

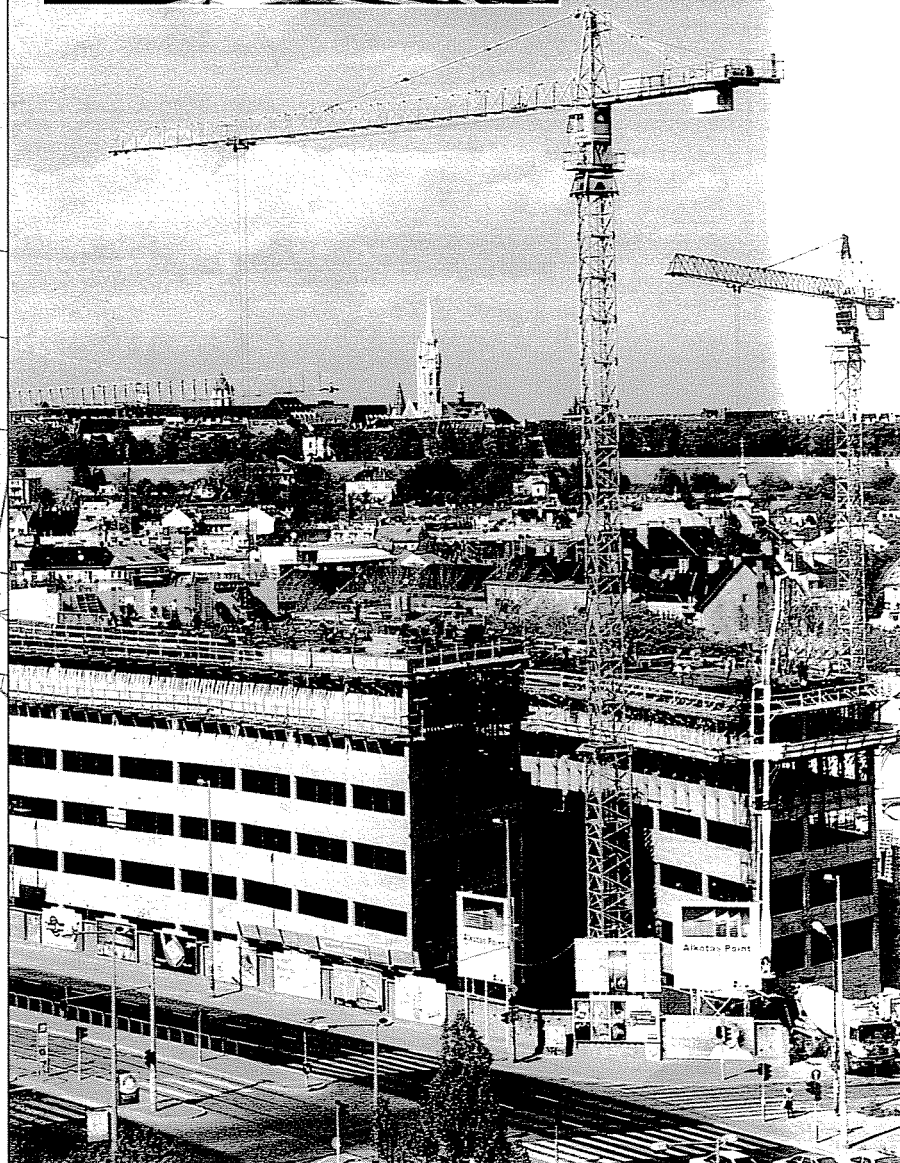
VASBETONÉPÍTÉS

CONCRETE STRUCTURES

JOURNAL OF THE HUNGARIAN GROUP OF **fib**



Budapest,
Alkotás Point



Dr. Balázs L. György

**A *fib* (Nemzetközi
Betonszövetség)
tevékenysége**

34

Dr. Németh Ferenc

**Berepedt, ferde vasalású
vasbeton lemez hajlítási
merevsége a repedésre
merőleges irányban**

36

Dr. Zsigovics István

**Öntömörödő beton,
a betontechnológia
legújabb forradalma**

2. Megszilárdult beton

tulajdonságai az irodalom alapján

41

Kopecskó Katalin

**Üvegszálak alkálikus
környezetben**

50

Pintér Sándor – Vörös Balázs

**Budapest népligeti
autóbuszpályaudvar
és irodaház építése**

56

Személyi hírek

61

Dr. Lenkei Péter 70 éves

Dr. Erdélyi Attila 70 éves

75. éve született Dr. Márkus Miklós

Prof Aarne Jutila a hidépítéstan

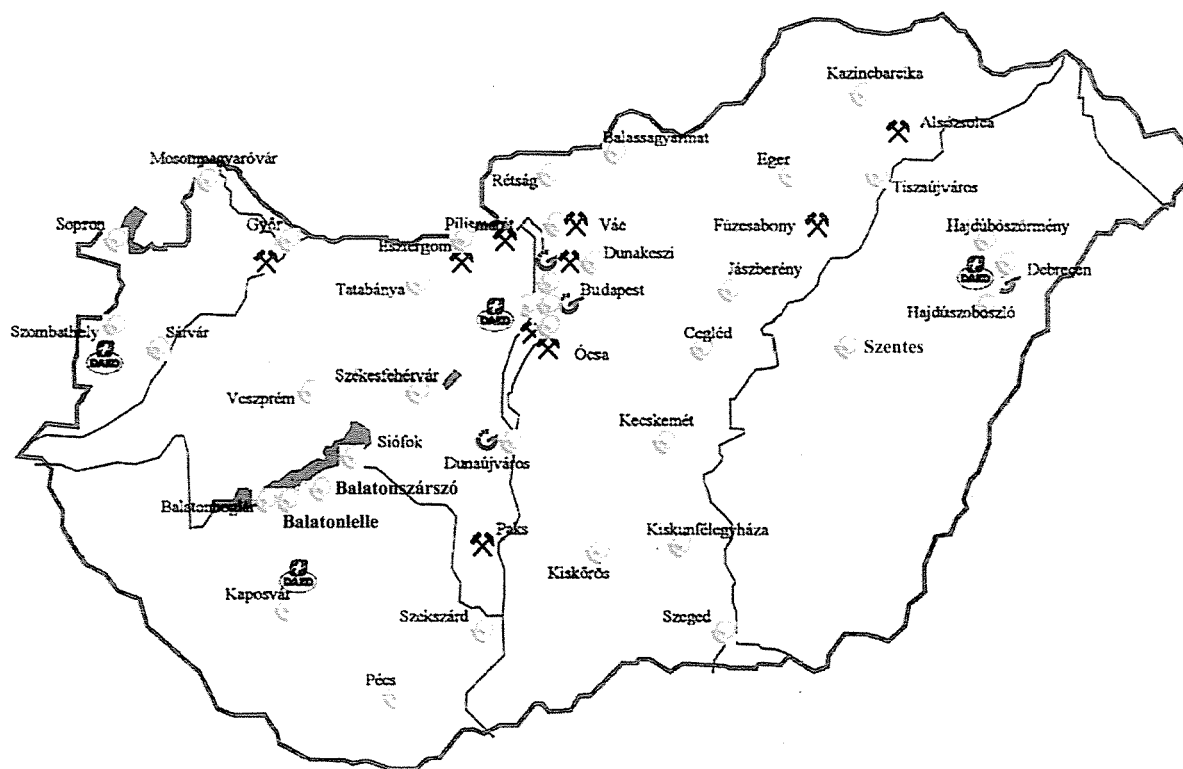
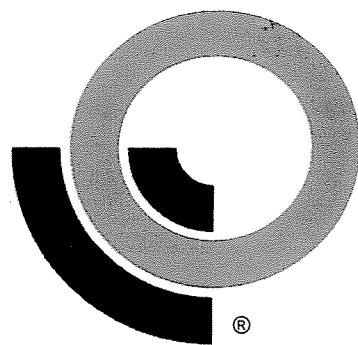
finn egyetemi professzora,
a BME tiszteletbeli doktora

2003/2

V. ÉVFOLYAM 2. SZÁM

TBG betongyárok Magyarországon

A TBG csoport betongyárai 1992-ben kezdték magyarországi működésüket. A Duna-Dráva Cement Kft.-hez tartozó TBG Hungária Kft. holding jelleggel, részben helyi vállalkozókkal közösen üzemelteti az ország egész területén, illetve egyes környező országokban lévő betongyárait és kavicsbányáit. Betongyáraink modern számítógépes vezérléssel működnek és minden olyan követelménynek megfelelnek, mely egy jó minőségű betonüzemben elvárás. A keverékek készítésénél többnyire a cégcsoporthoz tartozó Dunai Kavicsüzemek Kft. bányáiból származó, jó minőségű, mosott, osztályozott homok és kavics, valamint magas minőségű követelményeknek megfelelő, a Duna-Dráva Cement Kft., által előállított, magyar cementeket használunk. Az igényekhez alkalmazkodva sokféle adalékszer hozzáadására is lehetőség van, de leginkább a szintén a cégcsoporthoz tartozó STABIMENT adalékszer család termékei kerülnek a betonba. Minden keverőnél szigorú minőségellenőrző rendszer biztosítja a kiadott betonok egyenletesen jó minőségét, amely a jól felszerelt betonlaboratóriumainkban rendszeresen ellenőrzésre kerül. Társaságaink jelentős része ISO minősítéssel is rendelkezik. A minősített betonreceptjeink között találunk vízzáró, fagyálló, agresszív vegyi hatásoknak ellenálló vagy szűrő betonok, könnyűbetonok készítésére szolgáló recepteket is. A telepeinkről csak a rendelésnek megfelelő mennyiségű és minőségű beton kerülhet kiszállításra. A nagyobb keverőinkben a téli munkavégzés sem okoz gondot. Társaságaink több saját tulajdonú mixerkocsival és betonszivattyúval rendelkeznek. Ezen kívül számos, megfelelő felkészültségű, rendszeresen a részükre dolgozó alvállalkozó is a segíti a munkánkat. Jelenleg már 37 betongyárunk dolgozik az országban, legújabb keverőink Balatonszárszón és Szentesen álltak munkába. Meglévő üzemünket is folyamatosan korszerűsítjük. Az elmúlt évek során egyre nagyobb szerepet vállaltunk a különböző vidéki és fővárosi építkezések betonellátásában. A keverőink által előállított transzportbeton mennyisége évről évre nő. Míg az első időkben évente csak pár tízezer m³ betont állítottunk elő, addig a 2001. évben már közel 800 000 m³-t és 2002-ben pedig ~ 900 000 m³-t. Ezzel a mennyiséggel a vezető transzportbeton-gyártó társaságok közé tartozunk. Büszkén mondjuk, hogy szállítottunk és jelenleg is szállítunk betont a keverőink térségében épülő szinte minden nagyobb munkához. Munkánkat segíti a betontechnológia felett őrködő BTC Kft., mely az országban több akkreditált betonvizsgáló laboratóriummal rendelkezik és a betonjaink szivattyúzását végző, jól felszerelt Dako Pumpa Kft. Ez a két Társaság szintén cégcsoportunkhoz tartozik. Bizakodva nézünk a jövő elébe, mert látjuk a fejlődést, a folyamatosan épülő országot.



Valamennyi munkatársunk azért dolgozik, hogy Vevőink kiszolgálása és kiadott betonjaink minősége megfeleljen az elvárásoknak.

TBG HUNGÁRIA Kft.

Budapest X. Basa utca 22.

Telefon (1) 264-2963, fax (1) 264-2947

e-mail: tbgkando@axelero.hu, www.tbgbeton.hu



TRANSPORTBETON

... egy szilárd kapcsolat

Főszerkesztő:

Dr. Balázs L. György

Szerkesztő:

Madaras Botond

Szerkesztőbizottság:

Beluzsár János

Dr. Bódi István

Csányi László

Dr. Csiki Béla

Dr. Erdélyi Attila

Dr. Farkas György

Kolozsi Gyula

Dr. Kovács Károly

Lakatos Ervin

Mátyássy László

Polgár László

Telekiné Királyföldi Antónia

Dr. Tóth László

Vörös József

Wellner Péter

Lektori testület:

Dr. Deák György

Dr. Dulácska Endre

Dr. Jászó 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

Dr. Träger Herbert

(Kéziratok lektorálására más kollégák is felkérést kaphatnak.)

Alapító: a *fib* Magyar Tagozata

Kiadó: a *fib* Magyar Tagozata

(*fib* = Nemzetközi Betonszövetség)

Szerkesztőség:

BME Építőanyagok és Mérnökgeol. Tansz.

1111 Budapest, Műgyetem rkp. 3.

Tel: 463 4068 Fax: 463 3450

E-mail: fib@goliath.eik.bme.hu

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

Az internet verzió technikai szerkesztője: Damokos Ádám

Nyomdai előkészítés: RONÓ Bt.

Egy példány ára: 1000 Ft

Előfizetési díj egy évre: 4000 Ft

Megjelenik negyedévenként
1000 példányban.

© a *fib* Magyar Tagozata

ISSN 1419-6441

online ISSN: 1586-0361

Hirdetések:

Külső borító: 120 000 Ft,

belső borító: 100 000 Ft.

A hirdetések felvétele:

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

Címlapfotó:

Budapest,

Alkotás Point építése

Készítette: Balázs L. György

TARTALOMJEGYZÉK

34 Dr. Balázs L. György

A *fib* (Nemzetközi Betonszövetség) tevékenysége

36 Dr. Németh Ferenc

Berepedt, ferde vasalású vasbeton lemez hajlítási merevsége a repedésre merőleges irányban

41 Dr. Zsigovics István

**Öntömörödő beton, a betontechnológia legújabb forradalma
2. Megszilárdult beton tulajdonságai az irodalom alapján**

50 Kopecskó Katalin

Üvegszálak alkálikus környezetben

56 Pintér Sándor – Vörös Balázs

Budapest népligeti autóbusszpályaudvar és irodaház építése

61 Személyi hírek

Dr. Lenkei Péter 70 éves

Dr. Erdélyi Attila 70 éves

75 éve született Dr. Márkus Miklós

64 Prof Aarne Jutila a hídépítéstan finn egyetemi tanára, a bme új tiszteletbeli doktora

A folyóirat támogatói:

Ipar Műszaki Fejlesztésért Alapítvány, Vasúti Hidak Alapítvány,

ÉMI Kht., Hídépítő Rt., MÁV Rt., MSC Magyar Scetauroute

Mérnöki Tervező és Tanácsadó Kft., Pfeiderer Lábatlani Vasbetonipari Rt.,

Pont-Terv Rt., Uvaterv Rt., Mélyépterv Komplex Mérnöki Rt., Hidtechnika Kft.,

Techno-Wato Kft., Betonmix Mérnökiroda Kft., BVM Épelem Kft., CAEC Kft.,

Pannon Freyssinet Kft., Stabil Plan Kft., Union Plan Kft.,

BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszéke,

BME Hidak és Szerkezetek Tanszéke

A fib (NEMZETKÖZI BETONSZÖVETSÉG) TEVÉKENYSÉGE



Ezen cikk célja, hogy bemutassa a Nemzetközi Betonszövetség, rövidített nevén **fib** tevékenységét. A rövidített név a francia elnevezés kezdőbetűiből származik (**fib** = **f**édération **i**nternationale du **b**éton, angolul Federation for Structural Concrete).

A **fib** 1998. május 24-én jött létre a CEB (Comité Euro-International du Béton = Euro-Nemzetközi Betonbizottság) és a FIP (Fédération Internationale de la Précontrainte = Feszítettbeton Szövetség) egyesítése révén. A FIP (alapítva 1952-ben) tevékenységi köre elsősorban a feszített vasbetonszerkezetek anyagainak és technológiai megoldásainak fejlesztésére irányult, a CEB pedig (alapítva 1953) általában a vasbeton szerkezetekkel kapcsolatos új eredmények összegzését, a fejlesztések elősegítését és a tervezéssel kapcsolatos, nemzetközileg elfogadott szabályozási lehetőségek megoldását kereste.

A CEB és a FIP közösen dolgozták ki a széleskörűen ismertté vált CEB-FIP Model Code 1978 és 1990 *Mintaelőírásokat*, amelyek nemzetközileg elfogadott szabvány előírásokat jelentenek vasbetonszerkezetek tervezéséhez. A CEB-FIP 1978-as Mintaelőírás vált az Eurocode 2 kiindulási dokumentumává.

A fib célkitűzései

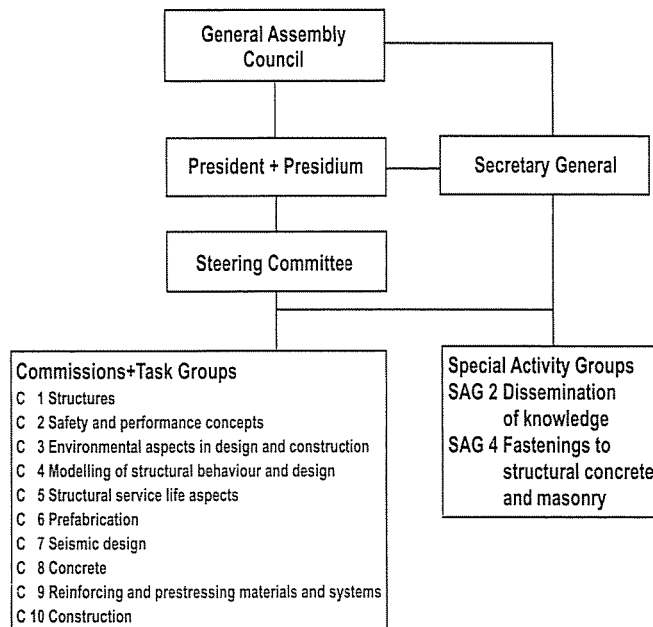
A **fib** folytatja elődei tradícióit, és így célkitűzései: vasbetonszerkezetek műszaki, gazdasági, esztétikai és környezetvédelmi színvonalának emelése a kutatási és alkalmazási eredmények nemzetközi szintű elemzése révén, amely magában foglalja:

- a kutatás ösztönzését valamint a kutatási és gyakorlati eredmények szintetizálását,
- fejlesztések elősegítését a kutatási eredmények átültetése révén a tervezés és a kivitelezés folyamatába,
- a kutatási, fejlesztési és alkalmazási eredmények széleskörű ismertté tételét publikációk, irányelvek megjelentetésével valamint szimpóziumok és kongresszusok szervezésével,
- javaslatok kidolgozását vasbetonszerkezetek tervezéséhez és kivitelezéséhez a követelmények és környezetvédelmi előírások figyelembe vételével,
- az egyesület tagjainak tájékoztatását a legújabb fejlesztésekről.

A fib szervezeti felépítése

Döntéshozó szervezet (1. ábra) a Model Code-ok elfogadása és az elnökválasztások tekintetében a *Közügyülés* (General Assenby), míg egyéb szervezeti és pénzügyi kérdésekben a *Tanács* (Council), amelyben minden tagállamot egy fő, a nemzeti szervezet elnöke képviseli.

A nemzetközi szervezetnek 5 kontinensről 39 ország vált tagjává: Anglia, Argentína, Ausztrália, Ausztria, Belgium, Brazília, Cseh Köztársaság, Dánia, Dél-Afrikai Köztársaság, Egyiptom, Észtország, Finnország, Franciaország, Görögország, Hollandia, Horvátország, India, Irán, Izrael, Japán, Jugoszlávia, Kína, Lengyelország, Luxemburg, Magyarország, Németország, Norvégia, Olaszország, Oroszország, Portugália, Románia, Spanyolország, Svájc, Svédország, Szlovák Köztársaság, Szlovénia, Új-Zéland, Ukrajna, USA.



1. ábra: A fib (Nemzetközi Betonszövetség) szervezeti felépítése (az eredeti ábra az fib Directory-ből származik, a feladatcsoportok és bizottságok nevének fordítása jelen szövegben található)

Magyarország a nemzetközi szervezet *Közügyülésén* két szavazati joggal rendelkezik, ami 7000 svájci frank tagdíjszintnek felel meg éves szinten.

A nemzetközi szervezet munkáját a *Közügyülés* által két-évente megválasztott elnök vezeti, akinek munkáját választott, ill. fölkért tagokból álló elnökség (Presidium) támogatja. A két éves elnöki munka lejártá után az elnök *közvetlen megelőző elnökként* (immediate Past-President) továbbra is részt vesz az elnökség munkájában.

A szakmai szervező munka az *Irányító Testület* (Steering Committee) feladata, amelynek vezetője az egyesület alelnöke. Az Irányító Testület felelős a megadott feladat megoldásáért 10-20 fős *Munkabizottságok* (Task Groups) valamint azok összefogására szolgáló *Bizottságok* (Commissions) felállításáért, vezetőik kijelöléséért és munkájuk ellenőrzéséért. (A 2002-2006-os időszakra az Irányító Testület választott tagjává és a Presidium felkért tagjává vált a **fib** Magyar Tagozat elnöke.)

A nemzetközi szervezet munkabizottsági munkájában mindazok részt vehetnek, akik elért eredményeikkel nemzetközi szintű elismertségre tettek már szert. A munkabizottságok tagjainak sorába felvételt lehet nyerni a bizottság vezetőjének felkérése, ill. följánlkozás alapján.

A teljesség kedvéért, a következőkben felsoroljuk a Bizottságoknak és Munkabizottságoknak sorát a 2003. év eleji állapothoz megfelelően.

Com 1 SZERKEZETEK

- TG 1.1 Tervezési elvek gyakorlati alkalmazása
- TG 1.2 Hidak
- TG 1.3 Tárolók
- TG 1.4 Pénzügyi kérdések

Com 2. BIZTONSÁG ÉS TELJESÍTŐKÉPESSÉG

- TG 2.1 (befejezte munkáját)
- TG 2.2 Tervezés kísérletezéssel

Com 3 A TERVEZÉS ÉS A KIVITELEZÉS KÖRNYEZETI SZEMPONTJAI

- TG 3.1 (befejezte munkáját)
- TG 3.2 (befejezte munkáját)
- TG 3.3 Környezeti tervezés
- TG 3.4 A beton környezeti hatásai
- TG 3.5 Védelmet nyújtó vasbetonszerkezetek
- TG 3.6 Környezeti tervezés irányelvei
- TG 3.7 Életciklus vizsgálat

Com 4 SZERKEZETI VISELKEDÉS ÉS TERVEZÉS MODELLEZÉSE

- TG 4.1 Használhatósági határállapotok modellezése
- TG 4.2 Teherbírási határállapotok modellezése
- TG 4.3 Tűzállósági tervezés
- TG 4.4 Számítógépes modellezés és tervezés
- TG 4.5 Tapadási modellezés

Com 5 HASZNÁLATI ÉLETTARTAM

- TG 5.1 Meglévő szerkezetek megfigyelése és biztonságának kiértékelése
- TG 5.2 (befejezte munkáját)
- TG 5.3 Felülvizsgálat, fenntartás és rehabilitáció
- TG 5.4 Használati élettartamra való építés
- TG 5.5 (befejezte munkáját)
- TG 5.6 Mintaelőírás használati élettartamra való tervezéshez

Com 6 ELŐREGYÁRTÁS

- TG 6.1 Előfeszített, közüreges födémpanelek
- TG 6.2 Kapcsolatok
- TG 6.3 (befejezte munkáját)
- TG 6.4 Előregyártott hidak
- TG 6.5 Előregyártott vasúti alj rendszerek

Com 7 FÖLDRENGÉS ÁLLÓSÁGRA VALÓ TERVEZÉSE

- TG 7.1 Meglévő szerkezetek felülvizsgálata és javítása
- TG 7.2 Alakváltozás alapú tervezés
- TG 7.3 Földrengésálló előfeszített, előregyártott elemek tervezése
- TG 7.4 Hidak felülvizsgálata és földrengésre való tervezése
- TG 7.5 Nagy teljesítőképességű anyagok felhasználásával készült épületek földrengésállóságra való tervezése
- TG 7.6 Földrengéses szabványok összehasonlítása

Com 8 BETON

- TG 8.1 Könnyűbetonok
- TG 8.2 Alapösszefüggések nagy szilárdságú, nagy teljesítőképességű betonokra
- TG 8.3 Szálerősítésű beton
- TG 8.4 Öntömörödő beton
- TG 8.5 Szilikapor betonban
- TG 8.6 Ultra nagy szilárdságú beton
- TG 8.7 Zöld beton

Com 9 FESZÍTETT ÉS NEM FESZÍTETT BETONOK ANYAGAI ÉS ALKALMAZÁSI MÓDJAI

- TG 9.1 (befejezte munkáját)
- TG 9.2 Függesztő kábelek
- TG 9.3 Szálerősítésű polimerek (FRP) betonszerkezetekhez
- TG 9.4 (befejezte munkáját)
- TG 9.5 Feszítési anyagok tartóssága

- TG 9.6 (befejezte munkáját)
- TG 9.7 Vasbetétek és vasalási rendszerek
- TG 9.8 (befejezte munkáját)
- TG 9.9 Feszítési anyagok és rendszerek kézikönyve
- TG 9.10 Beépített feszítőbetétek integritását vizsgáló kísérleti módszerek
- TG 9.11 Feszítőbetétek lehorganyozóképességét vizsgáló kísérleti módszer

Com 10 KIVITELEZÉS

- TG 10.0 Beton nedves utókezelése, és korai repedések elkerülése

Special Activity Group 2 (SAG 2) Az ismeretanyag közkinccsá tétele

- TG 1 Szerkezeti beton tankönyv
- TG 2 *fib* tanfolyamok

Special Activity Group 4 (SAG 4) Rögzítések beton- és faszerkezetekhez

Fiatal mérnök *fib*-díja zsűri

A Bizottságok (Com) és Munkabizottságok (TG) felsorolásából látható, hogy a Nemzetközi Betonszövetség tevékenysége áttekinti a vasbeton és feszített vasbeton szerkezetek anyagának tervezési, kivitelezési és fenntartási kérdéseinek teljes skáláját.

Örömteli módon kilenc magyar tagja is van a *fib* nemzetközi bizottságainak és munkabizottságainak:

Beluzsár János:	Com 6
Dr. Borosnyói Adorján:	TG 4.1
Dr. Erdélyi Attila:	Com 9
Dr. Józsa Zsuzsanna:	TG 8.1
Dr. Lenkei Péter:	TG 1.3, TG 4.1, TG 5.3
Dr. Madaras Gábor:	Com 5, TG 5.3
Simon Tamás:	TG 6.2
Telekiné Királyföldi Antónia:	Com 10
Dr. Balázs L. György:	Com 4, TG 4.1 (elnök), TG 8.3, Com 9, TG 9.3, SAG 2 TG 1 (elnök), SAG 2 TG 2 (elnök), <i>fib</i> awards for young engineers (zsűri elnök), Council, Steering Com, Presidium

Bízom benne, hogy a jövőben új magyar tagokkal is bővülni fognak a nemzetközi szervezet bizottságai.

Rövidesen beszámolunk a *fib* Magyar Tagozat munkájáról is a VASBETONÉPÍTÉS folyóirat hasábjain.

A Nemzetközi Betonszövetség címe:

fib

EPFL Lausanne, CP 88

CH-1015 Lausanne

Tel: +41-21-693-2747, Fax: -5882

e-mail: fib@epfl.ch

web: <http://fib.epfl.ch>

Budapest, 2003. június 27.

Dr. Balázs L. György
a *fib* Presidium tagja
a *fib* Magyar Tagozat elnöke

BEREPEDT, FERDE VASALÁSÚ VASBETON LEMEZ HAJLÍTÁSI MEREVSÉGE A REPEDÉSRE MERŐLEGES IRÁNYBAN



Dr. Németh Ferenc

A számítástechnika mai színvonala és a véges elemek módszere lehetővé teszi, hogy már a nyomatékmező számításánál figyelembe vegyük a vasbeton lemez inhomogenitását és azt a körülményt, hogy a lemez berepedése esetén, a repedésre merőleges irányban nagymértékben lecsökken a hajlítási merevség, és ennek jelentős hatása van a további nyomatékeloszlásra. A cikkben számítási eljárást vezetünk le a hajlító merevségi tényező meghatározására a repedésre merőleges irányban, általános ferde szögű acélbetétek esetében.

Kulcsszavak: berepedt lemez, hajlítási merevség, ferdeszögű vasalás

1. A KÍSÉRLETEKBŐL LESZÚRHATÓ NÉHÁNY MEGÁLLAPÍTÁS

A hajlítási merevség kétdimenziós, tenzoriális mennyiség, e cikk azonban ennek csak egyik elemével foglalkozik, nevezetesen a repedésre merőleges irányban érvényes hajlítási merevségi tényezővel.

Kísérletek igazolják, hogy ha repedés keletkezik, akkor ott a repedésre merőleges irányban a vasbeton lemez hajlítási merevsége jelentősen lecsökken, egyébként pedig az igénybevétel növekedése esetén is állandó értéken marad a merevségi tényező, mígnem bekövetkezik a folyás.

A vasbeton lemezekkel végrehajtott nagyon sok kísérlet közül azonban csak kevés van olyan, amely alkalmas a hajlítási merevségi tenzor vizsgálatára, nevezetesen csak azok, amelyeknél jól mérhető, és egy mérési mezőn belül mindeütt azonos a hajlítási állapot, továbbá amelyeknél mérhető ugyanott az alakváltozási állapot, a görbületi tenzor, a főirányaival együtt. Ilyen kísérleteket végzett például Németh (1968/2, 1974) modell méretű, derékszögben és különféle ferde szögben vasalt lemezekkel, valamint valós méretű, de csak derékszögű vasalású lemezekkel Lenschow, Sozen (1966) és Cardenas, Sozen (1968).

Részletes kísérleti jelentésük után Cardenas, Lenschow, Sozen (1972) cikkben is megjelentették kutatási eredményeiket, kitérve a hajlítási merevségre is. Ebben az egyirányban hajlított, egyébként derékszögű vasalású lemezekre olyan felépítésű képletre jutottak, amely egyezik az e cikkben levezetett képlettel.

Lenschow, Cardenas, és Sozen kísérletei meggyőzően mutatják, hogy a repedés nélküli I. stádiumban a nyomaték-görbület diagramm egyenes, meredeksége azonosnak tekinthető bármilyen vasalású a lemez, és a repesztő nyomaték is függetlennek vehető az acélbetétek elrendezésétől. A repedés után – talán sokaknak meglepő módon – ugyancsak lineáris a nyomaték-görbület diagramm, azonban ennek meredeksége, azaz a hajlítási merevség nagymértékben függ az acélbetétek elhelyezésétől, irányától és mennyiségétől.

Wegner (1974) ugyancsak elfogadhatónak tartja az egyenesekből álló nyomaték-görbület összefüggést. A Karpenko (1976) könyvében bemutatott kísérleteknél is fölfedezhető a lineáris viselkedés az I. és II. stádiumban.

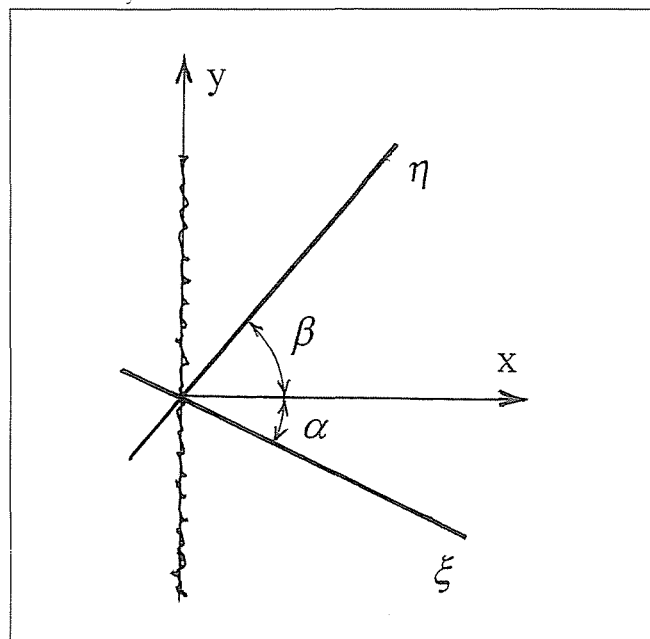
Mivel a repedés nélküli, I. stádiumban csaknem izotrópnak tekinthető a vasbeton lemez, továbbá mivel a berepedés után, arra merőlegesen jelentős mértékben lecsökken a merevség, azért indokoltnak vehető a megrepedt, II stádiumban levő vasbeton lemezt ortotrópnak tekinteni.

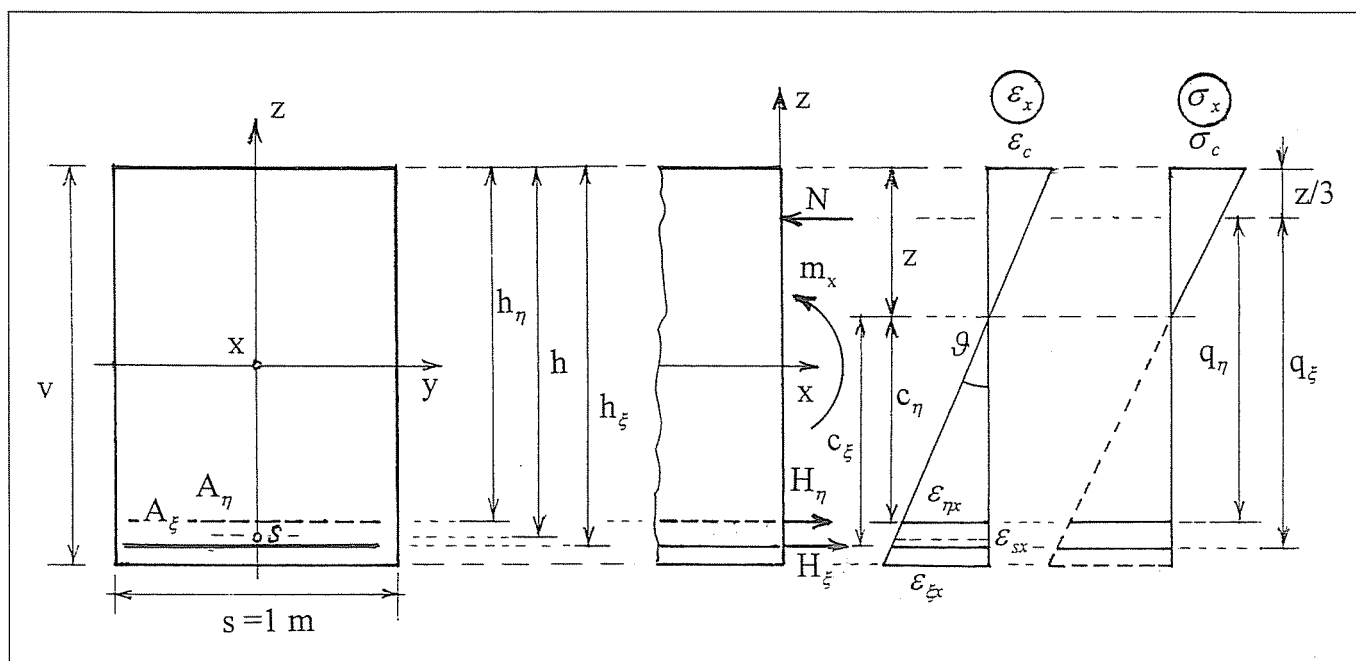
A repedésben a ferde acélbetétek meggörbülése elhanyagolható. Az idézett kísérletekben, de másoknál is az esetleges meggörbülés hatása a mérési eredményekben nem mutatható ki.

2. A BEREPEDT VASBETON LEMEZ VIZSGÁLATA

Legyen a vasbeton lemez repedése y irányú (1. ábra), keressük az erre merőleges irányban a lemez D_x hajlítási merevségi tényezőjét. A lemez acélbetétei az x tengellyel α , illetve β szöget bezáró ξ és η irányokban vannak elhelyezve, fajlagos

1. ábra: A repedéshez illesztett koordináta rendszer és az acélbetétek helyzete





2. ábra: A lemezkérsztmetszet adatai a II. stádiumban

menyiségük A_ξ és A_η , a nyomott szélétől való távolságuk h_ξ és h_η . A fenti adatokat a v lemezvastagsággal, valamint a beton és az acélbetétek szilárdsági jellemzőivel együtt adottaknak tekintjük.

A 2. ábrán megrajzoltuk a lemez kérsztmetszetét, valamint a II. stádiumban lévő megrepedt lemez ϵ_x fajlagos alakváltozási és σ_x feszültségi ábráját, továbbá bejelöltük a jellemző méreteket is. Vizsgálataink során a vasbeton lemezek elméletében szokásos feltételezésekkel élünk.

A hajlítási merevség levezetése során az acélbetétek rétegében lineáris alakváltozási állapotot tételezünk fel a lemezben: $\epsilon_x \neq 0$, $\epsilon_y = 0$, $\gamma_{xy} = 0$. Az acélbetétek síkjában ϵ_{sx} és $\epsilon_{\eta x}$ lesz az x irányú nyúlás. Ekkor az acélbetétek irányában, ismert szilárdság-tani összefüggés alapján,

$$\epsilon_\xi = \epsilon_{\xi x} \cos^2 \alpha, \quad \epsilon_\eta = \epsilon_{\eta x} \cos^2 \beta \quad (1)$$

fajlagos nyúlás keletkezik. Az acélbetétekben fellépő feszültség a Hooke-törvény értelmében

$$\sigma_\xi = \epsilon_\xi E_s, \quad \sigma_\eta = \epsilon_\eta E_s. \quad (2)$$

Az acélbetétek által kifejtett nyomaték a betétekre merőleges metszeten

$$\bar{m}_\xi = q_\xi A_\xi \sigma_\xi, \quad \bar{m}_\eta = q_\eta A_\eta \sigma_\eta. \quad (3)$$

Helyettesítsük be a (3) egyenletekbe a (2) és (1) jelűeket, akkor

$$\bar{m}_\xi = q_\xi A_\xi E_s \epsilon_{\xi x} \cos^2 \alpha, \quad \bar{m}_\eta = q_\eta A_\eta E_s \epsilon_{\eta x} \cos^2 \beta. \quad (4)$$

A repedés kérsztmetszetében az m_x igénybevételi hajlító nyomatékot az acélbetétek az

(5)

képlet szerint veszik föl, amely képlet nyomatéki egyensúlyi egyenletből vezethető le (lásd pl. Németh F. 1968/1).

Ha a (4) képleteket behelyettesítjük az (5)-be, akkor az

$$m_x = E_s (q_\xi A_\xi \epsilon_{\xi x} \cos^4 \alpha + q_\eta A_\eta \epsilon_{\eta x} \cos^4 \beta) \quad (6)$$

képletre jutunk.

A görbület a repedésre merőleges x irányban a 2. ábra ϵ_x diagramjából $g_x = \tan \vartheta$ képlettel írható föl, vagyis

$$g_x = \frac{\epsilon_{\xi x}}{c_\xi}, \quad \text{vagy} \quad g_x = \frac{\epsilon_{\eta x}}{c_\eta} \quad (7)$$

alakban adódik. A merevségi tényező

$$D_x = \frac{m_x}{g_x} \quad (8)$$

képlettel fejezhető ki. Itt figyelembe vettük, hogy a repedés nélküli állapotban érvényes ismert képlet szerint $m_x = D_x (g_x + v_b g_y)$ ahol v_b a beton keresztnyúlási tényezője, ha pedig létre jön egy x normálisú repedés, akkor $g_x \gg v_b g_y$, így a (8) képlet némi elhanyagolással elfogadható.

Helyettesítsük be a (8) képletbe a (6) és (7) kifejezéseket, akkor az x irányú merevségi tényezőre a

$$D_x = E_s (q_\xi A_\xi c_\xi \cos^4 \alpha + q_\eta A_\eta c_\eta \cos^4 \beta) \quad (9)$$

képletet kapjuk. Ennek figyelemre méltó jellegzetessége, hogy a szögfüggvények negyedik hatványon szerepelnek, ennél fogva a merevségi tényező nagyon erősen függ az acélbetétek irányától. Megjegyzendő, hogy Lenschow és Sozen (1966) a hajlékonysági tényezőre, derékszögű vasalás esetében olyan képleteket vezettek le, amelyekben a szögfüggvények ugyancsak negyedik hatványon vannak. Majd Cardenas, Lenschow, Sozen (1972) szerzők derékszögű vasalással elátott, egyirányban hajlított lemez merevségi tényezőjére hasonló felépítésű képletet közöltek, mint az itteni (9) képlet.

Most még fejezzük ki a (9) képletben szereplő c_ξ , c_η , q_ξ , q_η hosszúságokat a lemez adataival. Vezessük be a hajlított vasbeton kérsztmetszet méretezésénél szokásos jelöléseket:

$$\text{fajlagos nyomaték: } \mu = \frac{m_x}{\sigma_c s h^2} \quad (10)$$

$$\text{nyomott betonréteg vastagsága: } z = \xi \cdot h. \quad (11)$$

E képletekben h az acélbetétek súlyozott súlypontjától mért hasznos magasság, ahol az $A_{\xi} \cos^4 \alpha$ és $A_{\eta} \cos^4 \beta$ mennyiségek súlypontját kell venni.

A ξ tényező a μ -ból számítható ki. Írjuk föl a (10)-ből kifejezve, majd a 2. ábra alapján:

$$m_x = \mu \sigma_c \cdot h^2$$

$$m_x = \frac{1}{2} \sigma_c \cdot s \cdot z \left(h - \frac{z}{3} \right)$$

E két egyenletből:

$$\mu = \frac{1}{2} \frac{z}{h} \left(1 - \frac{z}{3h} \right)$$

illetve, a (11)-et is fölhasználva:

$$\mu = \frac{1}{2} \xi \left(1 - \frac{\xi}{3} \right)$$

egyenletre jutunk. Ebből a másodfokú egyenletből a

$$\xi = 1,5 - \sqrt{2,25 - 6\mu} \quad (12)$$

képletet kapjuk, amelyből a II. stádiumban lévő lemez nyomott övének vastagsága számítható ki a (11) képlettel.

A z ismeretében a belső erők karja és a c távolság kiszámítható:

$$q_{\xi} = h_{\xi} - \frac{z}{3}, \quad q_{\eta} = h_{\eta} - \frac{z}{3}, \quad (13)$$

$$c_{\xi} = h_{\xi} - z, \quad c_{\eta} = h_{\eta} - z. \quad (14)$$

Vezessük be a következő jelöléseket:

$$\kappa = \frac{q_{\eta}}{q_{\xi}}, \quad \lambda = \frac{A_{\eta}}{A_{\xi}}, \quad \nu = \frac{c_{\eta}}{c_{\xi}}. \quad (15)$$

Ezek fölhasználásával a (9) képlet

$$D_x = E_s q_{\xi} c_{\xi} A_{\xi} (\cos^4 \alpha + \kappa \lambda \nu \cos^4 \beta) \quad (16)$$

alakot ölti. Ezzel levezettük a repedésre merőleges irányban érvényes hajlító-merevségi tényező képletét.

3. SZÁMPÉLDA

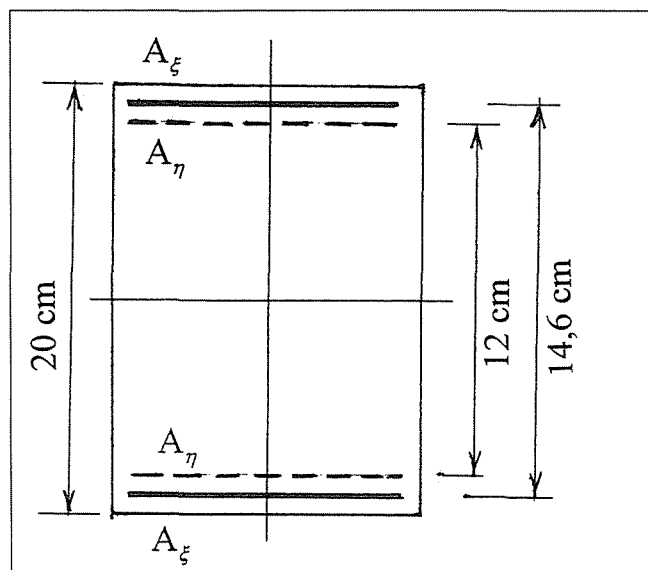
Adottak a vasbeton lemez egy pontjának környezetében (egy véges elembe) a betonlemez és az acélbetétek geometriai és szilárdsági adatai. (1. az 1. és 2., valamint a 3. ábrákat).

Beton:

C20, $\sigma_c = 14,5 \text{ MPa}$, $E_c = 20 \text{ GPa}$, $v = 20 \text{ cm}$
betonacél:

(ξ) $\alpha = 30^\circ$, $\varnothing 14/10$, $A_{\xi} = 15,4 \text{ cm}^2/\text{m}$, $h_{\xi} = 17,3 \text{ cm}$,

(η) $\beta = 45^\circ$, $\varnothing 12/20$, $A_{\eta} = 5,6 \text{ cm}^2/\text{m}$, $h_{\eta} = 16,0 \text{ cm}$,
 $E_s = 210 \text{ GPa}$.



3. ábra: A számpélda keresztmetszeti adatai

Fölveszünk egy akkora m_x nyomatékot, amelynek hatására y irányú repedés keletkezik, de még folyás nem lép fel, vagyis II. stádium áll elő: $m_x = 80 \text{ kNm/m}$.

Kiszámítjuk a h_{ξ} és h_{η} hasznos magasságok $A_{\xi} \cos^4 \alpha$ és $A_{\eta} \cos^4 \beta$ mennyiségekkel súlyozott átlagát, ez $h = 17,1 \text{ cm}$ -re adódik.

A további számításoknál a sor elején megadjuk annak a képletnek a sorszámát, amelyekbe behelyettesítünk.

(10) szerinti fajlagos nyomaték:

$$m = \frac{80 \cdot 10^3}{14,5 \cdot 10^6 \cdot 1 \cdot 0,171^2} = 0,1887$$

(12) szerinti

$$\xi = 1,5 - \sqrt{2,25 - 6 \cdot 0,1887} = 0,443$$

(11) szerinti nyomott zóna vastagsága:

$$z = 0,443 \cdot 17,1 = 7,6 \text{ cm}$$

(14) szerinti $c_{\xi} = 17,3 - 7,6 = 9,7 \text{ cm}$ $c_{\eta} = 16,0 - 7,6 = 8,4 \text{ cm}$

(13) szerinti a belső erők karja:

$$q_{\xi} = 17,3 - 2,5 = 14,8 \text{ cm} \quad q_{\eta} = 16,0 - 2,5 = 13,5 \text{ cm}$$

(15) szerinti

$$\kappa = \frac{13,5}{14,8} = 0,912, \quad \nu = \frac{8,4}{9,7} = 0,866,$$

$$\lambda = \frac{5,6}{15,4} = 0,364 \quad \kappa \lambda \nu = 0,287$$

(16) szerinti a hajlító-merevségi tényező:

$$D_x = 210 \cdot 10^9 \cdot 0,148 \cdot 0,097 \cdot 15,4 \cdot 10^{-4} (\cos^4 30^\circ + 0,287 \cos^4 45^\circ) = 2,945 \cdot 10^6 \frac{\text{Nm}^2}{\text{m}},$$

$$\text{azaz } D_x = 2,945 \frac{\text{MNm}^2}{\text{m}}$$

a repedésre merőleges irányban a hajlító-merevségi tényező a berepedt, II. stádiumban.

Az összehasonlítás kedvéért számítsuk ki a repedés nélküli, I. stádiumban lévő lemez hajlító-merevségi tényezőjét a fenti példa adataival.

Csak a beton figyelembe vételével:

$$D_{x0} = \frac{v^3 E_c}{12} = \frac{0,2^3 \cdot 20 \cdot 10^3}{12} = 13,333 \frac{\text{MNm}^2}{\text{m}}$$

Vegyük számításba az acélbetéteket is. Az egyszerűség kedvéért felül is legyen acélháló, mely az alsónak tükörképe (3. ábra). Az idealizált keresztmetszet inercianyomatéka:

$$I_{xi} = \frac{v^3}{12} + 2n(d_\xi^2 A_\xi \cos^4 \alpha + d_\eta^2 A_\eta \cos^4 \beta),$$

ahol

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{210}{20} = 10,5, \quad d_\xi = 7,3 \text{ cm}, \quad d_\eta = 6,0 \text{ cm}.$$

Számszerűen:

$$I_{xi} = \frac{0,2^3}{12} + 2 \cdot 10,5(0,073^2 \cdot 15,4 \cdot 10^{-4} \cos^4 30^\circ + 0,06^2 \cdot 5,6 \cdot 10^{-4} \cos^4 45^\circ) = 6,667 \cdot 10^{-4} + 1,075 \cdot 10^{-4} = 7,742 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4/\text{m}.$$

Az idealizált keresztmetszet hajlítási merevségi tényezője:

$$D_{xi} = I_{xi} E_c = 7,742 \cdot 10^{-4} \cdot 20 \cdot 10^3 = 15,484 \frac{\text{MNm}^2}{\text{m}}.$$

Amennyiben csak az alsó acélhálót vesszük figyelembe, és így határozzuk meg az idealizált keresztmetszet súlypontjára az inercia nyomatékot, akkor (részletezés nélkül) az $I_{xi} = 7,713 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4/\text{m}$ érték adódik, a merevségi tényező pedig $D_{xi} = 14,734 \text{ MNm}^2/\text{m}$ lesz.

4. ÖSSZEFOGLALÁS

Repedés nélküli állapotban a vasbeton lemez hajlítási merevségét elsősorban a beton vastagsága és rugalmassági modulusza határozza meg, az acélbetétek hatása csak kismértékű. A bemutatott számpéldában például:

$$\text{csak a beton lemezből:} \quad D_{x0} = 13,333 \frac{\text{MNm}^2}{\text{m}},$$

$$\text{alul vasalt lemez:} \quad D_{xi} = 14,734 \frac{\text{MNm}^2}{\text{m}},$$

$$\text{alul-felül vasalt lemez:} \quad D_{xi} = 15,484 \frac{\text{MNm}^2}{\text{m}},$$

Ha bereped a vasbeton lemez, akkor a repedésre merőleges irányban nagymértékben lecsökken a hajlítási merevség, és azt most már nem annyira a beton tulajdonságai, hanem sokkal inkább az acélbetétek mennyisége és elhelyezése, valamint rugalmassági modulusza határozza meg:

berepedt lemez:

$$D_x = 2,945 \frac{\text{MNm}^2}{\text{m}}.$$

Ebben kiemelt szerepet játszik az acélbetétek iránya, mert a levezetés szerint a szögfüggvények a negyedik hatványon vannak.

5. JELÖLÉSEK

- m_x : fajlagos igénybevételi nyomaték (Nm/m)
- ξ, η : az acélbetétek iránya
- $\bar{m}_\xi$: a ξ irányú acélbetét által kifejtett nyomaték a betétekre merőleges metszetben
- ε_x : a lemezben az x irányú fajlagos nyúlás
- $\varepsilon_{\xi x}, \varepsilon_{\eta x}$: az acélbetétek síkjában keletkező x irányú fajlagos nyúlás
- $\varepsilon_\xi, \varepsilon_\eta$: az acélbetétekben fellépő fajlagos nyúlás
- E_s : az acélbetét rugalmassági modulusza
- E_c : a beton rugalmassági modulusza
- A_ξ, A_η : az acélbetétek fajlagos keresztmetszeti területe (m²/m)
- σ_ξ, σ_η : az acélbetétekben fellépő feszültség
- g_x : görbület a repedésre merőleges x irányú metszetben
- D_x : hajlító- merevségi tényező az x irányban
- D_{x0} : vasalatlan betonlemez merevségi tényezője
- D_{xi} : repedés nélküli vasalt lemez merevségi tényezője
- z : a nyomott betonöv vastagsága
- c_ξ, c_η : az acélbetétek mélysége a semleges tengely alatt
- q_ξ, q_η : a belső erők karja
- μ : fajlagos nyomaték
- ξ : a nyomott betonöv fajlagos vastagsága a II. stádiumban
- h_ξ, h_η : hasznos lemezvastagság
- κ, λ, ν : a ξ és η betétekre vonatkozó viszonzyszámok
- I_{xi} : a vasbeton lemez idealizált inercianyomatéka
- d_ξ, d_η : acélbetétek távolsága a keresztmetszet súlypontjától
- s : a keresztmetszet szélessége: $s = 1 \text{ m}$
- u_b : a beton kontrakciós tényezője.

6. HIVATKOZÁSOK

- Cardenas, A.E., Lenschow, R.J., Sozen, M.A. (1972), "Stiffness of reinforced concrete plates." Proc. ASCE, Journal 98 ST 9 pp.2587-2603.
- Cardenas, A.E., Sozen, M.A. (1968), "Strength and Behavior of Isotropically and Nonisotropically Reinforced Concrete Slabs Subjected to Combinations of Flexural and Torsional Moments." University of Illinois, Civil Engineering Studies. Structural Research Series No.336. pp.250.
- Karpenko, N.I. (1976), "Tyeorija gyeformiroványija zselezobetona sz trescsinami." Sztrojizdat, Moszkva.
- Lenschow, R. J., Sozen, M.A. (1966), "A Yield Criterion for Reinforced Concrete Under Biaxial Moments and Force". Civil Engineering Studies. Structural Research Series No. 311. University of Illinois, Urbana.
- Lenschow, R. J., Sozen, M.A. (1967), "A Yield Criterion for Reinforced Concrete Slabs." Journal ACI 64. S.266-273.
- Németh F. (1967), "A ferde vasalású vasbeton lemezekkel kapcsolatos kísérletek és elméletek kritikai vizsgálata." Kutatási jelentés a KPM részére. Kézirat. pp.96.
- Németh F. (1968/1), "Ferde vasalású vasbeton lemez méretezése adott pontban elliptikus hajlítással". Építés és Közlekedéstudományi Közlemények. XII./3-4. pp. 379-394.
- Németh F. (1968/2) "Kísérletek ferde vasalású vasbeton lemezekkel a görbületi és nyomatéktenzorok nemlineáris összefüggésének felderítésére." Kutatási jelentés a KPM számára. Kézirat. pp.57.
- Németh F. (1974), "Kísérletek ferde vasalású vasbeton lemezekkel a görbületi és nyomatéktenzor összefüggésének felderítésére." Kutatási jelentés a KPM részére. Kézirat pp.82.
- Wegner, R. (1974), "Tragverhalten von Stahlbetonplatten mit nichtlinearen Materialgesetzen im gerissenen Zustand. Finite Element Methode." T.U. Braunschweig. Bericht Nr. 74-11. pp.183.

**DERIVATION OF THE FLEXURAL STIFFNESS
COEFFICIENT OF THE CRACKED REINFORCED
CONCRETE SLABS AT THE DIRECTION PERPEN-
DICULAR TO THE CRACK.**

Dr. Ferenc Németh

This paper deals with the derivation of the flexural stiffness coefficient after

the cracking of the r.c. slabs, in the direction perpendicular to the crack. Numerical examples and experiments show, that the flexural stiffness of the uncracked slabs depends mainly on the concrete. But after the cracking the stiffness considerable decreases and depends mostly on the reinforcing bars, in particular on their angle to the crack.

**Megrendelem a negyedévente megjelenő
VASBETONÉPÍTÉS című műszaki folyóiratot.**

Név:

Cím:

Tel.: Fax:

A Nyomtatott folyóirat

(előfizetési díj: 2003 évre:

4000 Ft)

☐

B Internet elérés

(előfizetési díj 2003 évre:

5000 Ft)

☐

Az eléréshez szükséges kódszám megküldéséhez
kérjük az előfizető e-mail címének megadását

Fizetési mód (a megfelelő választ kérjük jelölje be):

☐

Átutalom a fib Magyar Tagozat (címe: 1111 Budapest, Bertalan Lajos u. 2.)
10560000-29423501-01010303 számú számlájára.

☐

Számlát kérek eljuttatni a fenti címre

☐

Kérem az alábbi hitelkártyáról kiegyenlíteni:

Kártyaszám: Kártya típusa:

Kártya érvényessége: Átutalt összeg:

Dátum:

Aláírás:

**A megrendelőlapot kitöltés után kérjük visszaküldeni a szerkesztőség
címére:**

VASBETONÉPÍTÉS folyóirat szerkesztősége
c/o BME Építőanyagok és Mérnökgeológiai Tanszék
1111 Budapest, Műgyetem rkp. 3.
Telefon: 463-4068 Fax: 463-3450

(Ez a lap tetszőlegesen másolható.)

ÖNTÖMÖRÖDŐ BETON, A BETONTECHNOLÓGIA LEGÚJABB FORRADALMA

2. A MEGSZILÁRDULT BETON TULAJDONSÁGAI az irodalom alapján



Dr. Zsigovics István

*A betontechnológia egyik legújabb kihívása az öntömörödő beton. Ipari alkalmazása a negyedik generációs folyósító adaléksze-
rek (polikarboxilátéter, PCE) megjelenésével egyre szélesebb körű. Sikeres alkalmazásához szükséges, hogy megismerjük, mi is
az öntömörödő beton, és milyen kutatási, fejlesztési eredmények születtek az elmúlt évtizedben. Az öntömörödő beton technológi-
ája nagyfokú megértést és együttműködést kíván a tervezőtől, a beton előállítójától és a kivitelezőtől egyaránt. Jelen cikkkel ezt
szeretnénk elősegíteni.*

Kulcsszavak: beton, öntömörödő beton, nyomószilárdság, hasító-húzószilárdság, rugalmassági modulus, zsugorodás, kúszás

1. BEVEZETÉS

Előző cikkünkben (Zsigovics, 2003) összefoglaltuk az öntömörödő betonnal kapcsolatos legfontosabb fogalmakat és a frissbetonra vonatkozó vizsgálati módokat. Jelen cikkben a megszilárdult beton tulajdonságait ismertetjük az irodalom-ban fellelhető kísérleti eredmények alapján.

Az öntömörödő betonban a lisztfinom szemcsetartalom (cement+0,125 mm alatti szemcseméret), meghaladja az 500 kg/m³-t. Ezért érdemes megvizsgálni, hogy a friss beton nagy teljesítő képességéhez szükséges lisztfinom szemcsetar-talom milyen hatással van a megszilárdult beton tulajdonsá-gaira. A hagyományos betontechnológiában a nagy finomrész tartalmat (cement+0,25 mm alatti szemcseméret) nem tartják jónak, míg minimális értékét szivattyúzható vízzáró betonok esetében előírják. A nagy finomrész tartalom esetén a tömöri-tés során a habarcs felúszik a betonszerkezet tetejére, úgyne-vezett túlvibrálás jön létre. Ha viszont nem tömörítjük kellő mértékben a nagy finomrész tartalmú betont, megnő a repe-désveszély, csökken a szilárdság, csökken a beton teljesítőké-pessége.

Az öntömörödő beton esetében ez a veszély éppen az öntömörödő jellegből adódóan nem áll fenn. Az öntömörödés azon-ban a különböző betonösszetételek esetén nem jelent azonos betonstruktúrát. A betonösszetétel hatással van a levegőtarta-lomra, ami itt finom légpórus eloszlást jelent, valamint a mátr-ix és a kavicsváz arányára. Nagy víztartalommal és kevés cementtel is lehet öntömörödő betont készíteni, ami újabb kérdéseket vet fel, többek között a cement teljesítőképességé-vel kapcsolatban (például 170 kg/m³ cementtel C20 jelű be-ton állítható elő).

A kutatásban általában az a szokás, hogy egy etalon beton-hoz hasonlítják az öntömörödő beton tulajdonságait. Az eta-lon beton meghatározása nehéz feladat, így az összehasonlí-tásból messzemenő következtetéseket levonni nem célszerű. Azonban az öntömörödő beton tulajdonságai, működési tar-tományai, szélsőségesen jó és kedvezőtlen tulajdonságai meg-ismerhetők. Így lehetőség nyílik az alkalmazási területek meg-állapítására és a megfelelő irányelvek, szabályzatok összeál-lítására.

Az öntömörödő betonok hazai alkalmazásai során kapott 1, 7, 28 napos nyomószilárdsági eredményeket ismertetik Dalmy (2002), Erdélyi (2002), Erdélyi-Migály-Deményiné (2003a, 2003b, 2003c).

2. MEGSZILÁRDULT BETON TULAJDONSÁGAI

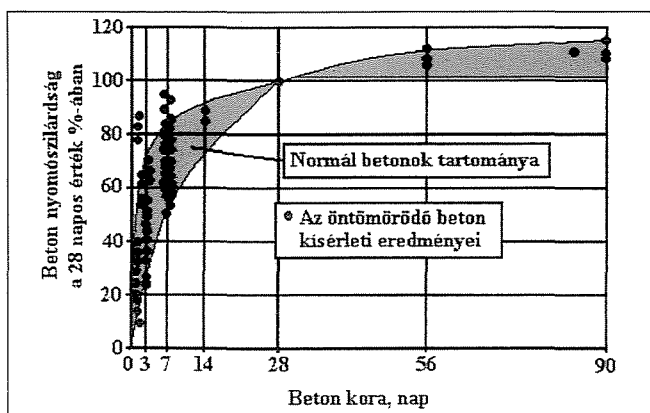
2.1 Mikrostruktúra

Több, nagy felbontóképességű mikroszkóp segítségével elvég-zett vizsgálat mutatja az öntömörödő betonok vibrált betonok-kal szembeni jobb mikrostruktúráját, mivel az adalékanyag és a cementkő érintkezési tartománya öntömörödő beton esete-ben lényegesen póruszegényebb, a póruseloszlás egyenlete-sebb. Ezzel szemben a vibrált betonok, különösen a nagyobb adalékanyag szemcse-tartományban porózusabbak, és gyen-gébb érintkezési zónát mutatnak (Trägardh, 1999; Skarendahl-Petersson, 2000).

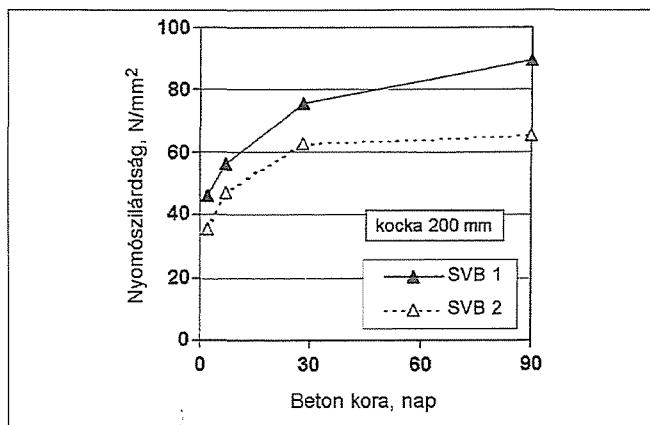
2.2 Szilárdulási folyamat

A vibrált beton és az öntömörödő beton szilárdulási folyama-ta az idő függvényében hasonlóságot mutat (1. ábra). Egyes esetekben az öntömörödő beton nagyobb korai szilárdságot érhet el, ami a további szilárdulási folyamat során kiegyenlítődik (Grube, Rickert 1999; Gibbs, Zhu, 1999).

A 2. ábra a vizsgált SVB1 illetve SVB2 jelű, márkajeggyel védett, és ezért a betonösszetételt nem adták meg, öntömörödő betonok nyomószilárdságának időbeli alakulását mutatja be. A vizsgált öntömörödő betonok nyomószilárdsági értékei nagyobbak, mint az összetétel alapján várt értékek. Megnö-velt nyomószilárdságokat majdnem minden öntömörödő be-ton esetében meg lehet figyelni, és ezek többek között a polikarboxilátéter bázisú folyósító anyagok megnövelt disz-pergálási hatása miatti jobb cementfeltárássra (hidratációra)



1. ábra: Beton nyomószilárdság időbeni alakulása (Holschemacher, 2001)



2. ábra: Az öntömörödő betonok nyomószilárdsága az idő függvényében (Brameshuber-Uebachs-Eck, 2001)

vezethető vissza. Ehhez hozzáadódik a szilárd anyagrészek rendszerint tömörebb struktúrája. A kőszénpernyét tartalmazó keverék lényegesen nagyobb utószilárdulást ér el, mint a mészkölisztes keverék (Brameshuber, Uebachs, Eck, 2001).

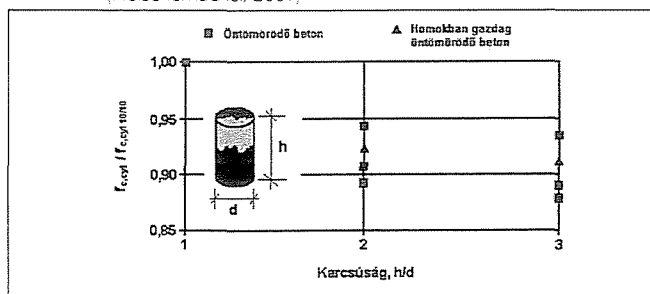
2.3 Kocka és henger nyomószilárdság arány

A kocka és henger próbatestek nyomószilárdságának aránya öntömörödő beton esetén lényegesen kisebbre adódott, mint a vibrált betonokra ismert arány (Holschemacher, 2001). Az átlagértékre kapott arányok:

$$\text{öntömörödő betonra: } \frac{f_{c,\text{cube}}(150\text{mm})}{f_{c,\text{cyl}}(150/300\text{mm})} = 1,06$$

$$\text{a DIN 1045-1 szerint: } \frac{f_{c,\text{cube}}(150\text{mm})}{f_{c,\text{cyl}}(150/300\text{mm})} = 1,15 \dots 1,25$$

3. ábra: A karcsúság hatása az öntömörödő beton hengerszilárdságára (Holschemacher, 2001)



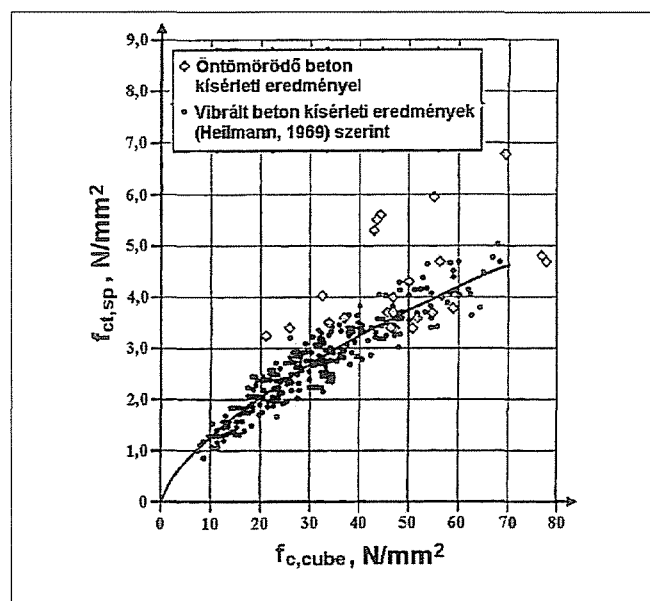
A pontosabb adatok megállapítása érdekében végzett kísérletsorozatokról viszonylag csekély szilárdságszökkenést tapasztaltak (Holschemacher, 2001) növekvő karcsúság mellett (3. ábra).

Az öntömörödő beton homogenitása mellett szól, hogy a megépített betonépítmények minőségellenőrzése során a mért nyomószilárdság kisebb szórást mutatott, mint a vibrált betonok esetében (Zhu, Gibbs, Bartos, 2001).

2.4 Hasító-húzószilárdság

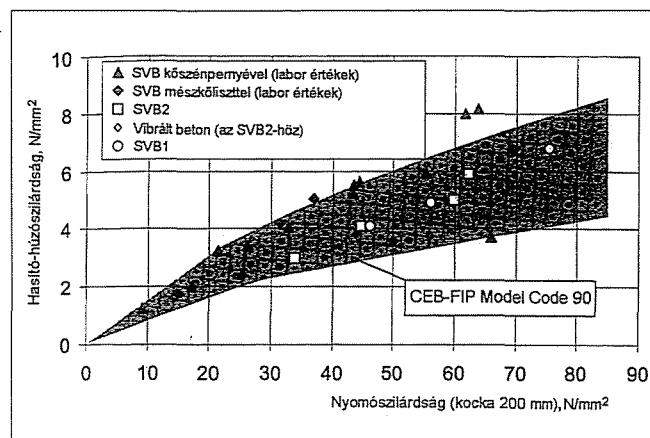
Az öntömörödő beton hasító-húzószilárdsága és nyomószilárdsága között hasonló összefüggés adódott, mint vibrált beton esetében, azonban az öntömörödő beton nagyobb hasító-húzószilárdságot ért el a nyomószilárdság növekedésével (4. ábra). A beton húzószilárdságának időbeni alakulása nem különbözik lényegesen egymástól az öntömörödő és vibrált beton esetében (Holschemacher, 2001).

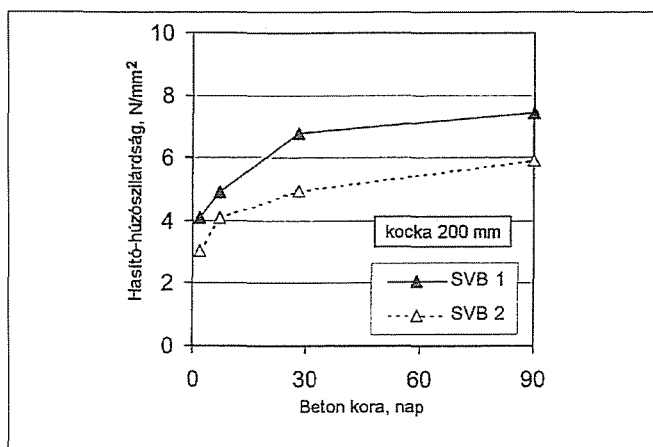
Az 5. ábra a vizsgált öntömörödő betonok hasító-húzószilárdságát mutatja más vizsgálati eredményekkel összehasonlítva (Brameshuber, Uebachs, Eck, 2001). Ezen kívül az ábrán a CEB-FIP Model Code 90 számított értékeit is jelölték. Az engedélyezéshez alapul vett, SVB1 illetve SVB2 jelű, márkajeggyel védett, vizsgált keverékek hasító-húzószilárdsága körülbelül azonos az összehasonlító normálbetonok megfelelő értékeivel.



4. ábra: Összefüggés a kockaszilárdság és a hasító-húzószilárdság között (Holschemacher, 2001)

5. ábra: Öntömörödő betonok hasító-húzószilárdsága a nyomószilárdság függvényében (Brameshuber, Uebachs, Eck, 2001)





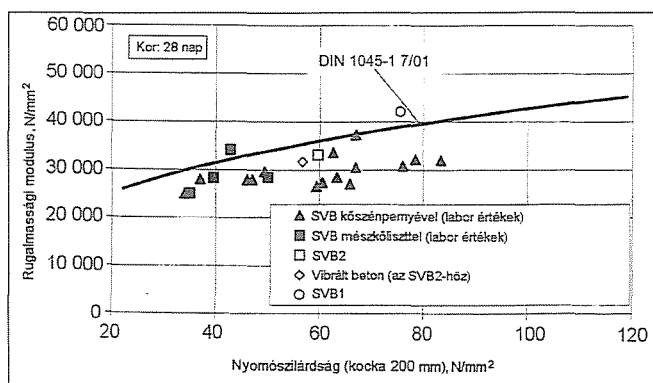
6. ábra: Ontómördő betonok hasító-húzószilárdsága a kor függvényében (Brameshuber, Uebachs, Eck, 2001)

Tendenciájukban az öntömördő betonok, főképpen nagyobb nyomószilárdságok esetén kisebb mértékben nagyobb hasító-húzószilárdságot adnak a CEB-FIP Model Code 90 értékeihez viszonyítva (Brameshuber-Uebachs-Eck, 2001).

A 6. ábra a fenti betonok hasító-húzószilárdságát mutatja a kor függvényében.

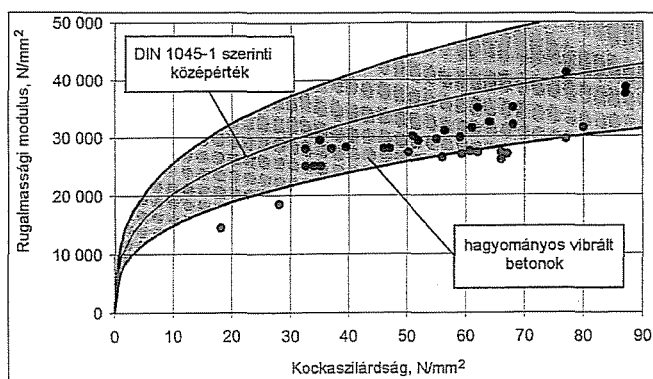
2.5 Rugalmassági modulus

A 7. ábra az öntömördő betonok, valamint az azonos szilárdsági osztályba tartozó, azonos kiindulási anyagokból előállított vibrált betonok statikus rugalmassági modulusát mutatja a DIN 1045-1 07.01 számított értékeihez hasonlítva. A kísérleti eredmények azt mutatják, hogy azoknak az öntömördő betonoknak és vibrált betonoknak a rugalmassági modulusa, amelyeket ugyanazokból a kiindulási anyagokból állítottak elő, majdnem azonosak. Az öntömördő betonban meg-



7. ábra: Statikus rugalmassági modulus a nyomószilárdság függvényében (Brameshuber-Uebachs-Eck, 2001)

8. ábra: összefüggés a rugalmassági modulus és a beton nyomószilárdsága között öntömördő betonok esetén (Holschemacher, 2001)



mutatkozó nagyobb péphányad, amely a rugalmassági modulus vonatkozásában inkább kisebb értékeket jelez előre, a részecskék tömörebb szövetszerkezete miatt nem vezet a rugalmassági tulajdonságok változásához. Az eredmények alaposabb elemzése azt mutatja, hogy mind az öntömördő, mind a vibrált betonok statikus rugalmassági modulusai tendenciájukban a DIN 1045-1 07.01 számított értékei alatt vannak (Brameshuber, Uebachs, Eck, 2001).

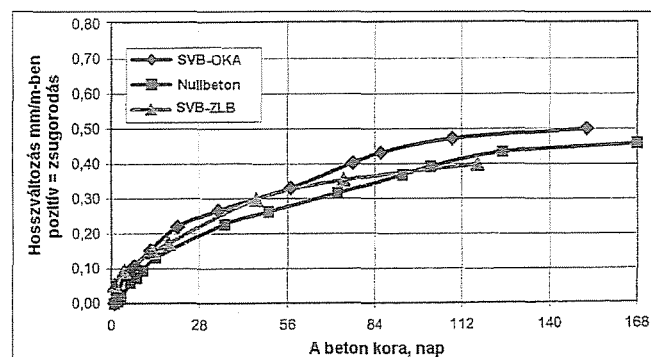
A 8. ábra a hagyományos, vibrált betonok statikus rugalmassági modulusa és a beton nyomószilárdsága közötti összefüggést ábrázolja, kiegészítve az öntömördő betonok kísérleti eredményeivel. Az öntömördő beton rugalmassági modulusa csaknem minden esetben a DIN 1045-1 07.01 szerint számított E_{cm} szilárdságtól függő középérték alatt van. Másrészt látható, hogy az öntömördő betonok szórása kisebb (Holschemacher, 2001).

A viszonylag kisebb rugalmassági modulus okaként a nagyobb finomszemcse hányadot valószínűsítik (Brameshuber, Reinhardt, Jooß, Uebachs, 2000).

2.6 Zsugorodás, kúszás

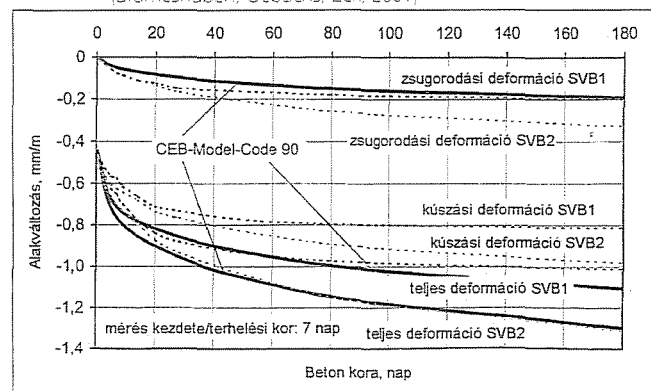
Maximum 165 l/m³ víztartalom esetén kis zsugorodású betont lehetett előállítani öntömördő betonból (Wagner, 2001). Az öntömördő betonok zsugorodása korai időszakban nagyobb, mint a hagyományosan vibrált betoné, majd később a zsugorodás üteme csökken (9. ábra).

Kúszási és zsugorodási vizsgálatokat végeztek Ø150x300 mm-es hengeren, ahol az SVB1 jelű beton öntömördő, előregyártáshoz használt beton volt, az SVB2 jelű beton pedig egy öntömördő transzport beton volt, mindkettő márkajeggyel védett. A próbatesteket 1 napig zsaluzatban, ködkamrában, 6 napig vízben, 20 °C hőmérsékleten tárolták. 7 napos korban kezdték el a kúszási vizsgálatokat a nyomószilárdság 1/3-ának megfelelő terhelési szinten. A zsugorodási vizsgálatokat is 7



9. ábra: Betonok zsugorodása Ø150x300 mm-es hengeren mérve (Wagner, 2001)

10. ábra: A vizsgált öntömördő betonok kúszása és zsugorodása (Brameshuber, Uebachs, Eck, 2001)



napos korban kezdtek el, a vízben való tárolás befejezése után. A 10. ábra a kúszási és zsugorodási vizsgálatok eredményeit mutatja be 180 napos korig. A mérési értékek összehasonlításához megadták a CEB FIP Model Code 90 szerint számított, összehasonlító szilárd betonokra vonatkozó, értékeket is.

Az ábrán látható, hogy a kúszásra és zsugorodásra vonatkozó értékek az egyik keverék esetében a számított előre jelzésnek felelnek meg, és a második keverék esetében még a CEB-FIP Model Code 90 szerint előre jelzett értékeknél is kedvezőbbek.

2.7 Főbb eredmények egy átfogó kísérletből

A hagyományos betonok és az öntömörödő betonok összehasonlítása mindig nehéz feladat, amit ráadásul a helyi alapanyagok használatával végeznek el. Ezért az összehasonlítás alapjául egy *magasépítési beton* és egy *mélyépítési beton* kategóriát állítottak fel 35 N/mm², illetve 60 N/mm² kockaszilárdsággal jellemezve (Sonebi, Bartos, Zhu, Gibbs, Tamimi, 2000). Ennek a két szilárdsággal jellemzett kategóriának megfelelő, öt különböző betont állítottak elő előkísérletek segítségével. A cél az öntömörödő beton tulajdonságainak megismerése, és ezáltal elősegíteni az öntömörödő beton technológia bevezetését az általános építési gyakorlatba.

A betont betonkeverő telepen állították elő és az alábbi vizsgálatokat végezték el: nyomószilárdság, zsugorodás, kúszás, rugalmassági modulus. Továbbá, hogy felbecsüljék a tartósságot, hosszantartó összehasonlító vizsgálatokat végeztek: fagyállóság, vízfelvétel és karbonátosodás.

A betonösszetételeket a 1. táblázat tartalmazza, jelölései:

Magasépítési etalon beton:	RH
Öntömörödő magasépítési beton:	SCCH
Mélyépítési etalon beton:	RC
Öntömörödő mélyépítési beton:	SCCC
Acélszálalás öntömörödő beton:	FSCC

	Magasépítési		Mélyépítési		FSCC
	RH	SCCH	RC	SCCC	
Víz	200	190	220	192	160
Portland cement 42,5	295	280	515	330	285
Mészkőliszt	---	245	---	---	270
Kohósalak	---	---	---	200	---
Acélszál (RC 65/35 BN)	---	---	---	---	30
Összes finomrész tartalom	295	525	515	530	555
Homok (0-5 mm)	840	865	655	870	940
20 mm kavics (*10 mm)	970	750	930*	750*	715
Viscocrete 2, kg	---	4,2	---	5,3	4,4
Normál folyósítószer	---	---	6,4	---	---
Víz/cement tényező	0,68	0,68	0,43	0,58	0,56
Víz/finomrész tényező	0,68	0,36	0,43	0,36	0,29

1. táblázat: A betonkeverék összetevői kg/m³-ben (Sonebi, Bartos, Zhu, Gibbs, Tamimi, 2000)

A friss beton vizsgálati eredményeket a referencia és az öntömörödő betonokra a 2. táblázatban adtuk meg.

A szabványos nyomószilárdság vizsgálati eredményeket a 3. táblázat mutatja be. A tervezett szilárdság 35 N/mm² volt a magasépítési betonra és 60 N/mm² volt a mélyépítési betonra. A 3. táblázatban lévő tényleges szilárdsági eredmények azt mutatják, hogy az öntömörödő betonok nyomószilárdsága nagyobb a tervezettnél. Az ilyen eltérés az öntömörödő betonok és a referencia betonok tényleges szilárdsága között a direkt összehasonlítást nehezíti.

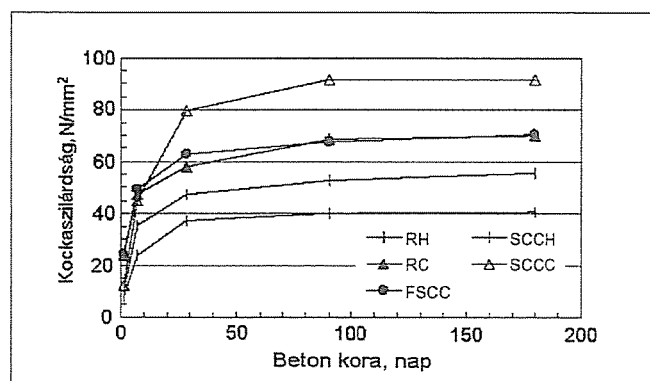
A szilárdság időbeni alakulását a 11. ábra, a relatív szilárdság alakulását a 12. ábra mutatja.

	Magasépítési		Mélyépítési		FSCC
	RH	SCCH	RC	SCCC	
Terülés 5 percnél (mm)	65 roskadás 50 roskadás	650	70 roskadás 70 roskadás	690	665
Terülés 60 percnél (mm)		600		640	640
T ₅₀₀ 5 percnél (s)		1,02		1,95	3,0
T ₅₀₀ 60 percnél (s)		1,66		1,84	3,0
L-doboz					
- T ₂₀₀ és T ₄₀₀ 10 percnél (s)		1-2		0,6-1,2	
- h2/h1 10 percnél		0,81		0,99	0,90
Orimet (80 mm)					
- kifolyási idő 10 percnél (s)		2,3		4,0	3,3
- kifolyási idő 70 percnél (s)		3,0		3,2	4,1
Orimet + JRing terülés					
- 15 percnél (mm)		670		635	650
- 75 percnél (mm)		605		635	615
Levegő tartalom (%)		1,5		1,1	--

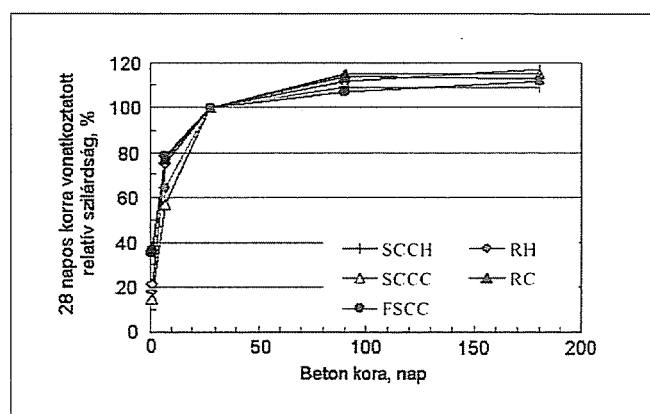
2. táblázat: Friss beton tulajdonságok (Sonebi, Bartos, Zhu, Gibbs, Tamimi, 2000)

Beton keverékek	28 napos nyomószilárdságok, N/mm ²	
Magasépítési keverékek	SCCH	47,0
	RH	37,0
Mélyépítési keverékek	SCCC	79,5
	RC	61,5
Acélszálalás öntömörödő beton keverék	FSCC	63,0

3. táblázat: 28 napos 150 mm-es élhosszúságú kockán mért nyomószilárdsági eredmények (Sonebi, Bartos, Zhu, Gibbs, Tamimi, 2000)

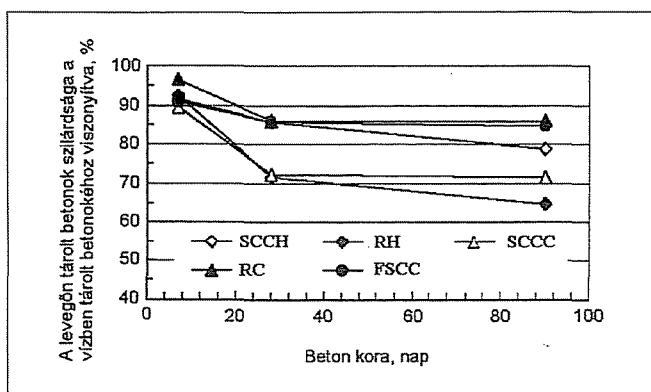


11. ábra: A betonok nyomószilárdsága a kor függvényében (Sonebi, Bartos, Zhu, Gibbs, Tamimi, 2000)



12. ábra: A relatív nyomószilárdság a kor függvényében a 28 napos korra vonatkoztatva (Sonebi, Bartos, Zhu, Gibbs, Tamimi, 2000)

Ahogy várható volt, a nyomószilárdságot erősen befolyásolta a víz-cement tényező és a lisztfinom szemcsék fajtája. Az azonos víz-cementtényező ellenére a mészkőliszt adagolású öntömörödő beton szilárdsága nagyobb, mint a referencia betoné. Az eltérés nem tekinthető csak vizsgálati eltérésnek. A viszonylagosan gyorsabb szilárdulás a magasépítési és acélszálalás öntömörödő beton esetében, különösen a kezdeti



13. ábra: A tárolás hatása a nyomószilárdságra (Sonebi, Bartos, Zhu, Gibbs, Tamimi, 2000)

korban, főként annak tudható be, hogy a mészkőliszt tartalomnak lehet gyorsító hatása a C_3S hidratációjára és a korai szilárdságra (Pera, Husson, Guilhot, 1999).

A 12. ábrán látható eredmények azt mutatják, hogy nincs jelentős eltérés a szilárdulási ütem alakulásában a vizsgált betonokra vonatkozóan.

A tárolás hatását a szilárdság alakulására a vízben tárolt és a levegőn tárolt próbatetek szilárdság arányában a 13. ábra mutatja be.

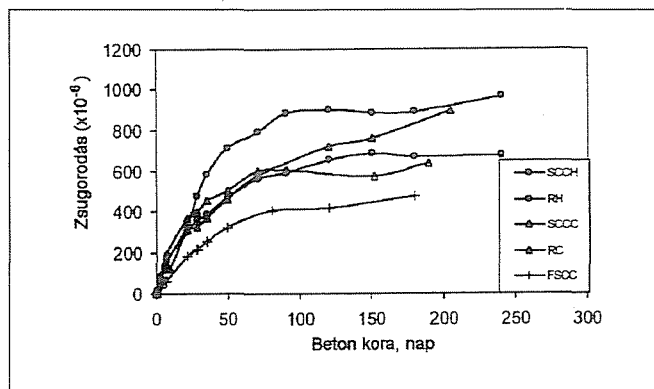
Ahogy várható volt, a levegőn tárolt betonok nyomószilárdsága kisebb volt, összehasonlítva a vízben tárolt próbatetekével. Azonban a szilárdságcsökkenés mértéke az elégtelen utókezelés miatt, 90 napos korig vizsgálva, a szilárdsági osztálytól és a finomrész fajtájától is függ. Úgy tűnik, hogy az öntömörödő betonok mészkő lisztrel kevésbé érzékenyek a levegőn való tárolásra, és a levegőn tárolt betonok szilárdságcsökkenése kisebb, mint az etalon betonoké. A különbséget annak lehet tulajdonítani, hogy a mészkőlisztnek gyorsító hatása, és vízmegtartó képessége van az öntömörödő beton keverékekben.

Annál az öntömörödő keveréknél, amelyhez kohósalakot adagoltak, érzékenyebb volt az utókezelésre, és a szilárdságcsökkenés nagyobb volt, mint az etalon betoné. Az utókezelésre való érzékenység azzal magyarázható, hogy a salak hidratációjának folytatódásához víz jelenléte szükséges. A hasító-húzószilárdsági eredményeket a 4. táblázatban adtuk meg.

Eredmények	SCCH	RH	SCCC	RC	FSCC
28 napos	3,4	2,4	4,7	4,1	4,0
180 napos	3,3	3,1	5,7	3,9	4,5
28 napos hasító- és húzószilárdság arány, %	7,1	6,5	5,9	6,6	6,4
180 napos hasító- és húzószilárdság arány, %	6,0	7,7	6,2	5,5	6,4

4. táblázat: A betonok hasító-húzószilárdsága (Sonebi, Bartos, Zhu, Gibbs, Tamimi, 2000)

14. ábra: A vizsgált próbatetek zsugorodása (Sonebi, Bartos, Zhu, Gibbs, Tamimi, 2000)



Ø150 x 300 mm-es henger alakú próbateteket 28 és 180 napos korban vizsgálták (Sonebi, Bartos, Zhu, Gibbs, Tamimi, 2000). A könnyebb összehasonlítás érdekében megadták a hasító-húzó- és nyomószilárdság arányt is. Az eredményekből látható, hogy a hasító-húzószilárdság és a nyomószilárdság közötti arány hasonló az összes vizsgált betonra vonatkoztatva.

A zsugorodást 100 x 100 x 400 mm-es próbatetekeken vizsgálták (Sonebi, Bartos, Zhu, Gibbs, Tamimi, 2000). A próbateteket egy napos korban zsugorolták ki, és utána 6 napig vízben tárolták. Az utókezelés után a próbateteket laboratóriumi körülmények között tárolták 20±5 °C hőmérsékleten. A felületi kiszáradási zsugorodás mérési eredményeit a 14. ábrán adtuk meg.

Az öntömörödő betonok zsugorodása 7 napos korig kis mértékben nagyobb volt, mint az etalon betonoké, de 28 napos korban és utána az etalon betonok nagyobb zsugorodást mutattak mint az öntömörödő betonok. Az acélszálás beton zsugorodása volt a legkisebb.

2.8 Az öntömörödő beton zsugorodása és kúszása

A zsugorodást és kúszást két különböző öntömörödő betonon vizsgálták. A tervezett henger nyomószilárdság 40, illetve 70 N/mm² volt. A betonok összetételét az 5. táblázatban adtuk meg.

	SCC40	SCC70
Filler (kg/m ³)	163	52
Cement (kg/m ³)	319	444
Val de Reuil 0/4 (kg/m ³)	912	874
Grande Paroisse 4/10 (kg/m ³)	760	851
Víz (kg/m ³)	192	176
Síkament 10 (kg/m ³)	4,1	9,3
Szabad víz (kg/m ³)	169	156
Levegő (%)	1,2	0,5
Szabad víz/cement arány	0,5287	0,3512
Filler/cement arány	0,51	0,116

5. táblázat: A vizsgált betonok összetétele

A friss beton vizsgálati eredményeket a 6. táblázat tartalmazza.

	SCC40	SCC70
Térítés (mm)	760 x 760	800 x 760
T ₅₀₀ (s)	2,8	4,3
28 napos szilárdság (N/mm ²)	46,5	62

6. táblázat: Friss beton vizsgálati eredmények

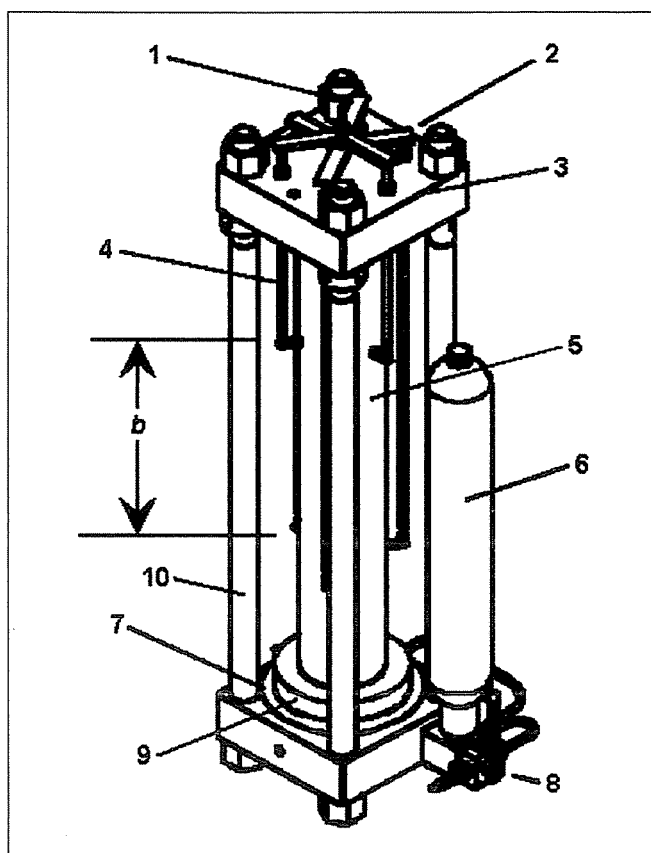
A próbatest mérete Ø160 x 1000 mm volt, és az alábbi vizsgálati programot követték:

- Autogén (önmagától lett) zsugorodás (AS, kiszáritás nélkül)
- Teljes zsugorodás (TS, kiszáritással)
- Alap kúszás (BC, kiszáritás nélkül)
- Teljes kúszás (TC, kiszáritással).

A teljes vizsgálati módszer a (Le Roy, Cussac, Martin, 1999)-ben van leírva és a 15. és 16. ábrán mutatjuk be.

A próbateteket kiszáradás ellen két rétegű öntapadó alumínium fóliával zárták le közvetlenül a kiszáritás után. A 7. táblázatban a henger próbatetek vizsgálati eljárását adtuk meg.

A próbatetekben mérték a betonok hőmérsékletét is, hogy ellenőrizzék a hőmérséklet hatását a vizsgálatokra. 24 óra után a hőmérsékletek stabilizálódtak a próbatetekben. A zsugorodási és a kúszási eredményeket a 17 és 18. ábrán adtuk meg. A vizsgálatokat egy éves korig végezték.



15. ábra: Kúszásvizsgáló készülék (Le Roy, Cussac, Martin, 1999)

b: mérési alaphossz = 50 cm

1: útadó

2: mérő háromszög

3: kúszási keret

4: invar rúd

5: beton próbatest

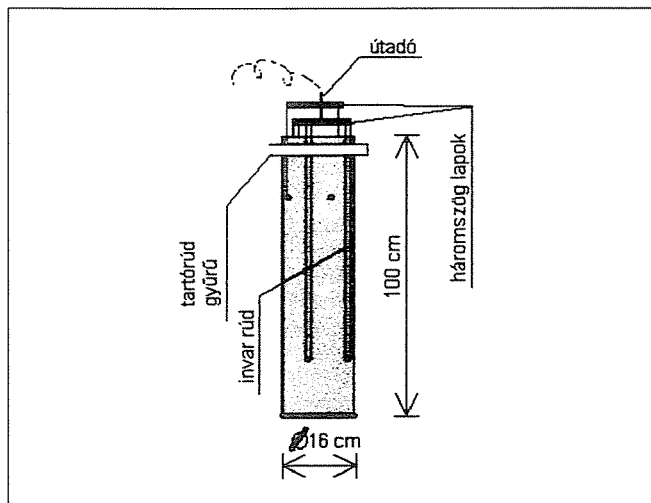
6: nitrogén akkumulátor

7: acél nyomólap

8: 3 utas szelep

9: erőmérő szelep

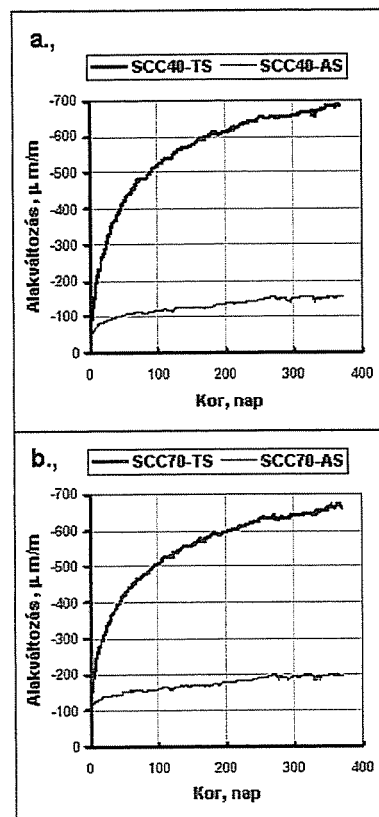
10: rúd támasz



16. ábra: Zsugorodásvizsgáló készülék (Le Roy, Cussac, Martin, 1999)

7. táblázat: A henger próbatestek kezelése a vizsgálat során (Sonebi, Bartos, Zhu, Gibbs, Tamimi, 2000)

Keverék	Teszt típusa	Kizsaluzás	Alumínium csomagolás	Száritás kezdete	Nyomás szintje (N/mm ²)	Terhelés ideje
SCC40	AS	1 nap	1 nap			
SCC40	TS	1 nap		1 nap		
SCC40	BC	1 nap	1 nap		11,51	28 nap
SCC40	TC	1 nap		1 nap	11,21	28 nap
SCC70	AS	1 nap	1 nap			
SCC70	TS	1 nap		1 nap		
SCC70	BC	1 nap	1 nap		19,65	28 nap
SCC70	TC	1 nap		1 nap	19,69	28 nap



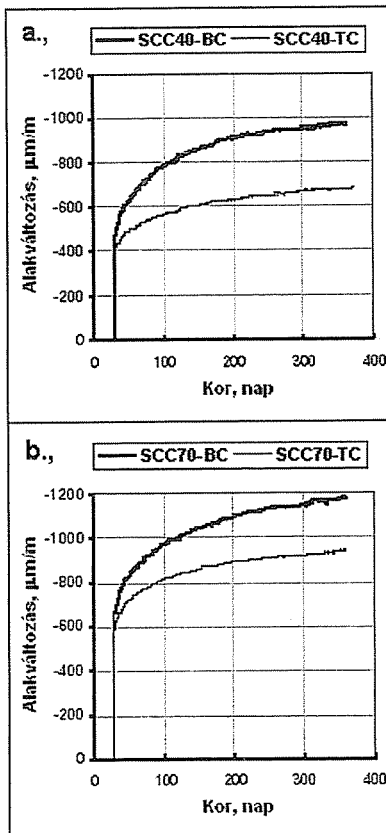
17. ábra: Zsugorodási alakváltozás kiszáritással és kiszáritás nélkül (Sonebi, Bartos, Zhu, Gibbs, Tamimi, 2000)

a) magasépítési beton

b) mélyépítési beton

18. ábra: Kúszási alakváltozás vizsgálati eredmények kiszáritással és kiszáritás nélkül (Sonebi, Bartos, Zhu, Gibbs, Tamimi, 2000)

Megjegyzés: Az eredményekben a zsugorodás nincs benne, de a rugalmas alakváltozás benne van.



A vizsgált mélyépítési betonok kiszáritás nélküli zsugorodása nagyobb volt, mint a magasépítési betonoké. Ugyanakkor a kiszáradásból adódó zsugorodás a magasépítési betonokénál volt nagyobb, a mélyépítési betonokénál pedig kisebb.

A beton kiszáradásakor kisebb a lassú alakváltozás, mint ha nem szárad ki. Azonos terhelési szinten a lassú alakváltozás gyakorlatilag azonos volt. A magasépítési beton kis mértékben érzékenyebb a nedvességi állapotra, a kiszáradt beton lassú alakváltozása kisebb, mint a mélyépítési betoné.

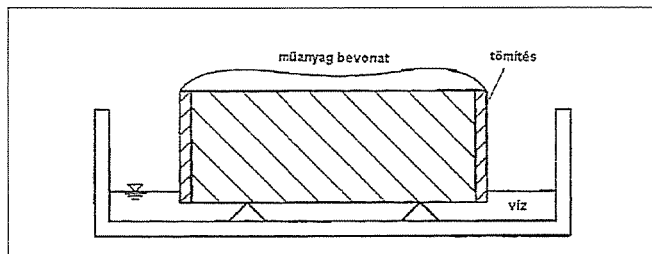
A kúszási tényező egy éves korban:

$$\begin{aligned} \rho_{40-BC} &= 2,5, & \rho_{40-TC} &= 1,7, \\ \rho_{70-BC} &= 2,0, & \rho_{70-TC} &= 1,58. \end{aligned}$$

2.9 Vízfelvétel a beton felületén

Manapság már ismert, hogy a transzport tulajdonságok a beton felületén jelentős szerepet játszanak a vasbeton szerkezetek tartósságában. Ez azért van, mert a legtöbb károsodási folyamat, ami megtámadja a beton szerkezeteket, magukba foglalja az agresszív hatóanyag transzportját (pl. víz, önmaga vagy agresszív iont hordozva, szén-dioxid, oxigén) a betonba és rendszerint az a helyzet, hogy a nagyobb behatolási ellenállás nagyobb tartósságot eredményez (Buenfeld, 1997). A beton felületi transzport jellemzőit három mechanizmus/folyamat irányítja, nevezetesen a kapilláris abszorpció, az áteresztő képesség, és a diffúzió. Mintegy kiindulási pontként a beton felületének abszorpciós képessége és a víz bejuttatása a betonba a kapilláraktivitás által, a beton tartósságának egy indirekt meghatározására szolgál.

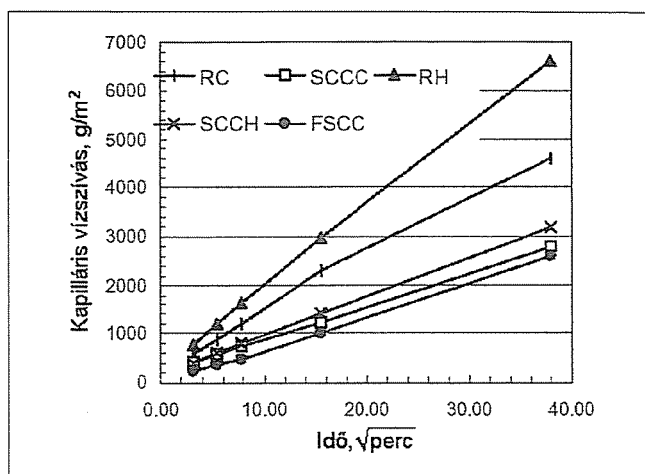
A vizsgálatokat a RILEM TC116-PCD előírásai alapján végezték. A vizsgálatot a 19. ábrán mutatjuk be. A 150 mm-es kocka oldalfelületét vizsgálták és nem az alsó felületét, összhangban a RILEM javaslattal. A próbatestet 6 hónapig utókezeltek, majd 4 hétig 50-55°C hőmérsékleten előkondicionálták. A lehűlés után a próbatestet a RILEM javaslatok alapján készítették elő és vizsgálták. A vízfelszívást tömegméréssel, 10 perc, 0,5, 1, 2, 4 és 24 órás vízzel való érintkezés után végezték el.



19. ábra: Kísérleti elrendezés a kapilláris vízfelvétel vizsgálathoz (RILEM TC116-PCD, 1999)

A vizsgálati eredményeket egységnyi felületre vonatkoztatva adták meg (g/m^2). Az eredményeket a 20. ábrán és a 8. táblázatban adtuk meg.

Az eredményekből látható, hogy az etalon betonok kapilláris vízfelvele nagyobb volt, mint az öntömörödő betonoké azonos nyomószilárdság, illetve v/c esetében. Az eredmények azt mutatják, hogy az öntömörödő beton felülete tömörebb volt és jobban ellenállt a folyadék behatolásnak, mint az etalon betoné. Ez valószínűleg annak a következménye, hogy az öntömörödő betonban relatíve kisebb a víz-lisztfinom szemcse arány. Ugyanakkor a mészkölszt töltő hatása az öntömörödő betonokban növeli a cement hidratációs termékeket, ugyanúgy mint a kohósalak a mélyépítési öntömörödő betonban. Más tényezők, mint a cement és lisztfinom szemcsék jobb



20. ábra: A betonfelület kapilláris vízfelvele (Sonebi, Bartos, Zhu, Gibbs, Tamimi, 2000)

Beton-keverékek	A vizsgált felület egysége eső vízfelvele, g/m^2					Felszívóképesség, mm/vóra
	10 perc	30 perc	1 óra	4 óra	24 óra	
RC	576,5	867,1	1194,5	2292,2	4584,3	0,8895
SCCC	412,7	571,4	734,7	1229,0	2789,0	0,5282
RH	752,8	1192,6	1614,4	2956,6	6616,2	1,298
SCCH	391,1	613,3	795,6	1413,3	3173,3	0,6148
FSCC	217,7	349,2	471,6	1002,2	2602,9	0,5361

8. táblázat: A betonfelület kapilláris vízfelvele eredményei (Sonebi, Bartos, Zhu, Gibbs, Tamimi, 2000)

eloszlása és a jobb vízmegtartás az öntömörödő betonokban szintén hozzájárulhatott az kisebb felületi vízfelvelelhez.

2.10 Karbonátosodás

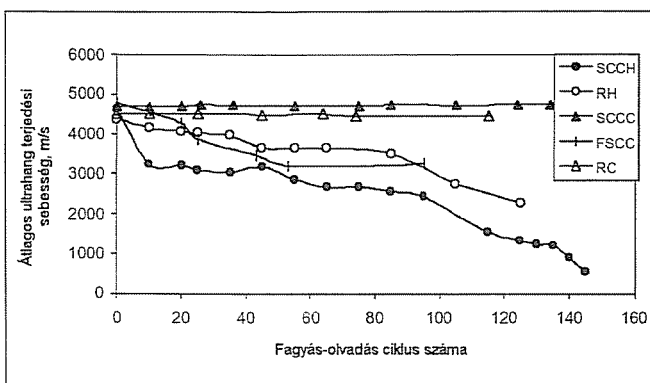
A megszilárdult beton tartósságát kültéri hatásoknak kitett oszlopon és gerendán vizsgálták minden egyes keveréken. Habár ez a vizsgálat megbízható eredményeket ad a tartóssággal kapcsolatos teljesítőképességet (vagy károsodást) hosszú ideig kell vizsgálni. Mivel a jelen vizsgálatokban ez az idő csak 8-tól 15 hónap, túl korai lenne messzemenő következtetéseket levonni a betonok tartósságára vonatkozóan. Ezért a karbonátosodásra kapott eredmények csak kiindulási pontnak tekinthetők a további vizsgálatok számára.

Ami a tartósságot illeti, tény az, hogy a karbonátosodás lecsökkenti a megszilárdult portlandcement kő pH-ját 13-ról körülbelül 9-re. A pH lecsökkenése a kritikus értékre azt eredményezheti, hogy a védő oxidréteg depasszíválódásának eredményeképpen az acélbetét korróziója megkezdődhet. A vizsgálatok során a karbonátosodást fenoltalein vizsgálattal végezték el, a RILEM javaslat CPC-18 "Megszilárdult beton karbonátosodási mélységének mérése" 1988 szerint. A mérési eredményeket a 9. táblázatban adtuk meg.

Karbonátosodási mélység, mm		Vizsgált betonkeverékek				
		RH	SCCH	RC	SCCC	FSCC
Kültéri tárolási idő	6-9 hónap	0,5	0,5	0	0	0,5
	10-12 hónap	nincs mérés	nincs mérés	0	0	--
	13-15 hónap	2,0	2,0	--	--	--

9. táblázat: Külső környezeti hatásoknak kitett betonok karbonátosodási mélysége (Sonebi, Bartos, Zhu, Gibbs, Tamimi, 2000)

Határozott megállapítást lehet tenni arra vonatkozóan, hogy egy éves korban a magasépítési betonok 2 mm karbonátosodási mélységet mutattak, míg a mélyépítési betonok a nagyobb szilárdsági osztályban a karbonátosodásnak semmilyen jelét nem mutattak. Az acélszálal beton karbonátosodása kb. 0,5 mm volt 8 hónapos korban.



21. ábra: Ultrahang terjedési sebesség csökkenése a vizsgált betonokban (Sonebi, Bartos, Zhu, Gibbs, Tamimi, 2000)

2.11 Fagyhatással szembeni ellenállás

A fagyállóság vizsgálatot 75x75x300 mm-es próbatesten végeztek el, hogy kiértékeljék a fagyállósággal kapcsolatos tartósságot. A 28 napos korú betonokat -30 és $+20$ °C hőmérsékleteken tárolták 18, illetve 6 óráig. A tömegveszteséget és az ultrahang terjedési sebességet mérték a próbatesteken. A mérési eredményeket a 21. ábrán adtuk meg.

Ki kell hangsúlyozni, hogy a betonokba nem vittek be légpórusokat. Nem volt tömegveszteség egyik betonösszetétel esetében sem. A mélyépítési betonok esetében nem csökkent az ultrahang terjedési sebessége a fagyás-olvasás ciklus függvényében. A magasépítési betonok esetében az öntömörödő beton kisebb ellenállást mutatott, mint az etalon beton. Az acélszálalás beton is kisebb ellenállást mutatott, mint a mélyépítési betonok.

A szilárd beton- és tartóssági tulajdonságok becslése során az öntömörödő betont nem tekinthetjük egységes rendszernek. Az öntömörödő beton megjelölés csupán hasonló friss beton tulajdonságok átfogó megnevezése. Más tulajdonságok – akárcsak a hagyományos vibrált betonok esetén – jelentős mértékben függenek az adott receptúrától és ezzel kapcsolatban különösen az alkalmazott töltőanyagoktól (Ludwig, 2001).

3. MEGÁLLAPÍTÁSOK

Áttekintést adtunk az öntömörödő betonok szilárd beton tulajdonságainak főbb jellemzőiről, úgymint mikrostruktúra, szilárdulási folyamatok, szilárdságok, zsugorodás, kúszás és tartóssági tulajdonságok.

Az öntömörödő betonok jobb mikrostruktúrájuk, mivel a vibrálás során, többé-kevésbé az adalékanyag és cementpép között kiváló vízfilm réteg nem jelenik meg a beton struktúrájában.

Általában az a tapasztalat, hogy az öntömörödő betonok szilárdulása a korai, egy-két hetes időszakban gyorsabb, ami alapvetően a töltőanyagok szilárdulási folyamatokra gyakorolt hatásával magyarázható.

Az öntömörödő betonok azonos, vagy jobb húzószilárdsággal rendelkeznek, mint a vibrált betonok.

Az öntömörödő betonok rugalmassági modulusa általában kisebb, mint az etalon vibrált betonoké.

A zsugorodás és kúszás a korai időszakban gyorsabb de később ez lecsökken a vibrált etalon betonokéhoz viszonyítva.

Az öntömörödő betonokkal is nagy teljesítőképességű tartós betonok állíthatók elő 60 N/mm² nyomószilárdság felett.

A nagy teljesítőképességű friss beton megszilárdult beton

tulajdonságait az eddig kialakított vizsgálati eljárásokkal lehet vizsgálni.

4. KÖSZÖNETNYILVÁNÍTÁS

A szerző köszönetet mond az OTKA kutatási támogatásért (OTKA 032525). A szerző köszönetet mond a SIKÁ Hungária Kft-nek az irodalmi anyag lefordításában nyújtott segítségért.

5. HIVATKOZÁSOK

- Brameshuber, W., Reinhardt, H-W., Jooß, M., Uebachs, S. (2000), "Erstarren, Erhärten und Festbetoneigenschaften. In: Reinhardt, H-W., Sachstandbericht selbstverdichtender Beton (SVB)", *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton*, Berlin 2000.
- Brameshuber, W., Uebachs, S., Eck, T. (2001), "Betontechnologische Grundlagen des selbstverdichtenden Betons", November 2001 Leipzig, *Bauwerk Verlag GmbH Berlin*, pp. 11-23.
- Buenfeld, N-R. (1997), "Measuring and modelling transport phenomena in concrete for life prediction of structures", *Chapter 5 of Prediction of Concrete Durability*, Edited by Glanville, J., Neville, A-M., E&FN Spon, London, 1997.
- Dalmy, D. (2002), "Beton- és vasbeton szerkezetek védelme, javítása és megerősítése II", 9.21 fejezet: "Öntömörödő beton alkalmazása egy cseplő csarnok oszlopainak vasbeton köpenyezésére", *Műegyetemi Kiadó*, pp. 563-573.
- Erdélyi, A. (2002), "Beton- és vasbeton szerkezetek védelme, javítása és megerősítése II", 7.3 fejezet: "Öntömörödő beton", *Műegyetemi Kiadó*, pp. 91-101.
- Erdélyi A., Migály B., Deményiné H-D. (2003a) "Öntömörödő beton alkalmazása I.", *BETON XI. évf. 3. szám*, 2003. március, pp. 10-11.
- Erdélyi A., Migály B., Deményiné H-D. (2003b) "Öntömörödő beton alkalmazása II.", *BETON XI. évf. 4. szám*, 2003. április, pp. 3-6.
- Erdélyi A., Migály B., Deményiné H-D. (2003c) "Öntömörödő beton alkalmazása III.", *BETON XI. évf. 6. szám*, 2003. június, pp. 11-13.
- Gibbs, J-C., Zhu, W. (1999), "Strength of hardened self-compacting concrete", *Proceedings of the 1st RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete*, Stockholm, 1999. RILEM Proceedings Pro 7, pp. 199-209.
- Grube, H., Rickert, J. (1999), "Selbstverdichtender Beton – ein weiter Entwicklungsschritt des 5-Stoff-Systems Beton", *Beton Vol. 49 (1999)*, 4. füzet, pp. 239-244.
- Holschemcher, K. (2001), "Bemesserungsrelevante Eigenschaften von selbstverdichtenden Betonen" November 2001 Leipzig, *Bauwerk Verlag GmbH Berlin*, pp. 129-143.
- Le Roy, R., Cussac, J-M., Martin, O. (1997), "Structures sensitive to creep: from laboratory experimentation to structural design. The case of the Avignon high-speed rail viaduct", *Special Issue of Revue Française du Génie Civil: Creep and Shrinkage of concrete*, Vol. 3 n° 3-4 ed. By Ulm, Prat, Calgáro and Carol, pp. 133-157.
- Ludwig, H-M. "Dauerhaftigkeit selbstverdichtender Betone", November 2001 Leipzig, *Bauwerk Verlag GmbH Berlin*, pp. 175-190.
- Pera, J., Husson, S., Guilhot, B. (1999), "Influence of finely ground limestone on cement hydration", *Cement & Concrete Composites 21*, 1999, pp. 99-105.
- RILEM recommendations CPC-18, "Measurement of hardened concrete carbonation depth", *Materials and Structures*, 1988.
- RILEM TC116-PCD: "Permeability of concrete as a criterion of its durability. C: determination of the capillary absorption of hardened concrete", *Materials and Structures*, 32, April 1999, pp. 178-179.
- Skarendahl, A., Petersson, Ö., (2000), "Self-Compacting Concrete" State-of-the-Art report of RILEM TC 174. *RILEM Report 23*, 2000.
- Sonebi, M., Bartos, P-J-M., Zhu, W., Gibbs, J., Tamimi, A. (2000), "Properties of hardened concrete", Task-4, Final report, 2000-5-2, p 73.
- Trägårdh, J. (1999), "Microstructural features and related properties of self-compacting concrete", *Proceedings of the 1st International RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete*, Stockholm, RILEM Proceedings Pro 7, pp. 199-209.
- Wagner, J-P. (2001), "SVB aus Sicht des Bauausführenden", November 2001 Leipzig, *Bauwerk Verlag GmbH Berlin*, pp. 1-9.
- Zhu, W., Gibbs, J., Bartos, P-J-M. (2001), "Uniformity of in situ properties of self-compacting concrete in full-scale structural elements", *Cement & Concrete Composites 23*, pp. 57-64.
- Zsigovics, I. (2003), "Öntömörödő beton, a betontechnológia legújabb forradalma, 1. Fogalmak és vizsgálati módok", *Vasbetonépítés*, 2003/1. pp. 17-24.

Dr. Zsigovics István (1949) okleveles építőmérnök, (1974.) egyetemi doktori fokozat (dr. techn), a BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszék

adjunktusa. Fő érdeklődési területei: betontechnológia, beton törési
tönkremenetele folyamatának vizsgálata, a szilárdságvizsgálat fejlesztése,
szerkezetek javítása és védelme, különleges betonok nagy teljesítőképességgel.
Hídvizsgálatok, betonszerkezetek szakértése. Az SZTE tagja.

SELF-COMPACTING CONCRETE, NEWEST REVOLUTION OF CONCRETE TECHNOLOGY 2. PROPERTIES OF HARDENED CONCRETE

Dr. István Zsigovics

Self compacting concrete was first developed in 1988 in order to achieve durable concrete structures and to avoid compaction work in site. Investigations for establishing rational mix-design and testing methods were carried out to develop standards for self compacting concrete.

Present article intends to summarize most important properties of hardened concrete to compare with reference mixes.

Self-compacting concrete has a better microstructure, therefore, it is a high performance and durable concrete in the higher range of compressive strength (60 N/mm²).



Kopecskó Katalin

Az üvegszál-erősítésű betonokkal (GFRC) kapcsolatos fő aggodalom az üvegszál tartóssága a cementkőben kialakuló alkálikus környezetben. Manapság már alkáliálló (AR) üvegszálak is hozzáférhetőek, amelyek javított alkáli ellenálló képességgel rendelkeznek. Jelen vizsgálatok során magukat az alkáliálló üvegszálakat tettük ki szélsőséges alkálikus környezetnek. A szálakat telített kalcium-hidroxid oldatban (pH 12,3) tároltuk 56 napon át 70° C-on. Ezek a kísérleti körülmények olyan mértékű gyorsított öregedést váltanak ki, amely feltehetően több mint a betonba ágyazott üvegszálat érő hatás a teljes tervezett élettartam alatt. Azt tapasztaltuk, hogy az egyik fajta üvegszál terméket borító védőréteg leválik a szálaokról, majd lyukak jelennek meg a szál felületén a tönkremeneteli folyamat részeként. A másik üvegszál esetén a védőréteg nem válik le a szálaokról, ennek ellenére lyukak jelennek meg magán a védőrétegen. A kalcium-hidroxid oldatból származó kristályok behatolnak a pászmák szálai közé és a szálak felületén megjelenő lyukakba. A tönkremeneteli folyamat egyes termékek esetén kalcium-szilikát-hidrát (CSH) fázisok keletkezésével jár. Ez a két folyamat járulhat hozzá az irodalomban leírt jelenséghez, miszerint a szálak tapadóképesége a szálak tönkremeneteli folyamatának kezdetén növekedhet.

Kulcsszavak: üvegszál, AR-üveg, szálerősítésű beton, GFRC, tapadás

1. BEVEZETÉS

1.1 Üvegszálak portlandcementkőben

1.1.1 Általános tapasztalatok

A kutatások és a gyakorlati alkalmazás fő hangsúlya a hagyományos portlandcementből készült cementkőbe ágyazott üvegszálak viselkedésének tanulmányozásán van. A szálak fizikai teljesítőképessége a cementkőben, és ennek eredményeként a teljes kompozit teljesítőképessége függ a szál és az ágyazóanyag kémiai összetételétől és fizikai mikrostruktúrájától az együttlétező zónában.

Az együttlétező réteg közvetlen vizsgálata jelentéssel bíró fizikai paraméterrel nehezen valószínűsíthető meg, ezért számos korábbi kutatás a kompozit tulajdonságainak vizsgálatára irányult. A kompozit tulajdonságainak változásaiból következtettek a szálak szilárdságában végbemenő lehetséges változásokra. Az irodalmi adatok többsége a különböző típusú üvegszálak tartósságát illetően ezen a deduktív módszeren alapul. Mivel nem definiálták a cementkő mikrostruktúra változásának és a szálszilárdság változásának relatív hozzájárulását a kompozit tulajdonságainak változásához, a következtetéseket fenntartással kell kezelni. A korábbi kutatások nyomán szintén láthatóvá vált, hogy a kompozit húzószilárdsága a hajlító szilárdsági vizsgálatból számítva függ a kompozit alakváltozó képességétől függetlenül a húzószilárdságtól, amely félrevezető következtetéseket sugallhat a szálak tartósságát illetően (Hannant, 1978).

Későbbiekben az üvegszálak tartósságát gyakran a cementkőből kivett szál szilárdsági vizsgálata alapján ítélték meg. Ez nagyon bonyolult kísérleti munkát igényel, ezért korlátozott mennyiségű megbízható adat áll rendelkezésünkre a különböző szálak szilárdságában végbemenő változásokról a cementkő alkálikus környezetének hatására.

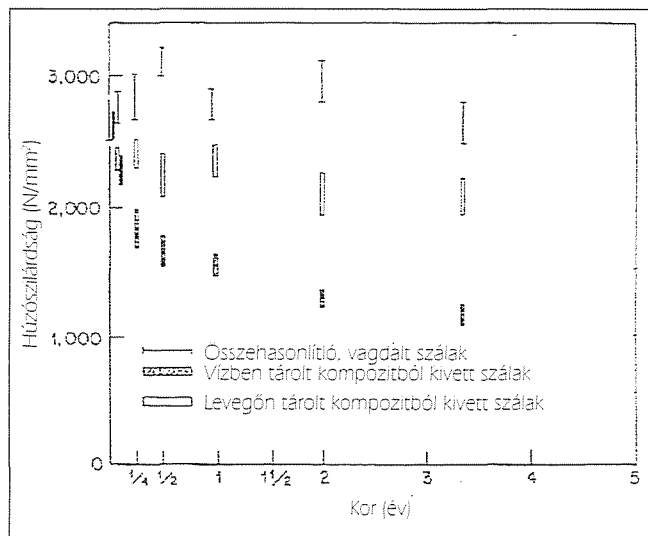
A szálak tartósságát az is befolyásolja, milyen jellegű bevonat van a felületükön. Ezekkel a bevonatokkal általában rögtön az olvadékból történő szálhúzás után látják el a szálak felületét. Kevés ismeret áll rendelkezésre a különböző bevo-

nó anyagok hatásáról. A különböző üvegek közvetlen összehasonlítása így nem lehetséges, hacsak nem hozzáférhető az adatok a bevonatok típusáról, összetételéről és vastagságáról (Hannant, 1978).

1.1.2 Az alkáliálló (AR) üvegszálak korróziója cementkőben

A szálak húzószilárdságát Cohen és Diamond (1975) valamint Majumdar (1975) cementkőből kivett alkáliálló üvegszálakon vizsgálták. Cohen és Diamond (1975) a próbatesteket levegőn tárolták 22° C-on és 50% relatív páratartalom mellett. Azt találták, hogy a szálak szilárdsága a bekeverés és 1 napos kor között csökken, de a kísérlet további 500 napjában nem tapasztaltak változást a szálak szilárdságában.

Majumdar, West és Larner (1977) levegőn és vízben 1200 napig tárolt próbatestekből különböző korokban kivett szálakon végzett szilárdsági vizsgálatokat. Az 1. ábráról látható, hogy a vízben tárolt próbatestekből származó szálak szilárdsága nagyobb mértékben csökkent, mint a levegőn tároltaké. A vizsgálatokból azonban az is kitűnik, hogy a vizes próba-



1. ábra: Cementkőből kivett alkáliálló üvegszálak húzószilárdsága (Majumdar, West and Larner, 1977)

Összetétel	A-üveg (m%)	E-üveg (m%)	Cem-FIL* AR-üveg (m%)	NEG** AR-üveg (m%)
SiO ₂	73,0	54,0	62,0	61,0
Na ₂ O	13,0	-	14,8	15,0
CaO	8,0	22,0	5,6	-
MgO	4,0	0,5	-	-
K ₂ O	0,5	0,8	-	2,0
Al ₂ O ₃	1,0	15,0	0,8	-
Fe ₂ O ₃	0,1	0,3	-	-
B ₂ O ₃	-	7,0	-	-
ZrO ₂	-	-	16,7	20,8
TiO ₂	-	-	0,1	-
Li ₂ O	-	-	-	1,0

Megjegyzés: * Pilkington Brothers Ltd. UK (Cem-FIL)
 ** Nippon Electric Glass (NEG)

1. táblázat: Különböző üvegszálak kémiai összetétele (Larner, Speakman and Majumdar, 1976)

testekből származó szálak szilárdsága 5 év után sem csökken 1000 N/mm² alá.

Időjárási körülményeknek hosszútávon kitett próbatestekkel végzett kísérletek feltárták, hogy az AR-üveg szálak húzószilárdság csökkenést és duktilitás veszteséget mutathatnak az idő múlásával. Azt tapasztalták, hogy a portlandcementben létrejövő alkálikus környezetben a tulajdonságok szinte változatlanok maradnak. Ugyanakkor, ha nedves környezetnek hosszú távon volt kitéve az AR-üvegszál erősítésű beton, szilárdságcsökkenést tapasztaltak, melyet duktilitás veszteség kísért. Habár az öregedési folyamat mechanizmusa nem tisztázott, a szilárdság és duktilitás csökkenést nedves környezetben többnyire annak a fizikai hatásnak tulajdonítják, melyet a kalcium-hidroxid feldúsulása okoz a szálkötegek körül és a szálak közötti térben (Bentur és Diamond, 1987). A kalcium-hidroxid törekenysége vezethet a tapadás növekedéséhez és feszültség lokalizációhoz terhelés alatt és következésképpen, az AR-üvegszál erősítésű beton töredezettségéhez (Shah, Ludirdja, Daniel and Mobasher, 1988).

Az üvegszálak korróziója a cement hidratációja során keletkező kalcium-hidroxid hatására jön létre, bár az alkáli-hidroxidok is jelentős szerepet játszanak a folyamatban. Wojnárovits és Fodor (1989) kísérleteiben korróziós közegként telített kalcium-hidroxidot és 1n töménységű nátrium-hidroxid oldatot használtak. A modellanyag bazalt- és üvegyapot volt. Az eredmények azt mutatják, hogy a korrózió jellege és a szálak összetételének hatása erre eltérő a fenti korróziós közegek esetében. A cementkő hatásának modellezésére a következő paramétereket javasolják az öregítési kísérletekhez: kalcium-hidroxid oldat 70°C-on, 1:40 szál:közegek tömegarányával.

Wojnárovits (1990) öt különböző szilikátszálat vizsgált telített kalcium-hidroxid oldatban 70°C-on. Megállapította, hogy a szál kémiai összetételének (1. táblázat) hatása döntő, de a szálméret hatása sem elhanyagolható. A szál összetételében az alkáli-oxidok hiánya és a ZrO₂, TiO₂, MgO valamint Fe₂O₃ jelenléte előnyös, míg az Al₂O₃ tartalom káros hatású. Azonos kémiai összetétel mellett a vastagabb szálak mechanikai stabilitása jobb. Az alkáli-oxid tartalmú üvegszálak korróziója hosszan tartó folyamat, míg az alacsony alkáli tartalmú vagy alkálimentes szálak korróziója idővel csökkenő mértékű.

1.2 Tapadás az üvegszál erősítésű cementben

Az üvegszál erősítésű cement, és maga az üvegszál is egy kompozit. A szálerősítő anyag természete, tulajdonságai nagymértékben hozzájárulnak a tapadás jellegéhez, mely időben változhat. Az üvegszálkötegek, pászmák szilárdsága is válto-

zó és a tönkremeneteli módjuk is nagyon eltérő a többi szálerősítő anyagétól, pl. az acélszálettől.

Bartos (1982) cikkében áttekinti az üvegszálakkal és az üvegszál erősítésű betonokkal kapcsolatos kutatások várható irányait. Bemutatja kihúzó kísérleteinek eredményeit. A tapadás fő jellemzői megállapíthatóak azon esetekben, amelyeknél teljes kihúzóadás következett be. A kritikus beágyazási hossz a tönkremeneteli mód megváltozásához társul és egy fontos tervezési paraméternek tekinthető. Bemutatja a kritikus beágyazási hossz egy új meghatározási módját és példát mutat be rá.

2. KÍSÉRLETEINK CÉLJA

Jelenleg is fennáll az aggodalom az üvegszálak alkalmazásával kapcsolatban, ha betonban használják fel. Ez a korábban használt szálak alkáli érzékenységének tulajdonítható. Ez vezethetett ahhoz a helyzethez, hogy ma Magyarországon elhanyagolható az üvegszálak felhasználása betonban. Manapság új, növelt alkáli-ellenálló képességű szálak állnak rendelkezésre. Ez a tény változtathatja a jelenlegi helyzetet. Mindazonáltal vizsgálni kell alkalmazásuk körét és korlátait is.

Az üvegszálak öregedése kettős hatású:

- az üvegszálak felületi, morfológiai változása egyrészt növelheti a tapadási szilárdságot,
- másrészt a szálak tönkremenetele a szilárdság és a duktilitás csökkenéséhez vezet a szálak ridegedése mellett.

Kísérleteink fő célja szélsőséges alkálikus környezetnek – gyorsított öregítési kísérletnek – kitétt AR-üvegszálak kémiai és morfológiai változásainak tanulmányozása volt, valamint e változások hatásának vizsgálata a megerősítésre.

3. KÍSÉRLETI TERV

Beágyazatlan szálak alkáli oldatban (1. kísérleti rész):

- pordiffrakciós vizsgálat röntgen-diffraktométerrel (PHILIPS PW 3710 diffractometer)
- termoanalitikai (TG/DTG/DTA) vizsgálatok (Derivatograph-Q)
- az AR-üvegszálak felületi módosulásának vizsgálata scanning elektron mikroszkóppal (SEM JEOL-840A)

Bebetonozott szálak alkáli oldatban (2. kísérleti rész):

- a beágyazott szálak erősítő hatásának változása AR-GFRC próbatestekben a gyorsított öregítési kísérlet hatására.

Jelen cikk az 1. kísérleti részt mutatja be és értékeli.

3.1 Anyagok

Kísérleti céljainkhoz néhány, építőipari alkalmazásra kereskedelemben kapható AR-üvegszálterméket választottunk ki:

- *A típusú üvegszál* (Cem-FIL vagdalt pászmák, 62/2-12, összeálló típusú szálkötegek, www.cem-fil.co.uk)
- *B típusú üvegszál* (NEG-AR vagdalt pászmák, cretex 13Y, összeálló típusú szálkötegek, www.novacret.com)
- *C típusú üvegszál* (NEG-AR vagdalt pászmák, cretex 13S, szétcsúszó típusú szálkötegek, www.novacret.com)

3.2 Kísérleti program

Az A, B és C típusú üvegszálakat 56 napon át tároltuk telített Ca(OH)₂ oldatban 70°C-on. A szál:közegek tömegarány 1:100 volt.

Összehasonlító röntgen-diffrakciós porvizsgálatokat végeztünk mind a kezeletlen, mind az oldatban kezelt szálakon. A röntgen-diffrakciós mérés paraméterei a következők voltak:

- generátor feszültség: 40 kV
- generátor áramerősség: 30 mA
- monokromatikus hullámhossz (Cu K α): 1.5406 Å.

Termoanalitikai vizsgálatokat végeztünk az oldatban kezelt szálakon. A mérés paraméterei a következők voltak:

- a bemért minta tömege: 500 mg
- termogravimetrás (TG) érzékenység: 100 mg
- felfűtési sebesség: 10 °C/perc
- hőfoktartomány: 20 – 1000 °C.

SEM fotókat készítettünk:

- kezeletlen szálakról,
- kezelt szálakról,
- desztillált vízzel mosott kezelt szálakról és
- 5 m% sósavas oldattal mosott kezelt szálakról.

4. EREDMÉNYEK ÉS ÉRTÉKELÉSÜK

4.1 Röntgen-diffrakciós vizsgálatok

A röntgen-diffrakciós porvizsgálat általános alkalmazási köre egy- vagy többkomponensű kristályos minták azonosítása tiszta, egykomponensű anyagokról készült ujjlenyomatszerű diffraktogramok segítségével.

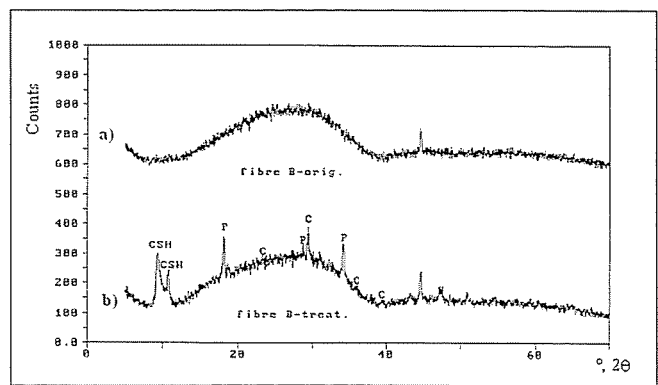
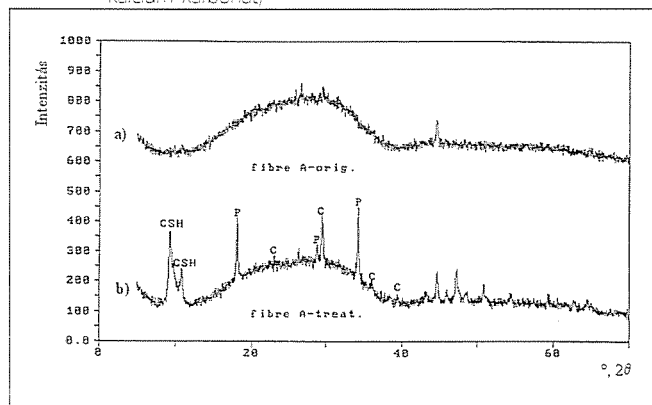
A kezeletlen szálakról készült röntgen-diffraktogramok az amorf anyagokra jellemző röntgen-diffrakciós képet mutatják. Az amorf anyagok röntgen-diffraktogramjainak jellegzetessége az alapvonal dombszerű megemelkedése – az amorf gyűrű megjelenése – és a diffrakciós csúcsok hiánya. Szervetlen vagy szerves anyagok egyik száltípusnál sem mutathatók ki (2.a, 3.a és 4.a ábrák).

A kezeletlen és a kezelt szálakról készült diffraktogramok eltérőek. Mindhárom oldatban kezelt száltípus esetén (A, B és C típusú szálak) a portlandit és a kalcium-karbonát röntgen-diffrakciós csúcsai azonosíthatók. A portlandit kristályos állapotú kalcium-hidroxid, mely a telített kalcium-hidroxid oldatból származik. A portlandit a pordiffrakciós mintaelőkészítés során képes felvenni a légköri széndioxidot, így részben átalakulhat kalcium-karbonáttá.

A és B típusú szál esetén további csúcsok is láthatók. Ezek a reflexiók (röntgen-diffrakciós csúcsok) reakciótermékeket jeleznek, melyek csak az üvegszál és a kezelőoldat reakciójából származhatnak. Ezek összetételéből következtetve való-

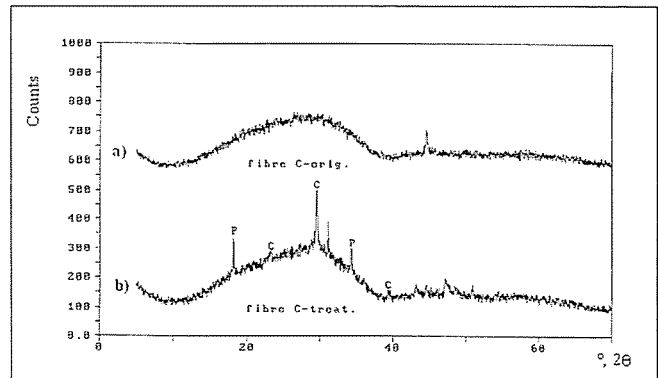
2.a ábra: Kezeletlen A típusú szálak röntgen-diffraktogramja.

2.b ábra: Oldatban kezelt A típusú szálak röntgen-diffraktogramja (Jelölések: CSH – kalcium-szilikát-hidrát, P – portlandit, C – kalcium-karbonát)



3.a ábra: Kezeletlen B típusú szálak röntgen-diffraktogramja.

3.b ábra: Oldatban kezelt B típusú szálak röntgen-diffraktogramja (Jelölések: CSH – kalcium-szilikát-hidrát, P – portlandit, C – kalcium-karbonát)



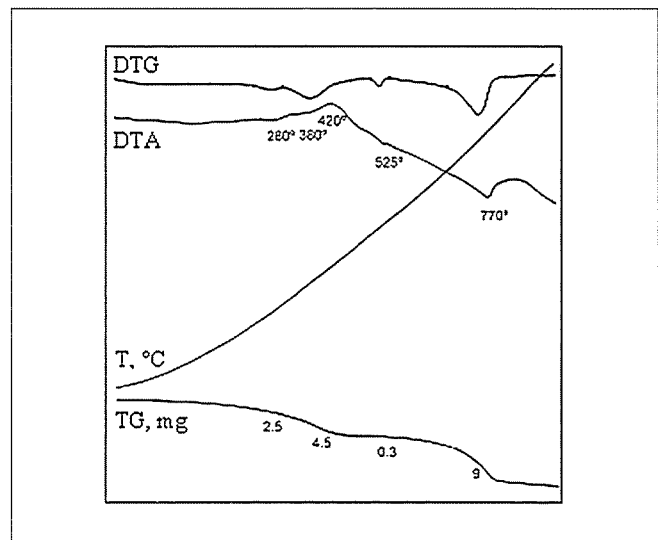
4.a ábra: Kezeletlen C típusú szálak röntgen-diffraktogramja.

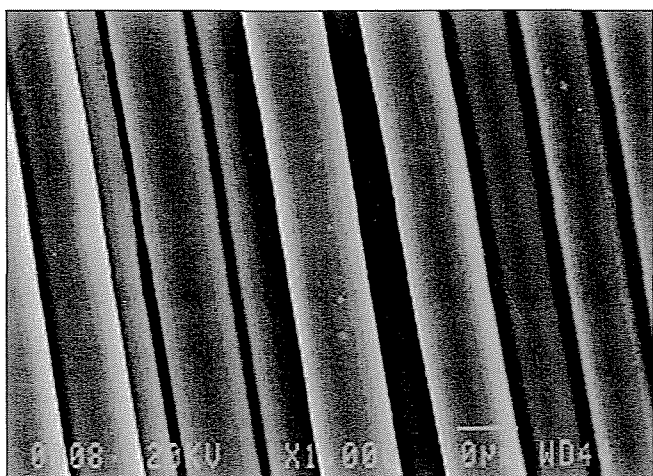
4.b ábra: Oldatban kezelt C típusú szálak röntgen-diffraktogramja (Jelölések: P – portlandit, C – kalcium-karbonát)

színűsíthető, hogy valamilyen kalcium-szilikát-hidrát, CSH fázis keletkezett. A széles csúcsok alacsony kristályosodottsági fokú CSH(I) hidrátfázisra utalnak. A kristályok kisfokú szimmetriája miatt a tobermorit-hoz hasonló hidrátfázisoknak néhány reflexiója kis intenzitású vagy nem is észlelhető, valamint a megjelenő csúcsok jelentősen kiszélesednek. Ez nehezíti a fázisok azonosítását. A CSH(I) fázis 002 reflexiója egy nagy félértékszélességű csúcs ($d=9,400$ Å). A reflexiók helyzetéből tobermorit-9Å illetve hillebrandit jelenléte azonosítható (2.b és 3.b ábrák).

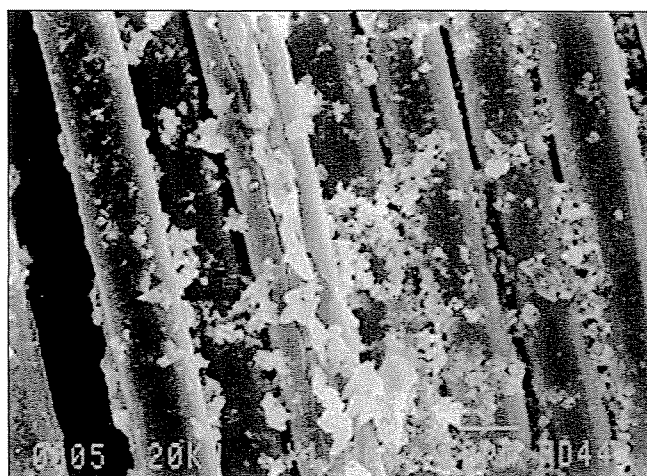
C típusú szál esetén az üvegszál és a kezelőoldat reakciójára utaló reakciótermékek jelenléte nem mutatható ki (4.b ábra).

5. ábra: Telített kalcium-hidroxid oldatban 70 °C-on 56 napon át tárolt B típusú alkáliálló üvegszál derivatogramja

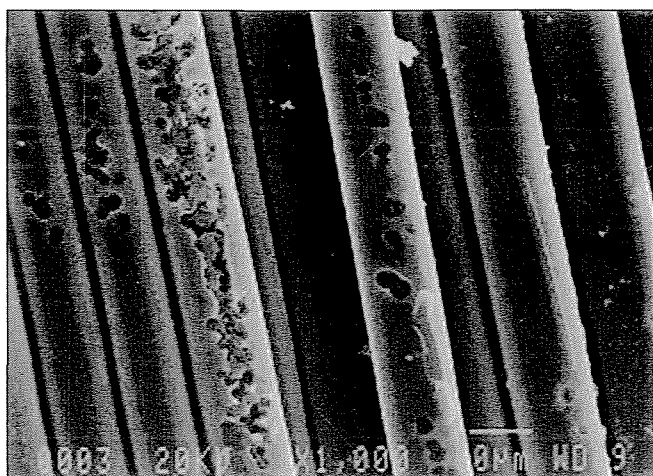




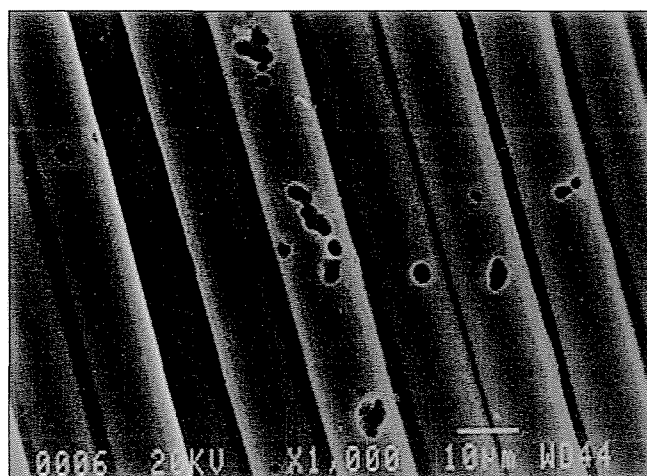
6. ábra: A kezeletlen A típusú alkáliálló üvegszál felülete (1000-szeres nagyítás)



7. ábra: A kezelt A típusú alkáliálló üvegszál felülete (telített kalcium-hidroxid oldatban 70 °C-on 56 napon át, 1000-szeres nagyítás)



8. ábra: A kezelt A típusú alkáliálló üvegszál felülete desztillált vizes mosás után (telített kalcium-hidroxid oldatban 70 °C-on, 56 napon át, 1000-szeres nagyítás)



9. ábra: A kezelt A típusú alkáliálló üvegszál felülete 5%-os sósavas mosás után (telített kalcium-hidroxid oldatban 70 °C-on, 56 napon át, 1000-szeres nagyítás)

4.2 Termoanalitikai vizsgálatok

A CSH hidratfázisok termoanalitikai vizsgálattal kimutathatók, mivel ezek a fázisok szerkezeti vizüket a minta felfűtése során elvesztik a mérés hőmérséklet tartományában. A termoanalitikai vizsgálatok mind a kristályos, mind az amorf állapotú anyagokról információt nyújthatnak, így a gél állapotú hidratációs termékek is vizsgálhatók ezzel a módszerrel.

Mindhárom oldatban kezelt szál esetében (*A*, *B* és *C* típusú szálak) azonosíthatók a portlandit vízvesztéséből és a kalcium-karbonát hőbomlásából származó endoterm reakciócsúcsok.

A típusú szál esetében 260 °C-nál tobermorithoz hasonló reakciótermék szerkezeti vizének távozását jelzi az endoterm reakciócsúcs. Egy exoterm csúcs 325 °C-nál valamilyen szerves anyag pirolízisét jelzi. Ilyen szerves anyag lehet a szálak felületét védő, általában műgyanta réteg. E két reakcióval járó tömegvesztés 6,5 mg (1,3 m%).

B típusú szál esetében két, egymástól határozottan elváló endoterm reakciócsúcs jelzi CSH fázisok szerkezeti vizének távozását 280 °C és 380 °C-nál. *B* típusú szál esetében is megfigyelhető valamilyen szerves anyag pirolízisét jelző exoterm reakciócsúcs 420 °C-nál (5. ábra). E csúcsokhoz tartozó tömegvesztés 7 mg (1,4 m%).

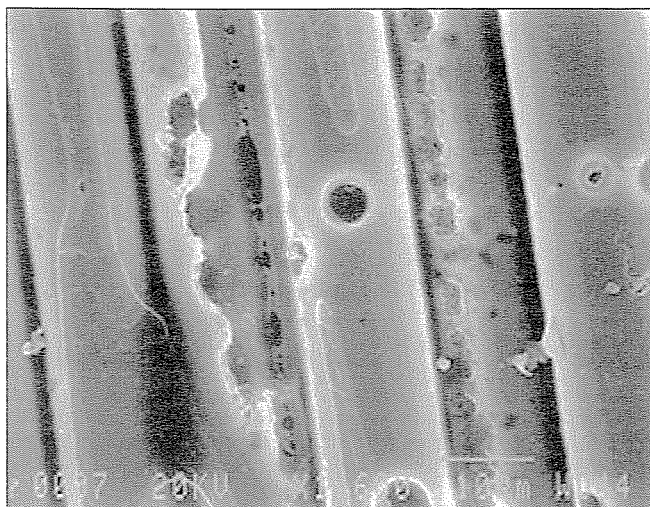
A *C* típusú szál esetében az *A* és *B* típusú szál esetében tapasztalt szerkezeti vízvesztés nem figyelhető meg. A tömegvesztés ebben a hőmérséklet tartományban – 220 és 450 °C között – 2,5 mg (0,5 m%) volt.

4.3 Scanning elektron mikroszkópos megfigyelések

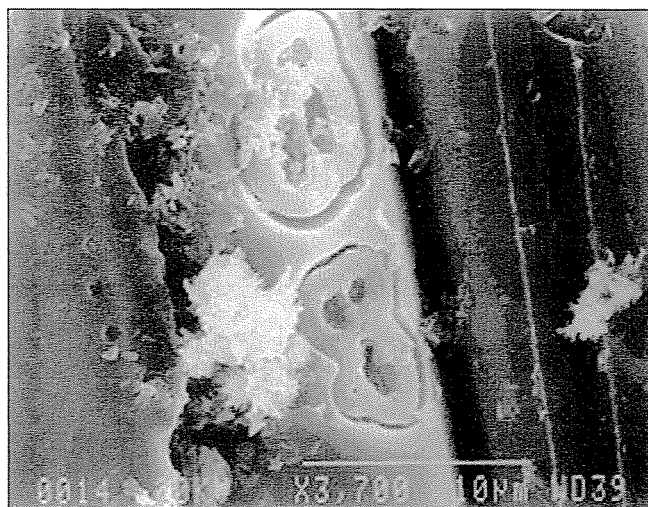
A kezeletlen *A* típusú szál felületét láthatjuk 1000-szeres nagyításban a 6. ábrán. A szálak felületén nem látható a szálak védelmét biztosító bevonat, valamint a szálkötegek (pázmák) összetartását biztosító ragasztóanyag sem figyelhető meg az egyedi szálak (filamentek) között. A 7. ábrán az oldatban kezelt *A* típusú szál felületét láthatjuk. A szálfelület változásai nem észlelhetők, ugyanakkor megfigyelhető a portlandit (kalcium-hidroxid) akkumulációja a szálak felületén és a szálak közötti térben. A kezelt szál felülete látható desztillált vizes mosás után a 8. ábrán valamint 5 m%-os sósavas mosást követően a 9. ábrán. Utóbbi esetekben a felület változásai és a szál anyagának kioldódása vált láthatóvá. A lyukak relatív nagy méretűek, mélyek és rendezetlenül helyezkednek el.

Az *A* típusú szál felületét védő bevonat leválásáról tanúskodik a 10. ábra (1600-szoros nagyítás). A következő fotó az üvegszál anyagának kioldódásáról, átalakulásáról, és az ezen folyamatok következtében létrejövő relatív nagy méretű lyukak keletkezéséről készült (11. ábra).

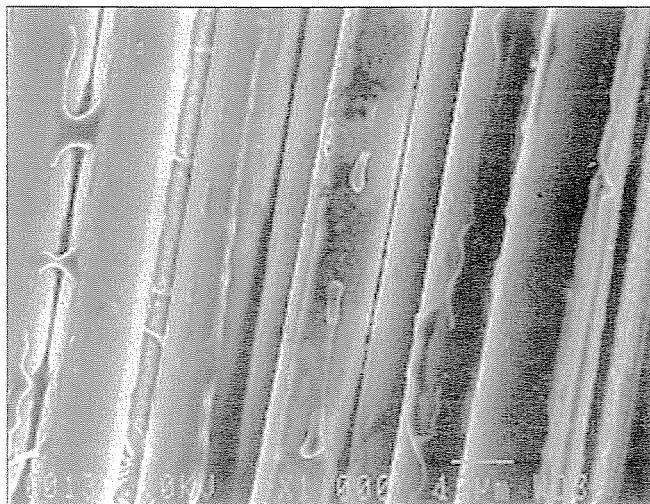
A kezeletlen állapotú *B* típusú szál felületén látható a szálak védelmét biztosító bevonat, valamint a szálkötegek (pázmák) összetartását biztosító ragasztóanyag is megfigyelhető az egyedi szálak (filamentek) között (12. ábra, 1000-szeres nagyítás). A szálfelület tönkremeneteli folyamatát mutatja a 13. ábra (2000-szeres nagyítás). A szálkötegek összetartását



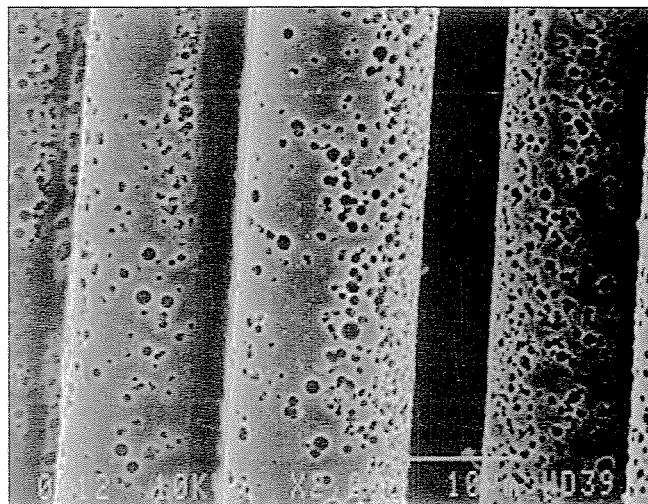
10. ábra: A kezelt A típusú alkáliálló üvegszál felülete, a felületi védőréteg leválása (1600-szoros nagyítás)



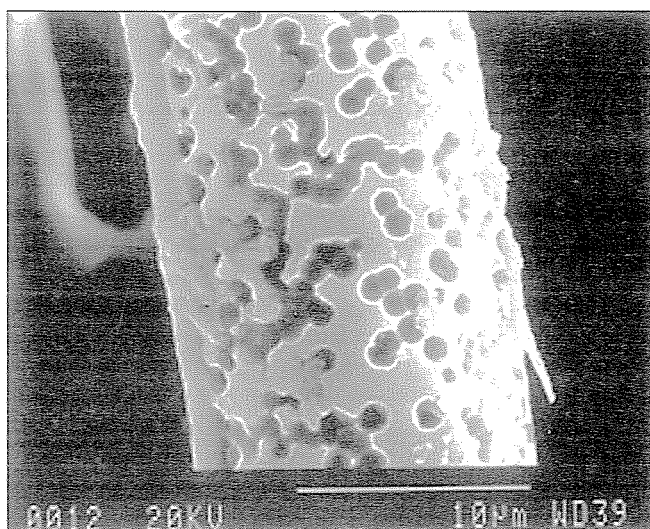
11. ábra: A kezelt A típusú alkáliálló üvegszál felülete, nagy méretű lyukak kialakulása (3700-szoros nagyítás)



12. ábra: A kezelt B típusú alkáliálló üvegszál felületén látható védőbevonat, valamint a szálkötegek összetartását biztosító ragasztóanyag (1000-szeres nagyítás)



13. ábra: A kezelt B típusú alkáliálló üvegszál felületi változásai (2000-szeres nagyítás)



14. ábra: A kezelt C típusú alkáliálló üvegszál felületi változásai (3700-szoros nagyítás)

biztosító ragasztóanyag már nem látható az egyedi szálak között. A lyukak az *A típusú szálnál* tapasztaltaknál sokkal egyenletesebben borítják a felületet. Nem lehet megállapítani egyértelműen, hogy csak a védőrétegen alakultak ki lyukak, vagy a réteg alatt az üvegszál anyagának kioldódása is megkezdődött.

A *C típusú szál* esetében a megfigyelhető változások jellegzetességei a *B típusú száléval* azonosak (14. ábra, 3700-szoros nagyítás).

5. KÖVETKEZTETÉSEK

Alkáliálló üvegszálak viselkedését tanulmányoztuk gyorsított öregítési kísérlettel. A szálakat 56 napon keresztül tároltuk 70 °C-os, telített kalcium-hidroxid oldatban, melynek pH értéke 12,3 volt. Ezek a kísérleti körülmények olyan mértékű gyorsított öregedést váltanak ki, amely feltehetően több mint a betonba ágyazott üvegszálat érő hatása teljes tervezett élettartamuk alatt. A kiválasztott szálak kereskedelembe kapható alkáliálló üvegszálak, melyek közül az *A és B típusú szál* ún. összeálló szálkötegekből, míg a *C típusú szál* nedvesség hatására szálaira széteső szálkötegekből áll. Ezeknek a száltípusoknak a felülete általában védőbevonattal van ellátva, amely a betonban kialakuló alkálikus hatás elleni védelem része. Az egyedi szálakat oldhatatlan vagy vízben oldódó ragasztóanyag tartja össze szálkötegekké.

A kísérletek során azt figyeltük meg, hogy egyes száltípusoknál a védőbevonat a kezelés hatására leválik és a tönkremeneteli folyamat részeként lyukak alakulnak ki a szálak felületén. Ezek a lyukak relatíve nagyok és mélyek, tehát a szál anyagának kioldódása valószínűsíthető. A szál anyagának kémiai változását a röntgen-diffrakciós és termoanalitikai vizsgálatok is bizonyítják. A lyukak rendezetlenül helyezkednek el.

Másik szállítusnál a védőbevonat leválása nem látható, de a védőbevonaton már megjelentek a lyukak. A lyukak mélysége a fotókon nem észlelhető. Scanning elektron mikroszkópos vizsgálattal nem mutatható ki, hogy a védőbevonat alatt a szál kioldódása, átalakulása elkezdődött-e, ugyanakkor a szál anyagának kémiai változását a röntgen-diffrakciós és termoanalitikai vizsgálatok alátámasztják.

A kalcium-hidroxid oldatból származó portlandit kristályok behatolnak a szálak közötti térbe és a szálfelületen kialakult lyukakba. Ez is hozzájárulhat az irodalomban megfigyelt jelenséghez, mely a tapadás időbeli növekedéséről és a kompozit töredezettségének kialakulásáról számol be.

A tönkremeneteli folyamat kalcium-szilikát-hidrát (CSH) fázisok keletkezéséhez vezethet. A keletkezett reakciótermékek a tobermorit-hoz hasonló ásványfázisok. A tobermorit a cementek hidratációja során képződő szilárdsághordozó ásvány. CSH fázisok keletkezése az összeálló szállítusok esetén röntgen-diffrakciós és termoanalitikai vizsgálatokkal bizonyítható. Ezek a reakciótermékek beágyazott üvegszálak esetén a cementkő-hoz hasonló ásványaival összenőhetnek, kötést hozhatnak létre, növelve az együttdolgozó rétegben a tapadást.

6. KÖSZÖNETNYILVÁNÍTÁS

A szerző köszönetet mond a Novacret és a Saint-Gobain Vetrotex üvegszál gyártó vállalatoknak, hogy a kísérlethez a mintaanyagot rendelkezésünkre bocsátották. A SEM fotók a BME Atomfizika Tanszékén, a derivatográfiás és röntgendiffrakciós felvételek a BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszékén készültek.

A szerző köszönetet mond Dr. Deák Péternének és Dr. Kocsányi Lászlónak a SEM fotók elkészítésében nyújtott segítségért, valamint Kovács S. Bélánének a derivatográfiás és röntgendiffrakciós felvételek elkészítéséért. A szerző köszönetet mond az Országos Tudományos Kutatási Alapnak, hogy a kutatást az OTKA T032525 sz. kutatás keretében támogatták.

7. HIVATKOZÁSOK

- Bartos, P. (1982), "Bond in Glass Reinforced Cements", *Bond in Concrete*, Editor: Bartos, P. pp. 60-77.
- Bentur, A. and Diamond, S. (1987), "Aging and microstructure of glass fiber cement composites", *Durability Build. Mater.* Vol. 4, pp.201-226.
- Cohen, E. B., Diamond, S. (1975), "Validity of flexural strength reduction as an indication of alkali attack on glass in fibre-re-inforced cement composites", *Fibre reinforced cement and Concrete*, Prof. RILEM Symposium, pp. 315-325.
- Hannant, D. J. (1978), "Fibre Cements and Fibre Concretes", *John Wiley and Sons*, pp. 111-116.
- Larner, L. J., Speakman, K. and Majumdar, A. J. (1976), "Chemical interaction between glass-fibres and cement", *Journal of Non-Crystalline Solids*, 20, pp. 43-74.
- Majumdar, A. J. (1975) "Properties of fibre cement composites", *Fibre Reinforced Cement and Concrete*, RILEM Symposium, pp.279-313.
- Majumdar, A. J., West, J.M. and Larner, L.J. (1977), "Properties of glass fibres in cement environment", *Journal of Materials Science*, Vol. 12, 927-936.
- Shah, S. P., Ludirdja, D., Daniel, J. I. and Mobasher, B. (1988), "Toughness-durability of glass fiber reinforcement concrete system", *ACI Mater. Journal*, Vol. 85, pp. 352-360.
- Wojnárovits I. (1990), "Különböző típusú szilikátszálak telített mészvizes közegben lejátszódó korróziójának jellemzői", *Építőanyagok*, Vol. 42, No.1, pp. 9-19.
- Wojnárovits I. és Fodor M. (1989), "A portlandcement mátrixban alkalmazandó szilikátszálak lúgállósági vizsgálatának módszerei", *Építőanyagok*, Vol. 41, No.6, pp. 219-227.

Kopecskó Katalin (1961) okl. vegyészmérnök (BME, Vegyészmérnöki Kar, 1990), tanszéki mérnök a BME Ásvány- és Földtani Tanszékén (1990), majd tudományos segédmunkatárs (1994) a BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszékén. Fő érdeklődési területei: anyagvizsgálat és fázisátalakulások elemzése röntgen-diffrakcióval és derivatográfiával. A *fib* Magyar Tagozat tagja.

GLASS FIBRES IN ALKALINE ENVIROMENT

Katalin Kopecskó

Main concern of glass fibre reinforced concrete (GFRC) is the durability of glass fibres in the alkaline environment. Nowadays new glass fibres are available with improved alkali resistance. In present study the alkali resistant fibres themselves were kept in extreme alkaline environmental condition which demonstrated an environment at least equal to the environment during the whole service life. Fibres were immersed in saturated calcium-hydroxide solution (pH 12.3), for 28 days at 70°C. We observed that one type of the coatings debonded, then holes started to appear on the surface of fibre as part of the deterioration process. The other type of coating did not debond, however, holes appeared in the coating. Crystals originating from the Ca(OH)₂ agent penetrate into the fibre strand. This may contribute to the observed increase of bond capacity. Deterioration process may lead to forming CSH phases. In case of fibres type *integral*, CSH phases were observed.

BUDAPEST NÉPLIGETI AUTÓBUSZ PÁLYAUDVAR ÉS IRODAHÁZ ÉPÍTÉSE



Pintér Sándor – Vörös Balázs

Cikkünk Budapest új autóbusz pályaudvarának és irodaházának az építészeti kialakításból eredő szokatlan szerkezeti megoldást mutatja be.

Kulcsszavak: süllyedéskülönbség, nagy fesztávolság, kiváltás, alakváltozás, munkahézag, mérettűrés

1. BEVEZETŐ

A Budapest nemzetközi és belföldi tömegközlekedésében kulcsfontosságú szerepet betöltő új pályaudvar építése 2001. augusztusában kezdődött el, két év előkészítő, tervező munkát követően. A tervek szerint a belvárosi autóbusz pályaudvart, a Budapest közlekedése szempontjából rendkívül túlterhelt belvárosból egy könnyebben megközelíthető külső területre kellett áttelepíteni. Az új helyszín a Könyves Kálmán körút és az Üllői út csomópontja lett, ahol jelentős tömegközlekedési útvonalak találkoznak.

A létesítmény fő funkciója a távolsági tömegközlekedés támasztotta követelmények magas szintű kiszolgálása, a belvárosi tömegközlekedéshez való akadálytalan közlekedés biztosításával, ezen felül a létesítményben kapott helyet a szállítómányozási cég új irodaháza is. Ennek megfelelően bonyolult belső funkcionális és külső környezeti kapcsolatrendszereknek kellett az épületet megfeleltetni.

Ennek a bonyolult kapcsolatrendszernek tartószerkezeti szempontból rendkívüli jelentősége lett a nagy helyigényű busz- és utasforgalom valamint kiszolgáló irodaház támasztotta követelményei miatt. Ez Magyarországon egyedülálló tartószerkezet megépítését igényelte.

2. AZ ÉPÜLET ISMERTETÉSE

Három fő funkció kapcsolódik össze az épületben, és ezeknek lett alárendelve az épületforma valamint szerkezet. A pályaudvarnak közvetlen kapcsolatot kellett teremtenie a felszíni autóbusz forgalommal és a felszín alatti tömegközlekedéssel, ugyanakkor a nagy forgalmú pályaudvar mellett egy nivós, önálló irodaház követelményeinek is meg kellett hogy feleljen. Mindkét funkcióhoz egy személygépkocsi parkoló kapcsolódik. Ezeket a funkciókat a szűk építési telken csak több szintben, egymástól elválasztva lehetett megvalósítani. Az épület szintjei: -1 szint pince, földszint és 4 emelet. Az épülethez dilatációval kapcsolódik egy föld alá süllyesztett mélygarázs.

Az épület föld alatti része két egységre tagolódik. A közlekedési csomópont aluljáróhoz kapcsolódó 2500 m²-es utasforgalmi pincszint (1. ábra) az állomás utas kiszolgáló tere az utazni kívánók fogadó csarnoka, de itt kaptak helyet a teljes létesítményt kiszolgáló gépészeti helyiségek is. A pincszinthez, az aluljárókkal ellentétes oldalon egy szinten egy szinten 1500 m²-es mélygarázs csatlakozik.

A teljesen föld alá süllyesztett pincszint felett, a térszíni buszpályaudvar található a gépkocsi állásokkal. A várócsar-

nok és a gépkocsi állások egy része az utasforgalmi pince felett, helyezkedik el. A mélygarázs felett acél szerkezetű peronlefedés készült.

A földszint fölé emelkedik az irodaház tömbje 4 emelet magasságban. A szűk építési telek és a nagyméretű autóbuszok helyigénye a buszpályaudvar felett kialakítandó több szintes irodaház számára nagy fesztávolságú szerkezet megvalósítását igényelte (2. ábra). Nagy fesztávú, oszlopokkal megtámasztott vázszerkezet készült az egyenként 900 m²-es emeleti szintek tartószerkezeteként.

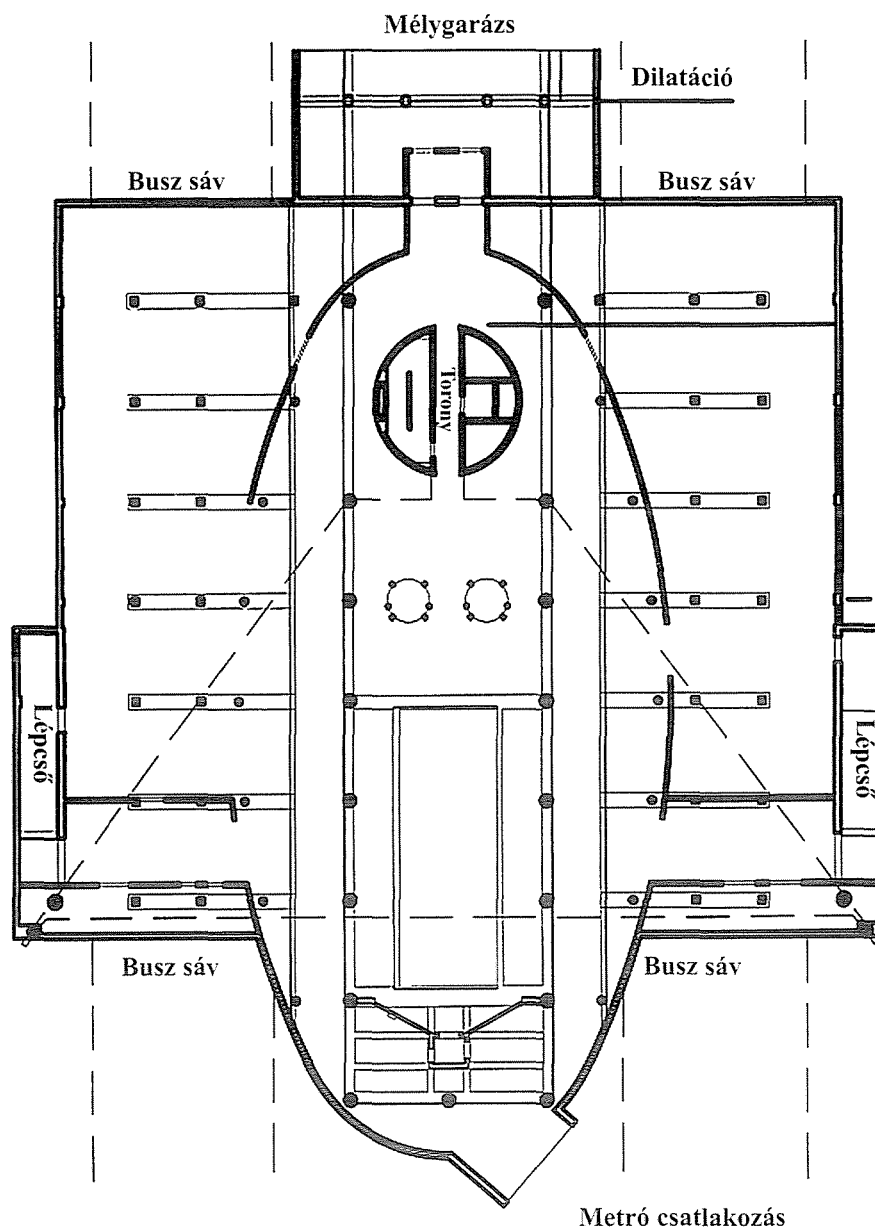
3. ÁLTALÁNOS ADATOK

Beruházó:	Népliget Autóbusz Pályaudvar Kft.
A beruházás vezetője:	Varga István
Generál tervező:	Közlekedés Kft.
Generál kivitelezés:	Hídépítő Rt.
A létesítmény vezető:	Vörös Balázs
Építészeti tervezés:	A&D Stúdió Prof. Lázár Antal vezetésével
Alapozás tervezés:	FTV Rt. Bólya János igazgató vezetésével
Szigetelés tervezési munkái:	Pataky és Horváth építész iroda és az FRT RASZTER építész iroda
Tartószerkezeti tervezés:	Sigma Stúdió Kft.
Statikus tervező:	Pintér Sándor
Tartószerkezet kivitelezője:	Vortex 2000 Kft.,
főmérnök:	Míchók László

4. AZ ÉPÜLET TARTÓSZERKEZETEINEK ISMERTETÉSE

4.1 Pincszint és alapozás

A két önálló dilatációs egységből álló, földbe süllyesztett pincszint monolit vasbeton szerkezetű. A talajvízviszonyok miatt talajvíznyomás ellen kellett az épületrészeket szigetelni. A leterheletlen mélygarázs részt felúszás ellen is meg kellett védeni. A terület talajmechanikai adottságai kedvezőek voltak, mert 2,5-3 m-es feltöltés után igen jó teherbíró kavicsos talaj állt rendelkezésre.



1. ábra: A pincszint

Az egy szintes mélygarázs lemezalapozással készült, vízzáró vasbeton fenéklemezzel és oldalfalakkal. Befoglaló mérete 85 x 17 m. A szűkös határidő miatt, mind a falak, mind a fenéklemez több ütemben készült a betonozási munkahézagokat SIKA-szalagokkal képeztük ki. Az alépítmény készítésének teljes időtartama alatt víztelenítésre volt szükség egészen a födémlemez elkészültéig, ami a megfelelő felúszás eleni leterhelést biztosította.

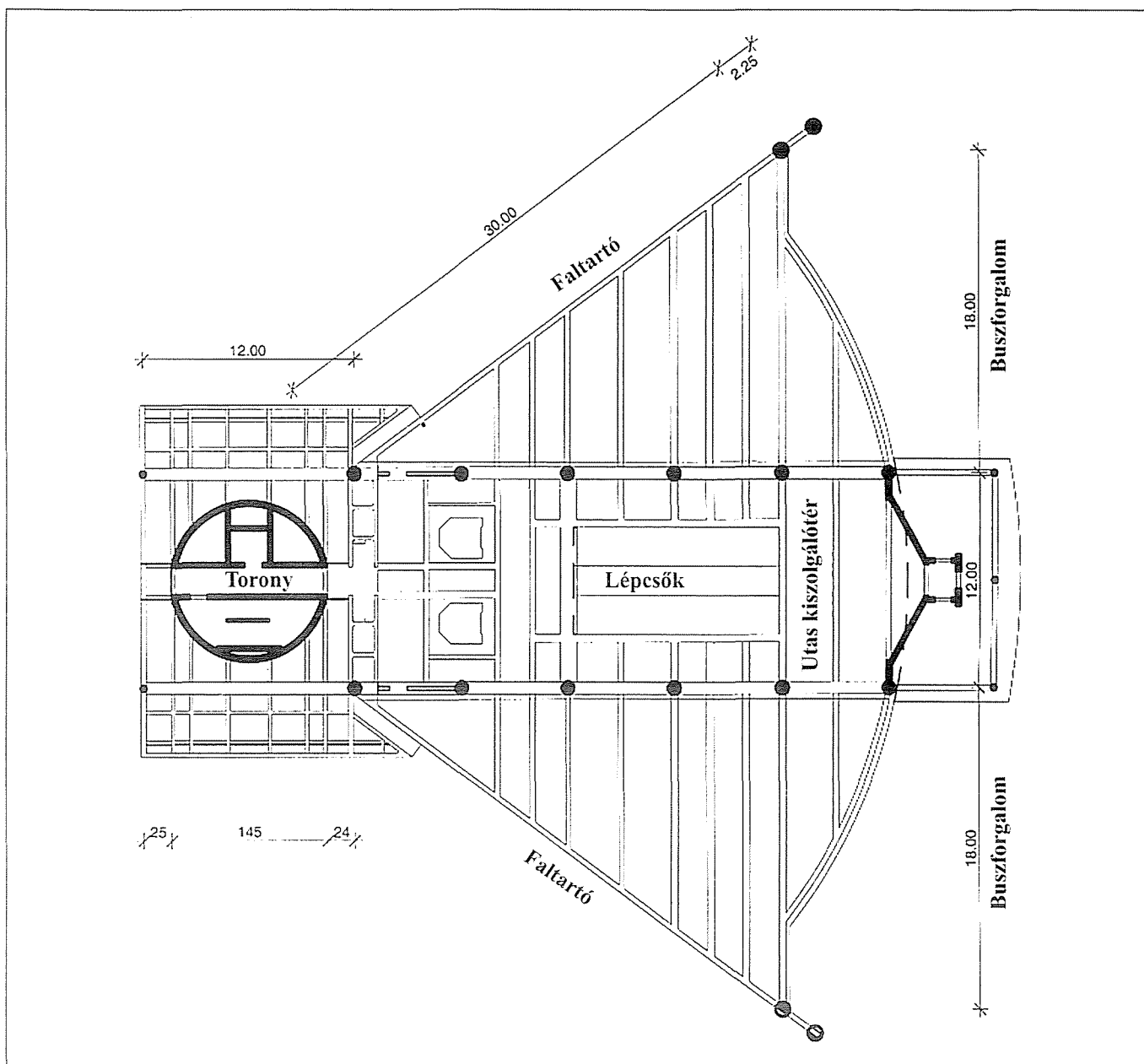
A födém szerkezet 300 mm vastag, a körítő falakon belül pontokon alátámasztott födém szerkezettel épült C20/25 szilárdsági osztályú betonból, a pillérosztás 6 x 6,60 m. A mélygarázs egy része a buszforgalmi sáv alá került, ahol a födém egy irányban 3,0 m-re besűrítt pillérek támasztják alá. A födém szerkezetbe, az alátámasztó oszlopok fölé be kellett építeni a perontetők befogott acél oszlopait fogadó acél szerelvényeket is. A vízzáró falak 300, a fenék alaplemeze 400-450 mm, változó vastagságban készült.

Az utasforgalmi pincszint tartó szerkezete szintén monolit vasbeton pillérváz, körítő vasbeton falszerkezetekkel. A pincszint befoglaló méretei 66 x 54 m (1. ábra). A pincszint tartó szerkezeteinek fő elemei a felmenő irodaház szerkezetét támasztó vasbeton körpillérek, a buszpályát támasztó alul bor-

dás, pillérekkel megtámasztott födém, valamint a gépészeti aknákat és a lépcsőt magába foglaló merevítő torony. A váz hosszirányban 6,0 m-es pillérosztással, keresztirányban 5-5,7 és az utasforgalmi tér felett 12,0 m fesztávolsággal készült.

A nagy kiterjedésű pincszint fölé került a buszpálya és az utasforgalmi tér. A pincszinti terek lefedésére a nagy terhelések miatt, (400 kN/autóbusz bárhol elhelyezhető gépjárműteher volt a követelmény) monolit vasbeton gerendákkal alátámasztott, többtámaszú vasbeton födém készült 300-400 mm változó vastagságban. A többtámaszú födém egy támaszközének fesztávolsága 6,0 m. A födém lejtését a felszíni vízelvezetés indokolta.

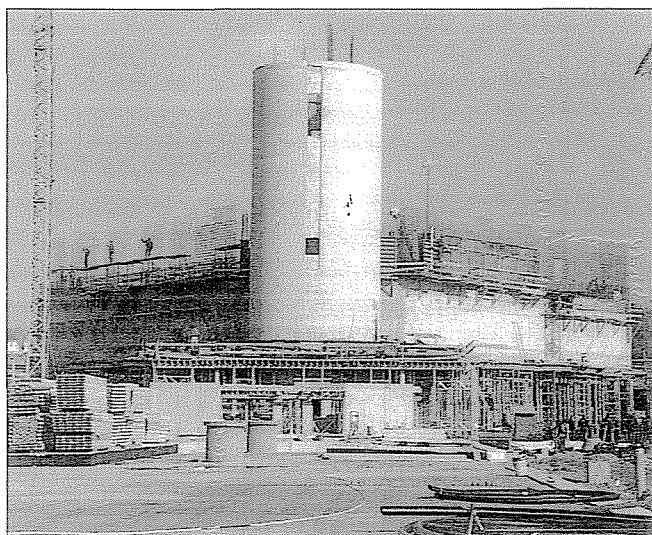
Az utasforgalmi tér felett 300 mm vastag 12 m fesztávolságú födém készült, két irányban teherhordó szerkezeti rendszerben. A felmenő szerkezet keresztirányú merevítő fala az utastér felett, a pince feletti födémen van kiváltva a 18,0 m fesztávolságú fölépcsőszerkezetet is támasztó 12,0 m fesztávolságú, 1,06 m magas, monolit vasbeton gerendán. A födém szerkezetek C20/25 a pillérszerkezetek C25/30 szilárdsági osztályú betonból készültek. A felmenő irodaház terhet is hordó pillérek 700 mm átmérővel készültek, a buszpályát tartó pillérek keresztmetszete 400 x 400 mm volt.



2. ábra: A földszint tartószerkezetei

A pincszint építése a talajba befogott, vízzáró résfalakkal körülhatárolt munkagödörben valósult meg. A magas igény-szintű pinceteret vízhatlan szigeteléssel kellett körbevenni, vízhatlan dilatációs képzéssel kapcsolódva a mélygarázshoz.

3. ábra: Építés közbeni állapot



A résfalas körülhatárolást a munkagödör megtámasztás és a víztelenítés együttes követelménye indokolta, a vízszint-süllyesztést a nagyméretű munkagödörben a rendkívül jó víz-áteresztő talaj miatt nem lehetett volna biztonságosan kivitelezhető.

Az alapozás a nagy terhelésű pillérek alatt, a vázszerkezet-re káros süllyedéskülönbségek elkerülése érdekében fűrt cölöp-alapozás készült, a körítő falak alatt, a munkagödör körülhatároló résfalat használtuk fel alapozásra is. A cölöp-alapok között a víznyomás felvételére ellenlemez készült 250 mm vastagságban.

4.2 Felmenő szerkezetek

A felmenő szerkezetek megoldását a földszint építészeti kialakítása határozta meg. A földszint közlekedő sávjai és az utasforgalmi tér nagy szabad helyigénye egy irodaépület esetén ritka szerkezeti megoldás megvalósítását eredményezte. A felmenő irodaépületet nagyfeszítávolságú többszintes szerkezettel kellett megépíteni. Gazdaságossági szempontból alul bordás vasbeton vázas szerkezeti rendszerrel lett a feladat megoldva.

A megfelelő autóbusz közlekedés 18,0 m szabad fesztávolságot követelt meg két oldalt az irodaépület alatt, az utasforgalmi tér 12,0 m-es fesztávolságú teret kívánt a két buszszáv között. Az irodaépület tervezői azonban nem egy egyszerű téglalap alaprajzra szervezett tömeget kívántak megformálni, hanem azt két oldalt a buszpályák felett lesarkítva, háromszög alaprajzra szervezve képelték el. A szükséges irodatermek mennyisége sem követelt meg nagyobb alapterületű felépítményt.

Az építészeti koncepcióhoz igazodva az épület vízszintes tartószerkezete egy keresztirányban futó, háromnyílású, négytámaszú alul bordás födém, ahol a két szélső támaszt egy-egy 30,0 m fesztávolságú, négy szint magas, ferde vonalú faltartó képezi. A középső 12,0 m fesztávolságú tér két oldalán 6,0 m-enkénti osztásban, egymás után 6 sorban vasbeton köroszlopok állnak. A középső pillérek 500 mm széles főtartógerendát támasztanak alá. Erre a gerendázatra támaszkodik a keresztirányú alul bordás gerendákkal erősített vasbeton födémszerkezet, ahol a szélső buszpálya feletti födémfeszítávolság az épület hossza mentén változó, a szélső támaszvonaltól a belső oszlopvonal felé ferdén elhelyezkedő faltartónak megfelelően. A faltartó belső torony felőli vége a középső pillérváz utolsó pilléreire fekszik fel, külső homlokzat felőli vége pedig a buszszáv mögött a peron alatti részfalakra van letámasztva.

A födémszerkezet nagyfeszítávolságú, alul bordás lemezének szélső mezői változó fesztávolságúak az épület hossza mentén. Ennek megfelelően a legfontosabb kérdés a feszítávok eltéréseiből adódó, különböző mértékű lehajlások korlátozása volt. A szélső, legnagyobb fesztávolságú gerendák keresztmetszete nagyobb és sűrűbben helyezkednek el, mint a beljebb lévő kisebb támaszközü gerendák.

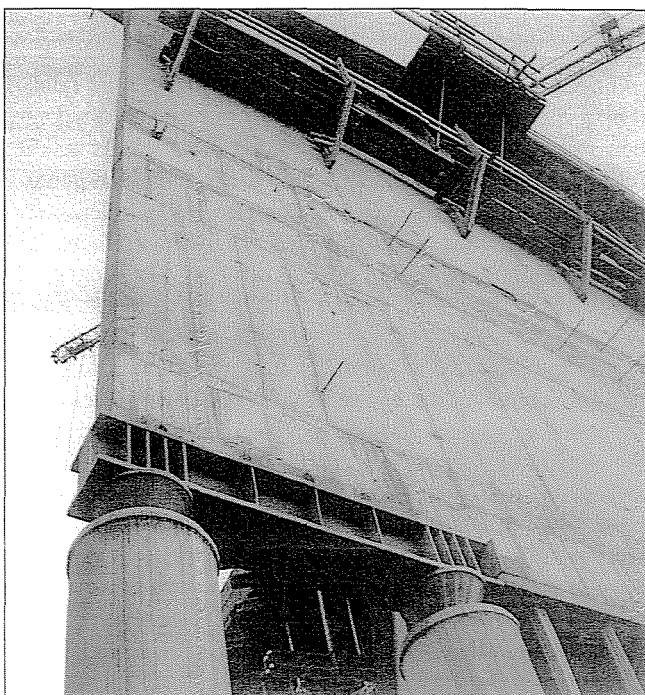
A merevség különbségeket a homlokzati legnagyobb fesztávolságú gerenda esetén az egymás feletti szinteken is ki kellett egyenlíteni, mert a födémeknek eltérő volt a terhelése és a gerendák geometriája is. A maximális értékű lehajlásokat a szokásos $L/200$ helyett $L/400$ körüli értékre állítottuk be. A homlokzati üvegfal kapcsolatainak kialakítására olyan követelményt írtunk elő, hogy a számított ~20 mm-es különbségeket is elviselje.

Hasonló problémák adódtak a közbenső támaszközből is, mert a homlokzaton a nagy szélső fesztávolságok miatt felhajlás jelentkezett, míg a torony felőli oldalon lehajlás adódott. A lehajlás különbségeket itt is a gerendák merevségének változtatásával korlátoztuk.

Az alulbordás födém vastagsága 150 mm volt, a bordák lelógása 0,90 és 1,18 m között változott. Alkalmazott beton szilárdsági osztálya C20/25 volt. A kivitelező a födém építését egy szinten belül két ütemben készítette. A munkahézagok képzésekor a nyomott főfeszítési irányokra merőlegesen képeztük ki a betonfelületet, és erősítő kengyelezést írtunk elő a gerendák esetében. Minden munkahézag képzésbe terpesztett fémlemezhaló beépítését követeltük meg.

A födém alá lelógó gerendákon a nagy átmérőjű gépészeti vezetékek részére áttöréseket kellett biztosítani. Az áttörések részére 20-45 cm-es kör alakú nyílásokat terveztünk. A nyílás körül vezetett pótvasalással.

A gerendák buszpálya felőli végeit a többszintes faltartószerkezet támasztotta meg (4. ábra). A faltartó négy szint magasságban, kizárólag vízszintes munkahézagok beépítésével, szintenként készült, a faltartó és a födémek önsúlyterhére méretezett folytonos alátámasztás mellett. Az alátámasztást le kellett vinni a pincefödémén keresztül egészen az alaplemezig. A falszerkezet vastagsága 300 mm, tervezett beton szilárdsága a födémek és gerendák szilárdságával megegyező, C20/25 volt. A támaszokat csak a faltartó betonjának teljes



4. ábra: Faltartó

megszilárdulása után lehetett elbontani ezért a legfelső szintet, a határidő közelsége miatt erősebb, C25/30 szilárdsági osztályú betonból írtuk elő a gyorsabb kiszaluzhatóság érdekében. Ez azért is indokolt volt, mert a kivitelezés utolsó szakaszában a szerkezetépítőknek téli munkavégzésre kellett berendezkednie. A betonozást fagyponthoz alatti hőmérsékleten kellett végezni, ennek megfelelő betontechnológia szerint.

A faltartó vasalását a szokványos 12,0 m hosszú és a repesztágasság korlátozása miatt csupán Ø20 átmérőjű vasakkal oldottuk meg, darabonként eltolt toldással. A támaszok környezetében és az alsó csatlakozó gerendáknál a kiszakadás megakadályozása érdekében erősítő bekötő vasalással. A húzott vasakat az igénybevételi ábrának megfelelően két szint magasan osztottuk ki, a faltartó két oldalán az alsó él felé fokozatosan besűrítve. A függőleges vasalás a támaszok felett oszlopvasalással erősödött, a tartó közepén az egyenletes húzófeszítések miatt kétszeres toldási hosszt írtunk elő.

A faltartó homlokzati végének alátámasztására egy vasbeton pillérpárt kellett beépíteni (2. ábra). A koncentrált erőbevezetések helyén, a létrejövő támaszerők átvételére egyedi acél szerkezetű, építészeti is megformált pillérfejeket terveztünk be, teherelosztó acél gerendázattal. A faltartókat alátámasztó pillérek Ø80 mm átmérővel készültek a pincefödémbe befogott kialakítással. A pillérek anyaga C30/35 szilárdsági osztályú beton, az alkalmazott fővas átmérő Ø40 volt. Az acél pillérfejezetet az oszlopba bebetonozott acél fejlemezhez kellett felhegeszteni, az építészeti elképzelésnek megfelelően milliméteres elhelyezési hézaggal. A pillérek esetén a pontos vízszintes és magassági kitűzés alapkövetelmény volt.

A faltartó torony felőli végén a faltartó a mestergerendákon keresztül támaszkodik le szintenként a pillérre. A pillérszerkezet itt is C30/37-ös betonból készült, monolit technológiával.

A mintegy 900 m² szintenkénti alapterületű irodaház felépítményét közepén 7 pillér-pár támasztja meg. A pillérek Ø700 mm-es keresztmetszettel készültek a földszinten, a felsőbb szinteken a pillér átmérők az igénybevételeket követve egyre csökkentek. Kivitelezés szempontjából a különböző ütemben készülő pillérek és gerendák ill. falak összeépítését lehet kiemelni, ahol az előre megépítendő szerkezetekbe kihajtandó vasalást terveztünk be.

4.3 Az épület merevítése

A pillérvázás szerkezet merevítését vasbeton merevítő falakkal biztosítottuk. Az egymás feletti eltérő funkciók következtében a vasbeton falak egyike sem tudott megszakítás nélkül lejutni az alapozásig, általában pillérekre, helyenként gerendákra kellett kiváltani őket és a vízszintes erőket a földszerkezetek közvetítették a falak között, így mindegyik merevítő fal faltartóként is működött. A keresztirányú merevségben a merevítő falak mellett, a merevségi súlypont külpontossága révén a főhomlokzati oldal emeletein a pillérek és földem bordák alkotta keretváz is szerepet kapott. A nagy terhek felvételére több esetben a pillérek két rétegű vasalással épültek.

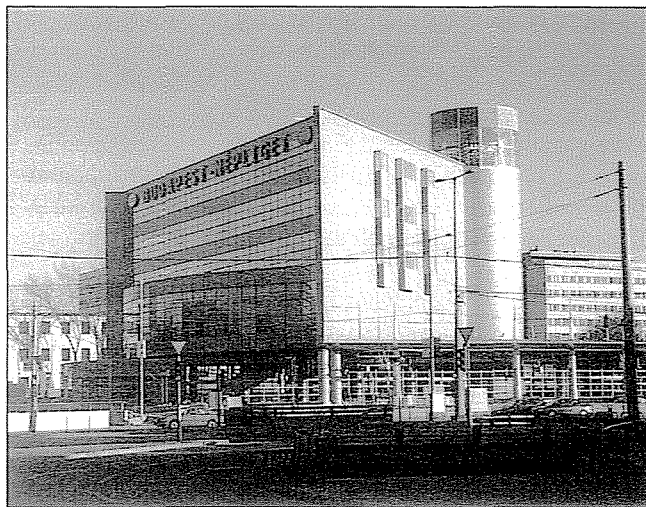
A hosszirányú merevítésben meghatározó szerepet nyert a gépészeti torony, mely az irodaház tömbjéhez szintenként egy-egy közlekedő folyosón keresztül csatlakozott. A toronyban kapott helyet a lépcsőház és a gépészeti akna. A kör alaprajzú torony 250 mm vastag, íves körítő és 200 mm vastag, belső sík osztó falakkal készült. A falak lokális merevítését a lépcsőház és a közlekedőfödémek biztosítják. A torony vasbeton falának a magassága a pincszinttől 27,0 m.

A toronyszerkezet építését a szerkezetépítés első fázisában, csúszó zsáuzatos technológiával készítették el, a csatlakozó födémek és az utólag a toronyba beépítendő lépcső részére (a vasalás átvezetése mellett) fészkek kihagyásával. Szokatlan megoldás volt a lépcső fészkekkel gyengített orsófalának egy időben való megépítése, mert önálló falként nem kapcsolódott a torony más falaihoz, így merevségét ideiglenes acél támaszokkal kellett biztosítani a lépcsőszerkezet több héttel elhúzódo megépítéséig. A lépcsőtorony előre elkészített tömbje merevítette az épületet a szerkezetépítés idején.

5. KIVITELI KÉRDÉSEK

A több részből összetett épületkomplexum, rövid határidővel került megvalósításra. A kivitelezés kezdetétől 2001. júliusától az épület 2001. december közepéig szerkezet kész lett. Az építés során számos kivitelezési problémára kellett választ adni, legfontosabbak: a faltartó építésével kapcsolatos dűcolási kérdései, a munka ütemezéséhez illeszkedve készítenő munkahézagok, különös tekintettel a vízzáró vasbetonszerkezetek, és a nagy fesztávolságú gerendák. Ezekben az esetekben külön kapcsolóelemek és pótvasalás került betervezésre. A monolit földszerkezeteknek több ponton sokkal kevesebb mértéőrészel rendelkező acélszerkezetekhez kellett csatlakoznia, ahol a milliméter pontosság volt a követelmény. Az alkalmazott zsáuzatok és a pontos kitzúzések következtében ennek a követelménynek is meg tudott felelni a kivitelező.

Szintén problémát okozott a korai tél, amely a betontechnológia áttervezését követelte meg, szükségessé vált kötés és szilárdulás gyorsító adalékok bedolgozása és a beton utókezelését hőszigetelt letakarással, máskor fűtéssel kellett megoldani, és figyelembe kellett venni az építés ütemezésénél, hogy megnőtt a vasbeton szerkezetek kizsaluzhatósági ideje is.



5. ábra: Az elkészült épület

6. ÖSSZEFOGLALÓ ÉRTÉKELÉS

A vázszerkezet térbeli modelljének és a szerkezeti elemek számítását az Axis 3D nevű véges elem programrendszerrel végeztük. A méretezést a Magyar Szabvány előírásai szerint készítettük el. A faltartószerkezet és a hozzá kapcsolódó gerendák méretezésekor, a használat során előforduló, ill. adódó egyedi terhelési körülményeket is figyelembe vettük. Ilyenek a csatlakozó szerkezetek alakváltozásának különbségei és ezek visszahatása az igénybevételekre.

A kiviteli tervek elkészítésére az építész tervekkel párhuzamosan került sor, és erre 6 hét állt rendelkezésünkre. A Magyarországon általánosan alkalmazott helyszínen készített szerkezeti anyagokkal, C20/25 – C30/37 szilárdsági osztályú betonból, B 60.50 szilárdsági jelű betonacéllal, monolit technológiával kiváló minőségben az épület határidőre elkészült és átadásra került (5. ábra).

A szerkezet használati tapasztalatai ugyan évek múltán foglalkoznak jelentkezni de az átadás óta eltelt időben a csatlakozó szerkezetekben káros alakváltozások, repedések nem jelentek meg, véleményünk szerint annak köszönhetően, hogy a szokványos szerkezettel szemben támasztott előírásosnál szigorúbb követelményekre terveztük a szerkezeteket.

Pintér Sándor (1970) okl. építészmérnök, statikus tervező. 1993-ban szerzett diplomát a Budapesti Műszaki Egyetem Építészmérnöki karán. A Szigma Stúdió kft. tartószerkezet tervező mérnöke, vezető tervező. Számos irodaház és lakóépület tervezésében vett részt.

Vörös Balázs (1963) építőmérnöki diplomáját a Budapesti Műszaki Egyetemen szerezte. A Hidépitő Rt-nél kezdett dolgozni, ahol sok jelentős feladatot kapott alapozási kérdésektől kezdve hidszerkezetek teljes megvalósításáig. 1995-től építésvezetőként felelőse előregyártott, szabadon szerelt hidszerkezetek építésének. Építésvezetője volt egy vasúti átjáró építésének.

BUDAPEST NÉPLIGET COACH TERMINAL AND OFFICE BUILDING

Sándor Pintér and Balázs Vörös

The article outlines the structural design of Budapest Népliget coach terminal and office block. The architectural configuration of the building called for a somewhat unusual solution.

Dr. Lenkei Péter 70 éves



2003. május 25.-én volt Dr. Lenkei Péter, Karunk egyetemi tanára, az egyetemi építőmérnök szak szakfelelőse 70 éves. Életének közel egy negyedében munkatársunk, barátunk a Pollackon, ahova már ipari, kutatói, oktatási és vezetői tapasztalatokkal, ismert és elismert szakemberként érkezett.

Mérnöki tanulmányait a Moszkvai Állami Építőipari Egyetemen, a szerkezetépítő szakon piros diplomával végezte el 1956-ban, ahol világszerte elismert kiváló tanároktól sajátíthatta el a szakma ismeretét és szeretetét.

Szakmai életpályáját a Pécsi Uránércbánya Vállalat Tervező Irodájában kezdte el statikus tervezőként. Az itt töltött 7 év alatt elsősorban az Ércdúsítómű és az 1. Bányauzem részére körülbelül száz kisebb-nagyobb épület és műtárgy statikus terve került ki a keze alól, valamint hosszabb ideig volt helyszínen tervezői művezető. Ebből a tervezői korszakából egy nagy fesztávú feszített beton rácsos-tartót és a budapesti Hungária Műanyag gyár többszintes, nagyterhelésű raktárának gombafödém szerkezetét érdemes kiemelni.

Ezután következett egy 25 év hosszú, termékeny kutatói korszak az Építéstudományi Intézetben, végigjárva minden lépcsőfokot a beosztott mérnöktől a 4 tudományos osztályból álló Tartószerkezeti Tagozat tudományos tagozatvezetőjéig. És közben persze a kandidátusi és a nagydoktori tudományos fokozatok megszerzése, száz publikáció, sok tudományos jelentés. A szakterület pedig a szeretett vasbeton, az alkalmazott képlékenységtan, a méretezési előírások kidolgozása volt és maradt máig is.

De azért volt más is közben. Elsősorban az oktatás a Műegyetem Vasbetonszerkezetek Tanszékén, a címzetes docensség és a címzetes egyetemi tanárság. Beszélni kell még a nemzetközi megmérettetésről is, ami magában foglalt egy év vendégkutatói lehetőséget Berkeley-ben, a Kaliforniai Egyetemen és egy fél év vendégprofesszori ösztöndíjat a Torontói Egyetemen. Hosszú lenne felsorolni a hazai és nemzetközi tudományos-szakmai szervezetekben Lenkei Péter tevékenységét, ezek közül csak az MTA Elméleti és Alkalmazott Mechanikai Bizottságának tagságát említem, amit 1978 óta tölt be (közben a Bizottság neve többször változott), választott tagságát az Euro-Nemzetközi Beton Bizottság (CEB) vezető testületében 1980-1997 között, valamint a Magasépületek Tanácsának (CTBUH) vezető testületi tagságát.

Ezzel már elérkeztünk a második pécsi időszakhoz, a Pollackos évekhez. 1987 októbertől 1992 végéig volt főigazgató. Ez a bő öt év a rendszerváltás időszaka volt, régi szak, laboratórium, tanszékek szűntek meg, új szakok, szakirányok indultak, elkezdődött az informatikus képzés. Főigazgatóként ezekben a bonyolult időkben humánus légkör kialakítását tartotta fontosnak és természetesen az informatika fejlődésével való lépéstartásra törekedett. Munkatársainak segítségével sikerült megkezdeni a korszerű pécsi informatikai hálózat kiépítését.

A főigazgatói munka „fáradalmi” után 1993. első félévében két rövidebb vendégprofesszorságban „gyűjtött erőt” a Karlsruhe-i és a Calgari-i Egyetemeken az ezután kezdődő intenzív oktatói munkához. A vasbeton tárgyak mellett előad alkalmazott statisztikát, szerkezet esztétikát, mérnöki etikát, magasépületek tartószerkezeteit, tartószerkezet tervezést épí-

tő és építész hallgatóknak. Bevezette az európai szabványokat kurzusaiba és részt vesz az angol nyelvű képzésben is. Előadásaiiban a szakma megszerettetésére törekszik és a legújabb eredményekkel kapcsolatos információit is továbbadja a hallgatóknak.

Jelentős időt fordított és fordít ma is a fiatalok, a pályatársak támogatására. Hosszú lenne felsorolni azokat, akiket segített pályájukon, akiknek értekezéseit bírálta. Sohasem azt nézte, hogy valakit miért nem lehet támogatni, mindig azt, hogy miért lehet. Különösen kedvesek voltak számára külföldi tanítványai, akik ma már maguk is professzorok, előadó tanárok.

Közben a kutató-fejlesztő munkával sem hagyott fel, pécsi éveit 50 szakcikket publikált. De egy kicsit bővült ennek területe a földrendés és más dinamikus terhek épületekre gyakorolt hatásának vizsgálatával, a vasbetonszerkezetek tartóságának és élettartamának kérdéseivel és olyan érdekes tervezői feladatokkal, mint pl. a Péter-Pál sírkamra védőépület és a Pécsi Expo tartószerkezeteinek tervezése.

Azon kevesek közé tartozik akik tervezői, kutatói és oktatói tevékenységükben a csapatomunkát alapkövetelménynek tartják, életfilozófiája, hogy egyedül az ember nem tud jelentős eredményt elérni. Ez vonatkozik egyetemünk és a magyar felsőoktatás különböző szerveiben betöltött megbízásaira is. A MAB plénumának egy ciklusban tagja volt, jelenleg szakbizottsági tag, a MÖB szakzsűrijének tagja és az NKFP 3. Programtanácsának tagja.

Karunk életében is jelentős szerepet vállalt, volt tanszékvezető, jelenleg az építő egyetemi szak felelőse, kari bizottságok tagja, ill. vezetője. Egyetemi feladatai közül kiemelkedik a tudományos rektorhelyettesi feladatok ellátása 1995. és 1997. között és jelenlegi tudományos bizottsági tagsága.

A város tudományos és társadalmi életében is aktív. A Pécsi Akadémiai Bizottság (PAB) Műszaki és Földtani Szakbizottságának 1987 óta elnöke, jelenleg ezen felül a PAB-nak alelnöke is. Tagja volt a Magyar Mérnöki Kamara elnökségének és megalakulása óta vezeti a Baranya Megyei Mérnöki Kamara Etikai Bizottságát.

Lenkei Péter tevékenységét itthon és külföldön is nagyra értékelik. Megkapta az Eötvös Lóránd és a Szent-Györgyi Albert-díjat, a Pollack emlék plakett arany fokozatát, a Baranyáért emlék plakettet, a Széchenyi Professzori Ösztöndíjat 1999-2002 között, elnökségi tagja a Magyar Mérnök Akadémiának, külföldi tagja az Orosz Építészeti és Építéstudományi Akadémiának és tagja a New-York-i Tudományos Akadémiának.

Ezek a száraz felsorolások talán egy kicsit háttérbe szorítják, hogy tulajdonképpen milyen és mennyire ember Lenkei Péter. Olyan ember, akit a szakmán kívül sok minden érdekel, elsősorban a történelem, szereti a társaságot, a beszélgetéseket, a színházat, egy kicsit a zenét, a kedvenc könyveit, szeret nevetni. Munkabírása ma is irigylésre méltó.

Végezetül ezért kívánok Lenkei Péternek, aki 2003. június 1-től Karunk professor emeritus-a, még további sok munkával eltöltött éveket! Rajtunk nem fog múlni: mi továbbra is sok feladattal látjuk el!

Dr. Bársony János
a PTE PMMFK főigazgatója

Dr. Erdélyi Attila 70 éves



Erdélyi Attila 1933-ban született Sopronban. Elemi iskoláit az ottani Evangélikus Tanítóképző gyakorlóiskolájában, középiskoláit az 1557-ben alapított Evangélikus Liceumban/Gimnáziumban végezte, s 1951-ben ott érettségizett (az akkor már államosított) Berzsényi Dániel Gimnáziumban kitüntetéses eredménnyel.

1951-ben az akkor indított Szegedi Közlekedési Műszaki Egyetem Vasútépítő Karára nyert felvételt, majd ezt a kart 1953-ban összevonták a budapesti Műegyetem önálló részét képező ÉKME-vel (Építőipari és Közlekedési Műszaki Egyetemmél), s 1956-ban itt diplomázott a Híd és Szerkezet-építő Szakon, kitüntetéses eredménnyel. Diplomamunkáját (Belsőleg határozatlan és túlelemeléssel megfeszített öszvértartó) a Korányi Imre vezette I. sz. Hídépítési Tanszéken készítette, majd 1961-ig a MÁV Hídépítő Vállalatnál volt építésvezető-helyettes, építésvezető, végül a központi tervező csoportban önálló tervező. Kollégáival több újítást adott be a hagyományos "hídfő + felszerkezet" típusú kishidak helyett az előregyártott zártkeretes kishidakra: azóta ezekből MÁV típusú lett. 1961-63 között a VIZITERV Műszaki Fejlesztési Osztályán dolgozott. 1963-ban "Ezüstkoszorús újító" kitüntetést kapott az újításokkal elért, könyvelt gazdasági megta-
karítások elismeréseként.

A gyakorlatban is használható, megvalósítható új műszaki megoldások iránti érdeklődése más jellegű életpálya szakaszán is megmaradt, amikor is **dr. Palotás László** Kossuth-díjas professzor meghívta tanársegédnek az akkor alapított önálló Építőanyagok Tanszékére. Itt később adjunktusként, majd docensként dolgozott, tanított, kutatott és irányított ipari megbízásból végzett fejlesztési/kísérleti munkákat vagy részt vett ilyenekben.

A **beton anyaggal** való hivatásszerű foglalkozása a tervezett nagymarosi gát előtanulmányai és előkísérletei során (ezek részben az akkori SZIKKTI-vel, pl. *dr. Opoczky Ludmillával* közös kutatások voltak) indult el, a *vízépítési* (kis hőfejlesztésű) *cementek* és a *kopás- és fagyálló, vízzáró betonok területén*. E témában az akkori OVH megbízásából *Vízépítési beton* c. műszaki segédlet is készült. Egy másik fő megbízó az akkori KPM volt: az M7 beton autópálya *só- és fagyállósági* kérdései, majd a Ferihegyi új műszaki előtér, az *új futópálya*, a Határúti földalatti állomás 2,4 m haditechnikailag biztos vastag alaplemeze, valamint ismétlődően a **vasúti aljak minősége** – a MÁV és a gyártó közötti – vita műszaki eldöntése kapcsán és azóta is.

A beton akkor szokásos hőérlelése (gőzölése) okozta *feszítési többletveszteség* (relaxációs többlet), a *hosszúpados gyártással együttjáró lazulási veszteség* lett kutatásainak (és disszertációinak) fő területe, beleértve a *mérési* (több ezer órás) *időtartamok* és az *extrapolálható „végső”* veszteség összefüggését, ill. becslését.

A Tanszék (az ő témavezetésével) végezte az első, *idehaza megjelenő külföldi adalékszer gyártó cég*, a „Meynadier” Barra-termékeinek bevizsgálását, s az *adalékszeres betonok* következetes kutatása vezetett a *gyorsbeton* (24 óra alatt 30-40 N/mm² szilárdság, M7 táblacseré), az *öntömörödő beton* (ÖTB) alkalmazásához (csepeli Feralpi csarnok pillérek kéregerősítése, a Holcim Rt. Betongyárával együttműködve; tervező: Pannon-Freysinnet Kft.).

Oktatási munkájában az Építészkar 5. éves új *tantárgy* bevezetése (Építőanyagok tartóssága és összeférhetősége tartalommal), 1986-tól az *angol nyelvű oktatás* mind az Építő-, mind az Építész Karon; *gyakorlati segédletek* sorának, néhány (társszerzőkkel együtt vagy önállóan írt) *Mérnöktovábbképző jegyzet, könyvrészletek* (pl. A Beton minőségellenőrzése, Építőanyag Praktikum, Diagnosztika – utóbbiak szerkesztője *Prof. emeritus dr. Balázs György* volt) érdemelnek még említést, tételes irodalomjegyzék is készült: „40 év a Tanszéken” mot-
tóval.

1991-1995 között az Építőanyagok Tanszék vezetője volt, majd nyugdíjazását kérte.

1996-tól a Betonolith K+F Kft., majd végül a Cemkut Kft. Betonlabor tudományos tanácsadója és Betontechnológiai Tanácsadó Szolgálat (BTSZ) vezetője, az MSZT ill. a CEN TC 104 (a nevezetes EN 206) munkáinak résztvevője.

Szakmérnöki és doktoranduszi tantárgyait és az angol nyelvű 5. éves oktatás már említett tantárgyát (több előadóval együtt) még ma is előadja.

A Nemzetközi (feszített) Betonszövetség (régén FIP, ma *fib*) acélbizottságában 1970 óta Magyarország képviselője volt, a „*feszítőbetétek*” voltak a különleges betonok mellett fő területe. MSZ szabványokat közösen és MAUT (ÚT) szabványokat (pl. másodbeton) önállóan készített. Nagy eredménynek számított annak idején a BNV-n is bemutatott készülék: a Betonútépítő Vállalat (dr. Liptay András fejl. főmérnök) megrendelésére *dr. Balázs György* és főként néhai *dr. Zimonyi Gyula fizikus* és néhai *Páger István műszerész* tervezésében és szerkesztésében elkészült a ma is használt *légbuborékmérő mikroszkóp*, amellyel a beton *fagyállóságára jellemző számok* (pl. távolsági tényező stb.) a betoncsiszolaton megmérhetők.

Az SZTE akkori cementszakosztályának (és később a Betonszakcsoportnak) az 1960-as évek végétől tagja volt. A „Silicon f” szimpóziumok és főleg az SZTE Betonszakosztály, ill. ezenkívül a Kő-Kavics Szakosztály ankétjainak rendszeres előadója.

„Kő és Kavicsbánya nap 2002” (2002. okt.) alkalmából a 70-80 N/mm² és afölötti betonok szilárdságának és a minősített **durva** adalékanyag (mészke, andezit, bazalt, tört kavics stb.) fajtájának összefüggéseit taglalta. Majdnem minden közös SZTE-ÉTE-Magyar Betonszövetség-MÉASZ rendezvény egyik előadója volt (Különleges fagyálló betonok, MSZ – EN 206 új betonszabvány, MSZ-szel való egyezés stb.).

Mindeme munkákban Erdélyi Attilát egyrészt tárgyalóképesség német és angol nyelvtudása, nemzetközi és hazai egyesületi (SZTE, ÉTE, KTE), hazai ipari kapcsolatai (BKV, MÁV, akkori BVM és mai utód vállalatok, ÉMI, ÉTI, SZIKKTI, KÖTUKI=KTI, ÁKMI, Vízművek-ROCLA Csőgyár stb.) segítették, és sok kollégájával igyekezett és – úgy látjuk – tudott is *csapatban* (mai szóval “team”-ben) gondolkodni és dolgozni. Talán nem volt hiábavaló!

Kívánjuk, hogy még hosszú éveken át teljen öröme a kutatásban.

Budapest, 2003. április 3.

Dr. Balázs L. György
egyetemi tanár, tanszékvezető
BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszék

75 éve született dr. Márkus Miklós

A *fib* Magyar Tagozatának szép hagyományává vált, hogy köszöntse tagjait kerek számú születési évfordulójuk alkalmából. *Márkus Miklós* 1928. június 16-án született. Fájdalommal gondolunk arra, hogy 1994. november 22-én eltávozott körünkől, s a most az ünneplés helyét a tisztelettel és kegyelettel telt emlékezés tölti be.

A magyar építőipar, különösképpen a vasbetonépítés jeles személyisége 1951-ben szerezte mérnöki oklevelét a Budapesti Műszaki Egyetemen, gazdasági mérnöki diplomáját 1963-ban nyerte, s 1982-ben avatták műszaki doktorrá. A pécsi Pollack Mihály Műszaki Főiskola 1986-ban fogadta tiszteletbeli tanárává. 1970-től hosszú időn át oktatott meghívott előadóként a Vasbetonszerkezetek Tanszéke által szervezett szakmérnöki tanfolyamokon, s sok más fórumon tartott előadásait is közkinccsé tette gazdag szakmai tapasztalatait.

A szakmai közéletben végzett munkája sokoldalú és példamutató volt. Hosszú ideig dolgozott szakosztályok, szakbizottságok munkájában. Az Építéstudományi Egyesület főtitkárává 1980-ban választották, s 1990-től töltötte be az elnöki tisztséget. 1982 és 1988 között a MTESZ vezetőségi tagja volt.

A FIP Magyar Tagozatában 1970-től jelentős munkát végzett. Hosszú időn át képviselte a magyar színeket a nemzetközi szervezet előregyártási bizottságában. A FIP számos rendezvényén tevékenyen vett részt, így pl. előadást tartott a FIP 1974. évi New York-i, 1978-as londoni és 1982. évi stockholmi valamint 1990. évi hamburgi kongresszusán. Saját munkája mellett a FIP Magyar Tagozatának sok tagját segítette a nemzetközi szakmai munkában való közreműködésben. Tekintélyével és munkájával hatalmas mértékben járult hozzá az 1992. évi, budapesti FIP szimpózium sikeréhez, mint a nemzetközi szervezőbizottság társelnöke, a helyi bizottság vezetője.

A széles körű elismerést elsősorban szakmai munkájával nyerte el. 1951-65-ig tervező és kivitelező vállalatoknál mélyépítési ipari építési munkákban vett részt. 1966-tól 1981-ig a Beton- és Vasbetonipari Művek alkalmazásában a magyar üzemi előregyártás egyik kiemelkedő fejlesztője lett. A BVM műszaki vezérigazgató-helyettesi posztjáról került az egyik legjelentősebb magyar építőipari szervezet, a 31. sz. Állami Építőipari Vállalat vezérigazgatói posztjára. 1992. évi nyugdíjazásáig a Bygging-Ungern AB svéd-magyar vállalat igazgatói funkcióját is betöltötte. Nyugalomba vonulása után se pihent, a szakmai közéletben való részvétele mellett műszaki-gazdasági szakértői munkát végzett.

Igen értékes *Márkus Miklós* irodalmi munkája. Könyvek, jegyzetek, szakcikkek járultak hozzá ahhoz, hogy az olvasók megismerjék szakmai eredményeit. Jelentősek azok a publikációk, amelyek a FIP zászlaja alatt láttak napvilágot.

Kiemelkedő szakmai tevékenységét sok elismerés övezte. Ezek között 1979-ben Alpár-éremmel tüntették ki, MTESZ-díjat kapott 1984-ben, Eötvös Loránd-díjat 1991-ben. 1994. januárjában az építőipar területén végzett több évtizedes kiemelkedő szakmai munkássága elismeréseként a Magyar Köztársasági Érdemrend kiskeresztje kitüntetésben részesült.

Dr. Márkus Miklós gazdag életútját szilárd családi háttér biztosította. Az őt mindenben segítő feleségével két építőmérnök fiút neveltek.

A *fib* Magyar Tagozata meghatottan és hálával rója le kegyeletét egyik jogelődje, a FIP Magyar Tagozatának mentora, *Márkus Miklós* emléke előtt születésének 75. évfordulóján.

T. G.

PROF. AARNE JUTILA, A HÍDÉPÍTÉSTAN FINN EGYETEMI TANÁRA, A BME ÚJ TISZTELETBELI DOKTORA



A Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi egyetem 2003. március 1-jén tartott nyilvános tanácsülésén Detrekői Ákos rektor Prof. Emeritus, Dr. habil és PhD okleveleket nyújtott át, s ugyanakkor részesített Doctor honoris causa elismerésben három kiváló külföldi szakembert. Egy Nobel-díjas

brit tudós és egy kiváló német szakember mellett Farkas György dékán előterjesztésére Aarne Jutila finn professzor is részesült a *tiszteletbeli doktori címben*.

Aarne Jutila 63 éves. Helsinkiben szerzett MSc szintű építőmérnöki oklevelet 1966-ban, ugyanott nyerte el a műszaki licenciátust 1982-ben, s 1985-ben avatták műszaki doktorrá. 2000 óta a finn műszaki tudományos akadémia tagja.

Az új tiszteletbeli doktor azok közé a kiváló szakemberek közé tartozik, akik szakterületük szinte minden ágában számottevő értékes eredményeket értek el. Dolgozott hazája állami építőipari kutató intézetének hídépítési laboratóriumában, egy jó nevű svédországi tervezőirodában, otthoni hídtervező cégnél, az államigazgatásban, a finn út és vízi út igazgatóságban létesítményi vezető mérnök volt.

Időközben svájci, ill. brit intézetekben nyert ösztöndíjat, később az Egyesült Államokban, Kanadában, Japánban, Új-Zélandban, Ausztráliában volt változatos szakmai feladatokkal.

Aarne Jutila 141 híd tervezésében, megvalósításában vett részt. Ezek között a hídépítés széles spektrumával találkozhatunk, nem elhanyagolható mértékben vasbeton hidakkal.

1976-tól dolgozik a műszaki egyetemen Helsinkiben, előbb mint laboratóriumi mérnök, 1984-től a hídépítéstan előadója, 1988-tól professzor. Egyetemi munkája mellett is mindig kapcsolatban volt a hídépítési gyakorlattal. Oktató munkája a technika és a tudomány korszerű ismeretein, módszerein nyugszik. Doktoranduszok vezetése ill. opponálása is értékes egyetemi munkájának része.

Szakirodalmi munkásságát mintegy 90 publikáció és számos egyéb tanulmány képezi. Ezek között vannak könyvek, referált folyóiratok cikkei, konferencia-kiadványok, kutatási jelentések. Szinte valamennyi hidakkal foglalkozik, az acél- és faszerkezetek mellett öszvér- és vasbeton hidakkal.

Aarne Jutila szakmai közéleti szereplése is kiemelkedő értékű. 1963 óta tagja hazája építőmérnöki egyesületének (RIL),

ennek keretében tagja volt az igazgatók tanácsának, a hídépítéstanak – utóbbi elnöki tiszttét is betöltötte. 1974-től a finn statikus mérnökök egyesületének (SNIL) tagja. További tíz finn és nemzetközi szakmai szervezet tagja volt, számos tisztséggel jelentős szerepet vállalt a Nemzetközi Híd- és Szerkezetépítési Egyesületben (IVBH-AIPC-IABSE), melynek 1999 óta alelnöke.

Számunkra az a legjelentősebb, ami a nemzetközileg elismert kiváló szakembert hazánkhoz fűzi.

A BME-vel fennálló kapcsolata több mint 20 esztendő. Sokszor fordult meg egyetemünkön és más magyarországi fórumokon, s gazdagította előadásával a magyar műszaki életet. Több hazánkfiát hívta meg Helsinkibe, oktatókat, kutatókat, tervező mérnököket előadások tartására, ill. hosszabb-rövidebb tanulmányútra. Sokat profitáltak azok a magyar hallgatók, akik az ő irányításával végezték ösztöndíjaként, diplomatervezőként munkájukat Helsinkiben.

E helyen külön is ki kell emelni azt a közreműködést, ami Aarne Jutila professzort a FIP, ill. *fib* Magyar Tagozatához fűzi. Előadást tartott a FIP 1992. évi, budapesti szimpóziumán, dolgozata megjelent a kiadványban. Elküldte tanítványát a Balázs L. György által a *fib* MT égisze alatt 1998-ban a BME-n rendezett PhD szimpóziumra, s publikálta kettejük dolgozatát. 1993-ban a FIP Helsinkiben tartott tanácsülésén sokoldalúan segítette a résztvevőket. Az ülés előtt az egyetemen előadás-sorozatot szervezett, melyen többek, így M. Virlogeux mellett az előadói emelvényre léphetett e sorok írója is.

A szakmai érdemeiken túl méltó módon kell szólnunk új tiszteletbeli doktorunk sokoldalú műveltségéről, példamutató emberségéről, mindenkori segítőkészségéről, s nem utolsósorban arról a megtisztelő szeretetről, amit hazánk és polgárai iránt tanúsít.

A *fib* MT tisztelettel köszönti Dr.techn., Dr.h.c. Aarne Jutila professzort magas magyar kitüntetése alkalmából abban a reményben, hogy finn barátunk jó egészségben, hosszú időn át gyümölcsözően folytatja együttműködését szakembereinkkel.

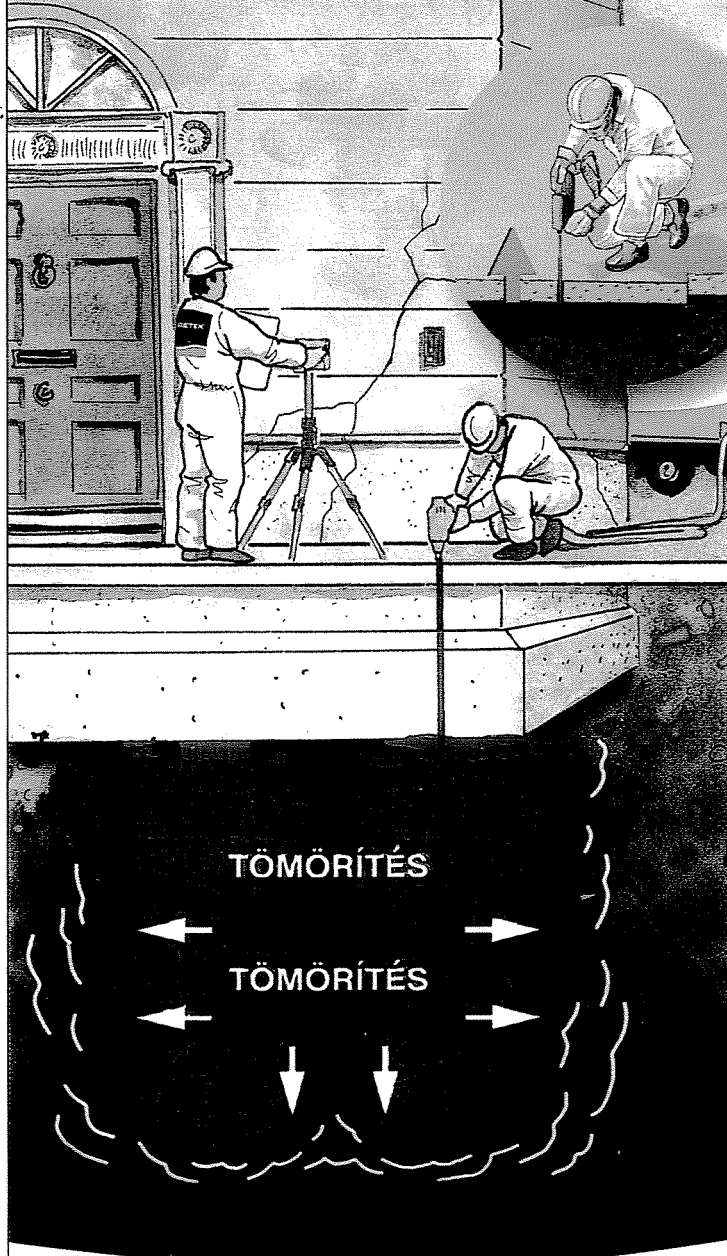
Dr. Tassi Géza

egyetemi tanár

BME Hidak és Szerkezetek Tanszéke

Épületsüllyedés megállítása padlók visszaemelése

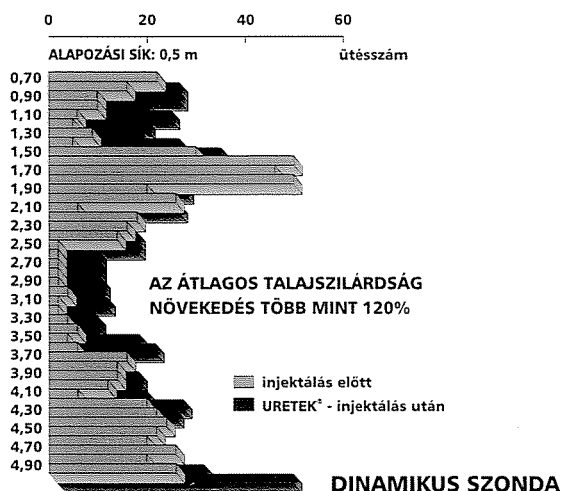
GARANCIÁVAL!



Altalaj tömörítés az URETEK®
műgyanta - injektálási
technológiával.

- családi háztól az ipari létesítményekig
- tiszta és gyors kivitelezés
- bontás nem szükséges
- 7 méter mélységig végezhető
- padlók stabilizálása vagy visszaemelése
- emeletráépítés esetén is alkalmazható
- kitölti az üregeket
- időtálló megoldás

Az URETEK® módszerrel garantált az alaptest
alatti talaj megerősítése.
Ez dinamikus talajszondázással is ellenőrizhető.



Injektálással emelünk világszerte

Magyarországi kizárólagos URETEK® kivitelező: CSILLAGTÉR ÉPÍTŐIPARI KFT.
1027 Budapest, Bem rakpart 38-39. • Telefon: (1) 457-0690 • Mobil: (20) 913-7089



Bizalom, biztonság, minőség Az ÉMI-TÜV Bayern csapata

műszaki szolgáltatásaival sikerre kovácsolja munkáját
a minőségügy és a biztonságtechnika területén.

Vizsgálat, tanúsítás és szakértői
tevékenység az alábbi területeken:

- Felvonók, mozgólépcsők,
színpadtechnikai berendezések
- Építő-, emelő- és
anyagmozgatógépek
- Nyomástartó berendezések,
kazánok, gázipalackok
- Hegesztési technológiák, hegesz-
tők, hegesztőüzemek
- Magas- és mélyépítőipari
létesítmények tartószerkezetei,
épület- és szakipari szerkezetek
- Szórakoztatóipari és
szabadidőberendezések
- Minőségirányítási,
környezetközpontú irányítási
és menedzsmentrendszerek
TÜV CERT, TÜV MS és MRTI
tanúsítása (ISO 9001:2000,
ISO 14001, QS 9000/VDA
6.1 és ISO/TS 16949 szerint)

Központ:
H-2000 Szentendre
Dózsa György út 26.
Tel.: (+36) 26-501-120
Fax: (+36) 26-501-150
igazgatosag@emi-tuv.hu
www.emi-tuv.hu
www.tuevs.de

Budapesti iroda:
1043 Budapest
Dugonics u. 11.
Tel.: (+36) 1-399-3600
Fax: (+36) 1-399-3603
gmadaras@emi-tuv.hu

