

A **fib** MAGYAR TAGOZAT LAPJA

VASBETONÉPÍTÉS

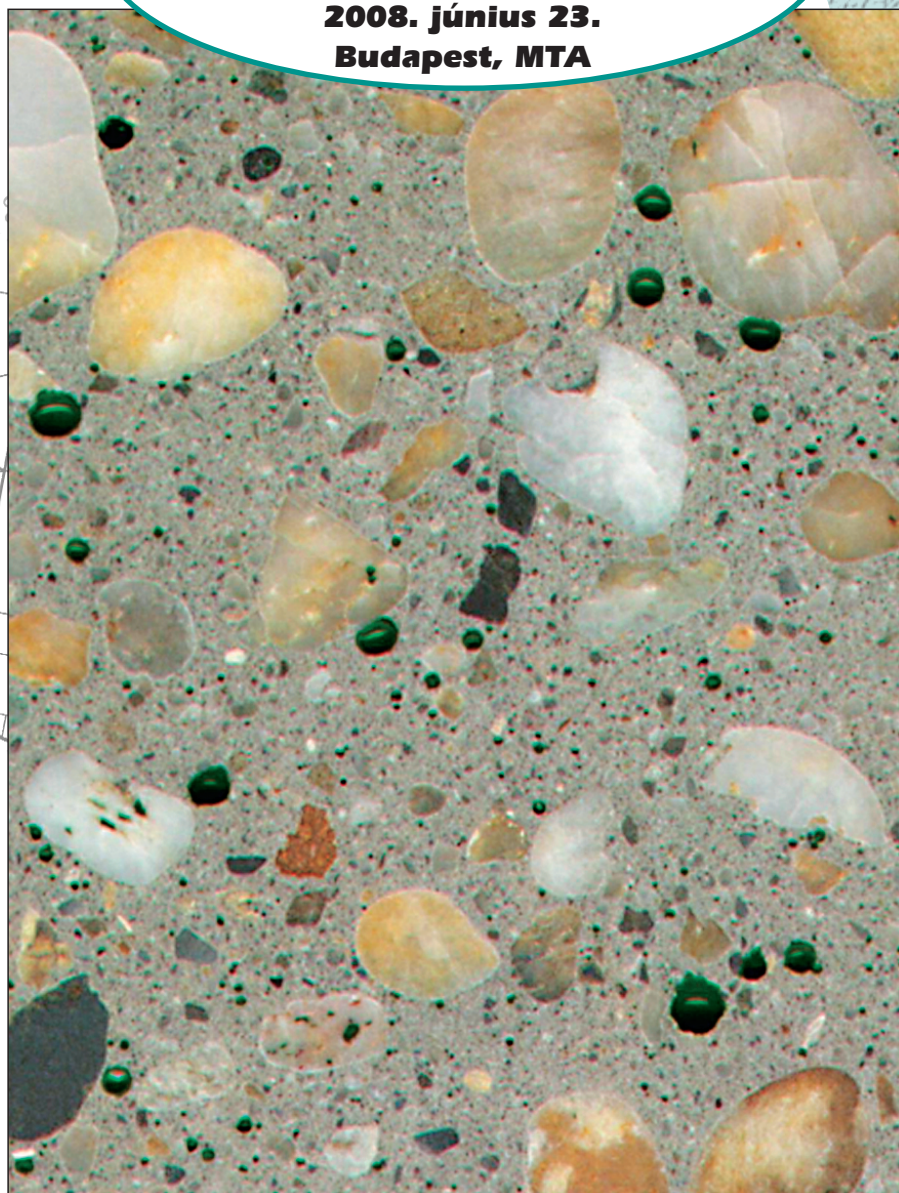
CONCRETE STRUCTURES

JOURNAL OF THE HUNGARIAN GROUP OF **fib**



BETONSZERKEZETEK TARTÓSSÁGA

konferencia
2008. június 23.
Budapest, MTA



Barta János

A kőröshegyi völgyhíd építésének története

3. A felszerkezet építésének tech-
nológiai

2

Szilágyi Katalin –

Dr. Borosnyói Adorján

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

1. Módszerek és szakirodalmi
összefoglalás

10

Pótáné Palotás Piroska –
Zsömböly Sándor

A 2007. évi Palotás László- díjak átadása

18

Palotás László-díjat kaptak

Prof. Lenkei Péter

Palotás László-díj alkalmából

19

Dr. Loykó Miklós

Utam a Palotás László-díjig

23

Prof. Iványi György

Vízzáró betonszerkezetek

28

Konferenciafelhívás: BETONSZERKEZETEK TARTÓSSÁGA

32

2008/1

X. évfolyam, 1. szám

Főszerkesztő:

Dr. Balázs L. György

Szerkesztő:

Dr. Träger Herbert

Szerkesztőbizottság:

Beluzsár János

Dr. Bódi István

Csányi László

Dr. Csiki 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. Jancsó 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:

Csiszolt, öntömörödő beton lap
(sötétzöld foltok: > 0,3 mm átmérőjű
légbuborékok)

Fotó: Dr. Salem G. Nehme

TARTALOMJEGYZÉK

2 Barta János **A kőröshegyi völgyhíd építésének története**

3. A felszerkezet építésének technológiai

10 Szilágyi Katalin – Dr. Borosnyói Adorján **A Schmidt-kalapács 50 éve: múlt, jelen, jövő**

1. Módszerek és szakirodalmi összefoglalás

18 Pótáné Palotás Piroska – Zsömböly Sándor **A 2007. évi Palotás László-díjak átadása**

Palotás László-díjat kaptak:

19 Prof. Lenkei Péter **Palotás László-díj alkalmából**

23 Dr. Loykó Miklós **Utam a Palotás László-díjig**

28 Prof. Iványi György **Vízáró betonszerkezetek**

32 Konferencia felhívás **BETONSZERKEZETEK TARTÓSSÁGA** **2008. június 23., Budapest, MTA**

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., Hidtechnika 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

3. A FELSZERKEZET ÉPÍTÉSÉNEK TECHNOLÓGIÁI



Barta János

A 2007. augusztusában átadott köröshegyi völgyhíd már az építés alatt is számtalan érdeklődőt vonzott, laikusokat és szakembereket egyaránt. Amitől egyöntetűen le volt mindenki nyűgözve, azok az épülő szerkezet méretei (90 méteres magassága, 23 méteres szélessége és 1872 méteres hossza) voltak, a hozzáértők azonban egyéb csodálnivalókat is találhattak, ha egy kicsit elmélyültek a részletekben. Ilyen volt a felszerkezet kivitelezési technológiája, pontosabban szólva technológiái, mivel építés közben ezúgyben váltás történt.

Kulcsszavak: építési technológia, szerelőhíddal segített szabadbetonozás, zöm, zsaluzókocsi, szabadon szerelés monolitikus sáv kapcsolatokkal, emelősjátó, emelőhimba.

1. BEVEZETÉS

A köröshegyi völgyhíd történetének kezdeteiről, az előkészítéstről, az engedélyezési tervről illetve magáról a szerkezetről és a kiviteli tervek készítéséről a Vasbetonépítés előző számaiban (2007/3 és 2007/4) található cikkekből tájékozódhatott az olvasó. A cikksorozat harmadik része a kivitelezés során alkalmazott technológiákat ismerteti.

A köröshegyi völgyhíd megvalósítása során két olyan hídépítési technológiát is alkalmaztunk, amelyeknek ugyan már van múltjuk Magyarországon, de mindkettővel igen régen készítettek utoljára hidat hazánkban. Valóságos „tetszhalott” állapotban voltak hosszú évekig, mígnem mindkettőt feltámasztottuk Köröshegyen. De hogy ne legyen ilyen egyszerű a helyzet, egyiket sem a jól ismert, hagyományos módon alkalmaztuk, hanem mindkettőt alaposan átalakítottuk a tradicionális eljáráshoz képest.

2. AZ ELSŐ ÉPÍTÉSI TECHNOLÓGIA: SZABADBETONOZÁS

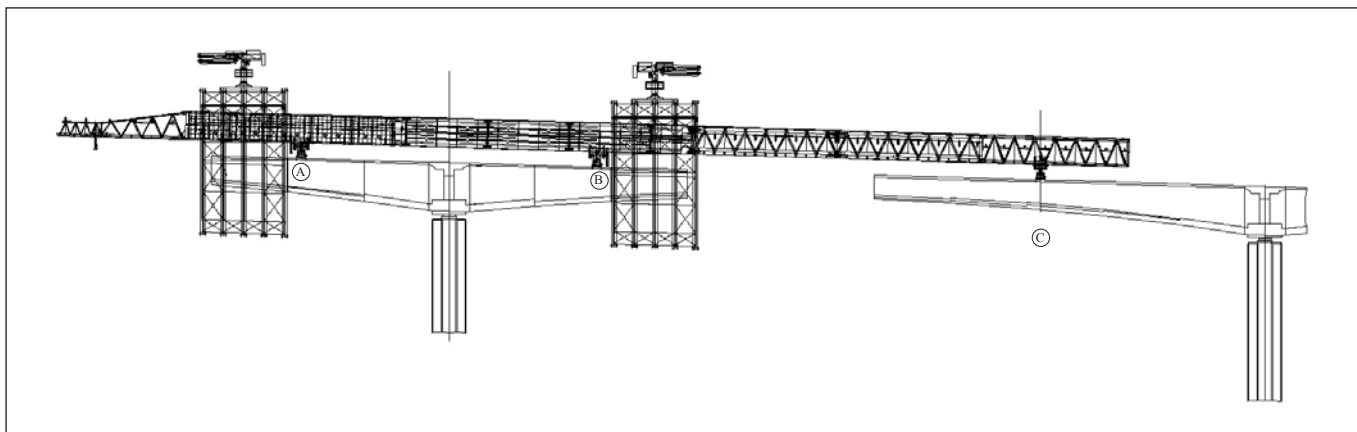
A nemzetközi gyakorlatban a szabadbetonozásos technológia általában a pillér fölött megépített indítózömről kétirányba elinduló egy-egy zsaluzókocsiban készülő kb. 4~5 m hosz-

szú zömöket jelent. Egy mérlegág elkészülte és a korábban elkészült hídszakaszhoz való zárása után a kocsikat le kell szerelni, átszállítani a következő pillérhez, ott felemelni és újra összeszerelni. Nos, a köröshegyi völgyhíd rendkívüli hossza, ugyanakkor a kivitelezésre adott, ehhez képest igen rövid idő miatt a Hídepítő Zrt. úgy döntött, hogy bár szabadbetonozással kívánja a völgyhidat megépíteni, nem ezt a klasszikusnak mondható módszert alkalmazza. Cégünk elhatározta, hogy egy újfajta, ritkán alkalmazott technológia segítségével (Európában eddig öt híd épült ezzel a módszerrel, megannyi jóval kisebb méretekkel, mint a miénk), amelyet a német Peiniger RöRo cég ajánlott és szállított, a hagyományosnál gyorsabbá próbálja tenni a kivitelezést. A technológia lényege, hogy a zsaluzókocsik nem a már elkészült felszerkezet darabra vannak rögzítve, hanem egy 157,50 m hosszú, 4 m magas, acél gerendapáron lógnak, amely gerendapár mindig három helyen van alátámasztva: az éppen épülő mérleg már elkészült szakaszának két végén, illetve az előzetesen elkészült utolsó ág végén. A gerendapárt, a támaszait és a zsaluzókocsikat együtt szerelőhídnak nevezzük (1. ábra).

Milyen előnyei vannak a szerelőhíd alkalmazásának?

- A hagyományoshoz képest több, mint kétszer olyan hosszú zömöket lehet egyszerre gyártani: esetünkben általában 11,25 métereseket;
- egy ág elkészülte és zárása után a szerkezet saját erejéből

1. ábra: Szerelőhíd oldalnézete



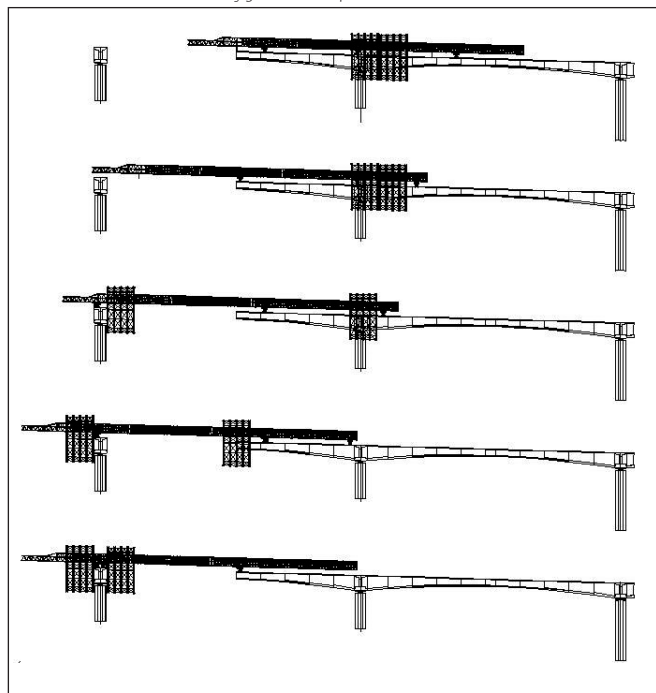
(hidraulikus sajtói segítségével), a „levegőben” képes átmenni a következő pillér fölötti indítózömre, nem szükséges a leszerelése, átszállítása, és újbóli felszerelése;

- saját súlyánál fogva stabilizálja az éppen épülő, és már a végleges sarukon nyugvó hidágot a pillér fölött (kivéve a mindenkor indítózöm melletti, első zömök gyártásakor);
- az építési helyszín anyagkiszolgálása (a frissbeton is!) és segédanyagokkal való ellátása (pl. nagytáblás zsaluzat) elvégezhető a szerelőhídon keresztül, illetve saját darujának segítségével, nem szükséges toronydaruval emelgetni; sőt, az emberek is ezen keresztül juthatnak fel az éppen épülő ágra. A működési folyamat röviden a következő:

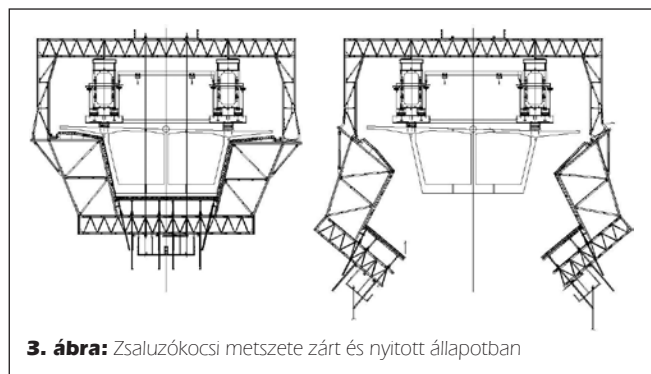
A szerelőhíd két ún. főtámasza („A” és „B”) az indítózöm tetején áll, a harmadik („C”) az előző ágon. Az előzőleg elkészített indítózöm le van feszítve a pillér szerkezeti gerendájához, mert a két támasz ekkor még túl közel van egymáshoz, így a szerelőhíd ebben a helyzetben nem tudja stabilizálni az ágot. A két zsaluzókocsi „rázár” az indítózöm két végére, a kocsik másik végének magassági pozícióját geodéták segítségével számítással előre meghatározott szintre beállítják. A földön sablonban előszerelt betonacél armatúrát a szerelőhíd saját futódarujával beemelik a kocsikba, elhelyezik a kábelburkolócsöveket és a belső-zsaluzatot, majd bebetonozzák a zömök I. ütemét (alsó lemez + három borda, együtt keresztmetszetileg egy W-t formálnak). Az eddigi összes súlyt, beleértve az I. ütem frissbeton súlyát is, a szerelőhíd tartja. A beton megszilárdulása után a bordakábelekkal az indítózömhöz feszítik az első ütemet, amely ezáltal nemcsak önálló lesz, hanem képessé válik a pályalemez (a II. ütem) súlyának a viselésére is. Ez azért fontos, mert a teljes zöm súlyát a zsaluzat nem lenne képes hordani. A pályalemez bordák közti részének a bezsaluzása, a szintén előszerelt armatúra beemelése és a burkolócsövek elhelyezése után bebetonozzák a II. ütemet is, majd a beton megszilárdulása után megfeszítik a lemezben vezetett kábeleket. Ezzel elkészült és teherhordóvá vált az első zömpár. Az első ütemű betonozás, aztán az első ütemű feszítés, majd a második ütemű betonozás, végül a második ütemű feszítés után is megméri a friss zöm végének pontos magassági pozícióját, annak érdekében, hogy a mérési eredmény ismeretében pontosítani lehessen a következő beállítási értékeket.

A következő zömök gyártásához való felkészülésre a főtámaszokat két segéd (németül hilfs) támasz („HA” és

2. ábra: Az átállás néhány jellemző lépése



„HB”) segítségével áthelyezik a frissen elkészült 1-es zömök végére, a főtartót az első zsaluzókocsival együtt előretolják egy zömhossznyi, a hátsó kocsit pedig visszahúzzák az előző pozíciójához képest ugyanannyival. Az indítózöm lefeszítését feloldják (ekkor a két támasz már van olyan távolságra egymástól, hogy a rájuk terhelő szerelőhíd súlya stabilizálja az épülő ágot), majd a kocsiknak a konzol-végekre való rázárásával befejeződik egy ciklus, és kezdődik a következő. Egy ág általában 5 zömpárból áll, a két szélső csak négyből, míg a hídfőktől számított második ágak asszimétrikusak: a hídfő felől 4, a híd közepe felől 5 zöm alkotja őket. A mérleg elkészülte után csak a hátsó kocsit húzzák hátra kb. 5 méterrel, majd elkészítik a zárózömet. Ezzel egy ág-készítési ciklus véget ér, kezdődhet a következő. Ennek érdekében egy 25 lépésből álló, aprólékosan megtervezett átállási lépéssorozatot kell elvégezni (2. ábra), aminek eredményeképpen előáll a fentebb vázolt gyártási folyamat kiindulási állapota a következő pilléren. Az átállási lépéssorozat érdekességeként megemlítjük, hogy a pillérek melletti elhaladás érdekében a zsaluzókocsikat alul középen szétválasztják, és hidraulikus sajtók segítségével kinyitják, majd az elhaladás után újra összerázzák (3. ábra).



3. ábra: Zsaluzókocsi metszete zárt és nyitott állapotban

Figyelemreméltó adat, hogy egy szerelőhídon egyszerre kb. 150 hidraulikus sajtó működik.

A kivitelezési idő csökkentése érdekében a felszerkezetet két irányból kezdtük építeni: mindkét hídfő felől elindult egy-egy szerelőhíd, amelyek 8-8 ág elkészítése után középen voltak hivatottak összetalálkozni.

3. A VÁLTÁS UTÁNI TECHNOLÓGIA: SZABADON SZERELÉS

A fent részletesen leírt technológia ciklusidejét (vagyis egy zömpár teljes elkészítésének és a következőre való felkészülésnek az idejét) előzetesen kb. 11-12 naposra terveztük. Miután az - egyébként szintén bekalkulált - kezdeti nehézségek után már rutinszerűen ment a zömök gyártása, ezt az időt akkor sem sikerült 13-14 napnál rövidebbre leszorítani. Ennek eredményeképpen 2005. nyarára sejteni lehetett, hogy bármennyire is gyorsabb a szerelőhíddal segített szabadbetonozásos technológia a hagyományosnál, a szűk határidőre nem lehet még ezzel sem elkészíteni a völgyhidat. Mindenképpen meg kellett gyorsítani a felszerkezet építését. Rengeteg ötlet merült fel, míg végül ősz elején megszületett a döntés: feltámasztjuk „tetszalott” állapotából a másikat, Magyarországon korábban sikerrel alkalmazott, de sokáig feledésbe merült technológiát is: a szabadon szerelést. De, már-már természetes módon, ezt sem a klasszikus módon. A legfőbb különbség a hagyományos és a Kőröshegyen alkalmazott módszer között az, hogy itt nem a teljes zömhossz készült előregyártva, hanem minden esetben 1,5 m-rel rövidebb darab. A kimaradó másfél méteres sávok monolitikusan készültek zsaluzatban, fent, a végleges

helyükön. Ebből az is adódott, hogy - szemben a tradicionális szabadszereléssel – itt minden keresztmetszet átvasalható volt, így a völgyhíd felszerkezete ebből a szempontból egységes tudott maradni a technológia váltás ellenére is.

Természetesen a váltásra nem minden aggodalom nélkül készültünk. Bármennyire is újszerű, szokatlan megoldásokat tartalmazó is volt az eredeti technológia, az eltelt egy év alatt előjöttek az apróbb hibák, melyeket aztán sikerült kijavítani, más részleteiben ésszerűsíteni lehetett, és időközben a helyszínen dolgozó kollégák olyan gyakorlatot szereztek, amellyel (ahogy mondani szokás) már álmukból felkelve is meg tudták volna építeni a következő zömöket. Erre jön egy technológiováltás, és megint jöhet egy újabb, szintén ismeretlen módszer megtanulása, begyakorlása.

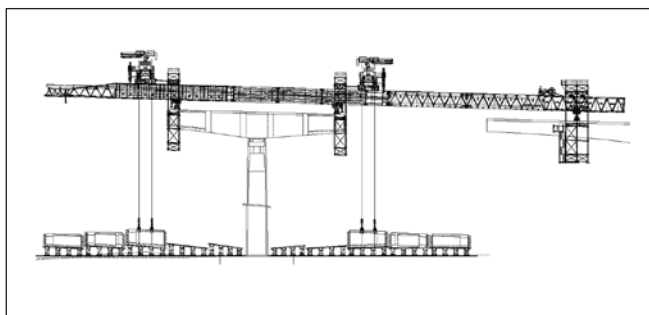
Szintén elgondolkodtató volt az átszerelés időigénye. Bármennyire is gyorsabb ugyanis az új eljárással az építés, a megnyert idő egy része elmegy az áttállásra. Visszagondolva a szerelőhid eredeti összeszerelésének ezernyi nyűgjére, a közben felmerülő nehézségekre, és az ebből fakadó, a tervezettnél némileg hosszabb idejére, az átalakítás leendő időtartamának bizonytalansága is némi aggodalomra adott okot.

Nem mindennapi feladatnak tűnt a zömök – egyenként ~460–620 tonnányi – súlyának a felemelése mintegy 80 méter magasságba. Ennél természetesen emeltek már nagyobb súlyt, magasabbra is a világon, de azok az esetek egyediek voltak: amikor az emelt szerkezet a helyén volt, azt rögzíteni lehetett, az emelő berendezést meg szétbontani. Kőröshegyen az volt a rendkívüli, hogy a Budapest felőli oldalon 20, az országhatár felőlin 25 elempárt kellett felemelni, a lehető legrövidebb idő alatt (az előzetes ütemterv szerint hetenként), ugyanazzal a szerkezettel! Aztán ha egy zöm fent volt a helyén, a magassági finombeállítás egy-két centiméteres emelgetéseit illetve süllyesztgetéseit ugyanazokkal az emelősjátókkal kellett elvégezni, amelyekkel előzőleg 80 méter magasba juttatták a több száz tonnás elemeket. A beállítás után viszont úgy kellett rögzíteni a zömöket a helyükön, hogy a 1,5 méteres monolitikus záróelem elkészültéig és megfeszítéséig (jobb híján) továbbra is a kábeleken lógtak, ha esett, ha fűjt.

Sok egyéb apró, előre kalkulálható, vagy éppen előre nem látható nehézség és egyéb kockázati tényező mellett ezek voltak a technológiováltással összefüggésben felmerülő aggodalmaink legfőbb elemei. Mindezek tudatában azonban mégis nekivágtunk, remélve, hogy az eredeti módszerhez hasonlóan végül ennél is minden nehézségen úrrá tudunk lenni, és a remélt időnyeréssel a szerződésben előírt határidőre, azaz 2007. augusztus 12-re át tudjuk adni a forgalomnak a völgyhidat.

4. AZ ÚJ TECHNOLÓGIA FŐ JELLEMZŐI

Természetes igény volt a váltással kapcsolatban, hogy a már meglévő segédszerkezetekből annyit használjunk fel, amennyit csak lehet. Ezt a kívánalmat elég nagy mértékben sikerült megvalósítani. A szerelőhidak főbb elemei közül a főtartók és azok támaszai változatlanul, a legkisebb módosító beavatkozás nélkül vettek részt az új technológia alkalmazásában. Szintén nem kellett hozzányúlni a kiegészítő szerkezetek közül a kocsikat mozgató szerkezethez („mozdonyhoz”) illetve a főtartók között mozgó darukhoz. A harmadik fő szerkezeti elem, a két-két zsaluzókocsi, ugyan némi átalakítás után, de szintén tovább szolgálta a kivitelezést. A kocsik átalakításának lényege szintén az volt, hogy lehetőleg a meglévő szerkezetekkel ki lehessen elégíteni a két különféle zárás igényt: az előregyártott zömöknek az elkészült szerkezethez való 1,5



4. ábra: Az átalakított szerelőhid oldalnézete emelési helyzetben

méter hosszú zárását, amiből ráadásul egyszerre kettő készül, illetve a hidágak 5 méteres egymáshoz zárását (ez a lépés teljesen változatlan maradt az új technológiában a régihez képest). A megoldás az lett, hogy a szerelőhídon elől lévő (a csőr felőli) zsaluzókocsit az 5 eredeti keretéből a középsőnek a kiserelésével két darab két keretes, 3 méter hosszú kocsivá alakítottuk át, a hátsó kocsirol pedig két keretet leszereltünk az ötből, amely így az eredeti 12 méteres hosszából 6 méteressé rövidült, de így is elegendő méretű maradt az 5 méteres zárások elkészítéséhez (4. ábra).

A megmaradó és az átalakított szerkezeti elemek mellett azonban teljesen újakat is kellett gyártani és felszerelni az új technológia igényeinek kielégítésére. Ezek közül a legfontosabbak a zömök felemelését szolgáló emelőkeretek, rajtuk az emelősjátókkal (5. ábra). Az emelőkeretek tulajdonképpen a

5. ábra: Az emelőkeret az emelősjátókkal, kábelfordítókkal és –dobokkal



6. ábra: Emelősjátó visszahúzott és kinyomott állapotban



főtartók tetején (a kocsikhoz hasonló módon) gördülni képes acélszerkezetű tartórácsok. Ezekre van rögzítve keretként 4-4 darab emelősjátó (6. ábra), melyekhez természetesen vezérlő és irányítórendszer is tartozik. Az emelősjátók kiválasztásánál döntő szempont volt a biztonságos működés, a gyors emelőképeség (nagy lökethossz), a megfelelő emelőkapacitás, valamint az emelőkábelek minél többszöri felhasználhatósága. Szintén fontos volt, hogy a négy játó (vagy bármelyik csoport a négy közül) szinkronizálható legyen, vagyis egyszerre emeljenek, ugyanakkor, ha szükséges, kézi vezérléssel is irányíthatóak legyenek, szintén bármely csoportosításban, akár egyenként is. Ez utóbbi igény elsősorban az emelések végén történő finombeállítások elvégezhetősége miatt volt feltétlenül szükséges, de egy emelés közben váratlanul fellépő esetleges probléma is így volt megoldható. Az alkalmazott játók kielégítették mindezen igényeket. Lökethosszuk 1 méter volt (valójában 1,1 méter emelésre is képesek lettek volna, 1 méterre voltak beszabályozva), aminek eredményeképpen kb. 20~25 méter/órás sebességgel tudták a zömöket a magasba juttatni. Emelőkapacitásuk a megfelelő biztonsági tényezőkkel csökkentve egyenként 200 tonna, így a négy játó $4 \times 200 = 800$ tonnás emelőképesége elegendő a legnehezebb zömök fel-emelésére is. Az alkalmazott emelőkábelek nem hagyományos feszítőpásmák, hanem speciális kialakítású kábelek voltak, ami azt a eredményezte, hogy az összes emelést (az országhatár felőli oldalon 25-öt!) egy garnitúra pásmával végre lehetett hajtani, nem kellett közben átfűzni. A felhúzott kábelek a játók fölött vízszintes tengelyű irányvezetőn visszafordulva egy-egy függőleges tengelyű dobba tekertek bele, a technológiai leírás szerint szinte maguktól (illetve a játó tolóerejének segítségével), valójában némi emberi erőforrásra is szükség volt a dobok forgatásához. Szintén az emelőkereteken találhatóak a betonozókarak, amelyeket a zsaluzókocsikról szereltek át ide. Az emelőkeretek össze vannak kötve a hozzájuk tartozó kis, 3 méteres zsaluzókocsikkal, minden esetben együtt mozognak a főtartók tetején, mivel mindig együtt, egy helyen van rájuk szükség (ui. a felemelt zömöt azonnal hozzá kell zárni az ág addig elkészült részéhez).

Az emelőkeretek mellett egy másik teljesen új segéd-szerkezet elkészítésére is szükség volt az új technológia alkalmazásának érdekében. Ez a másik szerkezet, amely nem a szerelőhidon működött, hanem állandóan ingázott a föld és az éppen épülő ág között, nem volt más, mint az emelő himba. Miért volt szükség himbákra, miért nem lehetett a kábeleket (természetesen valamilyen lehorgonyzás közbeiktatásával) közvetlenül a zömökhöz rögzíteni? Nos, az ok geometriai és statikai is egyben. Mint említettük, keretként négy játó volt hivatva a zömöket felemelni, amelyeknek muszáj volt a főtartó

7. ábra: Emelősjátók és himbák helyzete zöm emelésekor



8. ábra: Emelőhimba rögzítése a zömhöz DYWIDAG-rudakkal

gerendák belső oldalai között elhelyezkedniük, hogy az emelőpásmák a főtartók között le tudjanak nyúlni az előregyártott elemekért. A zömökön a rögzítési pontok legcélszerűbb helye a bordák fölött van, de mivel a főtartók célszerű okokból szintén a bordák fölött találhatóak (hogy azokra támaszkodhassanak), így a logikus rögzítési pontok és a játók lehetséges helyei nem esnek egymás fölé. Ráadásul a szekrény hárombordás, és mindenképpen szükséges a középső borda fölött is emelni. Ennek a problémának a feloldására születtek az emelőhimbák, amelyek hivatottak elosztani a 2×2 kábel erejét a 2×3 rögzítési pontra (7. ábra). A himbához tartozik még egy hidraulikus játó is, amely a középső borda fölötti rögzítési pont fölött található, és amelynek feladata a bordákra jutó felfüggesztő erők kiegyenlítése. A himbákat a vasbeton szekrény pályalemezéhez felfüggesztési helyenként 4-4 (a bordák két oldalán 2-2) DYWIDAG-rúddal rögzítették (8. ábra).

5. AZ ÚJ TECHNOLÓGIA ALKALMAZÁSA

Az új technológiát nem szimmetrikusan alkalmaztuk a völgyhídon: amíg a Budapest felőli oldalon négy ág készült az első módszerrel és ugyancsak négy a másodikkal, addig az országhatár felőli részen csak három ágat gyártottunk szabadbetonozással, és ötöt a zömök előregyártásával. Összességében tehát a 16 ágból csak 7 készült a régi technológiával, és 9 (a P5-ös pillértől a P13-as pillérig) az újjal.

A szabadszereléses módszer első fontos lépése az elemek előregyártása. Általános esetben ez a művelet elvégezhető a végleges beépítési helytől távolabb is. Ilyenkor a kész zömöket (a műtárgy által áthidalt akadálytól függően) valamilyen szállítóeszközzel kell a rendeltetési helyükre juttatni. Kőröshegyen ez a megoldás a hatalmas súlyok miatt szóba se kerülhetett. Muszáj volt minden egyes elemet pontosan a leendő beépítési helye alatt legyártani (9. ábra). Felkészülvén arra, hogy ez mégsem sikerül minden esetben centiméteres pontossággal, illetve az emelés során is keletkezhet némi hiba vízszintes irányban, az emelőkeretet úgy alakították ki, hogy mindkét irányban (hídtengellyel párhuzamosan és arra merőlegesen is) legyen lehetőség korrigálásra, akár a több száz tonnás súlyok tartása közben is. A terepviszonyok is kedveztek a híd alatti előregyártásnak: azon a részen, ahol az új technológiát alkalmaztuk, majd mindenhol vízszintes, vagy ahhoz közeli volt a terep, csupán a Budapest felőli oldal első szabadon szerelt ága (a P5-ös ág) alatt kellett szádfalazással és komolyabb földmunkával kialakítani a megfelelő gyártóterületet (10. ábra). Minden zöm alá vasbeton sáv, illetve lemezalapozásra



9. ábra: Előregyártott zömök a beépítési helyük alatt

épült fel a nehézállványzat, teljes terjedelmében alátámasztva a zsaluzatot (11. ábra).

Mivel az előregyártás ciklusideje nem egyezett meg az emelésével (jóval hosszabb volt annál), így azt jóval korábban el kellett kezdeni, még az átszerelés megkezdése előtt. Ennek eredményeképpen az emelt elemek kora a beépítés és feszítés pillanatában (azon túl, hogy mind sokkal idősebb volt, mint a korábban zsaluzókocsiban gyártott társaik) mind különböző is volt. A kétfajta ciklusidő azt is eredményezte, hogy a zsaluzatok és állványzatok mozgatásának ütemezését igen gondosan meg kellett tervezni annak érdekében, hogy minden zöm időben elkészüljön.

Az emelés előkészületehez tartozott a szerelőhid beállítása (a szabadbetonozásos módszernél leírtak szerint) és a kábelek leengedése után a himbák rögzítése a pályalemezhez, majd a kábelek csatlakoztatása a himbák megfelelő pontjaihoz.

A következő fontos lépés maga az emelés, aminek a sorrendje sem volt mindegy. Könnyű belátni, hogy biztonsági

okokból a két zömöt vagy egyszerre, vagy a zömpárból mindig a belsőt (a híd fő felőlit) kellett először megemelni, ellenkező esetben ugyanis fennállt volna a veszélye annak, hogy az egész szerelőhid az épülő hídaggal együtt orra bukik, azaz a csőr felé lefordul a pillérről. Maga a tényleges emelés is több lépésből állt: először néhány tonnányi erővel megfeszítettük az emelőkábeleket (betartva a fent említett sorrendet), majd következett a felszakítás. Ennek során a vasbeton elem néhány centimétert elemelkedett a zsaluzattól (12. ábra).

Bármennyire is igyekeztünk a himbák pontos helyét kiszámítani, a gyakorlat természetesen mindig egy kicsit eltért az elmélettől, és nem sikerült azokat pontosan a súlypontnak megfelelően elhelyezni. A sajtókban jelentkező erők különbözőségéből rövid számítással megállapítható volt, hogy a pályalemezre hova kell elhelyezni egy néhány tonnás betonkockát ahhoz, hogy így már valóban a súlypontnak megfelelően legyen a zöm rögzítve a himbákhoz (súlypontáthelyezés). Amikor már mindkét zöm a kábeleken lógott, akkor indult a tényleges eme-

10. ábra: Zömök előregyártása szádfallal megtámasztott területen



11. ábra: Előregyártott zömök alátámasztó állványzattal és zsaluzattal





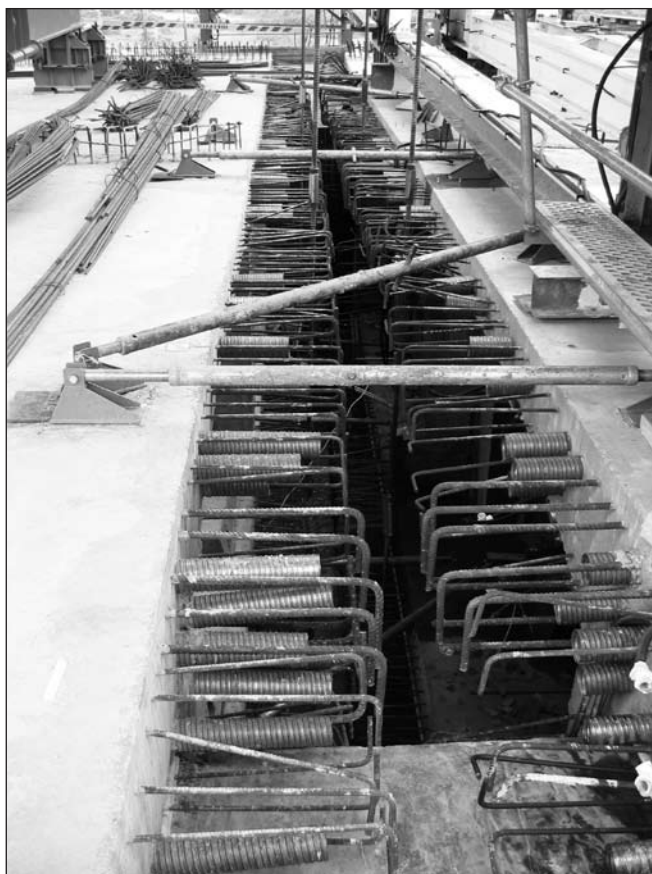
12. ábra: Zöm felszakítása a zsaluzatról



13. ábra: Emelés: először mindig a hátsó zömöt

lés. Bár ekkor már nem volt túlzott jelentősége a sorrendnek (a zsaluzattól való eltávolodás pillanatától a vasbeton elem teljes súlyával az emelőkereten lóg), az emelést mégis a fent leírt sorrendben hajtottuk végre (13. ábra). Ez zömönként (az emelési magasságtól és egyéb körülményektől függően) kb. 2,5~4 órát vett igénybe.

Amikor az emelt elemek nagyjából elérték a kívánt magasságot, következhetett a finombeállítás minden irányban. Vízszintesen az emelőkeret kis mértékű mozgására volt lehetőség (lásd fent), függőleges értelemben pedig a sajtókkal lehetett a zömöket a pontos (előre számított) magassági pozíciójukba állítani. Ennél a lépésnél volt jelentősége annak, hogy lehetséges volt az emelősajtókat nem csak egyszerre, hanem bármely csoportosításban szinkronizálva, illetve bármelyiket egyedül is működtetni. Végül a tapasztalat azt mutatta, hogy a sajtókat egyesével nem, de bármely két egymás mellettit párban lehetett, sőt, a finombeállításához kellett is egyszerre használni. Annak érdekében, hogy a precízen beállított elem a későbbiekben semmilyen hatásra (zsaluzat rögzítése, betonozás, szél, stb.) ne mozduljon el, ellenmenetes kítámasztórudakkal rögzítettük a hídág már elkészült részéhez (14. ábra). A rögzítő elemek a 1,5 méteres zárózöm betonozásának végéig maradtak a helyükön, a feszítés előtt elbontottuk őket. Ezen betonozás egyébként – a korábbiakhoz hasonlóan – két ütemben történt: először az alsó lemez és a bordák, másodszor a pályalemez készült el. Az ág már elkészült részéhez való hozzáfeszítés közben (pontosan a bordakábelek megfeszítése után) lehetett az emelőkábeleket meglazítani, majd a feszítés befejeztével a himbákat a pályalemezről leszerelni. A szerelőhídnak a következő zömpár emeléséhez szükséges pozíciójába történő beállítása előtt a himbákat a daru segítségével engedték le. Ezután kezdődhe-

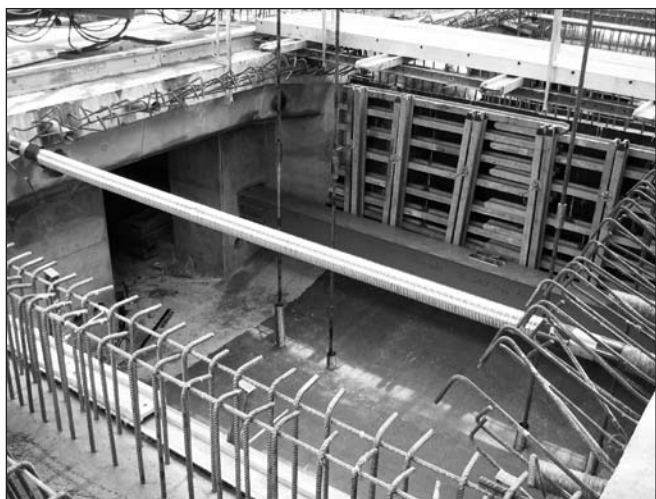


14. ábra: Elem vízszintes irányú rögzítése kítámasztó rudakkal

tett a következő emelési ciklus. Az elkészült zömök végeinek magassági helyzetét természetesen ennek a technológiának az esetében is méréssel ellenőriztük, a további beállítási értékeket pedig az eredmények ismeretében korrigáltuk.

Egy ág öt zömpárjának felemelése és feszítése, azaz egy komplett hídág teljes elkészítése után régebből ismert technológiai lépések következtek, ugyanis az ágakat egymáshoz kötő 5 méteres zárózömök elkészítése szinte semmiben sem tért el a régi technológiánál alkalmazotttól. Az egyetlen apró különbség az volt, hogy míg akkor 5 keretes, 12 méter hosszú kocsival történt a zárás, addig most 3 keretes, 6 méteres zsaluzókocsi végezte ugyanezt a műveletet.

Külön említést érdemel a legutolsó, a híd közepén elhelyezkedő zárózöm. Könnyen belátható, hogy ennek betonozása előtt az addig a hídfőkhöz kikötött fél-hidakat mindenképpen el kellett onnan engedni. Ellenkező esetben a hídfőktől, mint fix pontoktól legmesszebbre lévő helyek, a fél hidaknak a középső zárózöm felőli végei a 933 méteres hosszon már kis hőmérsékletkülönbségre is túl nagy mozgásokat végeztek volna (1 °C hőmérsékletváltozásra mindkettő 9 mm-t, 5 °C-ra pedig a két hídfél-vég már több, mint 90 mm-t mozogtak volna egymáshoz képest). Ezt a mozgást egyrészt a zsaluzat nem képes felvenni, másrészt a már bebetonozott, de még meg nem kötött friss betonnak sem tenne jót. Ilyen állapotban azonban nem szabad a két részt közepén semmivel sem összekötni, mert akkor a teljes, 1872 méter hosszú szerkezet egy dilatációs egységet képezne a két végén rögzítve, és a hőmozgás hatására valami elszakadna: vagy a hídfői kikötés, vagy a középső rögzítés. A hídfőktől eloldott híd-felek azonban szintén hossz-változnak. Az, hogy pontosan melyik végük mennyit mozdul el a hőmérsékletváltozás hatására, az az alátámasztó saruk mindenkori súrlódási együtthatóitól, illetve a pillérek merevségétől függ, az azonban bizonyosra vehető, hogy még ebben az esetben sem maradnak a középső zárózömöt közrefogó keresztmetszetek egymáshoz képest mozdulatlanok. E



15. ábra: Kitámasztás és összefesztés a középső záráshoz

mozgást megakadályozandó rögzíteni kellett egymáshoz a két részt mind húzást, mind nyomást felvenni képes kapcsolattal. Ezt acélszerkezetű dúccokkal, illetve a dúcok elhelyezése után a két rész összefesztésével sikerült elérni (15. ábra). A dúcok elhelyezése érdekében azonban az eredetileg a többi 5 méteres zárózömhöz hasonlóan ide is betervezett keresztartót át kellett helyezni, még hozzá kétfelé: mindkét csatlakozó zömbe (8J5 és 9B5) került egy-egy keresztartó. Ezeknek támaszkodtak neki a dúcok, és ezek vették át a szabad kábelek lehorgonyzási helyének szerepét is.

6. A VÁLTÁS HATÁSA A TERVEZÉSRE

A váltásról született döntés után lázas munka kezdődött a tervezés oldaláról is. Ez érintette a felszerkezet tervezésében résztvevő összes érdekeltet: a szerkezeti tervek készítőket (Hídépítő Zrt Műszaki Osztály), a szerelőhid tervezőjét (Saul Ingenieure GmbH) és az alakbeállítást számítókat (Leonhardt, Andra und Partner GmbH). Természetesen csakúgy, mint az eredeti tervek készítésekor, itt is jelentkezett a felsorolt tervezők egymásra utaltsága, együttműködésüknek az igénye.

A zömök vasalásának rendszerében nem sok változás történt. Az egyetlen lényegi eltérést az jelentette, hogy az addigi egy toldás helyett kettő alakult ki: a helyszínen betonozott sávba mindkét szomszéd elemből toldóvasak lógnak be (lásd a 14. ábrán). A szerkezeti tervek módosításának is ez volt a lényege: az eredeti hosszúságú zömök végéből másfél métert levágni, önállóan bevasalni, a maradék zöm csonkolt végén pedig a hosszvasakat túlvezetni toldási hosszal. Mivel így a felszerkezet kialakítása szinte semmit sem változott, a feszítési rendszert is jóformán változatlanul lehetett hagyni: még az eredetileg az első ütemű beton önálló teherviselésének céljából megfeszített 2-2 bordakábel is megmaradt, csupán a vonalvezetése változott minimálisan (egyszerűsödött). A látszólag kevés változás azonban nem jelentette azt, hogy kevés új rajzra volt szükség. Éppen ellenkezőleg: mivel minden zömből kettő lett (egy előregyártott és egy monolit), így a rajzok száma is megnőtt. Természetesen a változó terhek és építési sorrend miatt az egész szerkezetet statikailag újra ellenőrizni kellett, ehhez jöttek még hozzá helyi vizsgálatok, mint például a zöm viselkedése emelés közben, vagy az emelőhimba rögzítési helyének ellenőrzése a koncentráltan bevezetett erőre.

Nagyobb átalakuláson esett át a szerelőhid. Mint fentebb már említettük, az egyik zsaluzókocsinak a középső kerete került ki, és lett ezáltal két kis kocsi belőle, a másik öt keretéből csak

három maradt meg zárókocsinak. Az összsúly azonban ennek ellenére nem csökkent, mert a zömök emeléséhez szükséges kereteket kellett felszerelni, még hozzá kettőt. A szerelőhid hasznos terhe is megnőtt: korábban egy-egy zömnek csak az első ütemét kellett tartania, a bordakábelek megfeszítése után a vasbeton teknő önhordóvá vált. Az új módszer alkalmazásakor viszont a sajtókkal az egész zömöt a szerelőhid emeli, és a másfél méteres monolit rész súlya is azt terheli. Értelemszerűen a szerelőhidat statikailag ellenőrizni kellett az új terhelésekre. Az eredmény az lett, hogy megfelel.

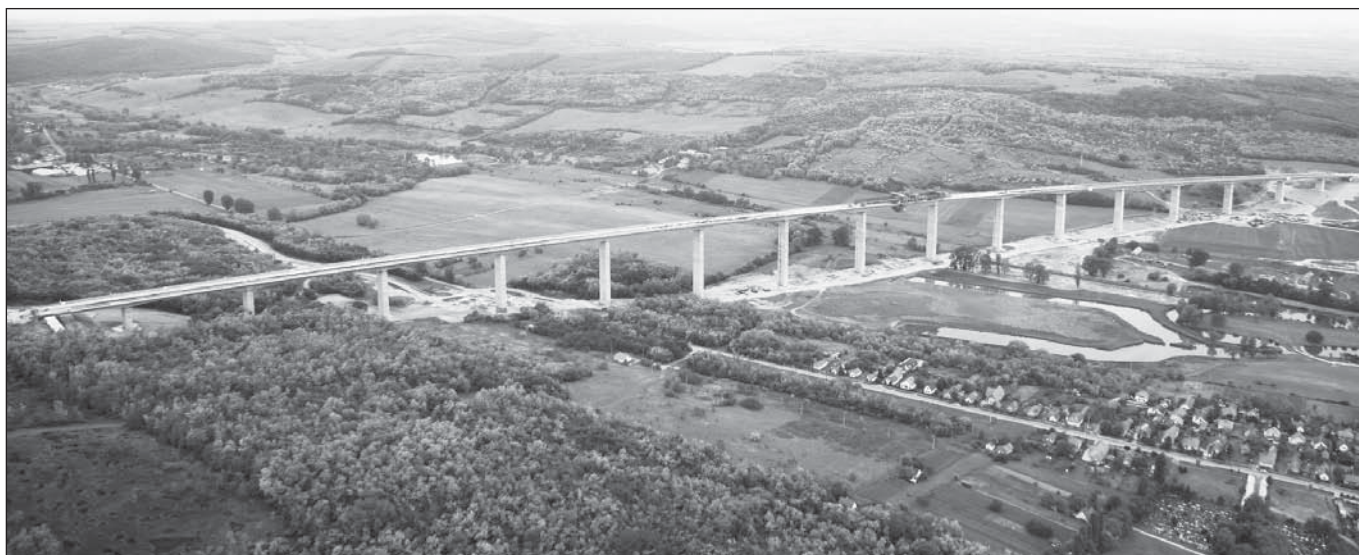
Nem hagyta érintetlenül a technológia megváltoztatása az alakbeállításhoz addig elkészült számításokat sem. Új terhek, megváltozott beton-korok (ez, mint láttuk, a lassú alakváltozás lefolyása szempontjából érdekes), mind-mind a felszerkezeti elemek beépítésük utáni függőleges elmozdulását módosítják. Ahhoz, hogy ennek ellenére a végén (azaz pontosabban a 'fél-végtelenben') a hid alakja mégis a tervezett legyen, módosított beállítási értékeket kellett megadni. Ezzel nem is volt probléma azoknak a zömöknek az esetében, amelyek még nem épültek be. De amelyek már a helyükön voltak, azokon már nem lehetett változtatni. Egy elem függőleges alakváltozására ugyanis kihatással van a tőle távolabb lévő helyen történő bármely hatás is. No persze minél távolabb, annál kisebb mértékben. Mivel az új alak-beállítási értékeket a technológia-váltásról született döntés után igen hamar, de még jóval annak alkalmazása előtt sikerült kiszámítani, így a változások messze kerültek a már megépült, és így változtathatatlan felszerkezet-résztől. Az ottani függőleges elmozdulásokra már (távolságuknak köszönhetően) olyan kis hatásuk volt, hogy érdemben nem módosították azokat.

Szintén újra kellett készíteni a független statikai ellenőrzést is, de, lévén, hogy a felszerkezet rendszere csekély mértékben módosult, az alap verzióhoz hasonlóan ez is mindent megfelelőnek mutatott ki.

7. ÖSSZEFOGLALÁS

A köröshegyi völgyhíd kivitelezése során már eredetileg is egy különlegesnek mondható, ritkán alkalmazott technológiát használtunk: a szerelőhíddal segített szabadbetonozást. A munka felgyorsítása érdekében építés közben áttértünk egy másik módszerre: szabadszerelés helyszínen betonozott monolit kapcsolattal. A váltás ötletének megszületése után 2005. őszén folytak az áttervezések, 2006. tavaszának elején megtörtént az átszerelés, és végül májusban megindulhatott a munka az új technológiával, amely az előzetes várakozásoknak és reményeknek megfelelően valóban felgyorsította a kivitelezést: az itt is jelentkező kezdeti nehézségek leküzdése után még az eredetileg tervezett 7-8 napos ciklusidőhöz képest is gyorsabban, 6-7 nap alatt sikerült a zömöket a helyükre beépíteni. (A csúcs alig több, mint 5 nap volt, bár ennek eléréséhez sok tényező szerencsés egybeesésének kellett megtörténnie.) A kivitelezés sebességét vizsgálva megállapítható, hogy a szabadbetonozással kb. 3,5 felszerkezet-folyóméter/nap, szabadszereléssel kb. 7 méter/nap sebességet lehetett elérni, mindkét szerelőhid egyszerre végzett munkáját figyelembe véve. A váltás tehát elérte a célját.

Végeredményben a völgyhidat a májusi hordógurítási ünnepség (16. ábra) után három hónappal sikerült határidőre a forgalom számára átadni, így most Budapesttől a Balaton végéig, a még hiányzó, Balatonkeresztúr és Nagykanizsa közötti szakasz elkészülte után (terv szerint 2008-ban) pedig már egészen a horvát határig autópályán lehet közlekedni.



16. ábra: Völgyhíd a hordógurításkor, még a második szerelőhíddal (Fotó: Csécsai Pál)

BARTA János (1968), okleveles építőmérnök, 1992-ben végzett a Budapesti Műszaki Egyetemen. Mielőtt 1997-ben a Hidépítő Zrt Műszaki Osztályára került tervezőmérnöknek, egy kis mérnöki irodában magasépítési statikai tervezéssel foglalkozott (főként irodaépületek, társasházak vasbetonszerkezeteit tervezve). A Hidépítőnél számos híd alépitményi és felszerkezeti terveinek az elkészítésében vett részt, mint például az új magyar-szlovén vasúti összeköttetés völgyhídjai Nagyrákosnál, a Homokkerti felüljáró Debrecenben és az M7 autópálya dél-balatoni szakaszának völgyhídjai, közöttük legutóbb a kőröshegyi völgyhíd. Szintén részt vett a horvátországi Ploče kikötőrekonstrukciójának tervezésében. Statikus tervezője volt Magyarország első függesztett-feszített (extradosed) hídjának, a Korongi hídnak. A *fib* Magyar Tagozatának a tagja.

KŐRÖSHEGYI VIADUCT ON M7 MOTORWAY IN HUNGARY 3. Constructing technologies of the superstructure

János Barta

The curio of the Kőröshegy viaduct, which was inaugurated in August, 2007, was not only its extraordinary sizes (90 m of height, 23 m of width and 1872 metres of length), but also the construction technologies of the superstructure. Two similar, but after all different methods were applied during the construction. Both of them are well known in the international practice, but were used in Kőröshegy in a special way.

The first technology was the balanced free cantilevering with in situ concreting. Its speciality was the Advancing Shoring System (ASS), a 160 m long, 1600 tons heavy steel structure, which helped to produce 11.25 long constructing segments instead of the ordinary 4~5 m long ones. The speed of the construction was much higher comparing to the traditional free cantilevering method as the result of not only the more than double segment

length, but also the capability of the ASS to move to the next pier by its own force in the air, without dismantling, lowering down on the ground, lifting up and assembling it again. Another advantage of the use of the ASS was that the building materials and the personal could reach the constructing site from the completed part of the superstructure along its main girders with the help of its own crane. The concreting of the segments was executed in the formwork wagons of the ASS - which were hanging on the main girders - in two phases: the lower slab and the three webs formed the first phase, the upper slab was the second one. A balanced cantilever consisted of five segment-pairs. After completing and connecting it to the previously constructed superstructure part, the ASS moved to the next pier, and could start to make the next balanced cantilever.

To raise the velocity of the construction even more up, the technology was modified during construction. The new method was balanced free cantilevering with precast elements. The main point of the modification was that the segments were concreted on the ground in fix shutterings and were lifted up to their final position with the help of hydraulic lifting jacks. As a difference to the traditional method they were connected to the previously completed part with 1.5 m wide concrete wet joints. The four-four lifting jacks, that had to lift up RC segments with the weight of 460~620 tons, were placed on raising platforms, which could move on the top of the main girders. The lifting procedure had to be repeated 25 times while the lifting cables were unchanged.

The changing of the method resulted some modification in the plans, and the whole static and precamber calculation had to be redesigned.

With this modification the cycle time of completing a segment pair could be cut down from 12~13 days to 6~7 days. As a result the Kőröshegy viaduct could be completed on schedule.

BALÁZS GYÖRGY – BOROSNYÓI ADORJÁN – TÓTH ERNŐ: MŰEGYETEMEN VÉGZETT ÉPÍTŐMÉRNÖKÖK ÉS MUNKÁSSÁGUK 1943-1951

A könyvet az a gondolat szülte, hogy építőmérnökeink az elmúlt évszázadban jó munkát végeztek, de kevésnek jutott osztályrészüül, hogy munkájukról összefoglalóan, maradandóan is megemlékezzenek.

Az építőmérnökök tevékenysége ritkán látványos (hidak, víztornyok, kémények). A könyvben szereplő építőmérnökök munkásságának bemutatásával szemléltetni szeretnénk a munka sokféleségét és a társadalomban betöltött fontos, nélkülözhetetlen szerepét.

A könyvbe azok kerültek bele az 1943-1951. években végzetek közül, akiknek az életrajzát és fényképét sikerült megszerezni.

A könyv kedvező fogadtatásra talált, úgyhogy folytatjuk.

A könyv megvásárolható a Műegyetemi Kiadó, BME Szolgáltató Kft-nél (1111 Budapest, Goldmann Gy. tér 3. V2 épület, fszt. 1) 5.900,- Ft-ért. A boltvezető Kerekes Edit, telefonja: 463-2309.



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

1. RÉSZ: MÓDSZEREK ÉS SZAKIRODALMI ÖSSZEFOGLALÁS



Szilágyi Katalin – Dr. Borosnyói Adorján

A beton felületi keménységmérésének legelterjedtebb eszköze a Schmidt-kalapács. A Schmidt-kalapácsos vizsgálatok során kapott visszapattanási értékek alapján a szerkezeti beton nyomószilárdságát tapasztalati összefüggések alapján becsüljük. A szerkezeti beton tényleges állapota (kor, nedvességtartalom stb.) és összetétele jelentősen befolyásolja a mért visszapattanási értékeket, ezért ezek figyelembe vétele az eredmények értékelésének fontos lépése. Ha a vizsgált beton semmilyen egyéb tulajdonságát nem ismerjük, vagy ha egyéb roncsolásmentes, vagy roncsolásos vizsgálattal nem egészítjük ki Schmidt-kalapácsos vizsgálatunkat, akkor azt általában csak durva becslésre tudjuk felhasználni. Háromrészes cikksorozatunk áttekinti a Schmidt-kalapácsokkal az elmúlt ötven évben megszerzett tapasztalatokat. Kiterjedt irodalomkutatásunk eredményei és az Európai Unió szabályozásai alapján egy hazai, roncsolásmentes módszereken alapuló, hatályos műszaki előírás átdolgozását javasoljuk. Tudományos megfontolások alapján kitekintést nyújtunk a Schmidt-kalapácsos vizsgálatok lehetséges jövőbeni kutatási irányaira.

Kulcsszavak: beton, roncsolásmentes vizsgálat, Schmidt-kalapács, felületi keménység, rugalmas visszapattanás

1. BEVEZETÉS

A beton roncsolásmentes szilárdságvizsgálata több mint 70 éves múltra tekint vissza (Carino, 1994). A vizsgálati módszerekről és vizsgáló eszközökről a hazai és a nemzetközi szakirodalom is részletes áttekintést nyújt: folyóiratcikkek, konferencia kiadványok, tanulmányok és szakkönyvek segítik a téma iránt érdeklődő olvasót a tájékozódásban. Az átfogó jellegű művek közül, a teljesség igénye nélkül megemlíthetjük Balázs, Tóth (1997), Borján (1981), Bungey, Millard, Grantham (2006), Diem (1985), Malhotra (1976), Malhotra, Carino (2004) és Skramtjajew, Leshchinsky (1964) könyveit.

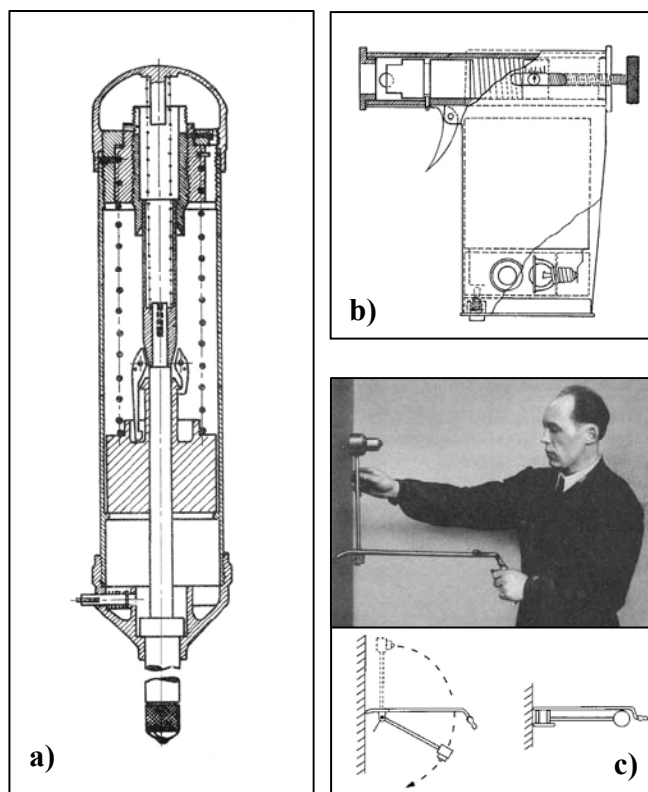
Jelen, három részes cikksorozatunk első részében ismertetjük az eszköz működését és összefoglaljuk az elmúlt 50 év szakirodalmi adatait a szilárdságbecslő függvényeket illetően. A második részben a vizsgálattal kapcsolatos európai szabványosítással összefüggésben fölmerülő, hazai vonatkozású kérdéseket elemezzük. Cikksorozatunk harmadik részében a Schmidt-kalapácsos vizsgálattal kapcsolatos tudományos megfontolásokat mutatunk be.

2. A BETON FELÜLETI KEMÉNY-SÉGMÉRÉSÉNEK TÖRTÉNETE

A felületi keménység az anyag ellenálló képessége idegen test behatolásával szemben. A felületi keménységet ennél pontosabban nem fogalmazza meg az anyagvizsgálat, ennél fogva a vizsgálati módszerek sokrétűek. A felületi keménység mérése már jóval a szisztematikus anyagvizsgálat előtt megjelent a műszaki tudományokban. Réaumur volt az első, aki az anyagok szilárdságbecslésének céljára mind a *karcolási keménység*, mind a *szűrőkeménység* fogalmát megalkotta, és lefektette a vizsgálatok alapelveit (Réaumur, 1722). Kvist 1768-ban már nyolc ásvány használatával javasolt egyfajta karcolási keménység skálát (Szymanski, 1989). A karcolási keménység meghatározásának (az ásványtanban napjainkban is) egyik legelterjedtebb módja a *Mohs-féle* ásványi alapskála használata, amely a keménységmérésnek már egy kellően

érzékeny változata (Mohs, 1812). Ennek alapján egy anyag keménységét a skála azon két ásványának keménysége közé kell felvenni, amelyek egyikével az adott anyag karcolható, a másikat pedig maga karcolja. A Mohs-féle skála tíz ásványa (a növekvő karcolási keménység sorrendjében megadva) a következő: 1. talk, 2. gipsz, 3. kalcit, 4. fluorit, 5. apatit, 6. földpát, 7. kvarc, 8. topáz, 9. korund, 10. gyémánt.

Az építőipari anyagvizsgálatban felületi keménységet mérni elsősorban két elv alapján szokásos: vagy a rugalmas vissza-



1. ábra: Beton keménységének egykori vizsgáló eszközei
a) a Frank-féle rugóskalapács (Gaede, 1952)
b) a Williams-féle rugóskalapács (Skramtjajew, 1938)
c) az Einbeck-féle ingás kalapács (Malhotra, 1976)

pattanás elvén (dinamikus módszer), vagy pedig a képlékeny benyomódás mértékének vizsgálatával (szűrő keménység-mérés, statikus módszer). A kialakult eljárások többnyire jól használhatók, de a keménységi mérőszámok közötti kapcsolat, átszámítás sok esetben nem adható meg. A felületi keménység-mérés elsődleges célja a szilárdságbecslés. Különböző építőanyagokra más-más alapelv alapján működő, eltérő kialakítású eszközöket használ a gyakorlat. Fémek keménységmérésére mind a rugalmas visszapattanás, mind a képlékeny benyomódás vizsgálatán alapuló eszközök közismertek; de leggyakoribb a szűrő keménységmérő eszközök használata (Palotás, 1979a; Varga, Tóth, Pluvinage, 1999). Műanyagok, gumi és fa keménységmérésére *elsősorban* képlékeny benyomódást vizsgáló eszközöket használunk (Palotás, 1979b; Palotás, Balázs, 1980). Kőszertű anyagok (kő, tégl, beton) keménységmérésére napjainkban szinte kizárólag a rugalmas visszapattanás elvén működő Schmidt-kalapácsokat használjuk.

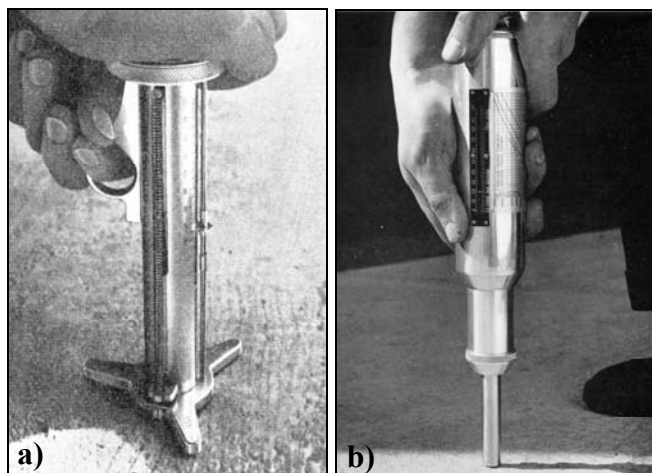
Történetüket tekintve, a beton felületi keménységmérésének az első képviselői *nem* a jelenleg ismert kialakítású, a rugalmas visszapattanást vizsgáló Schmidt-kalapácsok voltak, hanem elsősorban felületi benyomódást, illetve a betonba való behatolást vizsgáló, mára már javarészt elfeledett egyéb eszközök (azt is megemlítjük, hogy fémek vizsgálatára is történetileg korábban készítettek laboratóriumi szűrő keménységmérő eszközöket, mint visszapattanást vizsgáló eszközöket, pl. Hertz, 1881; Brinell, 1901).

A Brinell-féle keménységvizsgálat betonra adaptálásának terén legkorábban a múlt század 20-as és 30-as éveiben az Egyesült Államokban (Crepps és Mills) és Olaszországban (Sestini és Vandone) végeztek vizsgálatokat (Vandone, 1933; Sestini, 1934).

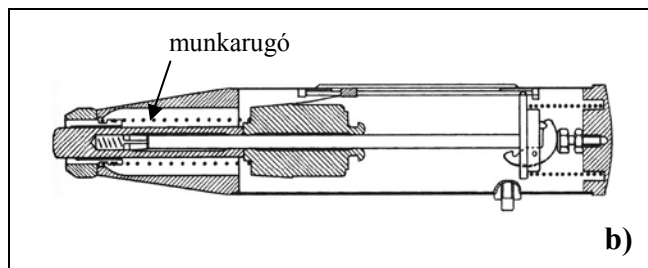
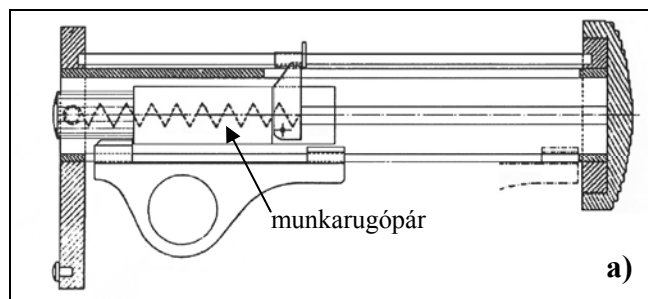
Beton felületi keménységének mérésére szolgáló *hordozható* készüléket Németországban mutattak be először (Gaede, 1934). A beton roncsolásmentes vizsgálatát összegző, úttörő cikkében Skramtajew (1938) már tizennégy különböző roncsolásmentes és félig roncsolásos betonvizsgálati módszert ismertet, ám ezek között a rugalmas visszapattanást vizsgáló eszközök még *nem* jelennek meg: a módszerek kiszakító vizsgálatokat, benyomódás vizsgálatokat és löfegyver általi lövedék behatolás-vizsgálatokat fednek le.

A következőkben röviden bemutatunk három technikatörténeti érdekességnek számító kézi eszközt: a *Frank-féle rugóskalapácsot*, a *Williams-féle vizsgálópisztolyt* és az *Einbeck-féle ingás kalapácsot* (Jones, 1962; Malhotra, 1976; Malhotra, Carino, 2004). Működési elvük alapján leginkább ezeket tekinthetjük a Schmidt-kalapácsok elődeinek.

A Frank-féle rugóskalapács volt az első hordozható eszköz,



2. ábra: A Schmidt-kalapács egykori kialakítása
a) a két munkarugós modell, 1950-ből (Schmidt, 1950)
b) az egy munkarugós modell, 1952-ből (Jones, 1962)



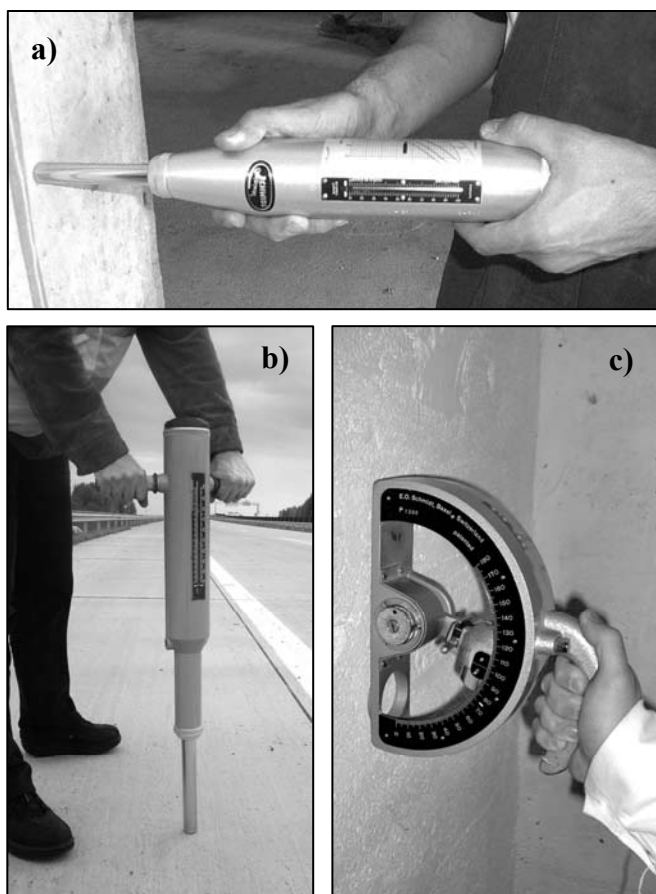
3. ábra: A Schmidt-kalapács belső szerkezete
a) a két munkarugós modell, 1950-ből (Schmidt, 1950)
b) a napjainkban használt egy munkarugós modell (Bungey et al, 2006)

amellyel a beton felületi keménységét vizsgálták (Gaede, 1934). Belső szerkezete nagyban hasonlított a későbbi *rugós* Schmidt-kalapácsokhoz (*1.a ábra*): egy megfeszített rugó segítségével fejtettek ki ütest a beton felületére. Különböző szilárdságú betonok vizsgálatához az eszköz ütőszondájának végén az acélgolyó különböző átmérőkre volt cserélhető, és az ütési energia szabályozható volt 1,25 Nm és 5,0 Nm között annak érdekében, hogy a kialakuló golyónyom átmérője a vizsgáló acélgolyó átmérőjének 0,3-0,7-szerese közé essék. A beton nyomószilárdsága és a golyónyom átmérője, illetve mélysége között függvénykapcsolatokat adtak meg (Gaede, 1952).

1936-ban, Williams, J. F. a *The Structural Engineer* (London) folyóiratban ismertette a vizsgáló eszközt (*1.b ábra*), amelyet beton helyszíni keménységmérésére fejlesztett ki. Az eszköz pisztoly alakú, 0,9 kg tömegű kézi készülék volt, amely szintén megfeszített rugó segítségével golyó benyomódást hozott létre sima betonfelületeken. Az eszköz viszonylag kis energiát fejtett ki: 7 N/mm² körüli nyomószilárdságú betonban a golyó benyomódásának mélysége 1,5 mm körüli volt. Williams 200 vizsgálati eredményre alapozva összefüggést adott meg a beton nyomószilárdsága és a gömbsüveg alakú golyónyom felületének reciproka között.

Az Einbeck-féle ingás kalapács vonalas rajzát az *1.c ábrán* mutatjuk be. Kialakítása a későbbi *ingás* Schmidt-kalapácsokéhoz hasonló. A kizárólag függőleges felületek vizsgálatára használt eszköz ejtőingájának végéhez rögzített 2,26 kg tömegű kalapácsfej mérte az ütest a betonfelületre. A beton nyomószilárdsága és a kialakuló gömbsüveg alakú golyónyom átmérője/mélysége között adtak meg függvénykapcsolatokat (Gaede, 1952). Az eszközt a teljes 180° és 90° közötti tetszőleges szögben is használták.

Egyéb kézi készülékekről (*Cristofoli-féle ejtőorsó*, *Kaskarov-kalapács*, *Nagan-revolver*, *Poldi-Waitzmann kalapács*, *Poliakoff-puska*, *Zorn-kalapács* stb.) és laboratóriumi módszerekről az érdeklődő olvasó a hazai szakirodalom alapján is tájékozódhat (Borján, 1981; Palotás, Balázs, 1980). A külföldi szakirodalmi források közül kiemeljük Skramtajew, Leshchinsky (1964) könyvét, amely jól példázza az egykori szovjet mérnökök átfogó ismereteit és innovációs készségét: a kötetben tizenöt-nél több, a beton felületi keménységét vizsgáló készülék leírását találjuk, amelyek nagy része szovjet találmány, illetve fejlesztés volt.



4. ábra: A napjainkban használt Schmidt-kalapácsok
a) az N-típusú modell (a szerzők felvétele)
b) az M-típusú modell (a szerzők felvétele)
c) a P-típusú modell (a szerzők felvétele)

3. A SCHMIDT-KALAPÁCS

A beton felületi keménységmérésének napjainkban legelterjedtebb eszköze a Schmidt-kalapács. A vizsgálat elve, hogy a készülékben lévő rugó egy ütőtömeget mozgásba lendít, amely egy, a felületre merőleges ütőszondán keresztül, adott energiával megüti a vizsgált felületet, és az ütés után az ütőtömeg visszapattanásának mértékét a készülék rögzíti. A visszapattanási érték (R) dimenzió nélküli szám: a mozgó tömeg ütés közben megtett útjának (x_0) és a visszapattanást követően megtett útjának (x_1) aránya százalékban kifejezve ($R = x_1/x_0 \cdot 100$). Ez egyben a felületi keménység mérőszáma. Azáltal, hogy az anyagok felületi keménysége és szilárdsága között empirikus összefüggés tételezhető föl, a rugalmas visszapattanás elvén működő eszköz segítségével a beton nyomószilárdsága becsülhető. A következőkben a szakirodalom, illetve az eredeti Schmidt-kalapácsok gyártója, a svájci *Proceq SA* cég tájékoztatói és személyes adatszolgáltatása alapján röviden bemutatjuk a Schmidt-kalapácsos roncsolásmentes vizsgálat jellegzetességeit. A vizsgáló eszközök gyakorlati használatának részletes bemutatását nem tekintjük jelen cikk céljának; azt a hazai szakirodalom tárgyalja (Borján, 1981; Borosnyói, 2006).

Betonok vizsgálatára az eszközt *Ernst Schmidt* svájci mérnök, feltaláló alakította ki 1948-ban, majd szabadalmaztatta 1950-ben (Schmidt, 1950). E vizsgáló eszköz első generációjának képét a 2.a és 3.a ábra mutatja. Az eszköz eredetileg két, párhuzamosan futó munkarugót tartalmazott; használatára gyakorlatot és figyelmet igényelt, ráadásul minden mérés előtt nullázni kellett az eszköz csúszkás kijelzőjét. 1952-ben áttértek az egyszerűbben használható, egy munkarugós felépítésre (2.b és 3.b ábra). Ezzel az eszköz használata lényegesen egyszerűb-

bé vált, de a visszapattanási értékek 20%-kal kisebbek lettek, mint a régi modellnél (Greene, 1954; Anderson et al, 1955). A *Proceq SA* 1954-es megalapítása óta gyakorlatilag változatlan mechanikával készíti vizsgáló eszközeit, így igen bőséges gyakorlati tapasztalat áll rendelkezésünkre a Schmidt-kalapácsról, amelyből több százezer darab van forgalomban világszerte. A Schmidt-kalapácsok közül normál (közönséges) betonok vizsgálatára általában az N-típusú kalapácsot használjuk. Ezt 10-70 N/mm² nyomószilárdságú betonok vizsgálatára javasolják. Ütési energiája 2,207 Nm. Az N-típusú Schmidt-kalapácsot a 4.a ábrán láthatjuk használat közben.

A teljesség kedvéért megemlítjük azon Schmidt-kalapácsokat is, amelyeket különleges feladatok során alkalmazhatunk, azonban részletes ismertetésükre jelen cikk keretein belül nincs lehetőségünk. Az N-típusú Schmidt-kalapáccsal azonos célra és azonos módon használhatjuk az *NR-típusú Schmidt-kalapácsot*, amely papíron rögzíti a visszapattanási értékeket. Szintén az N-típusú Schmidt-kalapáccsal azonos célra és azonos módon használhatjuk a *DIGI-Schmidt kalapácsot*, amely digitálisan rögzíti a visszapattanási értékeket. Vékony falú (<100 mm), vagy kis méretű, normál beton, vagy kő szerkezeti elemek vizsgálatára szolgál az *L-típusú Schmidt-kalapács*, amelynek ütési energiája egyharmada az N-típusú Schmidt-kalapácsénak (0,735 Nm). Égetett kerámia szerkezeti elemek vizsgálatára használható az *LB-típusú Schmidt-kalapács*, amelynek ütési energiája megegyezik az L-típusú Schmidt-kalapácséval, de ütőszondájának felülete attól eltérő kialakítású. Az *M-típusú Schmidt-kalapács* méretében és ütési energiájában (29,43 Nm) jóval meghaladja a kisebb méretű Schmidt-kalapácsokat, de belső felépítése megegyezik azokéval; elsősorban nagy szilárdságú útbetonokhoz, térbetonokhoz használjuk (4.b ábra).

Ingás kialakítású Schmidt-kalapácsot is gyártottak egészen 2007-ig: ez a *P-típusú Schmidt-kalapács*. Elsősorban kis nyomószilárdságú anyagok vizsgálatához (közetek, kerámiák, habarcs, könnyűbeton, normál beton korai szilárdsága stb.) volt használható, ütési energiája 0,883 Nm, ingájának ütőfelületét megnövelték (4.c ábra).

A Schmidt-kalapácsok saját kalibrálású vizsgálóeszközök, ezért a használónak rendelkeznie kell szabványos kalibráló üllővel (MSZ EN 12504-2:2001), amelyen minden mérést megelőzően és követően, de legritkábban 1000 ütésenként ellenőriznie kell, hogy a műszer mechanikus alkatrészei rendeltetésszerűen működnek-e, azaz a műszer alkalmas-e a vizsgálatra (előírt visszapattanási érték az üllőn N-típusú Schmidt-kalapács esetén 80±2). A szabványos kalibráló üllőtől eltérő fémfelületre való ütés az ütőszeg íves ütőfelületét károsíthatja, és ezért tilos (Proceq, 2004).

A gyári gépkönyvek javaslatai szerint a Schmidt-kalapácsok biztonságosan használhatók, ha a környező levegő hőmérséklete -10°C és +60°C között van. Az MSZ EN 12504-2:2001 szabvány ennél némileg szigorúbb, +10°C és +35°C közötti hőmérséklet tartományt enged meg a használatra.

A Proceq SA schwerzenbachi és baseli központjaiban rendszeresen tart tanfolyamokat, ahol vizsgáló eszközei pontos használatát és szakszerű javítását lehet elsajátítani; e tanfolyamokról bizonyítványt is kiállítanak. Csak érdekességgént említjük meg, hogy míg Magyarországon jelenleg nagyszámú rendileg ötszáz N-típusú Schmidt-kalapács van forgalomban, addig az elmúlt öt évben, a Proceq SA tájékoztatása szerint, az említett tanfolyamokon mindössze két magyar szakember vett részt és szerzett bizonyítványt; mindketten a BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszékének munkatársai (Baumann, 2006).

1. táblázat: Szilárdságbecslő függvények a szakirodalomban

1)	$f_{cm,200,cube} = -0,0003 \cdot R^3 + 0,0399 \cdot R^2 - 0,1525 \cdot R + 3,9976$	(N/mm ²)	Schmidt (1950)
2)	$f_{cm,cyl} = 1,3002 \cdot R - 19,647$	(N/mm ²)	Chefdeville (1953)
3)	$f_{cm,cyl} = 0,1134 \cdot R^{1,4927}$	(N/mm ²)	Greene (1954)
4)	$f_{cm,cyl} = 0,4594 \cdot R^3 - 37,879 \cdot R^2 + 1175,7 \cdot R - 10021$	(psi)	Zoldners (1957)
5)	$f_{cm,cyl} = 1,7513 \cdot R - 19,538$	(N/mm ²)	Kolek (1958)
6)	$f_{cm,200,cube} = 0,019 \cdot R^{2,59}$	(N/mm ²)	Brunarski (1963)
7)	$f_{cm,200,cube} = 10 \cdot R - 50$	(kg/cm ²)	Victor (1963)
8)	$f_{cm,200,cube} = 0,06 \cdot R^{2,42}$	(N/mm ²)	Facaoaru (1964)
9)	$f_{cm,200,cube} = -0,001 \cdot R^3 + 0,1222 \cdot R^2 - 2,9185 \cdot R + 27,894$	(N/mm ²)	Gaede, Schmidt (1964)
10)	$f_{cm,200,cube} = 0,515 \cdot R^2 - 19,951 \cdot R + 258,06$	(kp/cm ²)	ÉMI (1965)
11)	$f_{cm,200,cube} = \frac{9099,18}{\left(2^{(5-10c)} + 3,178 - 0,65\alpha\right) \cdot i} \cdot \frac{R^2 + 0,067 \cdot R}{0,773 - (R^2 + 0,067 \cdot R)}$	(kp/cm ²)	Roknich (1968)
12)	$f_{cm,200,cube} = 0,53 \cdot R^2 - 21 \cdot R + 276$	(kp/cm ²)	Vadász (1970)
13)	$f_{cm,200,cube} = 0,0051 \cdot R^{2,3956}$	(N/mm ²)	MSZ 4715 (1972)
14)	$f_{cm,150,cube} = 2,0098 \cdot R - 21,749$	(N/mm ²)	Cianfrone, Facaoaru (1979)
15)	$\lg f_{cm,200,cube} = -1,055 + 1,805 \times \lg R + 0,345 \times [\lg R]^2$	(N/mm ²)	Talabér et al (1979)
16)	$f_{cm,cyl} = 54,1 \cdot \ln R - 148,4$	(N/mm ²)	Malhotra, Carette (1980)
17)	$\lg f_{cm,200,cube} = -2,159 + 1,805 \times \lg R + 0,345 \times [\lg R]^2$	(N/mm ²)	Borján (1981)
18)	$f_{cm,150,cube} = 0,00883 \cdot R^{2,27}$	(N/mm ²)	Di Leo et al (1984)
19)	$f_{cm,150,cube} = -0,00186 \cdot R^2 + 2,0449 \cdot R - 46,426$	(N/mm ²)	Knaze, Beno (1984)
20)	$f_{cm,100,cube} = 7,25 \cdot e^{0,08 \cdot R}$	(N/mm ²)	Ravindrajah (1988)
21)	$\ln f_{cm,200,cube} = -4,69 + 1,79 \times \ln R + 0,152 \times [\ln R]^2$	(N/mm ²)	MI 15011 (1988)
22)	$f_{cm,150,cube} = 2,50 \cdot R - 18,4$	(N/mm ²)	Mikulic et al (1992)
23)	$f_{cm,150,cube} = 1,0407 \cdot R^{1,155}$	(N/mm ²)	Almeida (1993)
24)	$f_{cm,70 \times 70,core} = 1,73 \cdot R - 34,3$	(N/mm ²)	Gonçalves (1995)
25)	$f_{cm,150,cube} = 0,403 \cdot R^{1,2083}$	(N/mm ²)	Kheder (1999)
26)	$f_{cm,150,cube} = 1,47 \cdot R - 16,85$	(N/mm ²)	Soshiroda (1999)
27)	$f_{cm,cyl} = 0,0501 \cdot R^{1,8428}$	(N/mm ²)	Lima, Silva (2000)
28)	$f_{cm,150,cube} = 2,2415 \cdot R - 30,762$	(N/mm ²)	Nyim (2000)
29)	$f_{cm,150,cube} = 0,000135 \cdot R^{3,4424}$	(N/mm ²)	Pascale et al (2000)
30)	$f_{cm,150,cube} = 1,353 \cdot R - 17,393$	(N/mm ²)	Qasrawi (2000)
31)	$f_{cm,150,cube} = 0,0244 \cdot R^{1,9898}$	(N/mm ²)	CPWD (2002)
32)	$f_{cm,150,cube} = 0,0002392 \cdot R^{3,299}$	(N/mm ²)	Pascale et al (2003)
33)	$f_{cm,150,cube} = 0,0117 \cdot R^2 + 0,8973 \cdot R - 13,213$ („B-Proceq”)	(N/mm ²)	Proceq SA (2003)
34)	$f_{cm,150,cube} = 0,0005 \cdot R^3$	(N/mm ²)	Nehme (2004)
35)	$f_{cm,150,cube} = 2,68 \cdot e^{0,06 R}$	(N/mm ²)	Nehme (2004)
36)	$f_{cm,150,cube} = 0,00752 \cdot R^{2,359}$	(N/mm ²)	Fabbrocino et al (2005)
37)	$f_{cm,150,cube} = 0,788 \cdot R^{1,03}$	(N/mm ²)	Nash't et al (2005)
38)	$f_{cm,150,cube} = 2,1683 \cdot R - 27,747$	(N/mm ²)	Hobbs, Kebir (2006)
39)	$f_{cm,cyl} = 1,623 \cdot R - 20,547$	(N/mm ²)	Soshiroda et al (2006)
40)	$f_{cm,core} = 1,25 \cdot R - 23,0 \quad (20 \leq R \leq 24)$	(N/mm ²)	MSZ EN 13791 (2007)
	$f_{cm,core} = 1,73 \cdot R - 34,5 \quad (24 \leq R \leq 50)$	(N/mm ²)	

Jelölések a beton nyomószilárdságának várható értékére vonatkozóan:

Megjegyzés: egyes hivatkozásokban függvények helyett diagramban vagy táblázatban közölt adatok találhatók; ezen esetekben jelen cikk szerzői a legkisebb négyzetes eltérésű függvénykapcsolatot előállították, és az szerepel a táblázatban

$f_{cm,100,cube}$ 100 mm élhosszúságú próbakockán mérve,
 $f_{cm,150,cube}$ 150 mm élhosszúságú próbakockán mérve,
 $f_{cm,200,cube}$ 200 mm élhosszúságú próbakockán mérve,
 $f_{cm,cyl}$ Ø150/300 mm henger próbatesten mérve,
 $f_{cm,70 \times 70,core}$ Ø70/70 mm kifűrt magmintán mérve,
 $f_{cm,core}$ kifűrt magmintán mérve (pontos geometria rögzítése nélkül).

4. A VISSZAPATTANÁSI ÉRTÉKEK ÉS A NYOMÓSZILÁRDSÁG ÖSSZEFÜGGÉSE

A Schmidt-kalapácsos vizsgálatok során kapott visszapat-
tanási értékek alapján a szerkezeti beton nyomószilárdságát
tapasztalati összefüggések alapján határozhatjuk meg. Megje-
gyezzük, hogy egy-egy ilyen javaslat szigorúan véve csak az
adott kísérleti háttér által szolgáltatott peremfeltételek között
értelmezhető és használható biztonsággal. Egy tényleges
szerkezet esetén mindig igazolni kell a szilárdságbecslő össze-
függés alkalmazhatóságát. A szilárdságbecslő összefüggések
rendszerint laboratóriumi kísérletek adatainak regressziós
elemzésével adódnak. A szakirodalomban található empirikus
összefüggések általában 28 napos korú, légszáraz állapotú be-
tonokra érvényesek. A szerkezeti beton tényleges állapota (kor,
nedvességtartalom stb.) és összetétele jelentősen befolyásolja
a mért visszapat-
tanási értékeket, ezért ezek figyelembe vétele
az eredmények értékelésének fontos lépése. Tájékoztatóként
röviden összefoglaljuk a Schmidt-kalapácsos vizsgálatok során
nyerhető visszapat-
tanási értékeket befolyásoló legfontosabb
tényezőket (Bungey et al, 2006). *A betonkeverék oldaláról:* a
cement fajtája, a cement mennyisége és az adalékanyag fajtája;
a szerkezet oldaláról: a szerkezeti elem tömege, a szerkezeti
beton tömörsége, a betonfelület minősége, a beton kora, az
utókezelés módja, a karbonátosodás mértéke, a nedvességtar-
talom, a hőmérséklet és a feszültségi állapot.

A következőkben áttekintjük, hogy a szakirodalom milyen
javaslatokat, empirikus összefüggéseket adott az elmúlt 50
évben, a Schmidt-kalapácsos visszapat-
tanási értékek és a szer-
kezeti beton nyomószilárdsága között feltételezhető függvény-
kapcsolatra. A leggyakrabban javasolt függvénykapcsolatok
a következők (amelyekben a szerkezeti beton nyomószilárd-
ságának várható értékét: f_{cm} , míg a visszapat-
tanások jellemző
értékét: R jelöli, továbbá $a...n$ empirikus paraméterek):

1) lineáris függvénykapcsolat:

$$f_{cm} = a + b \cdot R,$$

2) hatvány függvénykapcsolat:

$$f_{cm} = a + b \cdot R^c,$$

3) polinomiális függvénykapcsolat:

$$f_{cm} = a + b \cdot R + c \cdot R^2 + \dots + n \cdot R^m,$$

4) exponenciális függvénykapcsolat:

$$f_{cm} = a + b \cdot e^{c \cdot R},$$

5) logaritmikus függvénykapcsolat:

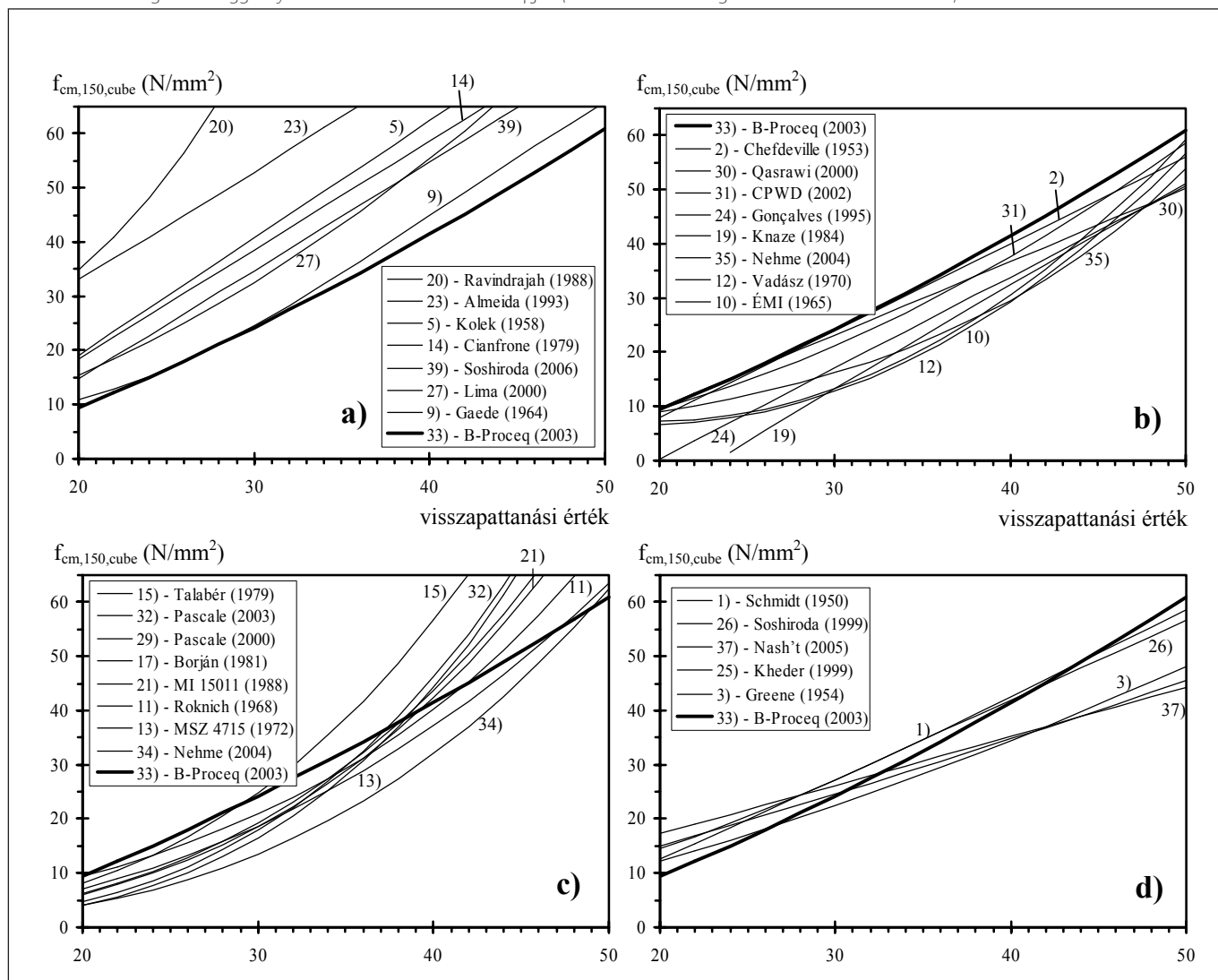
$$\log_a(f_{cm}) = b + \log_a(R),$$

6) összetett, nemlineáris függvénykapcsolat:

$$f_{cm} = \zeta(R).$$

A szakirodalomban már a legkorábban publikált javaslatok
is utalnak arra, hogy a beton felületi keménysége és nyomószil-
árdsága között nem feltételezhető lineáris függvénykapcsolat
(Gaede, 1952). A szakirodalmat tanulmányozva azonban azt
tapasztaljuk, hogy számos kutató talált, illetve javasolt főlenni
lineáris összefüggést a Schmidt-kalapácsos visszapat-
tanási értékek és a beton nyomószilárdsága között. Valóban: kis
számú vizsgálati eredmény esetén (vagy szűkebb értelmezési

5. ábra: Szilárdságbecslő függvények ábrázolása az 1. táblázat alapján (150 mm élhosszúságú kockára átszámított értékek)



tartományban) a módszer vizsgálaton belüli szórása miatt egy látszólagos lineáris kapcsolat állítható elő.

A legkisebb négyzetek módszerével megkapható lineáris regressziós becslések azonban hibát hordozhatnak magukban (ACI, 2003). A módszer ugyanis a következő két peremfeltétel mellett szolgáltatja az eredményt: 1) a független változó hibától mentes és 2) a függő változó szórása állandó. Belátható, hogy mindkét feltételezés megsérül a beton nyomószilárdságának Schmidt-kalapáccsal történő becslése során. Egyrészt a független változó (a visszapattnási érték) vizsgálaton belüli szórása, és variációs együtthatója meghaladja a függő változóét (a nyomószilárdságét), másrészt a mai napig vitatott, hogy a beton nyomószilárdságának szórását, vagy variációs együtthatóját tekinthetjük-e konstansnak a nyomószilárdság függvényében. E két kérdésre *cikksorozatunk harmadik részében* még visszatérünk.

A legkisebb négyzetek módszerével megkapható lineáris regressziós becslések hibáinak kiküszöbölésére számos javaslatot ismerünk, ezeket terjedelmi okok miatt jelen dolgozatban nem áll módunkban bemutatni. E javaslatok közül leggyakrabban azzal találkozhatunk, amelyben a beton nyomószilárdságának logaritmus és a visszapattnási értékek logaritmus között tételezünk föl lineáris kapcsolatot ($\ln f_{cm} = a + b \cdot \ln R$).

Az 1. táblázatban a teljesség igénye nélkül összefoglaljuk a szakirodalmi adatokat. A javaslatokat eredeti alakjukat követve adjuk meg, csupán a jelöléseket egységesítettük. Az 5. ábrán bemutatjuk az 1. táblázatban szereplő javaslatokat, grafikus formában. Az ábrázoláshoz az eredeti javaslatokat korrigáltuk oly módon, hogy mindig 150 mm élhosszúságú kockákra átszámítva szolgáltatassanak eredményt. Az 5. ábrán vastag vonallal jelöltük a Proceq SA által javasolt közép görbét („B-Proceq”; Proceq, 2003). Mivel a több, mint harminc függvény ábrázolása teljességgel áttekinthetetlen lenne egyazon diagramon belül, így az ábrázolás során önkényesen négy csoportra osztottuk a javaslatokat:

- 1) azon javaslatok, melyek folyamatosan a „B-Proceq” görbe fölött haladnak (5.a ábra),
- 2) azon javaslatok, melyek folyamatosan a „B-Proceq” görbe alatt haladnak (5.b ábra),
- 3) azon javaslatok, melyek jelen ábrázolási módban a „B-Proceq” görbét *alulról metszik*, tehát kisebb nyomószilárdságok esetén a görbe alatt, nagyobb nyomószilárdságok esetén a görbe fölött haladnak (5.c ábra),
- 4) azon javaslatok, melyek jelen ábrázolási módban a „B-Proceq” görbét *fölülről metszik*, tehát kisebb nyomószilárdságok esetén a görbe fölött, nagyobb nyomószilárdságok esetén a görbe alatt haladnak (5.d ábra).

Az 5. ábra is igazolja, hogy a Schmidt-kalapácsos vizsgálat valójában igen érzékeny a vizsgált beton összetételére, hiszen a bemutatott eredmények túlnyomó többsége normál betonokra, és nem különlegességekre vonatkozó vizsgálatok eredményeit foglalja össze. Figyeljük meg, hogy ugyanazon visszapattnási értékekhez akár 40-60 N/mm² különbséggel is rendelkezünk nyomószilárdságot, ha eltérő javaslatokat követünk. A tapasztalatok alapján az a következtetés vonható le, hogy egy-egy javaslat szigorúan véve csak az adott kísérleti háttér által szolgáltatott peremfeltételek között értelmezhető és használható biztonsággal. A javaslatok kiterjesztése más összetételű betonokra igen nagy bizonytalanságot hordoz magában, ezért csak gondos körülményekkel kísérrelhető meg.

Hangsúlyozzuk, hogy az 1. táblázatban és az 5. ábrán bemutatott eredmények 28 napos korú betonokra vonatkozó összefüggések, tehát egy valószínű műtárgy esetén a karbonátosodás és az utószilárdulás hatását is figyelembe kell még vennünk a kiértékelés során. E kérdést *cikksorozatunk harmadik részében* elemezzük.

Mivel nincs jogunk azt feltételezni, hogy a bemutatott eredmények bármelyikében szisztematikus mérési hiba lenne, így önkéntes alapon ezek bármelyike felhasználható szilárdságbecsléshez. Ha tehát egy felhasználó úgy dönt, hogy a fenti összefüggések valamelyikére alapozva kívánja egy műtárgy betonjának nyomószilárdságát becsülni, úgy leginkább a „B-Proceq” görbe, vagy valamely ahhoz közel eső görbe használata javasolható. Felhívjuk a figyelmet, hogy így tehát előfordulhat, hogy a műtárgy betonjának *valóságos* nyomószilárdsága jóval *kisebb*, vagy jóval *nagyobb*, mint a becsült érték. Ha egy felhasználó nagy biztonsággal kívánja egy műtárgy betonjának nyomószilárdságát becsülni, akkor azon görbék javasolhatók, amelyek folyamatosan a „B-Proceq” görbe *alatt* haladnak (5.b ábra). Ez esetekben azonban az eljárás gazdaságtalan használatot eredményez, sőt nagy valószínűséggel az előírt követelmények teljesülése nem igazolható.

Ha egy műtárgy betonjának nyomószilárdságát a becslés megbízhatóságának és a gazdaságos használatnak az optimuma mellett szeretnénk becsülni, akkor a Schmidt-kalapácsos vizsgálatot célszerű kiegészítenünk más vizsgálatokkal. E kérdést részletesen elemezzük *cikksorozatunk második részében*.

5. MEGÁLLAPÍTÁSOK AZ 1. RÉSZHEZ

Jelen cikkben igyekeztünk megismertetni a Schmidt-kalapácsot, amely 1950 óta segíti a mérnökök munkáját, illetve bemutatni a visszapattnási érték és a nyomószilárdság közti összefüggéseket, kiterjedt irodalomkutatás alapján. Megállapításainkat a következők:

- A Schmidt-kalapács több mint ötven éve, gyakorlatilag változatlan mechanikájú szerkezettel készül, és így igen sok vizsgálati tapasztalat áll rendelkezésre.
- A Schmidt-kalapácsos kapott visszapattnási értékeket számos tényező befolyásolja, amelyek egymással is kölcsönhatásban állnak.
- A Schmidt-kalapácsos vizsgálatok szisztematikus, több paraméteres laboratóriumi vizsgálatára viszonylag kevés példát találunk, ennek ellenére a nyomószilárdság – visszapattnási érték összefüggésekre a szakirodalom gazdagon szolgál példákkal. Egy-egy javaslat szigorúan véve csak az adott kísérleti háttér által szolgáltatott peremfeltételek között értelmezhető és használható biztonsággal. A javaslatok kiterjesztése más összetételű betonokra igen nagy bizonytalanságot hordoz magában, ezért csak gondos körülményekkel kísérrelhető meg.
- Ha a vizsgált beton semmilyen egyéb tulajdonságát nem ismerjük, vagy ha egyéb roncsolásmentes, vagy roncsolásos vizsgálattal nem egészítjük ki Schmidt-kalapácsos vizsgálatunkat, akkor azt csak durva becslésre tudjuk felhasználni.

Bár a bemutatott eredmények néhol egymásnak is ellentmondani látszanak, és az elmúlt, több mint ötven évnyi kutatómunka ellenére még továbbra is sok a megválaszolatlan kérdés, a szerzők remélik, hogy jelen cikksorozat, ha szerény mértékben is, de elősegíti e roncsolásmentes módszer működési elvének pontosabb megismerését és a vizsgáló eszközök további sikeres használatát.

6. KÖSZÖNETNYILVÁNÍTÁS

Jelen, háromrészes cikksorozat a Magyar Tudományos Akadémia Bolyai János Kutatási Ösztöndíjának támogatásával

készült, amelyért szerzők ezúton is köszönetet mondanak. 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. Szerzők köszönetet mondanak Szappanos Györgynek (Atestor Kft.), hogy a Proceq SA tanfolyamain való részvételt lehetővé tette.

7. HIVATKOZÁSOK

- ACI (2003) „In-Place Methods to Estimate Concrete Strength”, ACI 228.1R-03, *American Concrete Institute*, Farmington Hills, Michigan
- Almeida, I. R. (1993) „Emprego do esclerômetro e do ultra-som para efeito da avaliação qualitativa dos concretos de alto desempenho”, *Professora Thesis*, Universidade Federal Fluminense, Niterói, Brasil, 124 p.
- 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.
- Balázs Gy., Tóth E. (1997) „Beton- és vasbetonszerkezetek diagnosztikája I., *Műegyetemi Kiadó*, 396 p.
- Baumann, K. (2006) *személyes adatszolgáltatás* (Scwerzenbach, Svájc)
- Borján J. (1981) „Roncsolásmentes betonvizsgálatok”, *Műszaki Könyvkiadó*, 204 p.
- Borosnyói A. (2006) „Vasbeton szerkezetek egyes diagnosztikai eszközei”, *Épületfelújítási kézikönyv*, 2006. november, *Verlag Dashöfer Szakkönyv*
- Brinell, J.-A. (1901) „Mémoire sur les épreuves à bille en acier”, *Communications présentées devant le congrès international des méthodes d'essai des matériaux de construction*, Vol. 2., 1901, pp. 83-94.
- Brunarski, L. (1963) „Gleichzeitige Anwendung verschiedener zerstörungsfreier Prüfmethoden zur Gütekontrolle des Betons”, *Wissenschaftliche Zeitschrift der Hochschule für Bauwesen Leipzig*, Sonderdruck, 1963
- Bungey, J. H., Millard, J. H., Grantham, M. G. (2006) „Testing of Concrete in Structures”, *Taylor and Francis*, New York, 352 p.
- Carino (1994) „Nondestructive Testing of Concrete: History and Challenges”, ACI SP-44, *Concrete Technology – Past, Present and Future*, Ed. Mehta, P. K., *American Concrete Institute*, 1994, pp. 623-678.
- Chefdeville, J. (1953) „Application of the method toward estimating the quality of concrete”, *RILEM Bulletin*, No. 15, Special Issue – Vibration Testing of Concrete, Part 2, RILEM, Paris, 1953
- Cianfrone, F., Faccaoru, I. (1979) „Study on the introduction into Italy on the combined non-destructive method, for the determination of in situ concrete strength”, *Matériaux et Constructions*, Vol. 12, No. 71., pp. 413-424.
- CPWD (2002) „Handbook on repair and rehabilitation of RCC buildings”, Central Public Works Department, Government of India, *India Press*, Mayapuri, New Delhi, pp. 498.
- Diem, P. (1985) „Roncsolásmentes vizsgálati módszerek az építőiparban”, *Műszaki Könyvkiadó*, 233 p.
- Di Leo, A., Pascale, G., Viola, E. (1984) „Core Sampling Size in Nondestructive Testing of Concrete Structures”, *ACI Special Publication SP-82*, In Situ/Nondestructive Testing of Concrete, Malhotra, V. M. Editor, *American Concrete Institute*, Detroit, 1984, pp. 459-477.
- ÉMI (1965) „A beton szilárdságának vizsgálata N-típusú Schmidt-féle rugós kalapáccsal”, *Építőipari Minőségvizsgáló Intézet házi szabványa*, HSZ 201-65, Kidolgozta: Vadász János, 1965. december 1.
- Fabbrocino, G., Di Fusco, A. A., Manfredi, G. (2005) „In situ evaluation of concrete strength for existing constructions: critical issues and perspectives of NDT methods”, *Proceedings of the fib Symposium Keep Concrete Attractive 2005 Budapest*, Balázs, G. L. and Borosnyói, A. (Editors), *Műegyetemi Kiadó*, Budapest, 2005. pp. 811-816.
- Faccaoru, I. (1964) „L'expérience de l'application des normes roumaines provisoires pour la détermination de la résistance du béton à l'aide du scléromètre Schmidt”, *RILEM Publication – Non-destructive testing of concrete*, Meeting in Bucharest, 1964
- Gaede, K. (1934) „Ein neues Verfahren zur Festigkeitsprüfung des Betons im Bauwerk”, *Bauingenieur*, 1934/15, Vol. 35-36., pp. 356-357.
- Gaede, K. (1952) „Die Kugelschlagprüfung von Beton”, *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton*, 1952, Heft 107, *Ernst & Sohn*, Berlin, p. 73.
- Gaede, K., Schmidt, E. (1964) „Rückprallprüfung von Beton mit dichtem Gefüge”, *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton*, Heft 158, pp. 28-29.
- Gonçalves, A. (1995) „In situ concrete strength estimation. Simultaneous use of cores, rebound hammer and pulse velocity”, *Proc. International Symposium NDT in Civil Engineering*, Germany, pp. 977-984.
- Greene, G. W. (1954) „Test Hammer Provides New Method of Evaluating Hardened Concrete”, *Journal of the American Concrete Institute*, November 1954, Vol. 26, No. 3 (Title No. 51-11), pp. 249-256.
- Hertz, H. (1881) „Über die Berührung fester elastischer Körper”, *Journal für die reine und angewandte Mathematik*, 1881/5, p. 12-23.
- Hobbs, B., Kebir, M. T. (2006) „Non-destructive testing techniques for the forensic engineering investigation of reinforced concrete buildings”, *Forensic Science International*, V. 167, 2006, Elsevier Ireland Ltd., pp. 167-172.
- Jones, R. (1962) „Non-Destructive Testing of Concrete”, *Cambridge Engineering Series* (Ed. Baker, J.), *Cambridge University Press*, 1962, p. 104.
- Kheder, G. F. (1999) „A two stage procedure for assessment of in situ concrete strength using combined non-destructive testing”, *Materials and Structures*, Vol. 32., July 1999, pp. 410-417.
- Knaze, P., Beno, P. (1984) „The use of combined non-destructive testing methods to determine the compressive strength of concrete”, *Matériaux et Constructions*, Vol. 17, No. 99., pp. 207-210.
- Kolek, J. (1958) „An Appreciation of the Schmidt Rebound Hammer”, *Magazine of Concrete Research*, Vol. 10, No. 28, March 1958, pp. 27-36.
- Lima, F. B., Silva, M. F. B. (2000) „Correlação entre a resistência à compressão do concreto e a sua dureza superficial”, *Proc. IV. Congresso de Engenharia Civil*, Ed. Interciência, Juiz de Fora, pp. 429-440.
- Malhotra, V. M. (1976) „Testing Hardened Concrete: Nondestructive Methods”, *ACI Monograph*, No. 9., *American Concrete Institute*, Detroit, 188 p.
- Malhotra, V. M., Carrette, G. (1980) „Comparison of Pullout Strength of Concrete with Compressive Strength of Cylinders and Cores, Pulse Velocity, and Rebound Number”, *ACI Journal*, May-June 1980, pp. 161-170.
- Malhotra, V. M., Carino, N. J. (2004) „Handbook on nondestructive testing of concrete”, Second edition, *CRC Press LLC*, 384 p.
- MI 15011 (1988) „Épületek megépült teherhordó szerkezeinek erőtan vizsgálata”, *Műszaki Irányelv, Magyar Szabványügyi Hivatal*, 27 p.
- Mikulic, D., Pause, Z., Ukraincik, V. (1992) „Determination of concrete quality in a structure by combination of destructive and non-destructive methods”, *Materials and Structures*, Vol. 25, pp. 65-69.
- Mohs, F. (1812) „Versuch einer Elementar-Methode zur Naturhistorischen Bestimmung und Erkennung von Fossilien“, forrás: *Österreich Lexikon* (<http://aeiou.iicm.tugraz.at>)
- 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*
- MSZ 4715/5 (1972) „Megszilárdult beton vizsgálata. Roncsolásmentes vizsgálatok”, *Magyar Népköztársasági Országos Szabvány*, 13 p.
- Nash't, I. H., A'bour, S. H., Sadoon, A. A. (2005) „Finding an Unified Relationship between Crushing Strength of Concrete and Non-destructive Tests”, *Proc. 3rd MENDT – Middle East Nondestructive Testing Conference and Exhibition*, Bahrain, Manama, www.ndt.net
- Nehme, S. G. (2004) „A beton porozitása”, *PhD disszertáció*, Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem, Építőmérnöki Kar
- Nyim, C. K. (2000) „Reliability in integrating NDT results of concrete structures”, *MSc Thesis*, Universiti Teknologi Malaysia, 2000
- Palotás L. (1979a) „Általános anyagismeret”, *Mérnöki szerkezetek anyagtana 1.*, *Akadémiai Kiadó*, Budapest, 1979, p. 664.
- Palotás L. (1979b) „Fa-Kő-Fém-Kötőanyagok”, *Mérnöki szerkezetek anyagtana 2.*, *Akadémiai Kiadó*, Budapest, 1979, p. 586.
- Palotás L., Balázs Gy. (1980) „Beton-Habarcos-Kerámia-Műanyag”, *Mérnöki szerkezetek anyagtana 3.*, *Akadémiai Kiadó*, Budapest, 1980, p. 869.
- Pascale, G., Di Leo, A., Carli, R., Bonora, V. (2000) „Evaluation of Actual Compressive Strength of High Strength Concrete by NDT”, *Proc. 15th WCNDT*, Roma, Italy, www.ndt.net
- Pascale, G., Di Leo, A., Bonora, V. (2003) „Nondestructive Assessment of the Actual Compressive Strength of High-Strength Concrete”, *ASCE Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 15., No. 5., pp. 452-459.
- Proceq SA (2003) „Concrete Test Hammer N/NR, L/LR and DIGI SCHMIDT ND/LD – Rebound Measurement and Carbonation”, *Info sheet*
- Proceq SA (2004) „Non-Destructive testing of concrete – Schmidt concrete test hammer”, *Training course handout*
- Qasrawi, H. Y. (2000) „Concrete strength by combined nondestructive methods – Simply and reliably predicted”, *Cement and Concrete Research*, Vol. 30., pp. 739-746.
- Ravindrajah, R. S., Loo, Y. H., Tam, C. T. (1988) „Strength evaluation of recycled-aggregate concrete by in-situ tests”, *Materials and Structures*, Vol. 21, pp. 289-295.
- Réaumur, R. A. F. (1722) „L'art de convertir le fer forgé en acier”, *French Academy of Sciences*, Paris, 1722
- Roknich Gy. (1968) „A beton roncsolásmentes vizsgálata”, *Mélyépítéstudományi Szemle*, XVIII. évf., 7. sz., pp. 298-301.
- Schmidt, E. (1950) „Der Beton-Prüfhammer”, *Schweizerische Bauzeitung*, 15. Juli 1950, 68. Jahrgang, Nr. 28, pp. 378-379.
- Sestini, Q. (1934) „La prova Brinell applicata ai materiali cementizi come prova di resistenza”, *Le Strade*, 1934/7, Vol. 16.
- Skramtajew, B. G. (1938) „Determining Concrete Strength in Control for Concrete in Structures”, *Journal of the American Concrete Institute*, January-February 1938, Vol. 9 (Proceedings Vol. 34), No. 3, pp. 285-303.
- Skramtajew, B. G., Leshchinsky, M. Y. (1964) „A beton szilárdságvizsgálata (Испытание прочности бетона)”, *Sztoizdat (Építészeti Könyvkiadó)*, Moszkva, 1964, p. 176.
- Soshiroda, T., Voraputhaporn, K. (1999) „Recommended method for earlier inspection of concrete quality by non-destructive testing”, *Proc. Symp. Concrete Durability and Repair Technology*, Dundee, UK, pp. 27-36.

- Soshiroda, T., Voraputhaporn, K., Nozaki, Y. (2006) „Early-stage inspection of concrete quality in structures by combined nondestructive method”, *Materials and Structures* (2006), DOI 10.1617/s11527-005-9007-6.
- Szymanski, A., Szymanski, J. M. (1989) „Hardness estimation of minerals, rocks and ceramic materials”, *Polish Scientific Publishers, Warszawa, Elsevier, Amsterdam*, 1989, 330. p.
- Talabér J., Borján J., Józsa Zs. (1979) „Betontechnológiai paraméterek hatása a roncsolásmentes szilárdságbecslő összefüggésekre”, *Tudományos Közlemények* 29., Budapesti Műszaki Egyetem Építőanyagok Tanszéke, 97 p.
- Vadász J. (1970) „A beton nyomószilárdságának roncsolásmentes meghatározása szerkezetekben”, *Doktori disszertáció*, Budapesti Műszaki Egyetem, Építőmérnöki Kar
- Vandone, I. (1933) „La prova d'impronta per determinare la resistenza a compressione dei cementi”, *Le Strade*, 1933/9, Vol. 15.
- Varga F., Tóth L., Pluvineau, G. (1999) „Anyagok károsodása és vizsgálata különböző üzemi körülmények között – Keménységmérés”, Miskolci Egyetem, 1999, p. 35.
- Victor, D. J. (1963) „Evaluation of hardened field concrete with rebound hammer”, *Indian Concrete Journal*, November 1963, pp. 407-411.
- 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.

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

Part 1. Experiences and literature review

Katalin Szilágyi and Dr. Adorján Borosnyói

The Schmidt rebound hammer has the most widespread use in the non-destructive surface hardness testing of concrete. Compressive strength of structural concrete can be estimated by empirical relationships that can be

found between rebound values (readings on the Schmidt rebound hammer) and compressive strength. Empirical formulae have strict limitations for their use only to those types of concretes on which the laboratory tests were carried out. Actual conditions (carbonation, water content, etc.) of structural concrete should be taken into consideration during strength estimation. In the absence of any technological parameter of structural concrete, the Schmidt rebound hammer can provide only an estimation of the strength with low reliability. Present, three-part series of papers give a summary of experiences gained with the Schmidt rebound hammer in the last more than 50 years. Detailed literature review reflects to the sensitive nature of this rather simple non-destructive testing method. Hungarian testing practice and methods used can be of interest in the view of the European Standards, as the basic assumptions are not always the same. Authors' intention is to give a general and global review to Hungarian practitioners and engineers, to highlight special scientific questions in the field, and to help maintaining the widespread use of the Schmidt rebound hammer in the future.

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 szálerősítésű anyagokkal, betonszerkezetek diagnosztikája. A *fib* Magyar Tagozat és a *fib* TG 4.1 „Serviceability Models” munkabizottság tagja.

BALÁZS GY.: KÜLÖNLEGES BETONOK ÉS BETONTECHNOLÓGIÁK I.

A három kötetre tervezett könyv a szerző kutatási eredményeinek ismertetése, valamint az irodalomból vett kutatások és alkalmazási példák bemutatása által segítséget szeretne nyújtani a betontechnológusoknak a különleges betonok és betontechnológiák tudatos alkalmazásához.

Az első kötet először a beton anyagaira, a friss és a megszilárdult betonra vonatkozó alapismereteket tartalmazza, amely ismeretekre a későbbi tárgyalás során hivatkozni lehet. Majd a különleges betonok és betontechnológiák egyes fejezetei következnek.

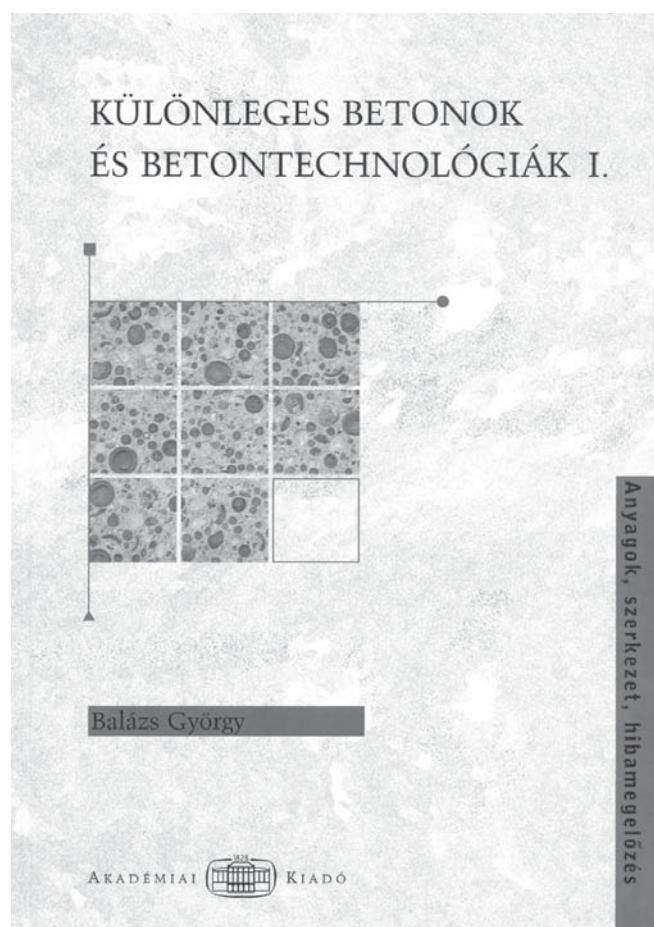
A *beton szilárdulása hidegben* c. fejezet új összefüggéseket ismertet az egyenértékű korra és az egyszerű megfagyás szilárdságot befolyásoló hatására.

A *tömegbetonok hidratációhő okozta repedései és megelőzésük* c. fejezet ismerteti a kéreg- és átmenő repedések fogalmát, a hidratációhő befolyásoló tényezőket, a betonban keletkező hőmérséklet közelítő és pontos meghatározásának módszerét és repedések csökkentésének lehetőségeit.

A *nagyszilárdságú cementek felhasználásában rejlő lehetőségek* c. fejezet arra mutat rá, hogy ezekkel az előregyártás természetesen szilárduló betonnal is megoldható.

Végül a *beton gőzölése* c. fejezet a gőzölés okozta fizikai és kémiai strukturaromlás okainak ismertetése után összefoglalja a gőzölés, a helyes utókezelés szabályait és a fagy hatását a gőzölt betonra.

A könyv megvásárolható a Kódex Könyvtárházban (1054 Bp. Honvéd u. 5., telefon: 428-1010). A könyv ára: 5.250,- Ft.



A 2007. ÉVI PALOTÁS LÁSZLÓ-DÍJAK ÁTADÁSA

2007. DECEMBER 10.

Tisztelt Hölgyeim és Uraim! Kedves Kollégák!

Köszönettel kezdem. Köszönöm a Kuratóriumnak, hogy ma is – immár nyolcadszor – itt lehetek ezen a bensőséges ünnepségen és szólhatok azokhoz, akik Apámról elnevezett díjat kapják. Apa egyik kedvenc versének utolsó sorai jutnak eszembe:

*„Különcnek jöttem s eltűnök majd
ha izenetem általadtam.”*

Akik most kapják a díjat, meghallották, megéreztek az üzenetet. Munkájukkal, eredményeikkel folytatják – bármilyen körülmények között is – a kutatást, az oktatást, a tudomány művelését.

Munkájukhoz sok sikert és jó egészséget kívánok.

Pótáné Palotás Piroska

Tisztelt Elnök úr! Kedves Palotás Piroska! Hölgyeim és Uraim!

Nekem jutott a megtisztelő feladat, hogy ismertessem Önökkel a Kuratórium döntését.

A beton- és feszített vasbeton szerkezetek oktatása, kutatása, tervezése és kivitelezése területén kifejtett kiemelkedő mérnöki teljesítmények elismerésére alapított, Palotás Lászlóról elnevezett díj kitüntetettjei 2007-ben:

**Dr. Lenkei Péter
Dr. Loykó Miklós és
Dr. Iványi György.**

Engedjék meg, hogy elsőként gratuláljak díjazottjainknak.

Zsomboly Sándor
a Palotás László-díj kuratórium elnöke



Dr. Iványi György, Dr. Loykó Miklós és Dr. Lenkei Péter



Első sorban: Dr. Iványi György, Dr. Lenkei Péter,
Dr. Loykó Miklósné és Dr. Loykó Miklós



Dr. Loykó Miklós és Dr. Lenkei Péter



Zsomboly Sándor (a kuratóriumi elnöke) és Dr. Loykó Miklós

PROF. LENKEI PÉTER

PALOTÁS LÁSZLÓ-DÍJAT KAPOTT 2007. DECEMBER 10-ÉN



1. BEVEZETÉS

Amikor az ember a betonos szakma által adományozható legnagyobb díjat, a Palotás-díjat megkapja, akkor legelőször a köszönet szavai jutnak az eszébe. Köszönet mindazoknak, akik erre a díjra méltónak találták és köszönet az egész szakmának.

A második gondolat a díj névadójával való kapcsolat. Sajnos nem voltam Palotás professzornak sem tanítványa, sem munkatársa. Vajon ő is jóváhagyta volna számomra ezt a díjat? Sok személyes találkozást, bizottsági üléseket, különféle programokat idézhetek fel, ahol szerencsém volt Palotás professzorral találkozni és eszmét cserélni. De számomra a legemlékezetesebbek azok a délutáni beszélgetések, amelyekre negyedszázada az Edömer utcai lakásban került sor. Ezek a beszélgetések mindig valamilyen szakmai ügyből, problémából indultak ki, de személyes kérdésekbe, véleményekbe torkoltak. Ott és akkor úgy éreztem, hogy sok szakmai és személyes kérdésben azonos, vagy közeli a véleményünk. Amikor időnként beszámoltam neki munkámról, elismeréssel fogadta, és további kutatásra biztatott. Ezért gondolom, hogy talán ő is egyetértett volna díjazással.

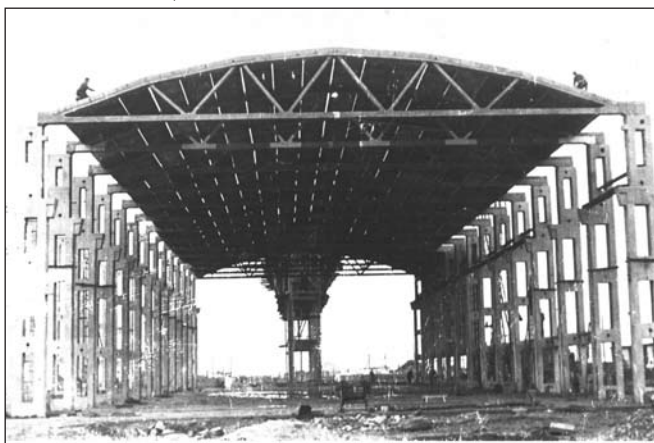
A harmadik gondolat az, hogy tényleg méltó vagyok-e erre a díjra, tettem-e annyit a szakmában, ami ezt indokolja. Ilyenkor az ember végig kell tekintsen az életén és fel kell sorolja a legfontosabb „mentő körülményeket”, a lényeges szakmai eredményeit.

Sajnos a PTE Műszaki Karának rekonstrukciója miatt kevés kivételtől eltekintve szakmai anyagaim, publikációim ládába csomagolva várják a rekonstrukció tavaszi befejezését. Ezért csak nagyon kevés ábraanyag, az is nem a legjobb minőségben állt rendelkezésemre ennek beszámolóinak a megírásakor.

2. TERVEZŐI ÉVEK

A Moszkvai Építőmérnöki Egyetem Tartószerkezeti szakának elvégzése után 1956. nyarán az Urántervbe kerültem statikus tervezőnek. Az itt töltött közel hét év egy munkával bőven ellátott új irodában, döntően fiatal tervezők között a kezdeti tanuló évek után sok lehetőséget adott. Sok kisebb-nagyobb épület statikusa lettem. Ezek közül két tartószerkezetet sze-

1. ábra: Csarnoképület feszített beton rácsostartóval



retnek kiemelni. Az első már valószínűleg sokak által ismert, mert szerepelt a *fib* rendezvényein. Ez egy Pécs melletti csarnoképület lefedésére szolgáló, 26 méter fesztávú, 1960-ban tervezett és 1961-ben megvalósított, helyszínen előregyártott feszített beton rácsostartó (1. ábra).

Ennek a rácsostartónak előzménye a diplomatervem, amelynek konzulense A. A. Gvozgyev professzor volt. Ez egy más alakú és nagyobb fesztávú feszített beton rácsostartóról szólt, így a téma nem volt idegen a számomra.

A megoldás egyszerűsége – csak egyenes feszítő kábelek – és a kiváló minőségű kivitelezés (Pálmai István fő-építésvezető érdeme) időt álló megoldást eredményezett (Lenkei, 1962).

Az évek során lehetőség volt a tartó betonjának roncsolás mentes szilárdság vizsgálatára. A csarnokot a benne folyó technológiai folyamatok megszüntével 2001-ben felrobbantották (2. ábra). Ez lehetőséget adott közel egyidejű roncsolásmentes és roncsolásos vizsgálatok elvégzésére. Az eredmények a beton öregedésével foglalkozó részben kerülnek bemutatásra.



2. ábra: A felrobbantott csarnok

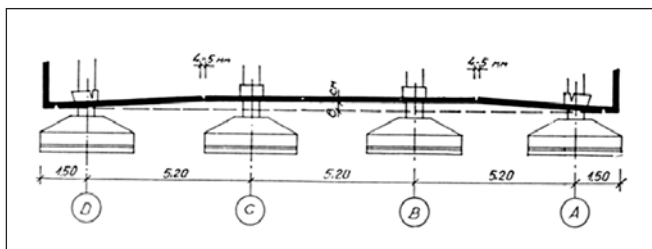
A második a Hungária műanyagárú gyár négyszintes, nagy födémterhelésű raktárépületének klasszikus gombafödém tartószerkezete volt (társtervező Weber György). Két említésre méltó különlegességet lehet megemlíteni. Az egyik az alkalmazott képlékeny számítási módszer. A keresztező sávokat A. A. Gvozgyev professzor módszerével külön-külön vizsgáltuk. Ez a lemezekre jutó igénybevételeket csökkentette, de az oszlopok igénybevételeit növelte, ami végső soron gazdasági előnyt jelentett.

A másik különlegesség a Duna parthoz közeli épület pince padló szintjének építés közbeni megemelkedése (3. ábra). A jelenség oka a télen nyitott és fűtetlen pince vasbeton padlója alatti jégelcsse képződés, amely erőteljesen növekedett a magas talajvíz migrációja következtében.

Nagyon büszke voltam arra, hogy fiatal mérnökként a tervezés mellett az utolsó két és fél évben a Műegyetem Szilárdságtan és Tartószerkezetek Tanszékén Pelikán József professzor mellett kutatói munkát végezhettem a vasbeton hártyszerkezetek kialakítása területén.

3. KUTATÓI ÉVEK

Az Uránterv megszűnte után 1963. év elején az Építéstudományi Intézetbe kerültem. Itt közel 25 évig dolgoztam különböző kutatói beosztásokban. Szakterületem a beton szerkezetek kísérleti és elméleti vizsgálata, tartószerkezeti szabványosítás,



3. ábra: A raktárépület pincéjének metszete

új kísérleti módszerek és berendezések létrehozása és működtetése, épületek felülvizsgálata és megerősítése volt.

Az első időkből két érdekes kísérlet sorozatot kell megemlíteni, amelyekből fontos elméleti összefüggéseket lehetett meghatározni. Az egyik a vasbeton hajlított tartók képlékeny elfordulásképségének meghatározására Garay Lajos által kezdeményezett kísérleti program. Ez egy több paraméteres vizsgálat volt, összesen 50 tartó törésig történő vizsgálatával (4. ábra). Ennek elméleti jelentősége a képlékeny nyomatéktrendeződés határainak meghatározásánál van (Lenkei, 1974). Ezeket az eredményeket a CEB vonatkozó ajánlásainak kidolgozásánál vették figyelembe (Siviero, 1976).

A magyar eredmények az elfordulásképesesség nemzetközi eredmények adatai alapján meghatározott átlaggörbéjéhez rendkívül közel helyezkednek el.

Hajlított tartók kísérleti vizsgálatára olyan módszert dolgoztunk ki Nagy Istvánnal, amely lehetővé tette a nyomatékelfordulás görbe lehajló (lelágyló) szakaszának lassított és közvetlen regisztrálását (Lenkei, Nagy I. 1973).

A másik kísérlet sorozat a törési határfeltételek vizsgálatára vonatkozott vasbeton lemezek törésvonalai mentén (Lenkei, 1967). Ez volt levelező aspiránsi dolgozatom témája, tudományos vezetőim A. A. Gvozgyev és Deák György professzorok voltak.

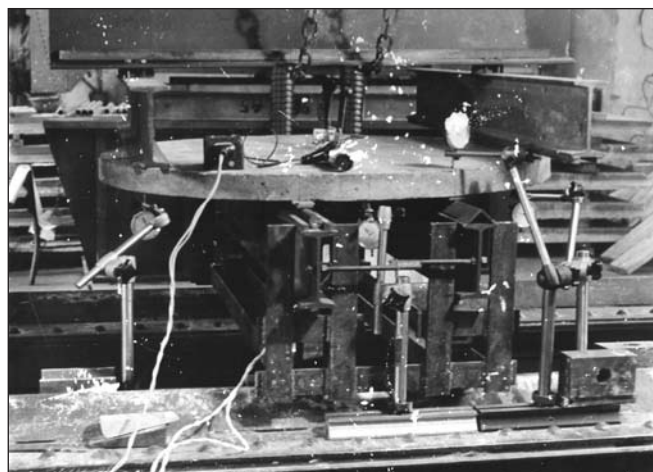
Az 5. ábrán látható kísérleti elrendezés olyan 45 kör alakú lemez vizsgálatára készült, amelyeknél változott a kétirányú acélbetétek aránya és szabályozható volt a törésvonal és az acélbetétek közötti szög.

A kísérletek eredményei bizonyították a képlékenységtan extrémum tételeit, valamint azt, hogy a törésvonalakban csavarró nyomatékok keletkezhetnek. Az eredmények megegyeztek M. A. Sozen és tanítványai eredményeivel. Az eredményekről K. W. Johansen, a törésvonal elmélet megalapítója is elismerően nyilatkozott.

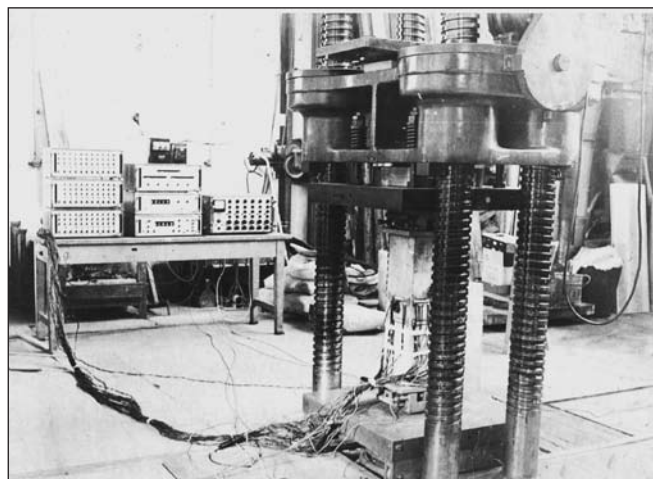
Volt aspiránsaim (akik ma már hazájukban felelős oktatási intézmény vezetőik) közül csak Abd-el Rahman Megahid Ah-



4. ábra: A gerenda kísérletek folytatása Berkeley-ben



5. ábra: A lemez vizsgálatok kísérleti elrendezése



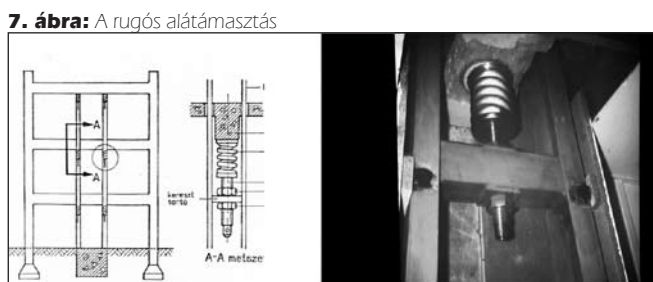
6. ábra: Mérethatás vizsgálat kísérleti elrendezése

med munkáját emliteném, aki sikeresen vizsgálta a mérhető és a központosan és a külpontosan nyomott beton keresztmetszetek alakváltozásaira (6. ábra). (Ahmed, Lenkei, 1974).

Régi épületek állapotvizsgálatánál gyakori probléma a födémgerendák csökkent teherbírása vagy lehajlása. Ugyancsak gyakran előfordul az oszlopok teherbírásának elégtelensége. Meszlényi Róberttel és Tegze Judittal dolgoztunk ki szabadalmaztatott megoldásokat ilyen problémák megoldására (Lenkei, Meszlényi, Tegze, 2002).

Érdekese feladat volt egy vidéki épület túlterhelt és lehajlás szenvedett 12 méter fesztávú gerendái és az azokat alátámasztó, csökkent teherbírású pillérei problémáinak megoldása. Erre több egymás alatti szinten beiktatott közbenső rugós alátámasztást alkalmaztunk (7. ábra). Ennek a megoldásnak az volt az előnye, hogy a felveendő reakció erők a rugók segítségével a kívánt értékre beállíthatóak.

Érdekes feladatot jelentett az ismétlődő és dinamikus terhek hatása a betonra és a beton szerkezetekre. Bérés Lajossal kísérletileg és elméletileg vizsgáltuk ezt a kérdést és az eredmények alapján adtunk megfelelő javaslatokat a tervezéshez (Bérés, Lenkei, 1977). Végezetül ebben az időszakban kezdtük el Ko-



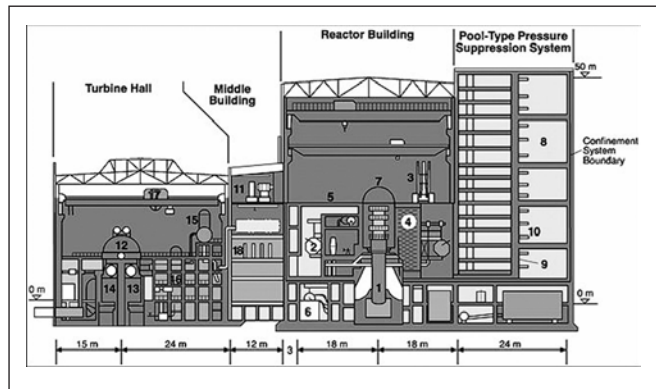
7. ábra: A rugós alátámasztás

vács Bélával az élettartam gazdálkodás kérdésének vizsgálatát (Lenkei, Kovács B. 1999).

4. OKTATÓI ÉVEK

Az 1987. év végén Pécsre kerültem a Pollack Mihály Főiskola főigazgatójaként. Ez sok tekintetben megváltoztatta a szakmai életemet. Megsokasodtak az adminisztratív teendők és újra elkezdtem a rendszeres oktatást (a hatvanas években már rendszeresen oktattam a Műegyetemen Vasbeton szerkezetek tanszékén).

Szakmai működésem is szélesedett. Részt vehettem a Paksi Atomerőmű betonszerkezeteinek dinamikus terhelésekre (földrengés, ütközés, baleseti túlnyomás) történő felülvizsgálatában (8. ábra). Partnerem ebben a munkában Györgyi József volt (Györgyi, Katona, Lenkei, 2002).

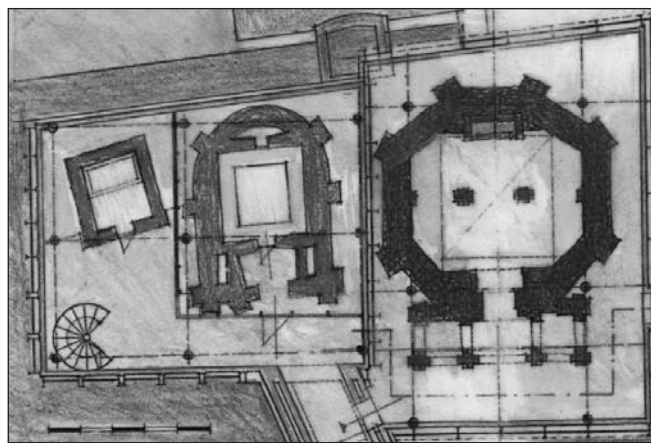


8. ábra: A Paksi Atomerőmű főépületének metszete

Tovább foglalkoztam az élettartam gazdálkodással, a beton szerkezetek öregedésével. Sikerült ritka hosszúságú – negyven éves – felmérést készíteni a cikkem elején már említett feszített beton rácsostartó szilárdságának időbeni változásáról (Lenkei, Kovács K., 2002).

A 9. ábrából látható, hogy a kiváló minőségben elkészített és bevonattal védett betonszerkezet tartósságával nincs probléma, pedig ez a tartó enyhén agresszív környezetben működött negyven évig. Természetesen a roncsolás mentes vizsgálatok megbízhatósága kisebb mint a roncsolásos vizsgálatoké, ami az ábra végén látható különbségeket is indokolja.

Új és érdekes feladat volt az ókeresztény sírkamrák (építész tervező Bachman Zoltán) egy részének védő és bemutató épü-



10. ábra: A sírkamrák és a torony alaprajza (pécsi ókeresztény sírkamrák)

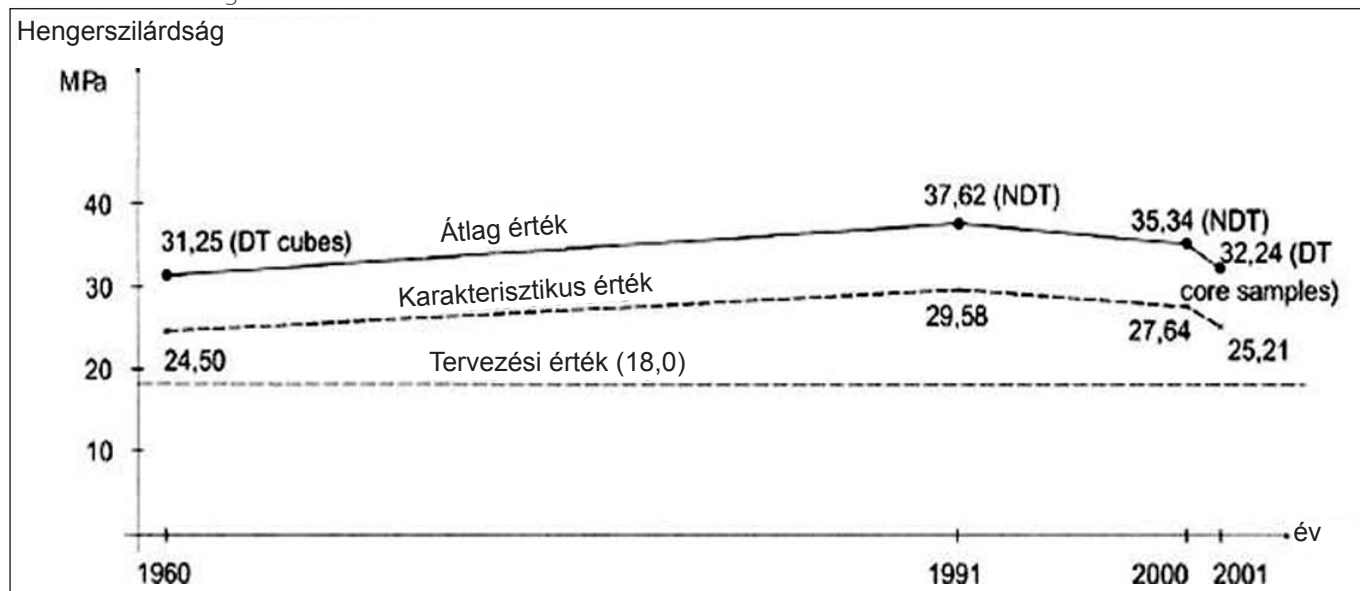
letei tervezésében való részvétel. Itt sikerült megfogalmazni egy újszerű tervezési elvet. Nevezetesen azt, hogy a lényeg a régészeti objektum, a védő és bemutató épületnek egyszerűnek és szerénynek kell lennie, ne vonja el a figyelmet a lényegről (Lenkei, Schubert, Temesi, Vörös G. 2005). Továbbá azt is meg kellett oldani, hogy a közvetlenül csatlakozó, gyakorlatilag alapozás nélküli székesegyház torony ne mozduljon meg.

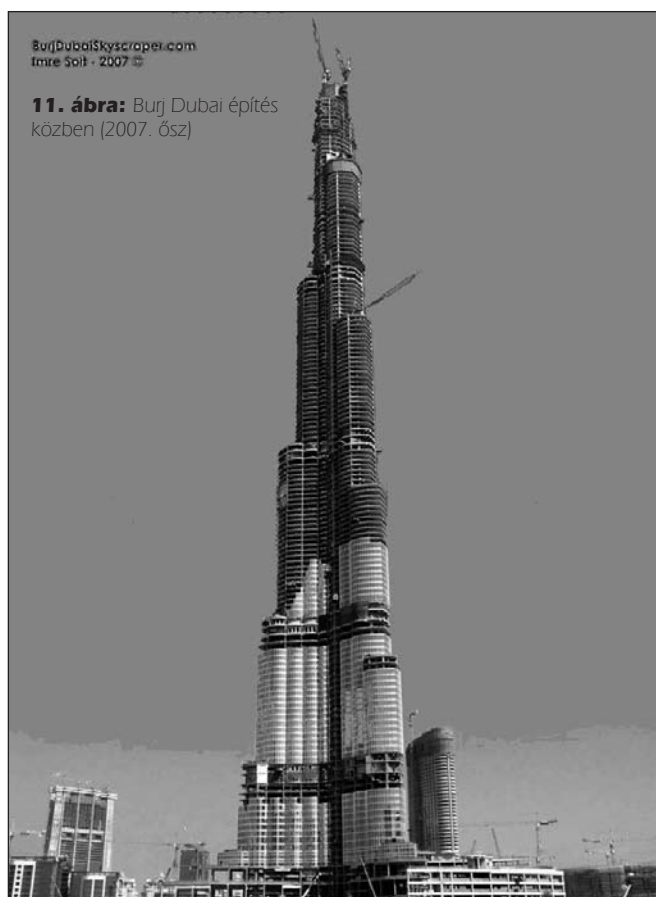
Az oktatás 20 évig nagyon jelentős szerepet töltött be szakmai életemben. Több újítást vezettünk be: az Eurocode-ok oktatását a tartószerkezeteknél, vezető gyakorlati szakemberek mint meghívott előadók rendszeresen tartanak előadásokat szakterületükről. Új tárgyak is bevezetésre kerültek, ilyenek az angol nyelvű kurzusok a magyar rendes és a külföldi vendég hallgatók számára, az építész és építőművész hallgatók részére új tárgy a tartószerkezet kialakításának elvei, új fakultatív tárgyak a szerkezet esztétika és a mérnöki etika, valamint a magas épületek tartószerkezetei.

Fokozott figyelmet fordítottam az oktatási anyagok elkészítésére és frissítésére. Ezek közül ki szeretném emelni a magas épületek területén készített oktatási anyagot, ami tartalmazza a terrorcselekményekből levonható tanulságokat (Lenkei, 2002) és a legmodernebb eredményeket. Például a 2007. őszi utolsó ábra, amit a hallgatóknak bemutattam az épülő Burj Dubai volt. Ez amellet, hogy a világ legmagasabb épülete lesz, még alapvetően beton tartószerkezetű is (11. ábra).

Jelenlegi kutatási területem a várható éghajlatváltozás hatása az épületekre. Ezen belül is elsősorban a tartószerkezetekre gyakorolt jövőbeni hatások becslése (Lenkei, 2005). Erkölcsei kötelességemnek érzem, hogy foglalkozzam az épületek jövő-

9. ábra: A beton öregedése





BurjDubaiSkyscraper.com
tmre 2007

11. ábra: Burj Dubai építés
közben (2007. ősz)

beni biztonságának meghatározásával, hogy utódaink várható kockázatait előre lássuk és a megfelelő alkalmazkodási és hatáscsökkentési lépéseket megtegyük (12. ábra)

A 2007. évtől kezdve csökkent az oktatási és kutatási elfoglaltságom, de életveszélyesen megnőtt a különböző „létfontosságú” bizottságokban játszott szerepem, ahol talán tapasztalataimra tartanak igényt.

5. ÖSSZEFOGLALÁS

Nehéz egy több mint ötven éves szakmai életútról teljes és valószínű leírást adni. Többek között nem lehet leírni a mindennapok problémáit, a kis sikereket és kudarccokat, csalódásokat, az álmatlan éjszakákat.

Ebben a cikkben nem említettem a nemzetközi szakmai életben való részvételemet, különböző vezetői feladataimat és az elismeréseket, amelyeket munkámért kaptam. Úgy gondoltam, hogy most nem ezekről kellett szólni.

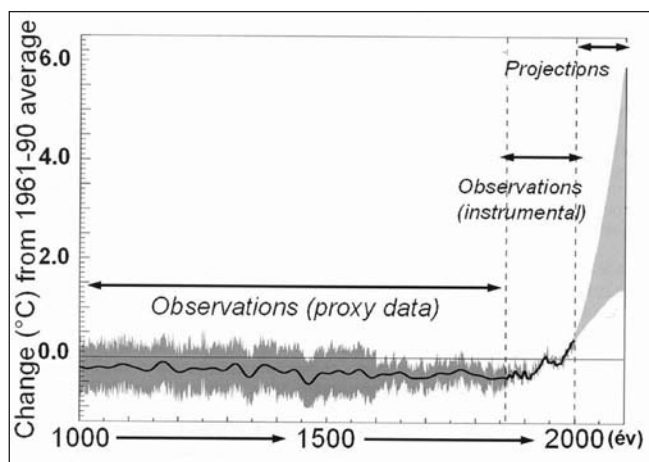
Ugyancsak nehéz rangsorolni, súlyozni a különböző saját tevékenységek jelentőségét, eredményeit. Ezért egy ilyen cikk óhatatlanul szubjektív.

Az biztos, hogy mindig igyekeztem a szakma érdekében az új és általam jónak ítélt változásokkal foglalkozni, az eredményeket használhatóvá tenni, és a fiatalokkal szeretettel foglalkozni.

6. KÖSZÖNETNYILVÁNÍTÁSOK

Azt hiszem ha sikeresnek ítéltetik szakmai életem, akkor ebben sok említett és még több nem említett kollégám segített. Nekik ezúton is hálás köszönetet mondok. Külön hangsúlyos köszönet illeti mentoromat, Gvozgyev professzort, aki sajnos már régen nincs közöttünk.

Végezetül, de messze nem utolsó sorban köszönöm csalá-



12. ábra: A várható hőmérséklet emelkedés a XXI. század végére (IPCC jelentés 2007)

domnak azt a nyugodt hátteret és segítséget ami nélkül ez a szakmai élet is sokkal rosszabbul sikerült volna.

7. HIVATKOZÁSOK

- Ahmed A.R.M., Lenkei, P. (1974) "The effect of the cross sectional dimension on the ductility of concrete", *Acta Technica Ac. Sci. Hung.* 76/3-4, pp. 391-411
- Béres, L., Lenkei, P. (1977) „Behaviour of reinforced concrete structures subjected to repeated service load”, *Acta Technica Ac. Sci. Hung.* 84/1-2, pp. 125-131
- Györgyi, J., Katona, T., Lenkei, P. (2002) „Szerkezeti modellezési problémák a Paksi Atomerőmű földrengés biztonsági értékelése során”, Magyarország földrengés biztonsága, Győr, pp. 139-155
- Lenkei P. (1962) „Utófeszített vasbeton rácsostartó”, *Magyar Építőipar*, 4. pp. 145-151
- Lenkei, P. (1967) „On the yield criterion for reinforced concrete slabs”, *Archivum Inżynierii Ladowej*, XIII/1. pp. 5-11
- Lenkei, P. (1974) „Local and overall specific inelastic rotation capacities in r.c. beams”, *Acta Technica Ac. Sci. Hung.* 79/3-4, pp. 451-463
- Lenkei, P. (2001) „Quasy failure of a concrete foundation”, *Proceedings, Failures of Concrete Structures II.* (ed. T. Javor) Expertcentrum Bratislava, pp. 213-216
- Lenkei P. (2002) „Néhány tanulság a Világkereskedelmi Központ lerombolásából”, BME Hidak és Szerkezetek Tanszék *Tudományos Közleményei*, pp. 99-102
- Lenkei, P. (2005) „Concrete structures and the probable climate change”, *fib 2. Congress Naples*, CD ROM 16-5, pp. 1-3
- Lenkei, P. Kovács, B. (1999) „Life management programe for reinforced concrete structures”, *Controlling Concrete Degradation* (ed. R.K. Dhir & Newlands E. D.) Thomas Telford, pp. 231-236
- Lenkei, P., Kovács, K. (2002) „Durability of a prestressed truss in aggressive environment”, *Proceedings, fib 1. Congress, Osaka*, Session 8, pp. 131-136
- Lenkei, P., Nagy, I. (1973) „Messtechnische Erfassung des verzögerten Bruchvorganges an biegebeanspruchten Trägern aus Stahlbeton”, *HBM Messtechnische Briefe*, 9/2 pp. 38-41
- Lenkei P., Meszlényi R., Tegze J. (2002) „Különleges megoldások vázas épületek szerkezeti megerősítésére”, *Beton és vasbeton szerkezetek védelme és megerősítése II.* (szerk Balázs Gy.) 9/1, pp. 343-349
- Lenkei, P., Schubert, J., Temesi, E., Vörös, G. (2005) „Functional or architectural attractiveness of concrete structure for archeological remains (Harmony or controversy under the earth)”, *Proceedings, fib Symposium, Budapest*, pp. 69-73
- Siviero, E. (1976) „Rotation capacity of monodimensional members in structural concrete”, *CEB Bulletin 105*, pp. 209, 219 and 221

A folyóirat szerkesztősege tisztelettel köszönti Dr. Lenkei Pétert 75. születésnapja alkalmából.

DR. LOYKÓ MIKLÓS

PALOTÁS LÁSZLÓ-DÍJAT KAPOTT 2007. DECEMBER 10-ÉN

UTAM A PALOTÁS LÁSZLÓ-DÍJIG



1. BEVEZETÉS

Roppant meglepetésként ért 2007. október 30-án kora reggel tisztelt elnökünk telefonhívása, melyben gratulált és értesített a Palotás László-díj kuratóriumának döntéséről, mely szerint egyike lehettem a 2007. évi díjazottaknak. Nem voltam felkészülve erre – máig is kételyeim vannak

– mert meggyőződésem, hogy számos kollégám akad, aki talán jobban rászolgált erre az elismerésre, jóllehet magam is megfelelek a díj szabályzatában megfogalmazott feltételeknek. Ebben nyilván az is szerepet játszik, hogy 7 éven át voltam a díj kuratóriumának elnöke, így méltán megítélhetem, hogy az eddig díjazottak mennyivel voltak érdemesebbek. Tény azonban, hogy egyikük sem volt kuratóriumi elnök, ha ugyan ezt érdemként lehet elismerni.

Mindezek előrebocsátása után hálás köszönetemet fejezem ki a kuratóriumnak az elismerését, a fib MT vezetőségének a számomra feledhetetlen díjátadási rendezvényért és mindazoknak, akik jelenlétükkel megtiszteltek.

Az alábbiakban megpróbálom bemutatni azt az utat, melyet bejártam a díjátadásig. Az élet és a sors különleges játéka, hogy ez a díj tökéletes lezárása aktív pályafutásomnak. 2007. év vége 54 év mérnöki munka lezárását jelenti. A folytatás már az érdeklődő szemlélődése és az esetleges hozzászólás lehetősége.

2. A KEZDET

Érdekes módon a Palotás-díjra való érdemességem a kezdetkezetén eldőlt. A kuratórium döntésének alapja ugyanis „a vasbetonépítés terén elért kiemelhető munkásság” igazolása volt. No, de hogyan lettem a vasbetonépítés megszállottja, amikor nem erre készültem?

A diploma megszerzése (1953. 07. 14-én) után váratlan és meglepő események befolyásolták a pályámat szinte az utolsó eseményig, mely mint említettem a PL-díj volt. Mi történt 1953-ban? Az akkori rendnek megfelelően a végző hallgató a diploma mellé kapott egy irányító lapot, mellyel jelentkeznie kellett a kijelölt első munkahelyén. Az én irányító lapomon nem az szerepelt, amire készültem, amit hivatásomnak hittem és amire tanárain felkészítettek. Abban a hitben voltam, hogy Korányi Imre professzor támogatásával az Acélszerkezetek Tanszékére kapok tanársegédi megbízást, ahol már egy éve demonstrárokodtam. Az akkoriban induló székesfehérvári technikumba irányítottak, ami számomra elfogadhatatlan képtelenségnek tűnt. Ennél nagyobb képtelenség már csak az volt, hogy reklamációmra a válasz az volt, hogy a jövő műszaki értelmiségének a nevelését nem lehet egy értelmiségire bízni. Kérdésemre, hogy akkor a technikumi fiatalok nevelése micsoda, a válasz az volt, hogy mehetek oda, ahol befogadnak. Lakásunktól az ötödik épület – Pallavicini ögróf palotája – a Hidépítő Vállalat központja volt az Andrássy úton (akkor Sztálin út). Befogadtak, hála Nagypál Sándor főmérnök úrnak. Hidásznak készültem, de nem egészen így. Augusztus

2-án már a 6. sz. főút Bolond úti völgyhídjának az építésénél találtam magam. Erről a hídról már hallottam előző évben, mert az építés közben leszakadt híderendáival igen csak elhíresült. Viszont vasbeton szerkezet volt és akként állították helyre is, én pedig acélszerkezetből készültem. Utolsó évemben demonstrárokodtam a tanszéken, a diplomatervem egy hatalmas, 153 m hosszú, 79 m támaszközü, háromcsuklós, konzolos rácsos acélszerkezetű vasúti híd volt. Köszönő viszonyban sem voltak az ismereteim az első feladatként kapott előregyártott, beton-beton együttdolgozó, többtámaszúsított 140 m összhosszúságú közúti híddal. A váratlan események sorozata itt nem ért véget. 3 hónap alatt két építésvezető dőlt ki felettem különböző malőrök folytán, így novemberben már én voltam az építésvezető. Rám szakadt az ég. Mint egy örült tanultam az építésvezetés rejtjelmeit és a vasbetonépítés csodáit – betontechnológia, anyagmozgatás, ács és állványozó munka, téliesítés (mert 1954. március 14-re a híd el kellett készülni). Máig sem tudom, hogy hogy úsztam meg, bár visszagondolva semmi csoda nem történt: fantasztikus emberek segítettek a megszállottan kierőszakolt siker elérésében. Itt ismerkedtem meg számos olyan szakemberrel, akivel későbbiekben is szoros együttműködés alakult ki, mondhatni itt és ekkor ismertem meg a hidépítés és vasbetonépítés minden lényeges mozzanatát, csinját-binját, fortélyát. A teljesség igénye nélkül engedtessek meg, hogy felsoroljak, közülük egyeseket, akik – mondhatom – elindítottak pályámon: a már említett Nagypál Sándor, továbbá Laber Kornél, Lébényi László, Träger Herbert, Apáthy Árpád, Ullrich Zoltán, Bölcskei Elemér, Haviár Győző, Ócsvár Rezső és közvetve Palotás László. A híd elkészült, a 6-os út megnyílt, a pécsi Nádor Szálló éttermében tartott avatőnnepségen a szokásos kitüntetés-osztáson a közlekedési miniszter szólította az első kitüntetettet – egy ácsot (aki abszolút érdemes volt, hisz én javasoltam) – azzal a megjegyzéssel: „a műszakiak örüljenek, hogy nem csukatom le magukat”. Sok zűr volt ezzel a munkával. Ebből is lehetett tanulni. Szóval elindultam a vasbetonépítés útján és örökre szívembe zártam a hidépítést, ami mint ma már megállapítható, mániámmá vált.

Tehát az első munkahely a 6.sz. főút Bolond-úti völgyhíd volt néhány kiegészítéssel (hajóroncs kiemelése Bátánál, bunkerépítés a határövezetben), majd következett Budapesten a Horváth Mihály téri telefonközpont bunkere, a csepeli Vasműben fenoszolván-üzemépület és medencék, illetve ezzel párhuzamosan a Szabadkikötőben rézsűs partfal helyreállítás. Úgy ítéltam meg, hogy két év intenzív kivitelezői gyakorlat elég felkészülés a tervezői gyakorlathoz és a statikusi ismeretekből is maradt még annyi, amire építkezni lehet. Így éltem az akkori jogaimmal és kértem az áthelyezésem az Uvatervbe, ahol a fogadókészség megvolt.

3. A FOLYTATÁS

1955-1971 között az Uvatervben – természetesen a Hídirodán – tervező, majd irányító tervező és 1964-ben már a vállalat legfiatalabb osztályvezetője voltam. Ebben a 16 évben rendkívüli eseményeknek lehettem szereplője, néha főszereplője. Kezdetben kisebb feladatokat kaptam, beletanultam a tervezői gyakorlatba. Belépésemről fogva kissé csodabogárnak szá-

mítottam, mert nagyon fiatal voltam (az akkori ottani fiatal társasághoz képest is), látszólag sok mindenhez értettem és igen széles tekintélyes ismeretségi köröm volt. 1958-ban indult az új Erzsébet híd végső tervezési munkája (az előkészítő tanulmányok, vázlattervek, javaslatok évekkal előbb megindultak és lezajlottak) Sávolgy Pál irodavezető irányításával. Az ő elveinek megfelelően folyt a tervezés. A hatalmas munkát részfeladatokra osztotta és a vasbeton szerkezetek tervezésének irányítását rám bízta. Így lettem az alépítmények és a budai feljáró, illetve csatlakozó műtárgyak felelős tervezője. Ennél is nagyobb és felelősebb megbízatásnak tartottam a kiviteli munkák fokozott tervezői művezetését. Az 1964. novemberi átadásig időm nagy részét az építkezésen töltöttem.

Az Erzsébet híd munkái alatt ért a már sokadik, de a vasbetonépítés szempontjából alapvető szerencse. 1962-ben a KPM részéről tagja lehettem Róma-Nápolyban a IV. FIP kongresszuson résztvevő magyar delegációnak. Megvallom, akkor még fogalmam sem volt róla, hogy mi a FIP. Akkor még nem volt Magyar Tagozata a nemzetközi szervezetnek, de a legjobb magyar feszítési szakemberek személyi kapcsolataik és a külföldi szakirodalom révén teljes képpel rendelkeztek a szervezet működéséről és szakmai jelentőségéről. Palotás professzor úr közbenjárására nyílt lehetőség először 1962-ben, hogy magyar szakemberek is részt vehessenek a kongresszuson. Óriási dolog volt ez akkor. Jőmagam először hagytam el az országot! És milyen társaságban! Érdemes felidézni a névsort: Apáthy Árpád, Bölcskei Elemér, Csonka Pál, Egyed Ferenc, Garay Lajos, Palotás László, Ruzicska Béla, Szalai János, Tassi Géza, Thoma József, Visy Zoltán, végül én, a csapat benjaminja. A kongresszuson látottak, hallottak és a hazacipelt töméntelen folyóirat, prospektus, kiadvány évekre adott forrásanyagot, feldolgozni valót. Ettől kezdve lettem elkötelezett híve, harcosa és művelője a feszített vasbetonnak, tettem meg mindent, amire lehetőségem volt a tervezés, a kivitelezés, a szabályzati előírások kialakítása terén. Az elkövetkező 60-as évek személyem körüli változásai mind ebbe az irányba mutattak.

1964-ben osztályvezetői kinevezést kaptam. Kereken hét évig agy igen-igen tehetséges, roppant sokoldalú, 30 fős alkotógárdának lehettem vezetője, irányítója. Műhelyünkben számos közúti és vasúti híd, hírközlési vb. tornyok, acélszerkezetű antenna rendszerek, valamint állványok a társosztályok műtárgyaihoz és vasúti provizórium tervei kerültek ki. 1969-ben, az 1965-1967 között, az ÉKME Gazdasági Mérnöki Szakán, esti tagozaton elvégzett tanulmányaim után, okl. gazdasági mérnöki oklevelet kaptam kitűnő minősítéssel. A benyújtott diplomatervet a vizsgabizottság doktori cselekmények alapján elfogadta és ennek megvédése után 1971-ben műszaki doktorrá avattak. A disszertáció címe: Előregyártás és feszítés optimális kombinálása korszerű vasbeton hídszerkezetek létesítésénél. Ebben az 1970-es évekre várható igen jelentős infrastruktúra-fejlesztésnek a hídépítésre vonatkozó hatásaival is foglalkoztam a szorosan vett vasbeton – feszített vasbeton, monolit és előregyártott műtárgyépítés gazdasági hatékonysági problémáin túlmenően. A tanulmány elég mély visszhangot keltett, melynek eredményeként 1971-ben áthelyeztek a Hídépítő Vállalathoz, lehetőséget adva arra, hogy a gyakorlatban kamatoztassam elméleteimet.

4. AZ ALKOTÓKOR

1971-1978 között a Hídépítő Vállalat műszaki igazgatója voltam azzal a határozott megbízatással, hogy a vállalat hídépítő tevékenységét mind mennyiségileg, mind színvonalában

(korszerűségében) fel kell javítani. Ehhez a munkaellátottság maximálisan biztosítva volt. Bizonyos mértékig az igények jelentősen meghaladták a lehetőségeket, viszont az alapok megvoltak, értem ez alatt, hogy minden akkor elfogadott építési technológia már élt a vállalatnál, legfeljebb szunnyadt. A fejlesztés lehetősége a személyi állomány bővítése, a technikai állapot feljavítása és olyan építéstechnológia központba állítása volt, melyek együttesen a vállalat gazdasági helyzetén is jelentősen javítanak. Megoldás a regionális helyszíni előregyártás volt (minden vasbeton hídszerkezeti elemre kiterjedően) a feszítéssel kombinálva. Ez bővítette az üzemi előregyártással lefedett kapacitást, javította a helyszíni munka minőségi színvonalát és nem utolsósorban a vállalat rentabilitását. Hét év alatt megháromszorozódott a mérnökök száma a cégnél. A géppark sokszorosára duzzadt. Olasz, angol, német és osztrák gépeket szereztünk be saját kiválasztás és betanulás mellett. Kow-how szerződéseket kötöttünk a szabadszerelésű és szabadon betonozott feszített vb. felszerkezetű hídépítési technológiákra. A monolit szerkezetek építését korszerű állvány és zsaluzó rendszerek bevezetésével tettük hatékonyabbá. Az eredmény nem maradt el. Szépszámmal jelentős hidat építettünk: algyői Tisza-híd, városközi völgyhíd, budapesti MOH és BAH csomóponti felüljáró, drávaszabolcsi Dráva-híd alapozása, 58.sz. főút pécsi felüljárója, kunszentmártoni és köröstarcsai Körös-hidak. Ezek mellett ezen időszak szülötte a Millenniumi kis földalatti meghosszabbítása és a hármashatár-hegyi tv torony, de megindult az M3 autópálya hídjainak az építése és folytatódott az M1 autópálya hídépítések.

Igen jelentős előrelépés volt a nagyatmérőlű fűrt cölöpök készítésére alkalmas géplánc munkába állítása az új szegedi Tisza-híd és a budapesti Szikra lapnyomda alapozásánál. Nagyon sikeres időszak volt. Meg kellett szakadjon, mert a vállalatot felügyelő miniszterhelyettes és köztem feszülő ellentét feloldhatatlanná vált. Makacságomból annyi eredmény született, hogy „közös megegyezéssel” visszahelyeztek az Uvater Vádiródájára.

1978-1993 között újra az Uvater. 1985-ig a Hídiróda irodavezető-helyettese, 1985-1991 között a vállalat gazdasági igazgatója, végül 1990-ben vezérigazgató-helyettese, majd nyugdíjasa. Irodavezető-helyettesként áttekinthettem és koordinálhattam a nagyobb hídtervezéseket. Önálló feladatként irányítottam budapesti Árpád-híd szervezési és technológiai tervezését, az építés helyszíni művezetését.

Munkásságomat áttekintve kiemelt helyen szeretném megemlíteni egyetemi oktatói pályafutásomat, ami 1965-től mai napig is szívem csücske és sok-sok örömet, megtiszteltetést jelentett. 1965-ben Bölcskei Elemér professzor hívott meg a Vasbetonszerkezetek Tanszékére külsős gyakorlatvezetőnek. Ez akkoriban másodállás volt, igen szigorú órarenddel és tartós elfoglaltsággal a nappali tagozaton. Később óraadóként a szakmérnöki képzésbe és a mérnöktovábbképzésbe is bekapcsolódtam. 1975-ben oktatói munkám elismeréseként címzetes egyetemi docens címet kaptam. 1980-tól az Állami Vizsgabizottság tagja lettem és egészen a legutóbbi időkig elláttam diplomatervezési konzulensi és bírálói feladatokat. 1978-ban és 1989-ben jelentek meg társszerzőként írott egyetemi jegyzeteim (Juhász-Loykó: Vasbeton híd és szerkezetépítés; Tassi-Loykó-Királyföldiné: Vasbeton hidak szerkezeti kialakítása).

Évek során szakmailag igen sokra értéktem a Közúti Hídszabályzat módosításaiban, fejlesztésében való részvételemet. 1967-ben kapcsolódtam a munkába, először még megbízásos keretek között, később a 80-as években Hídszabályzat Bizottsági tagként, majd az ezredforduló táján a megalakult MAUT tagságban vállalt Ütögi Műszaki Előírások vonatkozó „szabvány” fejezeteinek kidolgozói között. Merem hinni

és tudni, hogy a magyar Közúti Hídszabályzat nemzetközi mércével mérve is az egyik legjobban alkalmazható szakmai előírás a hídtervezés és -kivitelezés számára, köszönhetően a mindenkori összeállítóknak.

1985-ben váratlanul ért a gazdasági igazgatóságra történt felkérés. Itt is a vállalat szorult anyagi helyzete készítette az illetékeseket (vállalatvezetés és felügyeleti szerv, de már más miniszterhelyettes) egy szakmabeli, műszaki-gazdasági ismeretekkel és gyakorlattal rendelkező önkéntes beállítására. Ez a munkakör és feladat némileg eltért a híd- és vasbetonépítés területéről, de nagyon izgalmas időszaka volt életemnek. Több százmillió problémája (kinnlevőség, likviditás, létszám és bér stb.) megoldásával kellett megküzdeni, közte a vállalat átalakítását gazdasági társasággá úgy, hogy lehetőleg a legtöbb érték (szakemberek, kapcsolatok, hírnév, anyagiak) átmenthető legyen. Én nagyon remélem, hogy minden a legkisebb veszteséggel megvalósult, bizonyíték erre a vállalat máig sikeres működése (természetesen lényegesen leszűkült piaci megjelenéssel). Nyugdíjazási kérelmemnek sajnos egészségügyi okai voltak, de a vállalatnál nem tudtam elszakadni. A tulajdonosi kör megtisztelt azzal, hogy 1991-1993 között a vállalat Felügyelő Bizottságának elnöke lehettem. Ennek 1993-ban egy ostoba és rosszindulatú, személyem ellen irányuló támadás (összeférhetetlenségi vád) vetett véget. Le kellett mondanom és ezzel az Uvatervvvel minden kapcsolatom megszűnt, de szerencsémre nem a szakmával. Jött dr. Dalmy Dénes és ajánlatot tett a folytatásra.

5. MÉG EGY FELLÁNGOLÁS

1993-2006 között a Pannon Freyssinet Kft. műszaki tanácsadója, vezető tervezője voltam. Ritka ajándéka az életnek, hogy a legvégén, nyugdíjasként teljes értékű munkát végezhettem úgy, hogy bejutottam egy új területre, amely teljességében lefedte azt a szakmai területet, melyen negyven évvel korábban elindultam, s amely érdeklődésemet mindig is lekötötte. A beton, vasbeton és feszített vasbeton szerkezetek erősítéséről, rehabilitációjáról van szó, külsőkábeles feszítópázmás megoldással. 13 év alatt kb. 40 db híd, néhány épület, körszimmetrikus tartály, támfal vb. szerkezeti elemeit sikerült megerősíteni, teherbírását a megnövekedett igényeknek megfelelővé tenni. Ezeknek a munkáknak külön bája volt az alapos feltáró munka, a gondos mérlegelés, majd legtöbb esetben a cég által (így közvetlen befolyásom melletti) megvalósítása. Csodálatos időszak volt, szintizsta szakma és tudomány, egészen kiváló munkatársakkal. Fájó szívvel kellett abbahagynom, most már visszafordíthatatlan egészségi okokból.

Megragadom az alkalmat, hogy röviden összefoglaljam a **HIDAK, ÉPÜLETEK ERŐSÍTÉSE**

terén szerzett tapasztalataimat és a gyakorlatban utólagos feszítéssel elért eredményeinket. Erre kiváló lehetőséget ad dr. Dalmy Dénesnek a Mérnöki Kamara rendezésében tartott előadássorozatának tematikus összefoglalója. Az előadások legutóbbi állomásán – Pécsen – előadója is lehettem a témának, amint szerény szereplője a folyamatnak.

5.1. A meghibásodások okai

Meggyőződésünk, hogy világméretű krízisről van szó, az infrastruktúra rohamos és tömeges tönkremenetelének vagyunk szemtanúi.

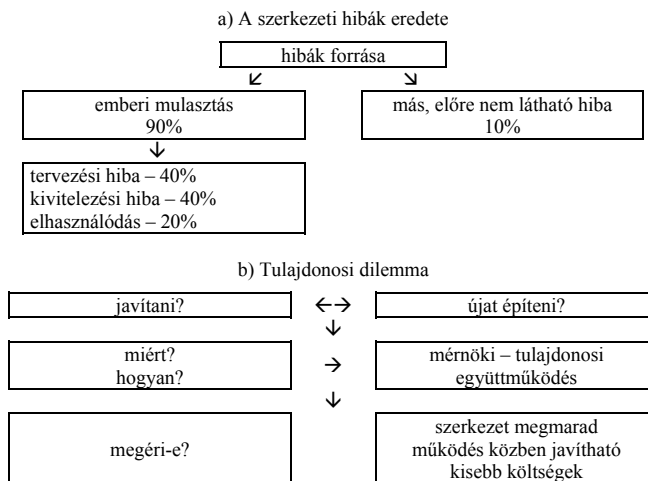
Az okok két területen jelentkeznek:

- új szerkezeteknél: tervezési és kivitelezési hibák,
- meglévő szerkezeteknél elhasználódás,

- környezeti károk, fenntartási hiányosságok,
- szabványváltás: terhelésnövekedés, forgalomnövekedés, kapacitásbővítés.

5.2. A feltárt szerkezeti hibák elemzése

Mikor erősítjük meg a szerkezetet?



- ha szemmel látható tönkremenetel, korróziós károsodások, alakváltozások, repedések stb. jelentkeznek;
- ha a szerkezet nem felel meg teherbírási, alakváltozási, repedéskorlátozási stb. követelményeknek;
- ha az építmény funkcionális követelményeket nem elégíti ki;
- ha a károsodást okozó folyamat megállapítható

A megerősítés módjai

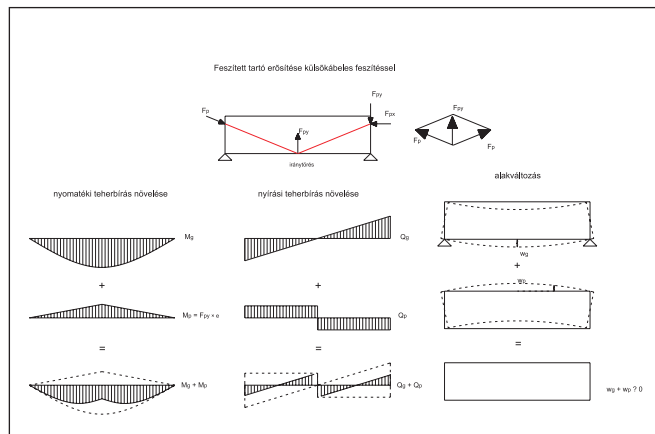
	tömegnöveléssel	tömegnövelés nélkül
passzív erősítés	- együttléplő lemez, köpeny - lőtt beton köpeny - acélszerkezet	- ragasztott acéllemez - szénszálas lamella - cementinjektálás - szlicelt vasbeton többlet acélbetét
aktív erősítés	-	feszítés: - rúd - külsőkábeles

A feltárt okok elemzése és a megoldás mérlegelése az erősítési munkák legkényesebb momentuma. Természetesen itt is elsődleges a költségoldal – ami mindig komplex szemléletet igényel – de lehetségesek olyan szempontok is (idő, forgalomkorlátozás, környezet stb.), ami pénzben alig kifejezhető. Ekkor elsődlegesek a tulajdonosi igények.

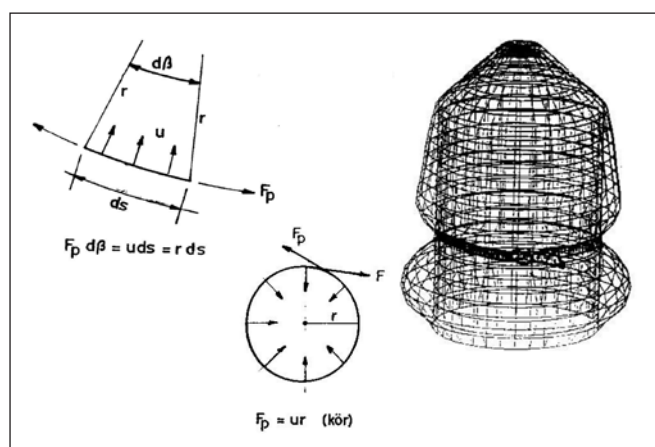
A jelen szűkebb tájékoztató elsődlegesen az aktív külsőkábeles feszítési móddal foglalkozik, megjegyezve, hogy az összes felsorolt erősítési mód bármely kombinációja mérlegelhető (teljesen tiszta megoldás alig akad).

5.3. Kis ízelítő az erősítés statikájából

a) Gerendák, lemezek erősítése



b) Körszimmetrikus szerkezetek



F_p a lehorgonyzó helyen bevitt feszítőerőből a feszültségvesztés után számított külső erő

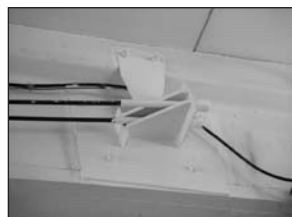
5.4. Mi kell a külsőkábeles megerősítéshez

a) szerkezeti anyagok

- feszítópászma
- lehorgonyzó fej
- lehorgonyzó ék
- kábelvédő cső
- injektáló habarcs



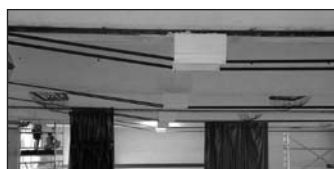
b) szerkezeti elemek



lehorgonyzó
szerkezetek



iránytörő
szerkezetek



c) az erősítés kellékei

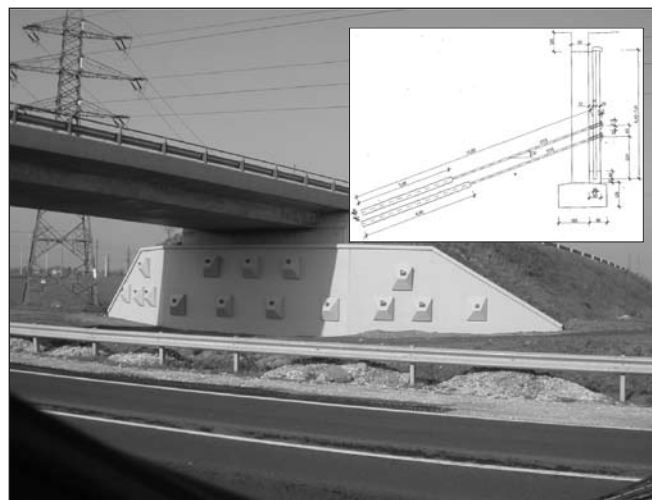
- feszítés anyagai, berendezései
- gyémántfejes fúró
- vésőgép
- kevés, de jó beton
- acélszerkezet
- dübel

5.5. FŐ ALAPELVEK A TERVEZÉS-HEZ ÉS A KIVITELEZÉSHEZ

- A szerkezet külső megjelenése ne változzék: tudomásul kell venni, hogy az utólag felrakott, erősen kihangsúlyozott megerősítés a laikus szemlélőben gyakran kelt veszélyt jelez.
- Ezért az erősítés külső jelei a szerkezet nézetében lehetőleg ne, vagy alig jelenjenek meg.
- A lehorgonyzások korrózió és mechanikai védelmét többszörösen biztosítani kell.
- A feszítőkábeleket úgy kell elhelyezni, hogy a legegyszerűbb kialakításuk legyenek és legkevesebb bontással lehessen beépíteni.

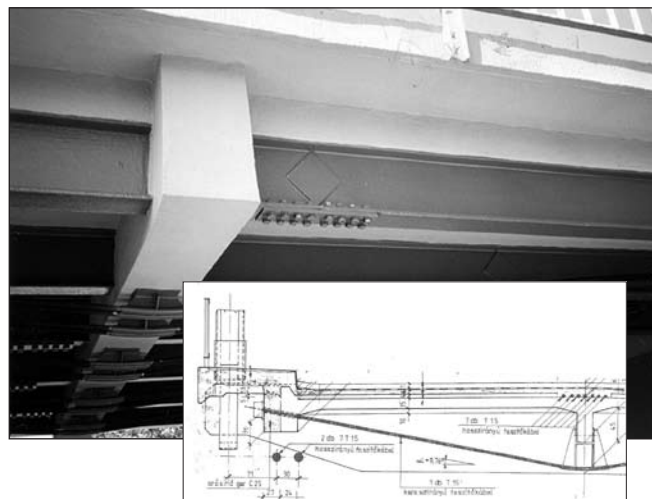
5.6. Néhány példa hidak megerősítésére

a) Alapok, támfalak megerősítése



b) Hidak megerősítése

- Sárvár, Rába-híd



Budapest, Csévéző úti felüljáró



- A külsőkábeles feszítés megvalósítása egyszerű, helyszíni mérésrel jól követhető és ellenőrizhető.
- A forgalom és a működés fenntartása mellett a megerősítés végrehajtható (de így hosszabb idő alatt).
- A meglévő szerkezetek minimális roncsolásával elvégezhető a kábelek szerelése és feszítése.
- Esztétikailag és lélektanilag is jó megoldás.

Mire nem adtam választ eddig e hosszúra nyúlt egyéni útmértetés során?

„A vasbetonépítés terén elért kiemelkedő munkásságom-
ról”

Volt ilyen? Nem tudom, de remélem! A kezdettől – Bolond úti völgyhíd – a befejezésig – 33. sz. főút KFCS-híd erősítése – megéltem és aktív résztvevője lehettem a vasbetonépítés óriási fejlődésének. Az igencsak kezdetleges helyszíni betonkeveréstől – a váltakozó eredményű kockaszilárdságoktól – a szuperszilárdságú transzport betonig; a sima A 36.24.12 jelű betonacéltól a nagyszilárdságú bordás acélbetétig és a feszítőpázmákig szinte mindent végigcsináltam. A különböző orientáltságú előregyártásokról, valamint az építéstechnológia anyagi és technikai fejlődéséről nem is beszélve. Elsősorban alkalmazója és hasznónélvezője voltam a fejlődésnek. Ha valami kicsivel is hozzá tudtam járulni mindehhez, az örömmel és büszkeséggel tölt el.

Végül ezúton is ez alkalommal mondok köszönetet mind-
azoknak, akik e hosszúnak és sikeresnek mondható pályán
tanítottak, vezettek, vagy mint vezetettek támogattak. Nélkülük
semmire sem mentem volna. Még egyszer köszönet.

PROF. IVÁNYI GYÖRGY

PALOTÁS LÁSZLÓ-DÍJAT KAPOTT 2007. DECEMBER 10-ÉN

VIZZÁRÓ BETONSZERKEZETEK

– NÉMET IRÁNYELVEK A TERVEZÉSHEZ ÉS KIVITELEZÉSHEZ –



1. BEVEZETÉS

A szerző vezetésével hosszú évek munkájaként jelent meg 2003. novemberében a német irányelv a Deutscher Ausschuß für Stahlbeton szervezésében: „DAfStb-Richtlinie: Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton”, mely a vízzáró betonszerkezetek tervezését és kivitelezését szabályozza. Az irányelvet egy munkacsoport dolgozta ki, melynek összetétele megfelelt a DIN előírásának: tervezőirodák, kivitelező vállalatok, hatóságok, különböző szakmai szervezetek, mint pl. a Beton Verein és a tudomány képviselői vettek részt a munkában. Ennek megfelelően az irányelvnek szabványjellege van.

Már az irányelv kidolgozása során felmerült a résztvevők általános kívánsága: a komplex előírások alkalmazásához magyarázatok szükségesek, így újabb háromévi munka után megjelent a Deutscher Ausschuß für Stahlbeton kiadásában 2006-ban, mint Heft 555 egy részletes ismertetés, mely az előírások hátterét világítja meg: „Erläuterungen zur DAfStb-Richtlinie: Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton”.

Az irányelv lényegében az elmúlt több mint három évtized „sikeres gyakorlatát” foglalja össze. Az első ún. „fehér kádak” – „weiße Wanne” – már a múlt század 60-as éveiben készültek, kihasználva az alapelvet: tömör beton, jól tervezett repedés gátló vasalás, gondos kivitelezés – különösen ami a munkahézagok és fugák kialakítását és a beton utókezelését illeti – szükségtelemnek teszik a talajvízben álló építmények külső szigetelését. Sajnos, sok hibásan kivitelezett építmény rontotta a vízzáró betonszerkezetek hírnevét, különösen egyszerűbb építmények, mint pl. lakóházak pincéi, tehát a nem olyan gondosan tervezett és kivitelezett objektumok, váltak gyakran „vízmedencékké”, javításuk nemritkán többre került, mintha külső szigeteléssel készültek volna. Mindez arra utalt, hogy a „jó gyakorlat” összefoglalása egy irányelvben elengedhetetlen.

Az irányelv ennek megfelelően a múltbéli „hírrontó” építmények miatt elsősorban az általános magasépítési és ipari építmények részben vagy teljesen talajba süllyesztett betonszerkezeteire vonatkozik, melyeknél a beton teherhordó és szigetelési funkciót is betölt. Annak ellenére, hogy részletes előírások medencékre, támfalakra, mélyépítési szerkezetekre és igényesebb mérnöki szerkezetekre hiányoznak, az irányelvek alkalmazhatók ezekre a szerkezetekre is.

2. VIZZÁRÓ BETONSZERKEZETEK ALAPELEMEI

A vízzáróság elérésének három eleme van:

- beton
- repedések
- fugák és munkahézagok.

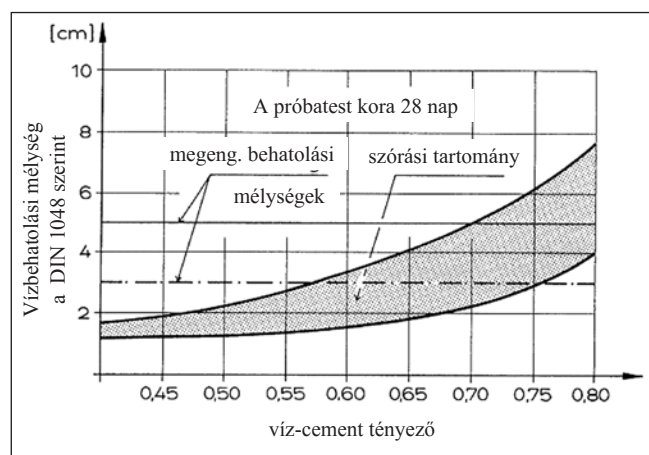
Ezt különösen hangsúlyozni kell, mert a múlt hibáinak fő forrása abban kereshető, hogy a „vízzáró beton-t” a „vízzáró

betonszerkezettel” keverték össze, a másik két elemet pedig, mint további szükséges konstrukciós szabályokat sem tartották be.

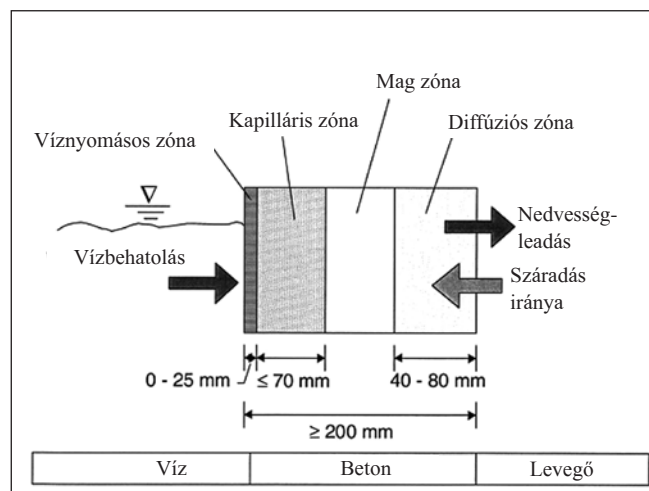
2.1 Beton

Rövid ideig ható víznyomás egy beton próbatest pórusaiban egy, a víz-cement tényezőtől függő telítést idéz elő. Általánosan ismert erre vonatkozóan a „Bonzel-diagram” (1. ábra), mely szerint legfeljebb 0,60 víz-cement tényező csak 30 mm nagyságrendű víz behatolást idéz elő. Ezt az értéket írja elő az irányelv is, mint egy tervezési minimumot.

Magasabb víz-cement tényezők különösen a hosszú távú kapilláris vízbehatolást segítik elő, melynek során egy ún. $\sqrt{t}$ -törvény szerinti vízbehatolás várható, mely a keresztmetszetet teljesen átmedvesíti. Ez a törvényszerűség a megkövetelt határértéknél már nem várható, a 0,60-as víz-cement tényezőhöz tartozó állapotot $t = \infty$ mutatja szemléletesen a 2. ábrán. A talajvíz felőli oldalon előáll egy vékony telített pórusú réteg, ezt követi egy néhány cm vastagságú réteg kapilláris vízbehatolással, a betonmagban egyensúlyi állapot van, s a belső oldalon egy diffúziós zóna alakul ki, melyben a használat körülményeitől függő páraegyensúly áll elő. Ebben a belső



1. ábra: Bonzel-diagram



2. ábra: Transzport-modell

rétegben zajlik le a kiszáradás folyamata is, amely néhány hónapig, esetleg egy-két évig is eltarthat, szintén a belső körülményektől függően.

A 2. ábra szerinti vízbehatalás-modell tudományosan megalapozott, működése hosszú évek során bebizonyított, ilyenformán ez a vízzáró betonszerkezetek megvalósíthatóságának alapelve. A modell érvényességéhez tartozik azonban egy további feltétel is: a víznyomásnak kitett szerkezetek keresztmetszetét olyan méretűnek kell választani, hogy a modell szerinti rétegek ki tudjanak alakulni – különösen vonatkozik ez a követelmény egy elegendő méretű magzónára. Ennek megfelelően az irányelv szabályozza a minimális keresztmetszetek méreteit (1. táblázat).

1. táblázat: Ajánlott minimális vastagságok az irányelv szerint (mm-ben)

	Építmény-rész	Igénybevételi osztály	Kivitelezés módja		
			Helyszíni beton	Szendvics-falak	Előregyártás
1	Falak	1 ¹	240	240	200
2		2 ²	200	240	100
3	Alap-lemezek	1 ¹	250	-	200
4		2 ²	150	-	100

¹ Igénybevételi osztály 1: Víz nyomással vagy nyomás nélkül, időnként felduzzadó szivárgó víz

² Igénybevételi osztály 2: Talajnedvesség és nem felduzzadó szivárgó víz

³ Különleges beton- és kivitelezéstechnikai intézkedések esetén 200 mm csökkentés lehetséges

A táblázat falakra és alaplemezre vonatkozó minimális keresztmetszeteket ír elő a víznyomás („Beanspruchungsklasse” 1: talajvíz, 2: talajnedvesség) és a kivitelezés módjától („Ausführungsart”: helyszíni beton, szendvics-konstrukció vagy előregyártott elem) függően. Az „Elementwand”-dal jelölt szendvics-konstrukció alatt két előgyártott panel között helyszíni betonnal kitöltött falazat értendő (lásd 8. ábra).

A megfelelően választott víz-cement tényező csak tervezési minimál-követelmény. A választott betonnak további feltételeknek is meg kell felelnie:

- a beton hőmérséklete az évszaknak megfelelő
- a hidratációs hő korlátozott
- az utókezelés optimális, a külső körülményeknek megfelelően választott kell legyen. Mindezen kiviteli körülmények már a tervezés folyamán figyelembeveendők.

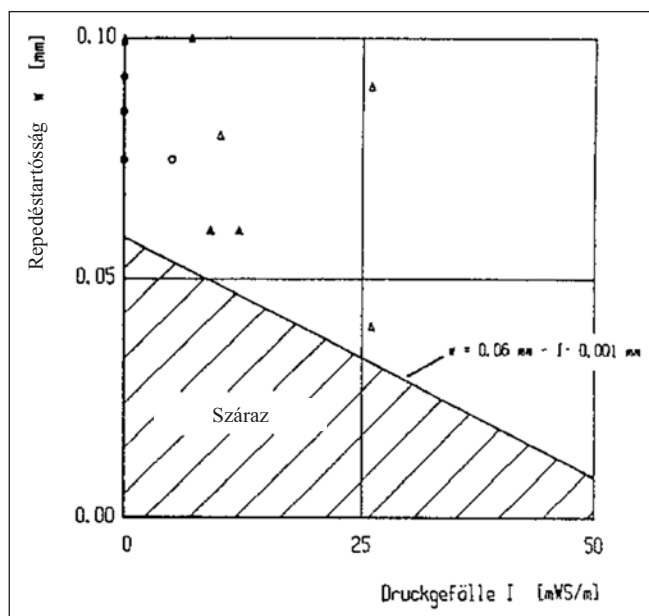
2.2 Repedések

Nyomatéki igénybevétel következtében nyomott betonövré ugyanazok a feltételek érvényesek, mint a repedésmentes betonra.

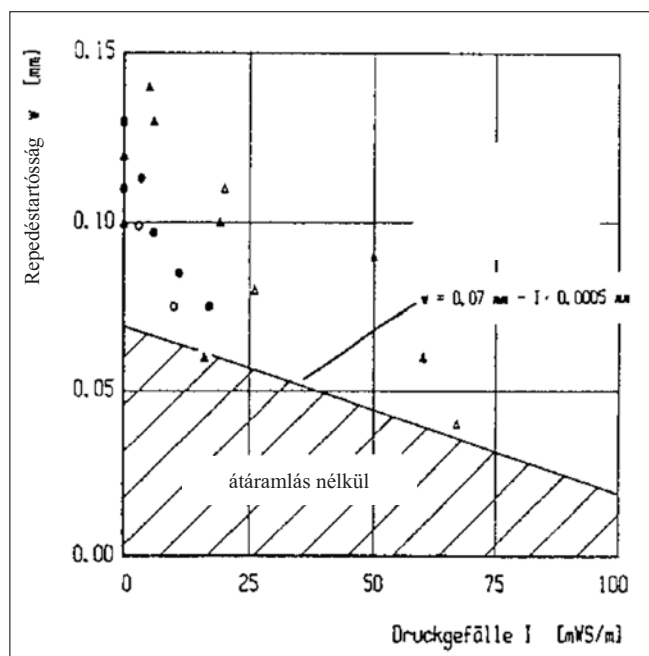
A teljes betonkeresztmetszeten áthatoló repedéseken vízteljesítés csak a repedés tágassága, a víznyomás, annak időtartama és a betonkeresztmetszet mérete függvényében ítéltethető meg. A víznyomás (m-ben kifejezett hidrosztatikus nyomás) és a betonkeresztmetszet (m) viszonyára a német irodalomban a „Druckgefälle [mWS/m]” szolgál, mint paraméter. Nyomásésnek fordítható, de a magyar műszaki nyelvben még nem ismert.

A 3. és 4. ábra kísérleti eredményeket mutat, Ripphausen disszertációjából, rövid időtartamú víznyomás esetére.

A 3. ábra szerint már hajszálrepedések is ahhoz vezetnek, hogy a víznyomással szembeni oldalon a betonfelület nem marad száraz: példaként szolgáljon egy „Druckgefälle” 10, amely 10 m hidrosztatikus nyomásnál egy 1,0 m-es keresztmetszeten áll elő, s ebben az esetben egy repedéstágasság 0,05 mm a határérték egy a repedés ellenére is száraz belső felületre.



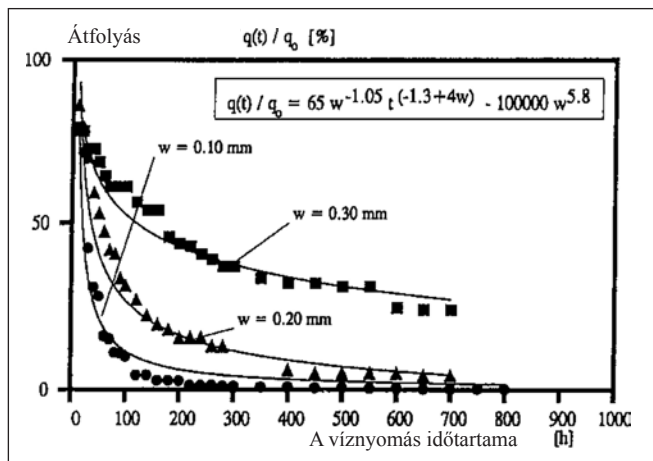
3. ábra: Megengedett repedéstágasság a „Druckgefälle” függvényében – a víznyomással szembeni felület „száraz”



4. ábra: Megengedett repedéstágasság a „Druckgefälle” függvényében – a víznyomással szembeni felület „nedves”, de nem vízvezető

Amennyiben egy nedves belső felület még eltűrhető, anélkül hogy a belső felületen állandó vízvezetés, vízkilépéssel kombinálva, álljon elő, az elfogadható repedési tágasság ugyanerre az estre a 4. ábra szerint mintegy 0,07 mm, tehát alig több. Ezek a repedéstágasságok vasalással gazdaságosan nem biztosíthatók, tehát nem képezhetik tervezés alapfeltételét. Az eredmények azonban gondolatban felhasználhatók annak megítélésére, hogy milyen hatása lehet egy nem elvárt hajszálrepedésnek, különösen hosszabb ideig tartó víznyomás következtében, amikor is kedvezőbb feltételek állnak elő: a repedések „ön-gyógyulása” (Selbstheilung) eredményeként.

A repedések „öngyógyulása” elsősorban egy kémiai folyamat eredménye: a vízvezetés hatására kioldódik a cementből egy kalciumkarbonát-réteg, melynek tömítő hatása következtében a repedést áthatoló vízmennyiség az idő függvényében lecsökken, kedvező esetben olyannyira, hogy csak egy nedves felület marad vissza további vízvezetés nélkül. Erre vonatkozó kísérletek szintén egy disszertáció keretében folytak, Frau Edvardsen munkásságaként. Az 5. ábra egy diagramban foglalja össze a kezdetben vezetett vízmennyiségre vonatkoz-



5. ábra: Edvardsen kísérleti eredményei

tatott, az idő függvényében csökkenő mennyiségű vízvezetést a repedés tágasságától függően. A diagramban a víznyomás nagysága eliminálható volt. Teljes repedéstömítődés várható a diagram szerint kb. 8-10 nap elteltével 0,10 mm-es repedéstágasságnál, nagyfokú csökkenés áll elő 0,20 mm tágasságú repedés esetében kb. 1 hónap után, 0,30 mm tágasságú repedés ezen idő elteltével is vízvezető marad.

2. táblázat: Megengedett repedéstágasságok a „Druckgefälle” függvényében az irányelv javaslata szerint, ha a vízbehatalásnak a repedések öngyógyulása határt szabna

	1	2
	„Druckgefälle” h_w/h_b^1	Irányszám ²
1	≤ 10	0,20
2	$> 10 \leq 15$	0,15
3	$> 15 \leq 25$	0,10

¹ h_w = a víznyomás magassága m-ben; h_b = az építményrész vastagsága m-ben

² agresszív víz $> 40 \text{ mg/l CO}_2$ (mészen oldott szénsav) és $\text{pH} < 5,5$ esetén a repedések öngyógyulásával nem szabad számolni

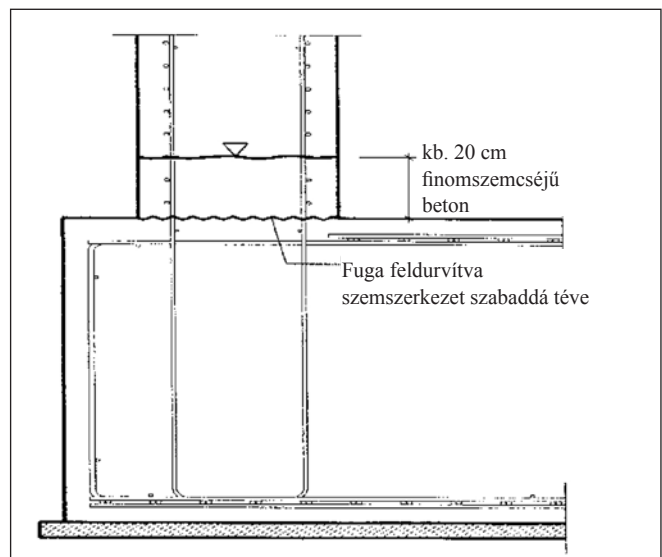
Az irányelv javaslatát a „Druckgefälle” függvényében a megengedett, számított repedéstágasságokra a 2. táblázat foglalja össze. Ezen feltételek betartásával elérhető, hogy rövidebb vagy hosszabb idő elteltével a vízvezetés a repedésen keresztül az „öngyógyulás” következtében olyan mértékben csökken, hogy előreláthatóan már csak nedves belső felületek maradnak fenn. Ehhez az ajánlathoz azonban szükséges néhány megjegyzés:

- Az „öngyógyulás” alapfeltétele egy előzetes vízvezetés a repedésen keresztül – e nélkül nincs „öngyógyulás”;
- teljesen száraz belső betonfelület ezen procedura végén is csak ritkán várható, legfeljebb megfelelő légkondicionáló feltételek esetében, melynek keretében az állandóan nedvesedő felületek leszáradnak;
- az „öngyógyulás” következtében szennyeződések állnak elő a belső betonfelületeken;
- az „öngyógyulás” eredménye különösen függ attól is, hogy a repedési tágasság az idők folyamán nem változik – ellenkező esetben újból vízvezetővé válhat a repedés.

A felsorolt megjegyzések óvatosságra intenek az elvárt eredményt illetően.

2.3 Fugák és munkahézagok

Ami a fugákat illeti, azokra általános érvényű az a kijelentés, hogy a legjobb fuga az, amely elmarad. A korábbi praxisban gyakran kerültek tervszerinti fugák kivitelezésre, abból a megfontolásból, hogy ezúton egy repedéscsökkentő kivitelezés egyszerűbbé válik. Ez azonban nem vált be. Fugák környéke



6. ábra: Munkahézag alaplemez és felmenő fal között

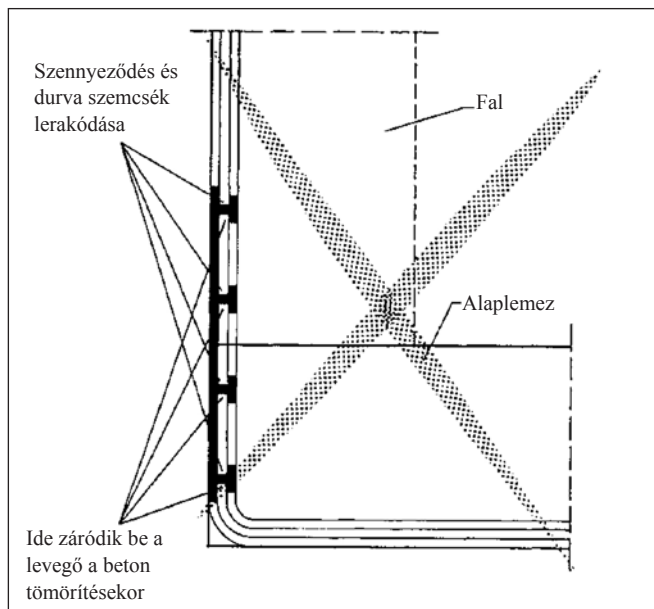
betonkeresztmetszetben gyakran elsőrendű hibaforrás, többnyire betonozási hibák következtében. A korszerű javaslat tehát: fugákat csak abban az esetben kell két szerkezeti elem között képezni, amennyiben nagyobb mozgási, alakváltozási feltételek biztosítandók, pl. különbözően terhelt vagy alapozott szerkezeti elemek között.

A szakaszos kivitelezés egy szerkezeti elemen belül, vagy két elem között általában megkívánja a munkahézagok kialakítását. Egy első kritérium a munkahézagokat illetően: ezek helye és kialakításuk módja tervezési és nem kivitelezési feladat. Ennek a szabálynak a felrúgása a legtöbb vízzáró betonszerkezet fő hibaforrása.

Munkahézagok kialakítására számos ajánlás ismeretes, sok esetben nagyon komplikált kiviteli előírással és ennek megfelelő hibaforrásokkal. Alapelvként kell szolgálgjon: minél egyszerűbb, annál biztosabb. Munkahézagok kialakítására kerülhet sor:

- alaplemez betonozási szakaszai között – általában ebben az esetben elegendő egy a keresztmetszet alsó harmadában lévő vízszintesen, inkább enyhén V-ként meghajlítottan beépített „Fugenblech”, esetleg kombinálva egy injektáló csővel;
- alaplemez és felmenő falak között – a legegyszerűbb kiképzésre mutat a 6. ábra egy példát, mely szerint a csatlakozó felületet homokszórással készítene elő, és a fal betonozása egy finomszemcséjű 0/15 mm betonnal kezdődik. Ezt a megoldást a szerző számos esetben sikeresen írta elő. Előnyös ebben az esetben, hogy az alaplemez vasalásánál nem kell tekintettel lenni a munkahézag kialakítására. Több esetben injektáló csövek szolgáltak az alaplemez felületén további biztonsághoz. Mindenképpen elkerülendő egy sajnos gyakran előírt munkahézag a 7. ábra szerint. A külső vezetésű fugaszalag és a fal külső oldala között alig kibetonozható részlet áll elő.
- helyszínen betonozott falak betonozási szakaszai között – általában ebben az esetben fugalemez szolgál a két szakasz között a tömítésre.
- szendvics-konstrukciójú kéregbeton („Elementwand”) falak tömítésére mutat példát a 8. ábra. A vízszintes metszetben többletként kialakított „Fugenblech” beépítése biztosítja az előgyártott panelek közötti hézag tömítését.

A munkahézagok csoportjába tartozik olyan gyengített keresztmetszetek kialakítása, melyekben repedés keletkezése várható („Sollrißquerschnitt”). Amennyiben a gyengített keresztmetszetek egymástól való távolsága megfelel az elvárható



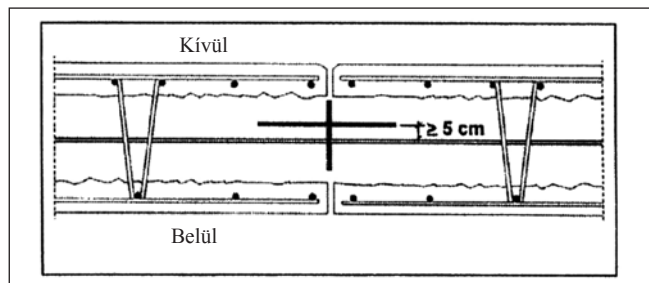
7. ábra: Nem kívánatos munkahézag az alaplemez és egy felmenő fal között

az ún. első repedések helyeinek, nagy a valószínűsége annak, hogy két gyengített keresztmetszet között nem keletkeznek további repedések. Falak esetében például a fal és az alaplemez merevségi viszonyaitól függően a gyengített keresztmetszeteket kb. a 2,0-4,0-szeres falmagasság távolságában ajánlatos kialakítani. A repedés előidézésére gyengített keresztmetszetek tömítése munkahézagként történik.

3. A VÍZZÁRÓSÁG MÉRTÉKE ÉS FELTÉTELEI

A vízzáróság mértékét az irányelv a használati követelmények szerint A és B kategóriába osztályozza:

- Az A-kategóriában semminemű vízvezetés sem megengedhető, a vízbehatolással szemben lévő felületeknek szárazon kell maradniuk. Más szóval: a vízzáróság egyik elemén keresztül sem állhat vízvezetés elő. Ehhez repedésmentes tömör beton, tömített fugákkal, munkahézagokkal és esetleg repedésre kijelölt keresztmetszetekkel tartozik. A használat körülményeitől függően esetenként a belső felületek pára-mentesítésére („Tauwasserbildung”) a belső klímaviszonyok is szabályozandók.
- A B-kategória belső felületein nedvességeképződés megengedett, állandó jellegű vízvezetés a vízzáróság elemein keresztül kizárt. Az irányelv a nedvességeképződést, mint felületi elszíneződést, esetenként mint nedves betonfelületet definiálja, a felületről azonban nem csuroghat a víz.



8. ábra: Szendvics-konstrukciójú fal munkahézag – vízszintes metszet

Esetenként szükséges lehet a B-kategóriában is a belső klímaviszonyok szabályozása, amely egyúttal a betonfelületek minőségét, leszáradását is feljavíthatja.

- Egy külön kategóriát képez az ún. szerződésben rögzített vízzárósági követelmény, ennek kereteiben bármiféle nedvességi követelmény előírható. Építetőnek és tervezőnek ebben az esetben különlegesen szakképzettnek kell lennie, hogy ilyen követelmények ne kerüljenek a bíróság elé.

4. TERVEZÉSI IRÁNYELVEK

Az irányelvekben részletesen ki vannak dolgozva a használati követelményektől függő tervezési és méretezési szabályok. Különös gond fordítandó a szerkezeti elemek és kapcsolataik valószínű figyelembevételére, a statikai rendszer találó megválasztására, a merevségi viszonyok és a megtámasztásoktól függő hatások vizsgálatára. A DAfStb Heft 555 számos idevonatkozó kérdést tárgyal részletesen, különösen ami a támasztási és merevségi viszonyokat, valamint a külső (klimatikus), és belső (hidratációs hő) hőmérsékleti hatások realisztikus figyelembevételét illeti. Ezek ismertetése túlmenne ezen tanulmány határain, a szerző ajánlja a DAfStb Heft 555 részletes tanulmányozását.

5. HIVATKOZÁSOK

- DAfStb-Richtlinie: "Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton (WU-Richtlinie)", November 2003, Beuth Verlag
- DBV-Merkblatt: "Wasserundurchlässige Baukörper aus Beton", Fassung Juni 1996, Deutscher Beton-Verein E. V.
- Edvardsen, C. K.: "Wasserundurchlässigkeit und Selbstheilung von Trennrissen in Beton", DAfStb Heft 455, Berlin 1996, Beuth Verlag
- Erläuterungen zur DAfStb-Richtlinie: "Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton", Heft 555 des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Berlin 2006, Beuth Verlag
- Ripphausen, B.: Untersuchungen zur Wasserundurchlässigkeit und Sanierung von Stahlbetonbauteilen mit Trennrissen, Dissertation, Aachen, 1989.

KONFERENCIA FELHÍVÁS

BETONSZERKEZETEK TARTÓSSÁGA, 2008. JÚNIUS 23.

Helyszín: MTA, 1051 Budapest, Roosevelt tér 9.
www.epito.bme.hu/eam

1996. évben azonos címmel tartottunk konferenciát. Ekkor áttekintettük a betonok tartósságának legfontosabb kérdéseket, irányokat jelöltünk ki a kívánatos betonminőségek fejlesztése tekintetében, javaslatokat dolgoztunk ki a szükséges szabályozásokról. A konferencia anyaga kiadványban jelent meg.

Azóta a betonipar szerte a világon nagyot fejlődött. Világszerte versenyeznek, hogy ki tud magasabb házat építeni. Megjelentek újabb minőségi kategóriák, újabb fejlesztési irányok (öntömörödő betonok, igen nagyszilárdságú betonok, szálerősítésű betonok stb.) Örvedetesen ezek közül hazánkban is egyre szélesebb választék áll rendelkezésre és még ennél is fontosabb, hogy a hazai tervezésben is megjelent ezek alkalmazása. Egyre nagyobb szerepet kap a szerkezetek korrózióvédelme, a betontechnológusok kihasználják az elsődleges korrózióvédelem lehetőségét, és a szerkezettervezők bátrabban nyúlnak a másodlagos védelem módszereihez.

Örvedetesen felgyorsult a korábban elhanyagolt vasbeton

szerkezetek felújítása is. Az ezekkel kapcsolatos elvi és gyakorlati problémákat tisztázni igyekeznek. Úgy tűnik a betontechnológia is egyre nagyobb teljesítményt nyújt, s ma már szériatermékeknek számítanak olyan betonreceptúrák, amelyek korábban gondos szakértői munka alapján születtek meg.

A 2002-ben bevezetett MSZ EN 206 és az abból a NAD-dal kiegészített, ill. specifikált MSZ 4798-1:2004 szabványunk végre megfogalmazta azt a követelményt, hogy a betonszerkezetek a szilárdsági és alakváltozási követelményeken kívül feleljenek meg a tartósság követelményekre is.

Ezek vetették fel már 2 éve azt a gondolatot, hogy a betonok tervezésében, készítésében, használatában, karbantartásában, javításában jártas szakemberek tapasztalatait közös kincsé kell tenni. Igen fontos az ismeretek terjesztése, és a szemléleti mód közös fejlesztése.

A konferencia főszervezői:



A konferencia társszervezői:

8.00-9.00	REGISZTRÁCIÓ
9.00-11.00	MEGNYITÓ: Balázs György: A tartósság fogalma és növelésének módszerei
	Balázs L. György: Használati élettartamra való tervezés
	Wellner Péter – Tariczky Zsuzsanna: Hidak tartósságának gyakorlati kérdései
	Zsigovics István – Szilágyi Katalin: Nagy teljesítőképességű betonok szennyvíztisztító műtárgyak tartósságának fokozásához
	Asztalos István: Adalékszerek szerepe a tartósság fokozásában
	Hozzászólások
11.00-11.30	Kávészünet
	Erdélyi Attila – Csányi Erika – Kopecskó Katalin – Borosnyói Adorján – Fenyvesi Olivér: Fagyasztás és sózás hatása acélszálal betonokra
	Liptay András: Betonburkolatok tartóssága
	Salem G. Nehme: A beton porozitásának hatása a tartósságra
	Kopecskó Katalin: Klorid ion megkötőképesség és klorid migráció a betonban
	Kausay Tibor: Nagy tartósságú beton tervezésének néhány követelménye
	Hozzászólások
13.00-14.00	Ebédészünet
	Tóth Zoltán – Molnár Viktor: A korrózió terjedése a betonelemekben
	Csányi Erika – Balázs György: Környezeti hatások betonszerkezetekre
	Révay Miklós – Laczkó László: Cementek szulfátállósága
	Józsa Zsuzsanna, Nemes Rita, Fenyvesi Olivér, Fischer Noémi, Czuppon Gábor: Könnyűbetonok tartóssága
	Kovács Károly: Polisztirolbeton tartóssága
	Kovács Károly: Nehézbetonok tartóssága
	Hozzászólások
15.45-16.15	Kávészünet
	Borosnyói Adorján, Balázs L. György: Tartósság biztosítása nem acél anyagú betétek alkalmazásával
	Ujhelyi János: A tartósságra való tervezés gazdaságossági kérdései
	Balázs L. György, Lublőy Éva: Repedéstágasság hatása a betonszerkezetek tartósságára
	Boros Sándor: Elkeserítő tanulmányok
	Spráncz Ferenc: Betonelemek tartóssága a gyakorlatban
	Hozzászólások
17.45-18.00	ZÁRSZÓ

Regisztrációs díj: 21.000,- Ft

Konferencia titkárság: Sánta Gyuláné • Tel: 06-1-463-4068, Fax: 06-1-463-3450, e-mail: fib@eik.bme.hu