“ c. tantárgyakat adja elő rendszeresen. Kiemelt kutatási területei a vasbeton és hagyományos anyagú szerkezetek rekonstrukciója, megerősítése, szerkezeti kialakításának speciális kérdései és a mérnöki faszervezetek kapcsolatainak modellezése. Több könyvfejezetet, jegyzetet, szakkikket írt, rendszeresen ad elő itthoni és külföldi konferenciákon, eddig mintegy 80 publikációja jelent meg. Oktatói és kutatói tevékenysége mellett, számos hazai és nemzetközi szakmai szervezetben végez munkát: az ACI (American Concrete Institute) tagja, az ACI Committe 423 „Prestressed Concrete“ albizottságának tagja, a fib (fédération international du béton) Magyar Tagozatának, a „Vasbetonépítés“ c. lap szerkesztőbizottsági tagja, a Budapesti és Pest Megyei Mérnöki Kamara tagja, az Eurocode 5- MSZ NAD („Timber Structures - Faszervezetek“) Szabványbizottság elnöke, tagja a „Schweizerische Arbeitsgemeinschaft für das Holz“ szervezetnek és a Faipari Tudományos Egyesületnek.

COMPARISON OF STRENGTHENING METHODS USING PRESTRESSED OR NON-PRESTRESSED CFRP STRIPS

András Molnár – Assoc. Prof. István Bódi

RC structures can be strengthened by CFRP (Carbon Fiber Reinforced Polymer) strips, and there are different application methods, which using them. One can glue the entire stripe on the surface or just anchor both ends and prestress the CFRP stripe, and the combination of these methods is possible as well. In the first part (Chapters 2-3), we give an overview of the material properties and environmental effects to be taken into consideration. After that we introduce the strengthening methods, their different failure modes, and we compare them numerically. The ultimate bending moment, bending stiffness and moment-curvature diagram of a T-cross section with various configurations of strengthening is calculated. The results show, that the glued-on strips affect mainly the ultimate moment, the prestressed strips influence mainly the effective bending stiffness, and we reach an optimal use of material by combining both methods.

ULLRICH ANDRÁS 65 ÉVES



Ullrich András Budapesten született 1943. május 25-én. Mérnök elődjei nyomdokába lépve 1969-ben a BME Építőmérnöki Karának Szerkezetépítő szakán szerzett diplomát. A diploma megvédése után a Középületépítő Vállalatnál beosztott munkahelyi mérnökként kezdett dolgozni. Munkája mellett tovább tanult. 1972-ben a BME Gazdasági Mérnöki kar Építőipari alágazatán sikeresen abszolválta.

1970-1971. között a Fővárosi Tanács Közmű és Mélyépítési Főigazgatóságán hídeloadói és üzemeltetői feladatokat látott el. 1972-től a Fővárosi Mélyépítő Beruházási és Üzemeltető Vállalatnál hídfenntartási csoportvezetőként, majd 1977-től a Híd-műtárgy Osztály vezetőjeként dolgozott. 1977. végén a Mélyber beolvadt a Fővárosi Közterület-fenntartó Vállalatba, ahol osztályvezetőként, majd főosztályvezetőként tevékenykedett. Jelenleg az FKF Zrt. megbízott igazgatójaként vezeti a fővárosi út-, híd-műtárgyüzemeltetési, fenntartási és felújítási feladatainak végrehajtását.

Irányítása alatt több fontos út-, híd-, felüljáró építése és felújítása valósult meg. Üzemeltetőként, majd később lebonyolítóként is részt vett a fővárosi közúti Duna-hidak 1976–1988 között megvalósított felújítási programjában. Ezt követően többek között dolgozott az Erzsébet híd, Lánchíd,

Petőfi híd, Gubacsi híd, Milleniumi híd, BAH felüljáró, GOH felüljáró felújításánál. Jelenleg üzemeltetőként és lebonyolítóként a Szabadság híd átépítésében és a Margit híd felújításának előkészítésében vesz részt. A hídfelújítási munkák mellett rendszeresen foglalkozik a fővárosi gyalogos aluljárók, a fő-és tömegközlekedési útvonalhálózat (mintegy 1.000 km) üzemeltetésével, fenntartásával és felújításával is, melyek során egyebek között felújításra került a teljes Nagykörút és sok más fontos útvonal.

Hosszabb ideig meghívott tagja volt a Budapesti Közlekedési Fórum üléseinek, melynek során kidolgozásra kerültek a fővárosi közlekedésfejlesztési koncepciók.

Részt vett a fővárosi főútvonal hálózatának és hídjainak fenntartására és felújítására vonatkozó rövid és középtávú tervjavaslatok összeállításában.

Szakmai munkáját társaságunk vezérigazgatója, továbbá a Fővárosi Tanács VB elnöke, valamint a főpolgármester dicséret oklevelekkel ismerték el.

Minisztériumi engedélyek alapján közúti hídépítési és fenntartási szakértőként, felelős műszaki vezetőként irányított különböző mérnöki feladatokat. Tagja a Mérnöki Kamarának, a MAÚT-nak, a **fib**-nek, a KTE-nek és a Budapest Társaságnak.

T. H.

DR. GÁLOS MIKLÓS 70 ÉVES



Dr. habil. Gálos Miklós egyetemi tanár (Budapest, 1938. július 15.) okl. mérnök, okl. acélszerkezeti szakmérnök. 1956-ban érettségizett a Budapest XX. ker. Kossuth Lajos Gimnáziumban. Egyetemi tanulmányait 1961-ben fejezte be az Építőipari és Közlekedési Műszaki Egyetem Mérnöki Karán. Acélszerkezeti szakmérnöki oklevelét 1967-ben szerezte meg a BME Építőmérnöki Karán. 1971-

ben a Műegyetemen műszaki doktori, 1992-ben a Magyar Tudományos Akadémián közetek szilárdsági tulajdonságaival foglalkozó disszertációjának megvédése után a műszaki tudományok kandidátusa fokozatot nyerte el. 1998-ban habilitált. 1961 és 1963 között kivitelező mérnökként a Győri Vagon és Gépgyár hídgyáregységében dolgozott, majd 1963 és 1978 között a vegyi- és a kőolajipar tervező intézeteiben több nagylétesítmény megvalósításában irányító tervezőként vett részt. 1978 óta a BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszékén – különböző megnevezésű jogelőd tanszékein (Ásvány- és Földtani Tanszék, Mérnökgeológiai Tanszék) – tudományos főmunkatársként, egyetemi docensként, majd egyetemi tanárként oktatott és kutatott nyugdíjba vonulásáig. Egyetemi tanárként a Tanszéken a Mérnökgeológiai tanszéki csoport, valamint a Tanszék Anyagvizsgáló laboratóriumának közetvizsgáló laborrészleg vezetőjeként tevékenykedett.

Nyugdíjas egyetemi tanárként is részt vesz mind az oktatási, mind a kutatási munkában, ápolva ipari kapcsolatait. Oktatási és kutatási tevékenységét a közetmechanika, a teherviselő kőszerkezetek, az építési kőanyagok minősítése, valamint a mélyépítés mérnökgeológiája különböző szakterületein fejti ki. Több OTKA pályázatban témavezetőként és kutató munkatársként vett részt. Kutatási munkájának eredményeit több mint 180 publikációban, hazai és nemzetközi konferencia kiadványokban, könyv és könyvrészletekben tette közzé.

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

Munkája elismeréseként két alkalommal kapott Miniszteri Emlékplakettet továbbá az elmúlt években Miniszteri dicséretben és Miniszteri elismerő oklevél kitüntetésben részesült. Tulajdonosa a Szilikátiparért éremnek és az Ipar Műszaki-fejlesztésért Alapítvány II. díjának. Oktatási munkájának elismeréseként Rektori dicséret kitüntetést kapott és két alkalommal vehette át a TDK Munkáért Emlékplakettet.

B. L. Gy.

DR. ERDÉLYI ATTILA 75 ÉVES



Budapesten született 1933. április 3-án. A soproni evangélikus tanítóképző gyakorló elemijének elvégzése után a soproni Evangélikus Líceumban, ill. a közben (1949) államosított Berzsenyi Dániel Gimnáziumban érettségizett 1951-ben.

A különféleképpen nevezett (Szeged, Szolnok: Közlekedési Műszaki Egyetem; 1953 őszétől ÉKME Budapest) BME

Mérmőki Kar, Híd- és Szerkezetépítő szakán végzett 1956. április 24-én kintüntetési oklevéllel, miután a Híd II. Tanszéken dr. Korányi Imre professzornál diplomázott.

Egyetemi doktori fokozatot 1973-ban szerzett *Feszítőbetétek relaxációja nagyobb hőmérsékleten* c. disszertációval, majd 1984-ben védte meg kandidátusi értekezését *Feszítőbetétek relaxációjának extrapolálhatósága* címmel.

7 évet (5 év MÁV Hídépítő Vállalat, 2 év VIZITERV) töltött az iparban kivitelező építésvezetőként (vasbeton hidak, betolt előre gyártott szerkezetek), majd tervezőként (vasúti provizóriumok, később títustervvé lett nagy csőátereszek; vízépítési műtárgyak), amikor Palotás professzor meghívta az Építőanyagok Tanszékre tanársegédnek.

Palotás László, majd később Talabér József professzor is mind szakmailag, mind emberileg megbízott benne, és ez könnyűvé tette szakmai beilleszkedését pályája kezdetén, eme új egyetemi szakaszban.

Élete következő évtizedeit, a mai napig ez az 1963. augusztus 17-e döntötte el – természetesen nemcsak a tanszéki munka és a mára 45 évnyi egyetemi pályafutás miatt – hanem mindenekelőtt azért, mert a Tanszéken ismerkedett meg egy – egyébként gyors-gépirás tanárnő – kolléganővel, Tóth

Évával, akivel nemcsak megszerették egymást, hanem valami különlegesen bizodalmas, jóízű, teherbíró házasságban éltek, felesége 2005. novemberi haláláig – de kevesebb szabadidővel, mint amennyit ez a házasság érdemelt volna. Három gyermeket neveltek föl és tizenöt unokájuk van.

A tanszéken először dr. Balázs György ösztönzésére sok kutatási és ipari fejlesztési munkában vele dolgozott (pl. kiskörei vízlépcső betontechnológiája) és ezeket együtt vitték sikerre. Rövidesen önállóan készítette el sok nagyberuházás technológiai megoldását (pl. Határ úti metróállomás 2,4 m vastaglemeze, Ferihegy 2-es sz. futópálya és műszaki előtér, Dunakiliti vízlépcső stb.)

1970-től a Feszítettbeton Szövetség (FIP, később **fib**) Acélbízottságának magyar tagja volt, ezért sokat utazott külföldre. Az utolsó évtizedben, esetenként az európai betonszabvány nemzetközi (CEN) tárgyalásain képviselte a Magyar Szabványügyi Testületet. 1991-től 1995-ig tanszékvezetője volt az Építőanyagok Tanszéknek. Nyugdíjas korában a Betonlith K + F Kft.-nél, majd a mai napig a Cemkut Kft.-nél tudományos tanácsadó. Hosszú évek óta a mostani Építőanyagok és Mérműkeológiai Tanszéken szakmérnöki, doktorandusz és az angol nyelvű képzésben több tantárgyának előadójaként vesz részt az oktatásban.

Száznál több cikk, kutatási (pl. OTKA) tanulmány, ipari szakértés, egyetemi jegyzet, könyvrészlet, előadás stb. szegélyezte egyetemi pályafutását.

2003-ban Palotás-díjjal tüntették ki.

A Műegyetem Aranydiplomával ismerte el mérnöki munkáját (2006).

B. Gy.

LAKATOS ERVIN 75 ÉVES



Lakatos Ervin 1933-ban született Budapesten. 1956-ban szerezte mérnöki oklevelét az Építőipari és Közlekedési Műszaki Egyetemen. 1968-ban gazdasági mérnöki képzettségre tett szert, 1991 óta okleveles ingatlanzakértő.

1956-tól 1981-ig a KÉV Metró Vállalatnál előbb műszaki vezető, majd építésvezető, főépítésvezető, főmérnök volt, a budapesti metró különböző

szakaszain. 1981-től 1990-ig a Hídépítő Vállalat igazgatója, majd vezérigazgatója. Ehhez fűződött a vállalat teljes körű átszervezése, építési tevékenységének bővítése, a metróépítés és egyéb szerkezeti munkák bevezetése. 1991-92-ben a Ballast Nedam (holland építőipari cég) magyarországi igazgatója. A vállalat hazánkban székelő igazgatóságának szervezése, valamint többféle építési munka előkészítése, az 1996-ra tervezett budapesti világkiállítás konzulens szerződésének kidolgozása volt a fő feladata. 1993-94-ben az EXPO '96 Kft. vezérigazgatója, a kft. megszervezését és irányítását végezte a világkiállítás lemondásáig.

1994-99-ig a STRABAG Hungária Rt. vezérigazgatója. 2000-től 2003-ig a Magyar Hídépítő Konzorcium (Ganz Acélszerkezeti Rt.) projekt vezetője a szekszárdi Duna-híd építése során. 2003-2004-ig a 4-es Metró Projektvezető Tanácsadó Testület tagja, szakértő (az OTP Ingatlan Rt. megbízása keretében.)

2004-2006 között a 2-es Metró felújítási munkái során az alagútszigetelési és pályaeépítési munkák független mérnöki ellenőrzési feladatait látta el. 2004-től 2007-ig a 4-es Metró építésének előkészítési munkáiban szakértői munkát végzett a Metró Projektvezetői Tanácsadó Testület tagjaként. 2007-től a 4-es Metró építése kapcsán szakértőként interfész felelős az állomások és a vonalalagutak organizációs munkáiban és szerkezeti kialakításában.

Külföldön három helyen irányított alagútépítési munkákat, egyik során a KÉV-Metró, két helyen pedig a Hídépítő Vállalat kötelékében. Különbőféle mélyépítési szaklapokban mélyalapozási és alagútépítési tanulmányokat tett közzé.

Szakmai közéleti tevékenysége sokrétű. A KTE mélyalapozási szakosztálya vezetőségi tagja, a FIP, ill. **fib** MT tagja, ennek keretében a nagyszilárdságú betonok bizottságban végzett munkát. Az Építőipari Vállalkozói Szövetség alelnöke, a nemzetközi ügyek és az oktatás szakfelelőse.

Kitüntetései: Állami-díj (1978), a Magyar Köztársaság Csillagrendjének ezüst fokozata (1990), Eötvös Loránd-díj (1992), Lechner Ödön-díj (1992).

Lakatos Ervin a magyar építőipar nemzetközileg is elismert, kiváló szakembere. A mélyépítés, a szerkezetépítés. ezen belül a vasbeton szerkezetek kiváló szakértője, kimagasló szervező és vezető egyéniség, a **fib** Magyar Tagozatának fontos szerepet betöltő, megbecsült tagja. Jubiláris születésnapja alkalmából értékes tevékenységében további számos sikert, magánéletében sok örömet, mindehhez tartós, jó egészséget kívánunk.

T. G.

fib BULLETIN 41: TREATMENT OF IMPERFECTIONS IN PRECAST STRUCTURAL ELEMENTS

One of the *fib* Bulletin, number 41, „Treatment of imperfections in precast structural elements”, is now available for purchase from the *fib* secretariat.

The bulletin addresses the most common types of imperfections encountered during the manufacture, stacking, transport and erection of precast concrete structural elements, and suggests a number of possible remedial actions. The remedial actions depend on the severity of the imperfection, the feasibility of repair and the consequences on the intended use of the concrete member.

Imperfections in concrete structures are impossible to avoid and can range from minor surface blemishes to major structural defects. Because many imperfections are at the limits of specified quality deviations, or are not included in the acceptance criteria, the problem is more complex than a decision between rejection or acceptance.

This document deals with precast concrete elements that do not meet the quality as intended in the design. It compares imperfections in quality to the specified requirements so that the effect of the imperfection can be evaluated. Recommendations are provided on methods to prevent such imperfec-

tions, the effect they can have and any necessary actions for rectification.

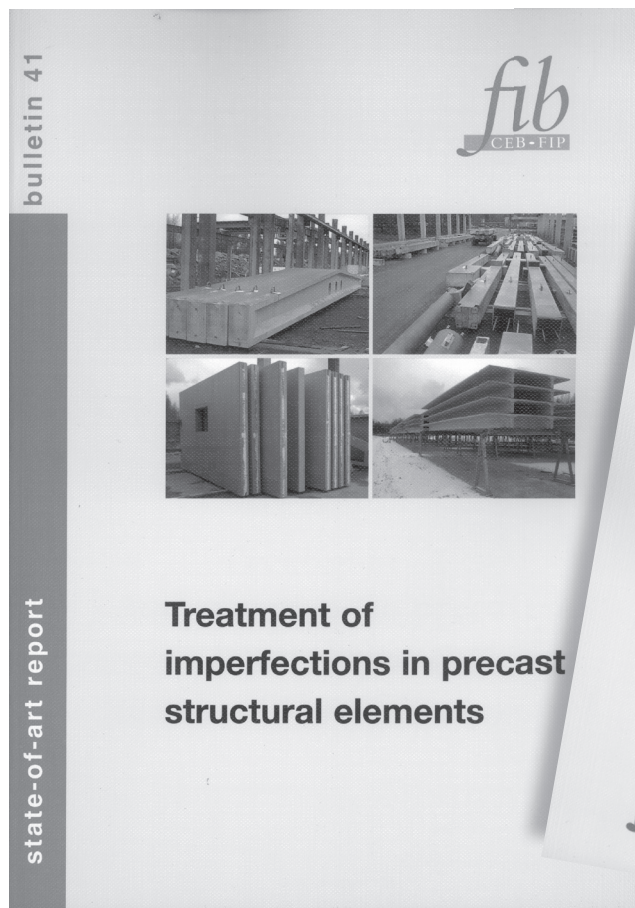
The bulletin applies to prefabricated concrete members made of reinforced or prestressed normal weight concrete. Products include beams and columns, concrete walls, hollow core slabs, double tees, planks and beams for beam and block floors. Water retaining structures are outside the scope of this document.

Pages: 74

Price: CHF 80 (non-member price), including surface mail
ISBN 978-2-88394-081-9

To order this Bulletin, use the order form at
www.fib-international.org/publications/order/.

federation internationale du beton (*fib*)
International federation for structural concrete
Case Postale 88, 1015 Lausanne, Switzerland
Phone +41 21 693 2747 * Fax +41 21 693 6245
fib@epfl.ch * www.fib-international.org



fib BULLETIN 42: CONSTITUTIVE MODELLING OF HIGH STRENGTH/ HIGH PERFORMANCE CONCRETE

One of the latest *fib* Bulletin, number 42, „Constitutive modelling of high strength/high performance concrete”, is now available for purchase from the *fib* secretariat.

High Strength/High Performance Concrete (HSC/HPC) continues to be the object of particular interest and extensive research, and its use in construction is increasing continuously. *fib* Bulletin 42 summarises the available information on the material behaviour of HSC/HPC, and develops a set of code-type constitutive relations as an extension of CEB-FIP Model Code 1990.

Literature on experimental data and international guidelines, standards and recommendations were reviewed, and already-existing constitutive relations and models were evaluated. In addition to a number of material laws chosen and adjusted for this report, some new constitutive relations were developed based on the collected data. The criteria for the choice of the existing relations as well as the development of the new constitutive relations involved their simplicity and operability (code-type mathematical formulations). Furthermore, they had to be physically sound and if possible

describe the behaviour of both high-performance and normal strength concretes by a unique relation. Finally, compliance with the specifications given in the CEB-FIP Model Code 1990 was examined.

This State-of-the-art report is intended for engineers and represents a summary of the relevant knowledge available to and possessed by the members of the Task Group at the time of its drafting.

Pages: 130

Price: CHF 100 (non-member price), including surface mail
ISBN 978-2-88394-082-6

To order this Bulletin, use the order form at www.fib-international.org/publications/order/.

fédération internationale du béton (*fib*)
International federation for structural concrete
Case Postale 88, 1015 Lausanne, Switzerland
Phone +41 21 693 2747 * Fax +41 21 693 6245
fib@epfl.ch * www.fib-international.org

