

The background of the book cover is a close-up photograph of a concrete surface. It shows a light grey matrix with various aggregates: small dark green and grey pebbles, larger yellowish and white shells, and some larger, smooth, light-colored stones. The overall texture is granular and heterogeneous.

*Dr. Balázs György – Dr. Balázs L. György*

# **BETONSZERKEZETEK TARTÓSSÁGA**

**Dr. Balázs György és Dr. Balázs L. György**  
szerkesztők

**BETONSZERKEZETEK**  
**TARTÓSSÁGA**

A kötetet szerkesztették dr. Balázs György, professzor emeritus és dr. Balázs L. György, egyetemi tanár, BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszék. A szerkesztéshez segítséget nyújtott Vass Viktória egyetemi hallgató, BME Építőmérnöki Kar és Lublós Éva, tudományos segédmunkatárs, BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszék.

A borító fotót készítette dr. Salem G. Nehme (csiszolt öntömörödő beton lap, a benne lévő sötétzöld foltok a 0,3 mm-nél nagyobb átmérőjű légbuborékokat mutatják).

A kiadó írásos engedélye nélkül ezt a kötetet vagy ennek részeit nem szabad másolni.

A szerzők, a szerkesztő és a kiadó megtették mindent annak érdekében, hogy a kötetben pontos információk jelenjenek meg. Egyikőjük sem vonható felelősségre a kötettel közvetlenül vagy közvetve kapcsolatba hozható kárral.

A kötetben megjelent cikkeket a szerkesztők lektorálták.

© Dr. Balázs Gy., Dr. Balázs L. György, 2008.

**ISBN**

Készült a Műegyetemi Kiadó gondozásában  
Felelős vezető: Wintermanter Zsolt  
Munkaszám: 08-

## ELŐSZÓ

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

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

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

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

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

E gondolatok jegyében szervezte a konferenciát az MTA Építészettudományi Bizottság Építőanyagok és Kémia Albizottsága valamint a BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszék közös szervezésben, társszerzőnek tekintve minden olyan szervezetet, amely a beton tartósságával foglalkozik.

Megköszönjük a rendezésben résztvevőknek, az előadóknak, mindazoknak, akik anyagi támogatással elősegítették a konferencia sikerét, és e könyv megjelentetését.

Budapest, 2008. június 23.

Dr. Balázs L. György  
egyetemi tanár, tanszékvezető

Dr. Balázs György  
professzor emeritus

## **Szervező intézmények**

Magyar Tudományos Akadémia  
BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszék

## **Támogató szervezetek**

A **fib** Magyar Tagozata  
Közlekedésfejlesztési Koordinációs Központ  
Magyar Cementipari Szövetség  
Magyar Betonszövetség  
Magyar Betongyártó Szövetség  
Közlekedéstudományi Egyesület  
Szilikátipari Tudományos Egyesület  
Építéstudományi Egyesület

## **Pénzügyi támogatók**

Duna-Dráva Cement Kft.  
Holcim Hungária Zrt.  
MTESZ Fejér Megyei Szervezete (KKK)  
Állami Autópálya Kezelő Zrt.  
Hídépítő Zrt.  
Sika Hungária Zrt.  
Az Építés Fejlődéséért Alapítvány  
Mahíd 2000 Zrt.  
Magyar Beton Kft. (Magyar Betonszövetség)  
Vegyépszer Zrt.  
Pannon Freyssinet Kft.  
CSC jáklekémia Hungária Kft.

## **A Szervezőbizottság tagjai**

Dr. Balázs György, MTA Építésztudományi Bizottság Építőanyag – Kémia Albizottság elnöke

Dr. Balázs L. György, Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszék vezetője, a **fib** Magyar Tagozat elnöke

Asztalos István, SZTE főtitkára

Dr. Borosnyói Adorján, SZTE Betonszakosztály titkára

Diószeghi Miklós, ÉTE Építéskivitelezési Szakosztály vezetőségi tag

Dr. Kausay Tibor, SZTE Betonszakosztály elnöke

Dr. Kovács Károly, MTA Építésztudományi Bizottság Építőanyag – Kémia Albizottság titkára

Riesz Lajos, Magyar Cement Szövetség tanácsosa

Sitku László, Közlekedésfejlesztési Koordinációs Központ főmérnöke

Szilvási András, Magyar Betonszövetség ügyvezető igazgatója

Dr. Verőci Béla, KTE Mérnöki Szerkezetek Szakosztály titkára

Zámbó Ernő, ÉTE Tartószerkezeti Szakosztály elnöke

## TARTALOMJEGYZÉK

<b>Előszó</b>	<b>3</b>
<b>Szervezők</b>	<b>4</b>
<b>Tartalomjegyzék</b>	<b>5-6</b>
<b>Dr. Balázs György</b> A tartósság fogalma és növelésének módszerei	<b>7-20</b>
<b>Dr. Balázs L. György</b> Használati élettartamra való tervezés	<b>21-32</b>
<b>Wellner Péter, Dr. Tariczky Zsuzsánna, Vígh Botond</b> Hidak tartósságának gyakorlati kérdései	<b>33-48</b>
<b>Dr. Zsigovics István, Szilágyi Katalin</b> Nagy teljesítőképességű betonok szennyvíztisztító műtárgyak tartósságának fokozásához	<b>49-74</b>
<b>Asztalos István</b> Adalékszerek szerepe a tartósság fokozásában	<b>75-84</b>
<b>Dr. Erdélyi Attila, Csányi Erika, Dr. Kopecskó Katalin, Borosnyói Adorján, Fenyvesi Olivér</b> Fagyasztás és sózás hatása acélszálal betonokra	<b>85-102</b>
<b>Liptay András</b> Betonburkolatok tartóssága	<b>103-126</b>
<b>Dr. Salem G. Nehme</b> A porozitás hatása a beton tartósságra	<b>127-140</b>
<b>Dr. Kopecskó Katalin</b> Kloridion megkötőképesség és klorid migráció a betonban	<b>141-164</b>
<b>Dr. Kausay Tibor</b> Nagy tartósságú beton tervezésének néhány követelménye	<b>165-186</b>
<b>Dr. Tóth Zoltán, Dr. Molnár Viktor</b> A korrózió terjedése a betonacélokbán	<b>187-202</b>
<b>Csányi Erika, Dr. Balázs György</b> Környezeti hatások betonszerkezetekre	<b>203-224</b>
<b>Dr. Révay Miklós, Laczkó László</b> A szulfátálló cementek szabványosításának kérdései	<b>225-236</b>

<b>Dr. Józsa Zsuzsanna, Dr. Nemes Rita, Fenyvesi Olivér, Lublóy Éva, Fischer Noémi, Czuppon Gábor</b> Könnyűbetonok tartóssága	<b>237-256</b>
<b>Dr. Kovács Károly</b> Polisztirolbeton tartóssága	<b>257-278</b>
<b>Dr. Kovács Károly</b> Nehézbetonok tartóssága	<b>279-292</b>
<b>Dr. Borosnyói Adorján, Dr. Balázs L. György</b> Tartósság biztosítása nem acél anyagú betétek alkalmazásával	<b>293-314</b>
<b>Dr. Ujhelyi János</b> A tartósságra való tervezés gazdaságossági kérdései	<b>315-328</b>
<b>Dr. Balázs L. György, Lublóy Éva</b> Repedéstágasság hatása a betonszerkezetek tartósságára	<b>329-340</b>
<b>Boros Sándor</b> Elgondolkodtató tanulmányok	<b>341-348</b>
<b>Spránitz Ferenc</b> Betonelemek tartóssága a gyakorlatban	<b>349-362</b>
<b>Hirdetések</b>	<b>363-368</b>
<b>Szerzői index</b>	<b>369</b>

## A TARTÓSSÁG FOGALMA ÉS NÖVELÉSÉNEK MÓDSZEREI

Dr. Balázs György

BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszék

1111 Budapest, Műgyetem rkp. 3.

[titkars@eik.bme.hu](mailto:titkars@eik.bme.hu)

### ÖSSZEFOGLALÁS

A tartósság követelménye – napjainkban – egyenértékű követelmény a szilárdsági és alakváltozási követelménnyel, sőt általában szigorúbb annál.

Előadásomban a tartósságot növelő tervezés módszereit foglalom össze.

### 1. A TARTÓSSÁG FOGALMA

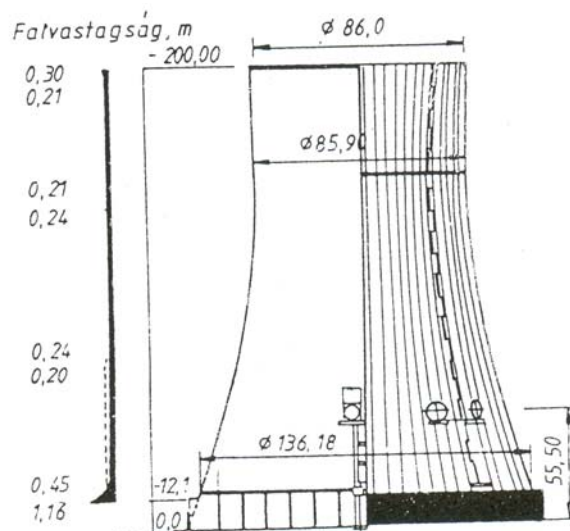
Mérnöki szerkezetek **tartósságán** a szerkezet átadásától kezdve azt az eltelt időtartamot (élettartamot) értjük, amíg azok – elvárható fenntartással – megfelelnek a rendeltetésszerű használatnak.

A tartósság követelményét ugyanolyannak kell tekinteni, mint a szilárdsági és alakváltozási követelményt. (Általában szigorúbb a másik két követelménynél.)

Egy példán mutatom be a tartósságra tervezését.

#### Niederaußemi hűtőtorony (Budnick-Starkmann, 1999).

Niederaußemben 950 MW-os erőműblokkhoz új hűtőtornyot építettek. Magassága 200 m, felső átmérője 86 m, alsó átmérője 136 m. A hűtővíz mennyisége 91 000 m<sup>3</sup>/h. Ezáltal – építése idején – ez a világ legnagyobb és legmagasabb hűtőtornya. A hűtőtorony vázlatát az 1. ábra szemlélteti. Az összes beépített beton mennyisége 32 000 m<sup>3</sup>, amelyből a nagyteljesítőképességű (saválló) beton a hűtőtoronyban 17 650 m<sup>3</sup> volt.



1. ábra: A niederaußemi hűtőtorony



A beépített betonacél mennyisége 3 650 tonna volt.

A saválló speciális betont elméletileg és laboratóriumi szinten a berlini egyetemen dolgozták ki (Busch-Haselwander-Hillemayer-Strauss, 1999). A hűtőtoronyhoz – széleskörű laboratóriumi kísérletek alapján – SRB (säureresistenter Beton) 85/35 jelű betont választottak. A B85 (az előírt szilárdsági osztály 15 cm élhosszúságú kockán) nagy törőszilárdságú, sav- és szulfátálló betont jelent.  $35 \text{ N/mm}^2$  a statikailag elégséges szilárdsági osztály.

Ha csak a szilárdságot vették volna alapul, akkor B35 jelű beton (B a 15 cm élhosszú kockán előírt követelmény) elég lett volna. A hűtőtoronyt azonban nehéz vizsgálni, javítani, épp ezért olyan tartós betonból építették, amelynek nincs fenntartási igénye.

A laboratóriumi kísérletek alapján, amelyet munkahelyi kísérletekkel is alátámasztottak, az alábbi **betonösszetételt** írták elő:

kötőanyag:

CEM I 42,5 HS/NA jelű cement	250 kg/m <sup>3</sup>
pernye	kb. 21 m%
szilikapor	kb. 7-8,5 m%

adalékanyag:

kvarcliszt	2,5 m%
0/2 homok	32,5 m%
2/8 kavics	15,0 m%
8/16 kavics	50,0 m%

Polikarboxilát bázisú folyósító adalékszert alkalmaztak, amelynek a mennyiségét a hőmérséklettől függően változtatták.

A betont kúszózszaluban építették. A heti haladás 6 m volt. A betonkeverő 1 m<sup>3</sup>-es, a tervezett betonmennyiség 10 m<sup>3</sup>/h volt. Emiatt a szállításhoz – valószínűleg mixerkocsikat használtak.

A betont a hűtőtoronyból kinyúló daruval emelték fel, ennek a tartálya 1,5 m<sup>3</sup>-es, a betont 50 cm-es rétegekben Ø50 mm-es rúdvrábrórral tömörítették.

Mivel a beton érzékeny volt a hőmérséklettől függő zsugorodási repedésekre és a kizsaluzott felületre újabb réteget felhordani nem akartak, ezért egyrészt a betonösszetétellel és a gondos tömörítéssel jó betonfelületet igyekeztek elérni és ezt gondos utókezeléssel is segítették. Ez abból állt, hogy a munkahézagokban a beton felületét perforált locsolócsövön keresztül permetező utókezeléssel látták el már a készítést követő egy órán belül a hőmérséklettől függően, úgy hogy állandó vízfilm jött létre. A zsalutáblák áthelyezése után a betonfelület védelmét szintén permetező nedves utókezeléssel oldották meg, és mindezt az építési naplóban is rögzítették.

Társadalmi elvárás az **élettartamra** tervezés, amely a szerkezet rendeltetésétől függ és rendszerint független az anyagától.

Példák:

– hidak	80-100 év
– országos közutak	100 év
– repülőtéri kifutópályák	100 év
– lakóházak	50-120 év
– duzzasztóművek	150 év.

A létesítéskor várható terheket szabályzatok írják elő (pl. Közúti Hídszabályzat, Vasúti Hídszabályzat).

A **mechanizmusok**, amelyekkel szemben az építményeknek ellenállónak kell lenniük:

- Mechanikai (hasznos teher, önsúly, hó, szélteher, koptatás, ütés, egyenlőtlen süllyedés, földrengés, stb.).
- Fizikai (pl. fagy, hőtágulás, nedvesség okozta mozgás).

1. táblázat

Az osztály jele	A környezeti hatás leírása	Tájékoztató példák a környezeti osztályok előfordulására
<b>1. Nincs korróziós kockázat</b>		
XN(H)	Környezeti hatásoknak (nedvesség, karbonátosodás, kloridhatás, fagyás/olvadás, kémiai korrózió, koptatóhatás vagy víznyomás) nem ellenálló, szilárdsági szempontból alárendelt jelentőségű <b>beton</b>	Korrózióknak ki nem tett kis szilárdságú aljzatbetonok, beton alaprétegek
XOb(H)	Vasalás vagy beágyazott fém nélküli <b>beton</b> esetén: valamennyi környezeti körülmény, kivéve azokat, ahol nedvesség, karbonátosodás, kloridhatás, fagyás/olvadás, kémiai korrózió, koptatóhatás vagy víznyomás fordul elő.	Vasalás nélküli, korrózióknak ki nem tett kítőltő és kiegyenlítő beton
XOv(H)	<b>Vasbeton</b> vagy beágyazott fémet tartalmazó beton esetén: valamennyi környezeti körülmény, kivéve azokat, ahol nedvesség, karbonátosodás, kloridhatás, fagyás/olvadás, kémiai korrózió, koptatóhatás vagy víznyomás fordul elő.	Legfeljebb 35% relatív páratartalmú, belső helyiségben lévő vasbeton
<b>5. Fagyási/olvadási korrózió jégolvasztó anyaggal vagy anélkül</b>		
Amikor a beton a fagyási/olvadási ciklusok által okozott jelentős igénybevételnek van kitéve nedves állapotban, akkor az igénybevételt a következőképpen kell osztályozni		
XF2(H)	Mérsékelt víztelítettség jégolvasztó anyaggal A beton légbuborékképző adalékszer nélkül készül	Útépítési szerkezetek függőleges, légbuborékképző adalékszer nélkül készülő betonfelületei, amelyek ki vannak téve fagnak és a levegő által szállított jégolvasztó anyag permetének
XF3(H)	Nagymérvű víztelítettség jégolvasztó anyag nélkül A beton légbuborékképző adalékszer nélkül készül	Esőnek és fagnak kitétt vízszintes, légbuborékképző adalékszer nélkül készülő betonfelületek
XF4(F)	Nagymérvű víztelítettség jégolvasztó anyaggal vagy tengervízzel A beton légbuborékképző adalékszer nélkül készül	Útburkolatok és híd pályalemezek jégolvasztó anyagoknak kitéve. Jégtelenítő anyagok közvetlen permetének és fagnak kitétt, légbuborékképző adalékszer nélkül készülő betonfelületek. Fagnak kitétt tengeri szerkezetek a felcsapódási zónában
<b>7. Koptatóhatás okozta károsodás</b>		
Amikor a beton csiszoló, csúszó, gördülő, súrlódó igénybevételnek, ütésnek, vagy vízáramlás által mozgatott gördülő hordalék koptató hatásának van kitéve, akkor az ezekből származó igénybevételt a következők szerint kell osztályozni:		
XK1(H)	Könnyű szemcsés anyagok koptató igénybevétele; Gyalogos forgalom, puha abroncsú kerekek koptató igénybevétele	Könnyű adalékanyagok, termények, stb. tárolására alkalmas silók, bunkerek, tartályok; Járdák, lépcsők, garázspadozatok
XK2(H)	Gördülő igénybevétel okozta koptatóhatás nehéz terhek alatt	Betonút, durva, nehéz szemcsés anyagok tárolói, gördülő hordalékkal érintkező betonfelületek
XK3(H)	Csúsztató-gördülő igénybevétel okozta koptató hatás igen nehéz terhek alatt	Repülőtéri kifutópályák, felszállópályák, nehézipari szerelőcsarnokok, konténer-átrakó állomások
XK4(H)	Csúszó-gördülő igénybevétel okozta koptató hatás igen nehéz terhek alatt, nagy felületi pontosság és pormentesség igénye esetén	Nehéz tehernek és targonca forgalomnak kitétt csarnokok és raktárak keményfelületű, pormentes ipari padlóburkolata
Magyarországon a szilárd beton kopásállóságát az 5.5.7. szakasz szerint kell vizsgálni.		

## 2. táblázat

Alkalmazási terület	Környezeti osztály jele	Beton nyomószilárdsági osztálya legalább	Beton cement-tartalma legalább kg/m <sup>3</sup>	Beton víz-cement-tényezője legfeljebb	Friss beton test-sűrűsége legalább kg/m <sup>3</sup>	Szilárd beton test-sűrűsége légszárazon legalább kg/m <sup>3</sup>	Egyéb követelmény
<b>5. Fagyálló beton és vasbeton szerkezetek</b>							
Függőleges felületű, mérsékelt víztelítettségű, esőnek és fagynak kitett, olvasztó sózás nélküli fagyálló beton	XF1	C30/37	300	0,55	2340	2230	Légbuborékképző adalékszer nélkül készül a beton.
Függőleges felületű, mérsékelt víztelítettségű, fagynak és jégolvasztó sók permetének kitett fagyálló beton	XF2	C25/30	300	0,55	2270	2160	Levegő-tartalom (képzett) legalább 4 térfogat%. Légbuborékképző adalékszerrel készül a beton.
	XF2(H)	C30/37	300	0,55	2340	2230	Légbuborékképző adalékszer nélkül készül a beton.
Vízszintes felületű, nagy víztelítettségű, esőnek és fagynak kitett, olvasztó sózás nélküli fagyálló beton	XF3	C30/37	320	0,50	2280	2180	Levegő-tartalom (képzett) legalább 4 térfogat%. Légbuborékképző adalékszerrel készül a beton.
	XF3(H)	C35/45	320	0,50	2350	2240	Légbuborékképző adalékszer nélkül készül a beton.
Vízszintes felületű, nagy víztelítettségű, fagynak és jégolvasztó sóknak közvetlenül kitett, fagyálló beton (útburkolatok, hid pályalemezek)	XF4	C30/37	340	0,45	2290	2200	Levegő-tartalom (képzett) legalább 4 térfogat%. Légbuborékképző adalékszerrel készül a beton.
	XF4(H)	C35/45	340	0,45	2370	2260	Légbuborékképző adalékszer nélkül készül a beton.
<b>6. Talaj és talajvíz kémiai korróziójának ellenálló beton és vasbeton szerkezetek</b>							
Agresszív talajjal vagy talajvízzel érintkező, enyhén korrózióálló beton	XA1	C30/37	300	0,55	2340	2230	Bármely MSZ EN 197-1:2000 szerinti CEM II jelű cement
Agresszív talajjal vagy talajvízzel érintkező, mérsékelten korrózió- és szulfátálló beton	XA2	C30/37	320	0,50	2350	2240	MSZ 4737-1:2002 szerinti MS jelű, mérsékelten szulfátálló cement
Agresszív talajjal vagy talajvízzel érintkező, erősen korrózió- és szulfátálló beton	XA3	C35/45	360	0,45	2350	2250	MSZ 4737-1:2002 szerinti S jelű, szulfátálló cement

### 3.3 A tartósság növelése tervezéssel (vasbeton)

A tervezés során figyelembe vehető szempontok:

- tartósságra kell tervezni.
- fenntartási igény minél kisebb legyen.
- fontos a gazdaságosság: építés + fenntartás költsége együtt legyen az élettartam során a legkisebb.
- biztosítani kell a hozzáférhetőséget.

- Gyenge helyek (víznyelő, csukló, munkahézag, elemcsatlakozás) számát minimumra kell csökkenteni.
- Üreges terek vízteleníthetők legyenek (szellőztethetőség, hozzáférhetőség).
- Ne legyenek szennyeződés- és vízgyűjtő helyek.
- Földdel érintkező szerkezetek legyenek viszonylag nagy méretűek.
- A repedések megnyílása legyen korlátozott.
- A víz-cement tényező, cementtartalom, betonfedés EN szerint.
- Gondos utókezelés (zsaluzat, párazáró fólia, nedvesen tartás) úgy, hogy a beton felülete közelében olyan legyen a beton, mint a szerkezet belsejében.
- Sózásnak kitett betonfelületek legyenek kellően tömörek, betonfedés legyen megfelelő ( $\geq C25/30$ ,  $c \geq 3,5$  cm).
- Sózásnak fokozottan kitett felületeket védeni kell (másodlagos megelőző védelem).

A tartós beton, vasbeton és feszített vasbeton szerkezetekbe olyan anyagok tervezhetők, illetve építhetők be, amelyeknek a megfelelőségét alkalmassági engedély vagy alkalmassági vizsgálatokon alapuló szakintézeti szakvélemény igazolja.

A vasbeton anyagaira vonatkozó követelményeket az alábbi szabványok tartalmazzák:

- cementre az MSZ EN 197,
- adalékanyagra az MSZ EN 12620,
- vízre MSZ EN 1008,
- adalékszerekre MSZ EN 934,
- kiegészítő anyagokra MSZ EN 12620, illetve MSZ EN 450.

Természetesen az acél éppen olyan fontos anyaga a vasbetonnak, feszített vasbetonnak, mint a beton, de a beton minőségét a tervező, a beton összetételét, az építési technológiáját a betontechnológus írja elő. Ugyanakkor az acélok a kereskedelemben készen vásárolhatók és a vonatkozó szabályzatok a beépítést, ellenőrzést is pontosan előírják.

Vizsgáljuk meg egymás után a beton anyagai megválasztásának szempontjait.

### 3.4 A tartósság fokozása építéssel

#### 3.4.1 Az anyagok megfelelő megválasztása

##### **Cement:**

- betonszilárdsághoz és igénybevételhez való alkalmasság,
- vastag falú szerkezetben a megfelelő hidratációhőjű cement,
- a cement repedésérzékenysége az őrlési finomság függvénye,
- a kötött kloridion nem okoz acélbetét korróziót. Olyan cementet kell választani, aminek legnagyobb a kloridion megkötő képessége. Csak a  $C_3A$  és  $C_4AF$  köt meg kloridiont. Esetenként a cementbe adagolt kiegészítő anyagokkal érhető el a megkötő képesség növelése. A szabályzatok korlátozzák a felhasznált anyagok kloridion tartalmát. A jégtelenítő sózás is korróziót okozhat.

##### **Adalékanyag:**

- ellenőrizni kell az adalékanyag-alkáli korrózióveszély lehetőségét,
- az adalékanyag lehetőleg mosott és osztályozott legyen,
- az adalékanyagot szennyeződésmentesen kell tárolni (különösen védeni kell a szerves anyagoktól (falevél, fű).

##### **Kiegészítő anyagok:**

- a gyártmányismertetőben foglaltakat be kell tartani.

### 3.4.2 A tartósság fokozása tömör betonnal

Ahhoz, hogy az acélbetét korróziója bekövetkezzék, három tényező együttes teljesülése szükséges:

- a beton pH-ja az acélbetét környezetében  $\leq 9$ , vagy  $\text{pH} \geq 9$  és kloridion,
- a beton elektromosan vezetőképes (ez a víztartalomtól függ),
- oxigén jut az acélhoz.

#### **A megelőzéshez kell:**

tömör beton,  
megfelelő betonfedés,  
légpórusos beton.

#### **Tömör beton:**

időálló beton,  
maximum 0,4-0,45 víz-cement tényező (képlékenyítő-folyósító adalékszerrel ez csökkenhet),  
jól bedolgozható beton (a földnedves beton konzisztenciát csak kivételes esetekben szabad használni),  
gondos utókezelés,  
tömörség fokozása pl. szilikaporrall.

### 3.4.3 A tömörség fokozása CSH-ot (kalcium-szilikát-hidrátot) létrehozó hidraulikus pótlékekkel

Ezek:

- porszénhamu (pernye), nád, cukornád hamuja,
- szilikapor.

Utóbbi ferroszilícium, fémszilícium gyártásakor keletkező,  $\sim 1 \mu\text{m}$  átmérőjű,  $12\text{-}20 \text{ m}^2/\text{g}$  fajlagos felületű, 85-98%  $\text{SiO}_2$  tartalmú, amorf szerkezetű, gömb alakú por.

#### **Hatása:**

- Frissbetonra:  
stabilitás növelése,  
szép betonfelület,  
csökken a kivérzési hajlam,  
javítja a tixotróp tulajdonságokat.
- Megszilárdult betonra:  
kémiai hatás: CSH-képződés, szilárdság növekedése  
fizikai hatás: töltőanyag,  
csökkenti a porozitást

### 3.4.4 A tartósság növelése légpórusos betonnal

A légpórusképző adalékszerrel létrehozott 20-300  $\mu\text{m}$  átmérőjű légpórusok növelik a fagy- és sózásállóságot.

### 3.4.5 Beton- és építéstechnológiai utasítás tartalma

A tervező a terven feltünteti a beton jelét.

A betontechnológus a beton jeléből kiindulva, figyelembe véve a kivitelező felszereltségét, elkészíti a beton- és építéstechnológiai utasítást.

A beton- és építéstechnológiai utasításnak tartalmaznia kell:

- a betonnal szemben támasztott követelményeket,
- a beton alkotóival szemben támasztott követelményeket,
- a beton összetételét tömegre és térfogatra,
- a próbakeverés során mérendőket,
- a beton keverésére, szállítására és bedolgozására vonatkozó részletes utasítást,
  - a beton eltarthatóságának mérési módját,
  - az utókezelés módját és időtartamát,
  - a kizsaluzás, kiállványozás időpontját,
  - a betonozási hibák javítását.

Nagy felületű, vastag falú szerkezet esetében még az alábbiakat kell előírni:

- a munkahézagok helyét és kialakítását,
- vastagfalú szerkezetekben a hőmérsékletmérés helyét és módját,
- a hőmérsékletszabályozásra vonatkozó követelményeket

### 3.5 Minőségellenőrzés

Mára már kialakult a minőség-ellenőrzés rendje, amit a vonatkozó szabályzatok elő is írnak.

A minőség-ellenőrzés két fő részből áll:

- a vizsgálatokból és
- a vizsgálati eredmények alapján készített szakvéleményből.

A vizsgálat típusai:

- alkalmassági vizsgálatok,
- saját ellenőrző vizsgálatok,
- külső fél ellenőrző vizsgálatai.

Az **alkalmassági vizsgálatok** a beton anyagainak és szükség szerint a betonkészítés technológiájának a tervezett felhasználási célra való alkalmasságát ellenőrzik. Hazánkban az alkalmassági vizsgálatokra felhatalmazott szerv általában az Építésügyi Minőségellenőrző Innovációs Kht., Budapest, Diószegi út 37., de van a vízépítés és a közlekedésépítés területén is.

**Saját ellenőrzés** az anyaggyártó, a kivitelező vagy azok megbízottainak vizsgálatai. Célja annak a megállapítása, hogy az építőanyagok, a beton minősége megfelel-e a követelményeknek. Továbbá, hogy az építőanyagok tárolása, bedolgozása és a kivitelezés megfelel-e az építési szerződésnek.

**Külső ellenőrzés** a beruházó megbízásából végzett ellenőrzés, amely a saját ellenőrzésben foglaltakon kívül a személyi és felszereltségi feltételek ellenőrzésére is kiterjed. Ennek mértékét a beruházó szabja meg.

Az anyagokra (pl. cement, acél) vonatkozó követelményeket általában szabványokban és új anyagok esetén a termékismertetőben rögzítik.

A saját ellenőrzéshez a **követelményrendszert** a beton- és építéstechnológiai utasítás részeként adják meg. Ebben rögzíteni kell az alábbiakat:

- előírt vizsgálatok,
- előírt értékek,
- vizsgálati módszer,
- vizsgálat gyakorisága,

- vizsgálatot végzők,
- próbavétel helye és módja,
- megjegyzés, szükség szerint.

Minimálisan mérni kell:

- a konzisztenciát,
- a szilárdságot,
- a testsűrűséget.

Különleges követelmények:

- vízzáróság,
- kopásállóság,
- fagyállóság,
- sózásállóság.

Gyakran előfordul, hogy más a beton gyártója, szállítója és felhasználója (kivitelező). Ebben az esetben a **betongyár és a szállító külön-külön felel az átadott betonért. A kivitelező pedig felel a létesítményért.** Az a szerencsésebb megoldás, ha a betongyárnak vannak szállító eszközei is. A kivitelezőnek érdekében áll az átvett beton szigorú ellenőrzése. A betonszállítmányt visszautasítani azonban csak a beton konzisztenciája és légtartalma (esetleg télen a frissbeton hőmérséklete) alapján tudja. **A betongyárnak is tanúsítani kell a beton minőségét.** De szükség van a bizalomra is, mert hiszen a beépített beton minősége csak később derül ki.

A betontechnológiai utasítás készítéséhez még az alábbiakat jegyezzük meg:

Még a döngölt beton időszakában kialakult az a nézet, hogy minél kevesebb vizet tartalmaz a beton, annál szilárdabb lesz. Ezzel vele járt az a nézőpont is, hogy földnedves betont kell lehetőleg készíteni, mert a képlékeny beton nem megfelelő szilárdságú. Csak példaként említjük az 50-es években épített kaposvári Kapos-hidat, amelynek helyszínen készített feszített betontartóit annyira száraz betonból készítették, hogy a vibrációs időt (zsaluvibrátort) 30-60 percben írták elő.

Napjainkra a mind karcsúbb szerkezet és a sűrű vasalás jellemző, amit már nem lehet földnedves betonból megbízhatóan előállítani. **A konzisztencia a szilárdság szempontjából elvesztette jelentőségét,** hiszen Abrams óta (1918) tudjuk, hogy azonos körülmények között a **szilárdság csak a víz-cement tényezőtől és a tömörítés mértékétől függ.** A konzisztencia csak a bedolgozhatóság szempontjából játszik szerepet. **Ezzel a vasbeton szerkezetek területén a földnedves beton szükségtelenné vált. Jelenleg az a törekvés, hogy jól bedolgozható betont állítsunk elő,** addig növelve a beton lágyságát a megfelelő betonösszetétellel, konzisztencajavító adalékszerrel, amíg csak lehetséges (ne legyen szétosztályozódás, kivérzés, ülepedési repedés stb.). **A konzisztencia előírásával és rendszeres ellenőrzésével a minőségegyenletességét igyekszünk biztosítani.** Ezért a nem megfelelő konzisztenciájú transzportbetont a munkahely utasítsa vissza. Az előírt konzisztencia határok nem a szabványos konzisztencia-tartományokhoz igazodnak, hanem annál szigorúbbak: pl. a terület  $40 \pm 2$  cm. Ha a leszállított beton konzisztenciája nem megfelelő, akkor azt nem víz hozzáadásával, hanem pl. folyósító adalékszerrel kell javítani (ellenőrzött módon).

A saját és külső minőség-ellenőrzés csak arra terjed ki, hogy a beépített beton megfelel-e az előírt követelményeknek (minősítő vizsgálat), ha a próbatesteket szabványosan tárolják. A beépített beton tulajdonságai (elsősorban szilárdulása) a szabványostól lényegesen eltérhetnek (pl. hideg, meleg időjárás). Ha a szerkezet betonjának tényleges tulajdonságait is ellenőrizni szeretnénk, akkor a betontechnológiai utasításban a tájékoztató betonvizsgálatokat (próbatesteket az építményen tárolják), illetve roncsolásmentes szilárdságvizsgálatot is előírhatunk. Az is előfordult már, hogy a beton minősítő vizsgálat alapján nem felelt meg (mert nem szabványosan tárolták a betont) és roncsolásmentes

vizsgálat igazolta a szerkezet betonjának megfelelő voltát. A tájékoztató vizsgálat alkalmas a kizsaluzás, kiállványozás időpontjának megbecslésére. Azonban mind ezt, mind a roncsolásmentes vizsgálatokat nagy szakértelemmel kell használni a szerkezet betonjának minősítése esetén.

### 3.6 Üzemeltetés, fenntartás

Ahhoz, hogy egy beton, vasbeton, feszített vasbeton építmény terv szerinti élettartama során feladatát maradéktalanul elláthassa, szükség van használatának és fenntartásának szabályozására.

Az üzemeltetési utasítás építménytípusonként tartalmazza pl.

- a túlterhelés kizárását,
- az úrszelvényt,
- a hídhasználat korlátozását.

A fenntartás-karbantartás magában foglalja pl. hidak esetében:

- a tisztántartást,
- a hó eltakarítást,
- a jégtelenítő sózás módszerét,
- tél után a hídpálya lemosását,
- víznyelő tisztítását,
- sérült dilatáció, korlát cseréjét,
- tömeg-, sebesség- és magasságkorlátozó táblák ellenőrzését,
- rézsű és háttöltés ellenőrzését,
- uszadékok ellenőrzését,
- árvíz idején a műtárgy figyelését,
- folyómeder rendben tartását,
- jégtörő robbantás hatásának ellenőrzését.

## 4. MÁSODLAGOS MEGELŐZŐ ÉS MEGSZÜNTETŐ VÉDELEM FŐBB RÉSZEI

### 4.1 Általános szempontok

**Erre akkor van szükség, ha az elsődleges védelem nem elegendő a szerkezetnek az adott hatások elleni védelmére.**

Ezeket a védekezési módokat általában már az eredeti tervek tartalmazzák, amennyiben ismertek a szerkezetet érő hatások. Sok esetben azonban utólagosan rendelik el ezeket, és ilyenkor olyan megoldásokat kell találni, amelyek a meglévő alaphelyzet igényeit és lehetőségeit veszik figyelembe.

Ha az eredeti tervezés tartalmazza a másodlagos megelőző védelmi megoldásokat, akkor az alapszerkezet kialakításánál már meg lehet valósítani a tartós kapcsolatok módjait. Ez tekinthető ideális állapotnak.

A másodlagos megelőző védelem kialakítására sok esetben a szerkezet sokévi funkciója után egy esetleges technológiaváltás kapcsán kerül sor. Ez a feladat igényli a legnagyobb körültekintést, mivel a szerkezet az előző technológia során már valamilyen mértékben szennyeződhetett, de mindenképpen a korosodásával együtt járó jelenségek miatt más kapcsolódási lehetőségei vannak, mint az új szerkezeteknek.

Az új funkció körülményei ütközhetnek a régivel, s ilyenkor rövid üzemelés után problémák jelentkezhetnek.



Ezért nagyon fontos az épületek **szerkezeti és anyagtani diagnosztikája**, mert csak ennek alapján lehet felmérni a tényleges meghibásodások veszélyeit.

Alapszabályként kell kezelni, hogy **másodlagos megelőző védelmet csak anyagtaniilag, szerkezetileg és funkcionálisan is jól ismert beton- és vasbeton műtárgyakon szabad kialakítani.**

#### 4.2 A betonfelület előkészítése, ellenőrzése

Új betonszerkezet esetén is ellenőrizni kell, hogy alkalmas-e a védőanyag fogadására. Szilárdsági-kapcsolati szempontból akkor tekintjük megfelelőnek, ha a beton tapadó-húzószilárdsága legalább  $1,5 \text{ N/mm}^2$ .

Régebbi szerkezet másodlagos megelőző védelme esetén a kapcsolat felületi hibáit el kell távolítani és meg kell tisztítani.

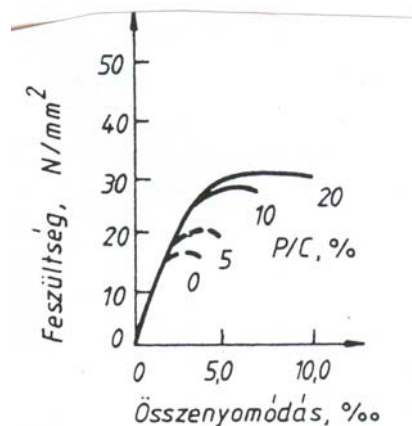
#### 4.3 A felületvédelmi rendszerekkel szemben támasztott követelmények

- A rendszert fogadó betonaljzat szilárdsági és alakváltozási jellemzői legyenek megfelelőek.
- A beton tapadó-húzószilárdság legalább  $1,5 \text{ MPa}$  legyen.
- A betonaljzat tartósságát ne rontsák le.
- Tulajdonságai az alapfelületét kövessék (rugalmassági modulusok egyeztetése, stb.).
- Legyenek fagy- és sózásállóak.
- Legyenek öregedésállóak, térfogatállandók, alkáliállóak, vízállóak, vízáteresztő, vízgőzáteresztők.
- $\text{CO}_2$  és  $\text{SO}_2$  behatolását gátolják meg.
- Legyenek összeférhetőek.
- Legyenek könnyen bedolgozhatóak.
- Legyenek kellő bedolgozhatósági idejűek.
- Széles hőmérséklet-tartományban legyenek bedolgozhatóak.
- Szükség szerint fej felett is bedolgozhatóak legyenek.
- A rendszer alkalmasságát a kivitelezőnek igazolnia kell.

#### 4.4 Felületvédelmi rendszerek anyagai

A beton felületét védeni lehet a külső hatások ellen pl. epoxigyantával. Ennek előnyei mellett hátránya az, hogy lezárja a beton kapilláris pórusait. Ezenkívül a hőtágulási együtthatója többszöröse a betonénak. Ezek miatt a védőréteg leválhat. Ha a gyanta térhálósítója amin típusú, akkor a bevonat rideg, a bevonat a betonnal együtt megreped. Amid típusú térhálósítóval a gyanta rugalmas-képlékeny, lesz repedésáthidaló képessége.

A legjobban bevált a polimerdiszperzióval módosított cement kötőanyagú védőanyag (PCC rendszer). A műanyagokat általában 5-10 esetleg 15%-ban adagoljuk, ami a cement tulajdonságait kedvezően befolyásolja. De a cementpép lineárisan rugalmas  $\sigma$ - $\epsilon$  diagramjait rugalmas-képlékennyé változtatja. Ezáltal a bevonatnak repedésáthidaló képessége lesz (2. ábra).



2. ábra: Egy PCC rendszer feszültség-nyúlás diagramja

## 5. MÁSODLAGOS MEGSZÜNTETŐ VÉDELEM

Ez a meghibásodott beton javítását és védelmét jelenti.

### 5.1 A hibás részek bontása

Leggyakoribb a bontókalapácsos módszer.

Nagyon fontos dolog, hogy **a hibás rész nyomai se maradjanak meg a betontesten**, tehát inkább az egészséges részből hiányozzék. Ugyanekkor fontos, hogy jelentős túlvésések ne keletkezzenek.

Az eltávolított betonrészek geometriáját mindemellett sokszor úgy kell kialakítani, hogy később a betonpótlás egyszerű legyen és a levésett szerkezet geometriai megformálása legyen azonos, de legalább hasonlítson az eredetihez.

**Az eltávolított rész formai kialakítását az előbbiekhöz igazodva a következőképpen kell megoldani:**

- Az eltávolított rész határozott vonalú legyen, amit az egészséges részből lekerekítéssel, pótlással kell kialakítani.
- Az eltávolított rész határozott lépcsővel csatlakozzék a maradóhoz. Nem szabad hagyni 0 vastagságra kifutó részeket, mert ott a javítóanyag csatlakozása a régihez nem lesz tartós.
- Ahol lehet, az eltávolított rész szélei legyenek merőlegesek a javítandó felületre, amennyiben jelentős műszaki akadálya nincs, legyenek rajta olyan részek, ahol ez az irány a betontest felé bővülő üreget képez (ún. fecskefarkú kiképzésű).
- Az eltávolított rész az acélbetétek mögé érjen úgy, hogy azt a betonpótló anyag teljes egészében körbe tudja fogni. Ez akkor is indokolt, ha a hibás rész mélysége nem éri el az acélbetét belső felületének mélységét. Ebből engedményt tenni csak alapos műszaki megfontolás mellett szabad. Általában, ha a betonszerkezetben szennyezőanyag nincs, és az acélbetét korróziója csak a külső felületen indult meg, akkor meg szabad engedni, hogy a bontást csak a betonacél külső félkerületén végezzék el.
- Ilyenkor azonban bontás közben szigorúan ellenőrizni kell a beton karbonátosodási mélységét. Ha a karbonátos rész közelíti az átmérő felét, akkor ezt az engedményt nem szabad megadni.
- Acélbetétet a hibás részen lehetőleg ne távolítsuk el, ha ezt valamilyen különleges egyéb ok nem indokolja. A későbbi pótlás nem egyenértékű az eredetileg jól

befogott acél szerepével. Eltávolítani acélbetétet csak akkor szabad, ha az jelentősen korrodált állapotú, ezért mindenképpen pótolni kell, és a kétféle acél már gátolja a korrekt helyreállítást.

- Ha sor kerül az acélbetét pótlására, illetve cseréjére, akkor az eltávolított rész kialakításánál gondoskodni kell a pótolandó acélbetét olyan elhelyezéséről, hogy a szerkezetre vonatkozó szabályok szerinti betonfedés és a beton tömöríthetősége meglegyen.

## 5.2 A felület kezelése

Ebbe a munkanem csoportba azok az eljárások tartoznak, amelyeknek elsősorban nem az a céljuk, hogy a betontestből jelentős részeket eltávolítsunk, hanem az, hogy **a felület alkalmassá tegyünk a javító-védőanyag fogadására**, a betonfelületet elláthassák olyan kiegészítő anyagokkal, szerelvényekkel, amelyek a saját erőtani, korrózióvédő funkciójához vagy az azon folyó technológiák funkciójához szükségesek.

**A leggyakoribb felületkezelési módszerek:** vágás, fúrás, marás, szemcseszórás, felületkezelés vízsugárral, hősokk stb.

A beszennyeződött felületet vegyi felülettisztító módszerekkel meg lehet tisztítani.

## 5.3 A javítás módszerei

A javítás módszerei:

- Polimer betonok (PC), amelyeknek a kötőanyaga műgyanta.
- Polimer-cement-betonok (PCC), amelyeknek a kötőanyaga műanyaggal módosított cement.

A PCC javítóhabarcsokat kényszerkeverőben is legalább 4-5 percen át keverjük. A PCC rendszerek nagy részénél a tapadó híd elő van írva. Ezt egyébként mindig célszerű beiktatni, mert a régi beton felületi stabilitását is növeli.

A PCC javítórendszerek vastagsága nincs maximálva. Ügyelni kell azonban arra, hogy a legnagyobb vastagságban is a régi betonnal együttdolgozzék, zsugorodása ne legyen számottevő.

A minimális rétegvastagság lehetőleg 0,5 cm-nél ne legyen kisebb, ún. nullára kifutó csatlakozásokat célszerű elkerülni.

A PCC rendszerek nedves utókezeléséről általában gondoskodni kell. Vannak azonban olyan gyorskötésű rendszerek is, a szilárdulás normál körülmények között gyorsabb, mint a kiszáradás, s így ezek utógondozást nem igényelnek.

Arról azonban mindig gondoskodni kell, hogy a régi beton felülete a javítás előtt eléggé nedves legyen, hogy a javítóanyagból ne szívja el a nedvességet, hanem a javítóanyag szívhasson az alapfelületből a szilárdulás folyamán.

- Lövellt beton száraz vagy nedves eljárással, esetleg polimerrel nemesített cementtel.
- Cementbeton, amely legalább C25/30 jelű legyen.
- Öntömörödő beton (SCC).

Sok esetben előfordulhat hogy a javítás vagy a védelem során olyan helyekre kell bejuttatni betont, ahová az csak folyással juthat el és tömörítésre nincs lehetőség. Ugyanez a helyzet, ha olyan sűrű vasalási csomópontot vagyunk kénytelenek készíteni, ahova szintén nehezen jut el a beton. Természetesen új betontestek legyártásánál is nagy jelentősége van a folyós, öntömörödő betonoknak, ha a gyártandó elem igen vékony, 1-3 cm falvastagságú.

## 6. MEGÁLLAPÍTÁSOK

A szerkezetek feleljenek meg a szilárdsági, alakváltozási és a tartóssági követelménynek. A tartóssági követelmény a legszigorúbb, erre példa a niederhauszemi hűtőtorony. Szilárdságtanilag elég lett volna a  $35 \text{ N/mm}^2$  szilárdsági osztály, a tartósság miatt  $85 \text{ N/mm}^2$  szilárdsági osztályú betont készítettek.

A tartósság növelésének elsődleges megelőző védelme azt jelenti, hogy a 3 követelménynek megfelelő betont kell készíteni. Az elsődleges megelőző védelem eszközei:

- szabályozás,
- tervezés,
- építés (anyagok helyes megválasztása, a tömörség fokozása pl. szilikaporrall, a fagy- és sózásállóság növelése légpórusképzővel, mindezek összefoglalása a betontechnológiai utasításban),
- minőség-ellenőrzés,
- szakszerű üzemeltetés és fenntartás.

A tartósság növelésének másik fontos eszköze a másodlagos megelőző védelem, amely azt jelenti, hogy már az új szerkezetet is védeni kell a külső hatások ellen. Erre akkor van szükség, ha az elsődleges védelem nem elégséges. Másodlagos megelőző védelmet csak anyagtanilag, szerkezetileg és funkcionálisan is jól ismert beton- és vasbeton műtárgyakon szabad kialakítani.

Nagyon fontos a betonfelület előkészítése és ellenőrzése. A felületvédelmi rendszerek közül a legjobban bevált a polimerdiszperzióval módosított cement.

Végül szempontokat adtam a meghibásodott beton javítására és védelmére.

## 7. FELHASZNÁLT IRODALOM

- Arndt (1972), „Reinigung von Fassaden aus Natur- und Kunststoffstein”, *Das Deutsche Malerblatt*, No. 10, pp. 933-936.
- Balázs Gy. (1984), „Építőanyagok, kémia”, *Tankönyvkiadó Vállalat*
- Balázs Gy., Balázs L. Gy., Farkas Gy., Kovács K. (1999), „Beton- és vasbeton szerkezetek védelme, javítása és megerősítése I.”, *Műegyetemi Kiadó*
- Balázs Gy. (1995), „Beton és vasbeton II. Mélyépítési beton- és vasbeton szerkezetek története”, *Akadémiai Kiadó*
- Balázs Gy., Borján J., Cary Silva J., Liptay A., Zimonyi Gy. (1979), „A cement repedésérzékenysége”, *Építőanyagok Tanszék Tudományos Közlemények*, No. 24., Közlekedési Dokumentációs Vállalat
- Balázs Gy., Csányi E. (1996), „Az adalékanyagok alkáli érzékenységének szerepe a beton tartósságában”, *Közúti Közlekedési- és Mélyépítéstudományi Szemle*, No. 10., pp. 386-388.
- Balázs Gy., Nguyen Huu Thahn (1990), „Betonszilárdítás szilikapor felhasználásával”, *A Hídépítő Vállalat megbízásából készített tanulmány*
- Balázs Gy., Tóth J. (1989), „Igen nagy szilárdságú betonok előállításának elvi kérdései”, *Építőanyag*, Vol. 3, No. 4., pp. 89-95.
- Balázs Gy., Tóth J. (1989), „Igen nagy szilárdságú betonok előállítási technológiái”, *Építőanyag*, Vol. 41., No. 4, pp. 138-148.
- Balázs Gy., Tóth E. (1997), „Beton- és vasbeton szerkezetek diagnosztikája I.”, *Műegyetemi Kiadó*

- Balázs Gy., Tóth E. (1998), „Beton- és vasbeton szerkezetek diagnosztikája II.”, *Műegyetemi Kiadó*
- Balázs Gy., Borján J., Erdélyi A., Józsa Zs., Kovács K., Lublós L., Szécsi L., Galló L., Zsámboki G. (1991), „Közúti vasbeton hídszerkezetek korrózióvédelme”, *Az UKIG megbízásából készített összefoglaló tanulmány*
- Bösinger (1978), „Betonschälen durch Flammstrahlen”, *Schweizerisches Baublatt*, No. 54, pp. 32-33.
- Buday T. (1999), „Betonadalékszerek”, *ÉTK*
- Budnik, J., Starkman, U. (1999), „Der Naturzugkühlturm Niederaußem”, *Beton*, No. 10, pp. 548-553.
- Erdélyi A. (1997), „A megszilárdult beton légbuborék-szerkezetének vizsgálata”, *Beton és beton szerkezetek diagnosztikája I.*, *Műegyetemi Kiadó*, 5.4. fejezet
- Erdélyi A. (2000), „Betonfajták az út- és hídbetonokhoz és a tartósságukat befolyásoló tényezők”, *Beton évkönyv*, pp. 92-101.
- Gjörv, O. E., Baerlund, T., Ronning, T., „High strength concrete for highway pavement and bridge decks”, *Utilization of High Strength Concrete, Proceedings*, Stavanger, No. 19, pp. 111-121.
- Hillemerier, B. és munkatársai (1998), „Schützen, Instandsetzen, Verbinden und Verstärken von Betonbauteilen, Ausbildungsbeirat Verbinden von Kunststoffen im Betonbau beim Deutschen Beton-Verein E.V.”
- Hilsdorf, H-K. (1991), „Dauerhaftigkeit von hochfestem Beton”, *Beton-Darmstädter Massive Seminar 6.k. Hochfester Beton*, Darmstadt
- Kovács K. (1981), „Sérült, károsodott beton, vasbeton, kő, műkö elemek korszerű javítási technológiái”, *ÉTK*, pp. 1-218.
- Magura, D. D., „Evaluation of the air void analyser”, *Concrete International*, pp. 55-59.
- Mayer, L.(1991), „Hochfester Beton im Hochhausbau”, *Darmstädter Massivbau – Seminar Hochfester Beton*, Darmstadt
- Pfeuffer, M. (1999), „Betontechnologische Einflüsse auf das Rückprallverhalten im Trockenspritzverfahren”, *Beton-Zement*, Wien/Innsbruck, No. 4, pp. 29-32.
- Popovics S.(1955), „Feladatok a betontervezés köréből”, *MTA Műszaki Tud. Oszt. Közleményei*, No. 1-4., pp. 261-277.
- Rosa, W., „Modifizierter Spritzbeton-SPCC”, *Bauwerkserhaltung und Bauwerkserneuerung, VBI Fortbildungsseminar*, Bayern München, G1-G7
- Schönlín, K. F. (1981), „Permeabilität als Kennwert der Dauerhaftigkeit von Beton”, *Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie Universität Karlsruhe*, Heft 8.
- Ujhelyi J. (1989), „A beton struktúrájának és nyomószilárdságának a tervezése”, *Akadémiai doktori értekezés*
- Ujhelyi J.(1998), „Szemlélet- és korszakváltás a betontechnológiában.” *Beton évkönyv, 1998/99*, pp. 26-33.
- Ujhelyi J. (2006), „Betonismeretek”, *Műegyetemi Kiadó*

## HASZNÁLATI ÉLETTARTAMRA VALÓ TERVEZÉS

*Dr. Balázs L. György*  
*Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem*  
*Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszék*  
*1111 Budapest, Műegyetem rkp. 1-3.*  
*e-mail: [balazs@vbt.bme.hu](mailto:balazs@vbt.bme.hu)*

### ÖSSZEFOGLALÁS

Jelen fejezet célja, hogy felhívja a figyelmet a használati élettartamra való tervezés lehetőségére és módjára vasbetonszerkezetek esetén. Bemutatásra kerül a Nemzetközi Betonszövetség által kidolgozott Mintaszabvány (Model Code for Service Life Design). Ennek kidolgozása során arra törekedtek, hogy olyan tervezési módszert hozzanak létre a környezeti hatások okozta leromlásra vonatkozóan (karbonátosodás okozta korrózió, klorid korrózió, fagyás-olvadás okozta leromlás jégmentesítő sózással vagy anélkül), mint amilyen jellegű tervezési módszereket használunk erő jellegű terhekre vonatkozóan.

### 1. BEVEZETÉS

Vasbetonszerkezetek tervezési szabályai közvetlen előírásokat tartalmaznak a *teherbírési határállapot* és a *használhatósági határállapot* ellenőrzésére vonatkozóan.

A szerkezet *teherbírásának* kimerülése bekövetkezhet törés vagy stabilitásvesztés következtében. A teherbírési követelmények teljesítése során azt kell igazolnunk, hogy *a szerkezet nem omlik össze*. A teherbírési határállapotra való méretezés alapelve, hogy a terhekből és hatásokból származó igénybevételek tervezési értéke ne haladja meg a teherbírás tervezési értékét. Megemlíthető, hogy a szerkezet teherbírása nem kizárólagosan a tervezőasztalon dől el, hanem jelentős befolyást gyakorol rá a tényleges anyagválasztás és a kivitelezési körülmények is.

A *használhatósági követelmények* kielégítése során azt kell igazolnunk, hogy a szerkezet használhatóságát rendeltetésszerű használat során nem kell korlátozni. A használhatóság korlátozódása bekövetkezhet túlzott mértékű lehajlások, repedéstágasságok és vibráció esetén.

Az *idő* tényező figyelembevétele a tartóssági követelmények által lehetséges. A tartóssági követelmények teljesítésével azt szándékozunk elérni, hogy a szerkezet *használati élettartama* (service life) alatt ne igényeljen jelentős fenntartást. A tartósság (durability) elemzésekor ismernünk kell a beépített anyagok lehetséges leromlási folyamatait a nem erőteher jellegű hatásokra is, mint például: víz, vegyi anyagok, gázok, UV sugárzás, nagy hőmérséklet stb.

Vasbetonszerkezetek acélbetéteinek korróziójával kapcsolatos veszélyekre hívják föl a következő példák a figyelmet (*1. 1. ábra*). A szegedi kórház mentő fogadó szintje U alakú előre gyártott vasbeton elemekből készült (*1. 2. ábra*). A vízszigetelés hiánya (illetve elégtelensége) miatt a víz (télen sós víz) átfolyt az U alakú testek egymás mellé helyezett függőleges gerincei mentén. A víz végig folyt a gerincen, és megállt a tartó alsó síkján, ahol vízorr nem volt kiképezve, hiszen nem gondoltak rá, hogy oda víz fog jutni. Az acélbetéteknél mind a gerinceken (*1. 3. ábra*), mind a vízszintes lemezzszakaszokon (*1. 4. ábra*) beindult a korrózió.

Mint ismeretes az acélkorrózió térfogatnövekedéssel jár, ugyanis a képződő rozsdatermék térfogata nagyobb, mint az eredeti acél térfogata. A térfogatnövekedés az eredeti térfogat többszörösét is elérheti, ami olyan mértékű feszítőerőt jelent a vasbeton tartó betonfedésére, hogy azt elviselni nem tudja, és hosszirányú repedés keletkezhet benne (1. 5 ábra). A fényképen az acélbetét tengelyével párhuzamos (hosszirányú) repedés jól látható.

1. 6. ábra mutatja a feltárt acélbetét környezetét. Látható, hogy a feltárt acélbetét keresztmetszetének jelentős része már hiányzik, és a kengyelek már elszakadtak. A bemutatott korróziós károsodás olyan mértékű volt, hogy a vasbetonszerkezet teljes felújításra és megerősítésre szorult.



1)



2)



3)



4)



5)



6)

1. ábra: Szegedi kórház mentő fogadó szintjének károsodása az acélbetétek korróziója miatt

1. Fölülnézet

2. Alülnézet

3. Kengyelek korróziója

4. Lemez vasalás korróziója

5. Hosszanti repedés

6. Korrózió miatt elszakadt kengyelek

A 2. ábra arra mutat példát, hogy milyen jelentős leromlás lehetséges erő jellegű teher nélkül is. A ábrán látható vasbeton villanyoszlop a horvát tengerparton áll. A nedves levegő és a jelentős kloridion koncentráció arra vezetett, hogy az acélbetétek a betonfedést már teljesen lefeszítették, s így mind a hosszvasak, mind pedig a kengyelek szabadra kerültek további felgyorsult romlásnak kitéve.

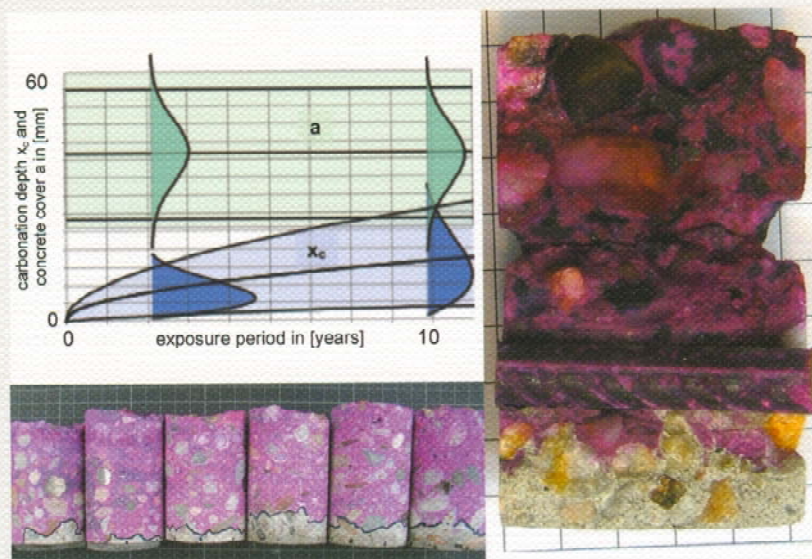


2. ábra: A horvát tengerpart sós és nedves levegőjétől leromlott vasbeton villanyoszlop

## 2. A HASZNÁLATI ÉLATTARTAM SZABVÁNY

Jelen cikk elsődleges célja, hogy bemutassa a létező első nemzetközi előírást, ami a használati élettartamra való tervezés elősegítéséhez készült. A Nemzetközi Betonszövetség (*fib*) 2006-ban Mintaszabványt adott ki a használati élettartamra való tervezéshez (Model Code for Service Life Design, *fib* 2006, 3. ábra). Ennek kidolgozása során arra törekedtek, hogy olyan tervezési módszert hozzanak létre a környezeti hatások okozta leromlásra vonatkozóan, mint amilyen jellegű tervezési módszereket használunk erő jellegű terhekre vonatkozóan (pl. EN 1992-1-1:2004 = Eurocode 2).



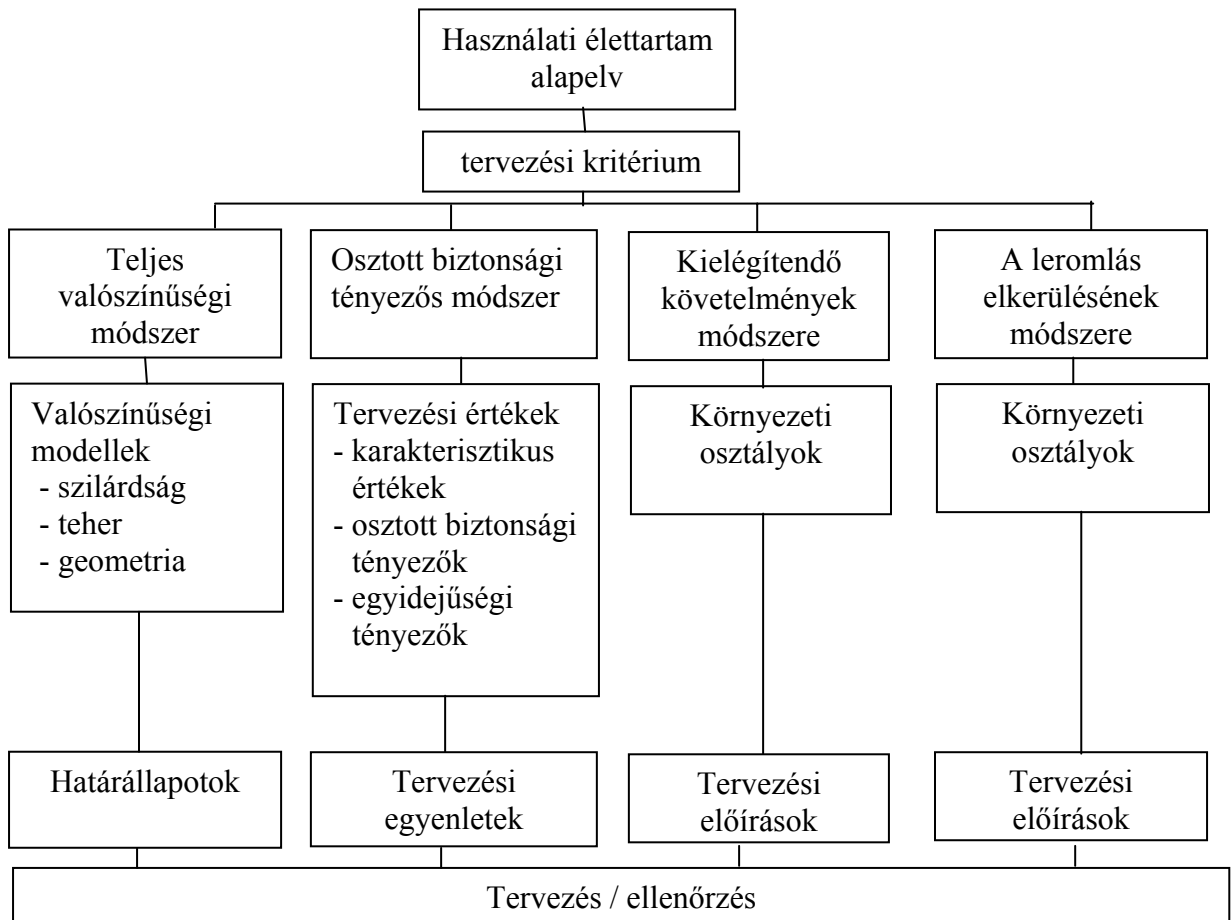


## Model Code for Service Life Design

A Mintaelőírás négy lehetséges módszert különböztet meg (1. táblázat):

1. módszer: *teljes valószínűségi módszer* (csak kivételes esetekben alkalmazzuk).
2. módszer: *osztott biztonsági tényezős módszer* (valójában determinisztikus eljárás, melynek alkalmazása során a valószínűségi jelleget — az anyagjellemzők és a környezeti teher szórása — osztott biztonsági tényezők segítségével vesszük figyelembe ugyanúgy, mint az erő jellegű terhek esetén).
3. módszer: *kielégítendő követelmények módszere* (deemed to satisfy design approach) — általában néhány követelményt jelent a geometriai méretek meghatározásához, anyag, ill. termék kiválasztásához és a kivitelezési módszer kiválasztásához.
4. módszer: *a leromlás elkerülésének módszere* — olyan intézkedéseket jelent, amelyek esetén a leromlási folyamat nem következik be, mint például:
  - a környezeti hatás elkülönítése a szerkezettől
  - nem-reagáló anyagok használata (pl. rozsdamentes acél, nem alkáli-adalék reakció érzékeny adalékanyagok használata)
  - a reagáló anyag távoltartása a szerkezettől (pl. a szerkezet víztartalmának bizonyos szint alatt tartása).

1. táblázat: A használati élettartamra való tervezés lehetséges módszerei (fib, 2006)



A mintaelőírás érvényes beton, vasbeton és feszített vasbeton szerkezetekre, kihangsúlyozva az időben való leromlás lehetőségét.

A *használati élettartam tervezési értéke* (design service life) az a feltételezett időtartam, amelyen belül a szerkezetet vagy szerkezeti elemet használni kell tudni betervezett karbantartással, de jelentős javítás nélkül. A használati élettartam értékeit a 2. táblázat mutatja.

2. táblázat: A használati élettartam tervezési értékei

A használati élettartam tervezési értékei (évek)	Példák
10	Ideiglenes szerkezetek (azon szerkezeteket vagy szerkezeti részek, amelyek újra beépítésre kerülnek, nem kell ideiglenesnek tekinteni)
10-25	Cserélhető szerkezeti részek, pl. szerelő pad, támaszelemek
15-30	Mezőgazdasági építmények
50	Épületek
100	Kiemelt épületek, hidak és más építőmérnöki szerkezetek

A szerkezet tartóssága a használati élettartamon belül elérhető a következő módokon, ill. azok kombinációjával:

- védelmi rendszerek betervezésével;
- olyan anyagok betervezésével, amelyek megfelelő karbantartás esetén nem romlanak le a használati élettartam alatt;
- olyan méretek biztosításával, amelyek részleges csökkenése esetén is elegendő marad az anyagból;
- cserélhető elemekre esetlegesen rövidebb használati élettartam választásával.

### 3. A HASZNÁLATI ÉLETTARTAM IGAZOLÁSA

A Mintaelőírás a használati élettartam igazolását a következő négy leromlási folyamat esetében adja meg, amelyekre elfogadott leromlási modellek állnak rendelkezésre:

- karbonátosodás okozta korrózió
- klorid korrózió
- fagyás-olvadás okozta leromlás jégmentesítő sózás nélkül
- fagyás-olvadás okozta leromlás jégmentesítő sózással.

Ezen leromlási folyamatok során bekövetkezik, ill. bekövetkezhet az acélbetét depassziválása, repedések képződése, a betonfedés leválása vagy a felületi rétegek lehámlása fagyás-olvadás miatt.

Más leromlási folyamatokat (mint például alkáli-adalék reakció, szulfát hatás) illetően úgy ítélték meg, hogy nem rendelkezünk eléggé széleskörűen elfogadott modellekkel, ezért ezek nem kerültek be a Mintaelőírásba. A hiányzó modelleket még ki kell fejleszteni a jövőben.

A Mintaelőírás tartalmazza mind a négy tönkremeneteli módra vonatkozó 4-4 módszer ismertetését, amelyek közül itt néhány jellemzőt választottunk ki bemutatásra.

### 3.1 Karbonátosodás okozta korrózió – repedésmentes beton

#### 3.1.1 Teljes valószínűségi módszer

##### Határállapot: acélbetét depasszivációja

A következő követelményeknek kell teljesülniük:

$$p\{ \} = p_{dep.} = p\{a - x_c(t_{SL}) < 0\} < p_0$$

$p\{ \}$ :	annak a valószínűsége, hogy depassziváció történik
$a$	betonfedés [mm]
$x_c(t_{SL})$	karbonátosodási mélység a $t_{SL}$ időpontban [mm]
$t_{SL}$	használati élettartam [év]
$p_0$	a tönkremeneteli valószínűség előírt értéke.

A tönkremeneteli valószínűség ( $p_f$ ) és a hozzátartozó megbízhatósági index ( $\beta$ ) értékeit a 3. táblázat mutatja a környezeti osztályok szerint csoportosítva.

#### 3. táblázat: A megbízhatósági osztályok

Környezeti osztály	Hatás	Megbízhatósági osztály	Használhatósági határállapot	Teherbírasi határállapot
			Depassziváció <sup>2,3</sup>	Törés
XC <sup>3</sup>	karbonátosodás	RC1	1.3 ( $p_f \approx 10^{-1}$ )	3.7 ( $p_f \approx 10^{-4}$ )
		RC2	1.3 ( $p_f \approx 10^{-1}$ )	4.2 ( $p_f \approx 10^{-5}$ )
		RC3	1.3 ( $p_f \approx 10^{-1}$ )	4.4 ( $p_f \approx 10^{-6}$ )
XD <sup>3</sup>	jégmentesítő sózás	RC1	1.3 ( $p_f \approx 10^{-1}$ )	3.7 ( $p_f \approx 10^{-4}$ )
		RC2	1.3 ( $p_f \approx 10^{-1}$ )	4.2 ( $p_f \approx 10^{-5}$ )
		RC3	1.3 ( $p_f \approx 10^{-1}$ )	4.4 ( $p_f \approx 10^{-6}$ )
XC <sup>3</sup>	tengervíz	RC1	1.3 ( $p_f \approx 10^{-1}$ )	3.7 ( $p_f \approx 10^{-4}$ )
		RC2	1.3 ( $p_f \approx 10^{-1}$ )	4.2 ( $p_f \approx 10^{-5}$ )
		RC3	1.3 ( $p_f \approx 10^{-1}$ )	4.4 ( $p_f \approx 10^{-6}$ )

- $p_f=1.3$  (SLS) az ULS-ben szokásosnál kisebb használhatóságra vezetnek
- a felülethez legközelebbi acélbetétekre, amint a tervezés során figyelembe vett környezeti hatás éri
- abban az esetben, ha oxigén és nedvesség hozzáfér a szerkezethez

A használhatósági határállapotbeli szint átlépése fokozott felújítási igényt jelent. A teherbírasi határállapot szintjének átlépése az acélbetét felületi korrózióját jelenti (keresztmetszet

csökkenés, tapadás leromlása, repedések). Ha ez nem kerülhető el, akkor többlet vasalást kell betervezni, amit feláldozunk a korrózióknak.

### 3.1.2 Osztott biztonsági tényezős módszer

#### Határállapot: acélbetétek depasszivációja (4. ábra)

(1) A következő határállapot függvényt kell kielégíteni:

$$a_d - x_{c,d}(t_{SL}) \geq 0$$

$a_d$  a betonfedés tervezési értéke [mm]  
 $x_{c,d}(t_{SL})$  a karbonátosodási mélység tervezési értéke  $t_{SL}$  időpontban [mm]

(2) A betonfedés tervezési értéke ( $a_d$ ):

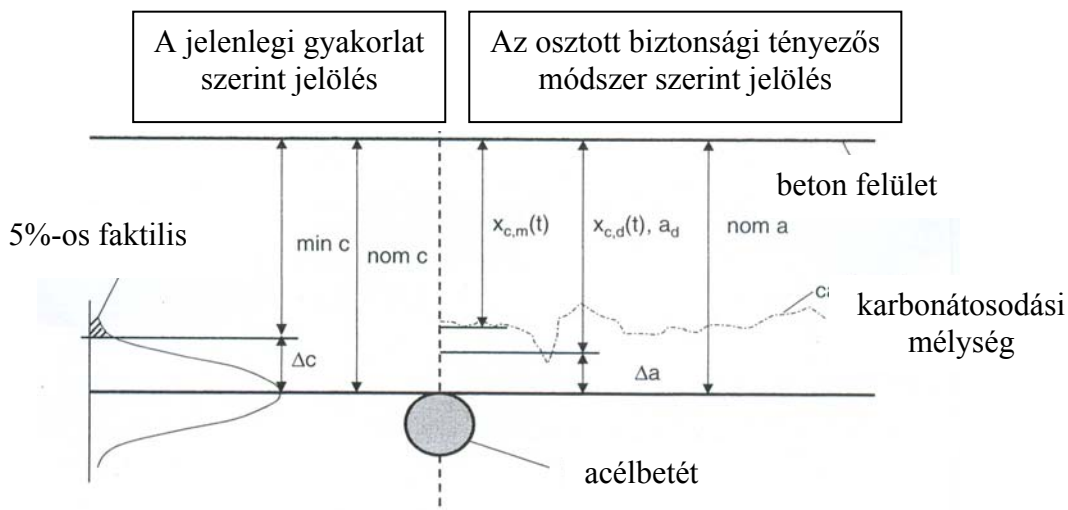
$$a_d = a_k - \Delta a \geq 0$$

$a_k$  a betonfedés karakterisztikus értékei [mm]  
 $\Delta a$  a betonfedés biztonsági sávja [mm]

(3) A karbonátosodási érték tervezési értéke

$$x_{c,d}(t_{SL}) = x_{c,c}(t_{SL}) \cdot \gamma_f$$

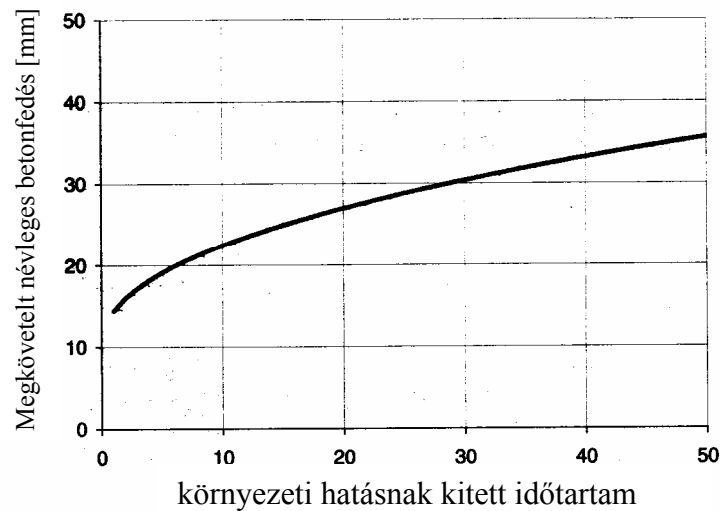
$x_{c,c}(t_{SL})$  a karbonátosodási mélység karakterisztikus értéke [mm]  
 $\gamma_f$  a karbonátosodási mélység osztott biztonsági tényezője [mm].



4. ábra: A betonfedéssel kapcsolatos jelölések (fib, 2006). Bal oldalon: jelenlegi gyakorlat szerint, jobb oldalon: Az itt bemutatásra kerülő osztott biztonsági tényezős módszer

min c	minimális betonfedés
nom c	névleges betonfedés
Δc	a névleges és a minimális betonfedés közti eltérés
$x_{c,m}(t)$	a karbonátosodási mélység átlagértéke t időpontban
$x_{c,d}(t)$	a karbonátosodási mélység tervezési értéke t időpontban
$a_d$	a betonfedés tervezési értéke [mm]
Δa	a betonfedés biztonsági tartománya [mm]
nom a	a betonfedés névleges értéke

A megkövetelt névleges betonfedést a környezeti hatásoknak (karbonátosodás) kitett időtartam függvényében az 5. ábra mutatja.



5. ábra: Megkövetelt névleges betonfedés az idő függvényében, karbonátosodási környezet, közép-európai klimatikus viszonyok, ciklikus nedvesség és száradás (homlokzati elem függőleges acélbetétjei), CEM I, w/c=0,6

### 3.2 FAGYÁS-OLVADÁS JÉGMENTESÍTŐ SÓZÁS NÉLKÜL

#### Osztott biztonsági tényező módszer

(1) A következő határállapot függvényt kell kielégíteni:

$$S_{CR,d} - S_{ACT,d}(t < t_{SL}) \geq 0$$

$S_{CR,d}$  a kritikus telítettség tervezési értéke [-]

$S_{ACT,d}(t < t_{SL})$  a tényleges telítettség tervezési értéke t időpontban [-]

(2) A kritikus telítettség tervezési értéke:

$$S_{CR,d} = S_{CR,min} - \Delta S_{CR}$$

$S_{CR,min}$  a kritikus telítettség karakterisztikus értéke (minimum érték) [-]

$\Delta S_{CR}$  a kritikus telítettség biztonsági sávja [mm]

(3) A tényleges telítettség tervezési értéke t időpontban:

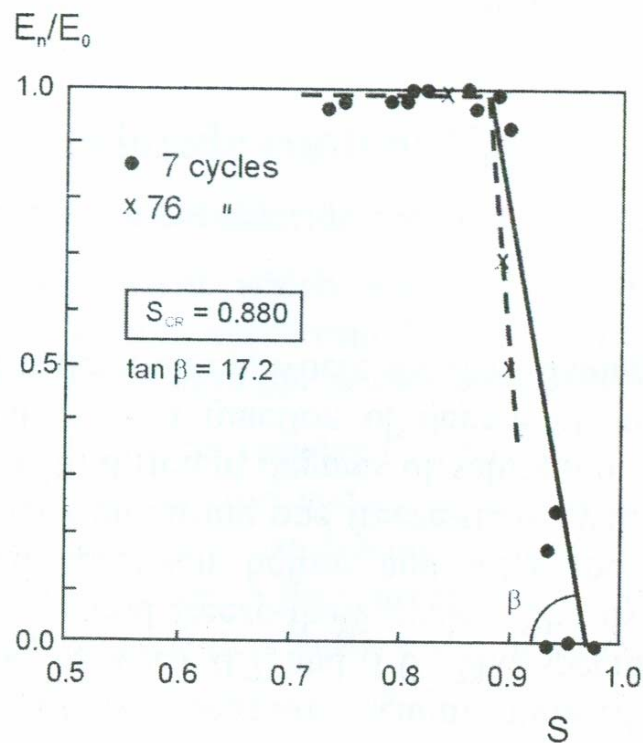
$$S_{ACT,d}(t) = S_{ACT}(t) + \Delta S_{ACT}$$

$S_{ACT,d}$  a tényleges telítettség karakterisztikus értéke t időpontban

$\Delta S_{ACT}$  a tényleges telítettség biztonsági sávja.

A kritikus telítettség meghatározására mutat példát a 6. ábra. Fagerlund (2004) kísérletei során a dinamikus rugalmassági moduluszt határozta meg fagyasztás-olvasztási ciklusok előtt és után. A vizsgálatot eltérő telítettségű beton próbatesteken végezte el (lásd 6. ábra abszcisszája). A dinamikus rugalmassági modulus hirtelen változása utal a jelentős leromlásra. A kísérletek során a próbatesteket vákuum alatt telítették, majd kiszárították különböző telítettségi szintig 0,7 és 1,0 értékek között. A próbatesteket váltakozva fagyási és olvadási ciklusoknak vetették alá.

A telítettség kritikus értéke ( $S_{CR}$ ) nem becsülhető egy másik betonkeveréken kapott kritikus telítettségi értékkel. A telítettség kritikus értéke csak a telítettség tényleges értékével vethető össze azonos betonra vonatkozóan.



6. ábra: Példa a kritikus telítettség meghatározására a dinamikus rugalmassági modulus változásának mérésével 7, ill. 76 fagyasztási-olvasztási ciklust követően (Fagerlund, 2004)

A Mintaelőírás megadja még a 3. pont elején említett további leromlási folyamatokra való tervezés lehetséges módját (klorid korrózió, valamint fagyás-olvadás okozta leromlás jégmentesítő sózással). Jelen cikk keretein belül arra van lehetőségünk, hogy a Mintaelőíráson (fib, 2006) túlmenően felhívjuk a figyelmet alapvető irodalmakra (Tuutti, 1982; Breit, 1997; Tang, 1997).

#### 4. A KÖVETKEZMÉNY SZERINTI OSZTÁLYOK

A Mintaelőírás az EN 1990 által megadott (4. táblázat) szerinti CC1-CC3 következmény szerinti osztályokat (Consequences classes) használja az emberélet védelmét elsődlegesen szem előtt tartva.

A legszigorúbb követelmény szerinti osztály a CC3 és a legkevésbé szigorú a CC1.

4. táblázat: Következmény szerinti osztályok az EN 1990 szerint

Következmény szerinti osztályok	Leírás	Példák az épületek és az építőmérnöki szerkezetek köréből
CC3	Az emberélet elvesztésének jelentősége nagy, vagy a gazdasági, társadalmi, környezeti következmények rendkívül jelentősek.	Lelátók, középületek, ahol a tönkremenetellel járó kár nagy (pl. koncertterem)
CC2	Az emberélet elvesztésének jelentősége közepes, a gazdasági, társadalmi, környezeti következmények számottevőek.	Lakó- és irodaházak, középületek, ahol a tönkremenetellel járó kár közepes (pl. irodaház)
CC1	Az emberélet elvesztésének jelentősége kicsi, a gazdasági, társadalmi, környezeti következmények nem jelentősek, vagy elhanyagolhatók.	Mezőgazdasági épületek, melyekben szokásos esetben emberek nem tartózkodnak (pl. raktárak, növényházak)

## 5. MEGÁLLAPÍTÁSOK

A Nemzetközi Betonszövetség (*fib*) 2006-ban Mintaszabványt adott ki a használati élettartamra való tervezéshez (Model Code for Service Life Design, *fib* 2006, 3. ábra). Ennek kidolgozása során arra törekedtek, hogy olyan tervezési módszert hozzanak létre a környezeti hatások okozta leromlásra vonatkozóan, mint amilyen jellegű tervezési módszereket használunk erő jellegű terhekre vonatkozóan (pl. EN 1992-1-1:2004 = Eurocode 2).

A *használati élettartam tervezési értéke* (design service life) az a feltételezett időtartam, amelyen belül a szerkezetet vagy szerkezeti elemet használni kell tudni betervezett karbantartással, de jelentős javítás nélkül.

A Mintaelőírás a használati élettartam igazolását a következő négy leromlási folyamat esetében adja meg:

- karbonátosodás okozta korrózió
- klorid korrózió
- fagyás-olvadás okozta leromlás jégmentesítő sózás nélkül
- fagyás-olvadás okozta leromlás jégmentesítő sózással.

A leromlási modellekhez tartozó tervezési módszereket a Mintaelőírás részletesen, ill. jelen cikk kivonatosa tartalmazza.



## 6. HIVATKOZÁSOK

- Breit, W. (1997), "Untersuchungen zum kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalt für Stahl in Beton", Schriftreihe Aachener Beiträge zur Bauforschung, Institut für Bauforschung der RWTH Aachen, Nr. 5, Dissertation
- EN 1992-1-1 (2004), „Eurocode 2: Design of concrete structures- Part 1-1: General rules for buildings”, CEN
- Fagerlund, G. (2004), „A service life model for internal frost damage in concrete”, Report TVBM-3119, Div. of Building Materials, Lund Institute of Technology, Lund, Sweden
- fib* (2206), „Model Code for Service Life Design”, *fib bulletin 34*, Sprint-Druck Stuttgart, ISBN 2-88394-074-6
- Tang, L. (1997), „Chloride Penetration Profiles and Diffusivity in Concrete under Different Exposure Conditions”, Gothenburg: Chalmers University of Technology, pp.97-100.
- Tuutti, K. (1982), „Corrosion of Steel in Concrete”, Stockholm: Swedisch Cement and Concrete Resarch Institute, CBI Resarch, No. 4.

## HIDAK TARTÓSSÁGÁNAK GYAKORLATI KÉRDÉSEI

*Wellner Péter, Dr. Tariczky Zsuzsánna, Vigh Botond*  
*Hídépítő Zrt*  
*Budapest, 1138 Budapest, Karikás F.u. 20; info@hid.hu*

### ÖSSZEFOGLALÁS

Hídépítési szerkezeteink meghibásodása egyre sűrűbben jelentkezik, annak ellenére, hogy a szerkezetek tervezése a mindenkor szabályozások feltételeinek-, a kivitelezés az elvárásoknak, lehetőségeknek megfelelően történt. Bár a hidak teherviselő szerkezetei, mint az alapozás, az aléptítmény, a felszerkezet különböző technológiával készültek, a megváltozott forgalom, környezet, karbantartás hiánya befolyásolták a beton, vasbeton és feszített vasbeton hidak életét.

### 1. BEVEZETÉS

„A beton a legjobb építőanyag, melyet az ember feltalált” – mondta Pier Luigi Nervi, a világhírű olasz építész. Míg a magasépítési szerkezeteket vakolat, burkolat védi, a kültéri szerkezetek, mint hidak, utak, támfalak többnyire védelem nélkül viselik a hatásokat (*1. ábra*). Hídépítési szerkezeteink az utóbbi időben azonban látványosan pusztulnak, nem felelnek meg a tartóssági követelményeknek.



*1. ábra: Váci úti felüljáró forgalma*

## 2. MIT JELENT A HIDAK TARTÓSSÁGA?

A tartósság a hidak életében röviden azt jelenti, hogy a tervezés megfelel a használati követelményeknek, a szerkezet elviseli a kivitelezés és használat során előforduló összes terhet és hatást, megőrzi az esztétikai elvárásokat. Hidak esetén a követelmény 100 év. Az élet azonban változik, a tartósság igényét a műszaki fejlődés valamint a környezeti feltételek folyamatosan befolyásolták, s befolyásolják.

## 3. MIÉRT NEM FELELNEK MEG SZERKEZETEINK?

### 3.1 Meghibásodások okai:

- A környezeti feltételekben változás állt be. Míg, a történelmi középkorig az ember környezetében csak eseti sérüléseket okozott, a bányászat, kohászat létrejöttével megjelentek a környezetkárosítások. A második világháború után általánossá vált a károkozás, a városok légszennyezése, műtrágya-, rovarirtó szerek alkalmazása. A közutak sózása 1965-1966 telétől elkezdődött. A légköri szennyezés, az utak sózása azonban napjainkban is tart. A légszennyező anyagok, a savas eső, a karbonizáció, a víz, nedvesség oldják, bontják, rombolják szerkezeteinket. Jelentős károkat okoz az útburkolatok, hidak jégmentesítésére használt téli sózás, mely nem csak megolvasztja a havat, jeget a felületen, hanem azt roncsolja, bejutva a beton pórusaiba ott megfagy, további lepattogzásokat okoz.
- Megnövekedett a forgalom nagysága, összetétele, sűrűsége. A hidak egy részének szélessége, teherbírása nem felel meg a megnövekedett igénybevételnek.
- A meghibásodások oka lehet helytelen tervezés, kivitelezés, illetve a karbantartás elmaradása.

### 3.2 Hídszerkezetek anyaga és technológiája

Hídjaink élettartalmát meghatározzák a tervezés időpontjában érvényes szabályozások, Műszaki Előírások, melyek meghatározzák a betervezendő beton minőséget (1. táblázat), alkalmazható betonfedést (2. táblázat), szerkezeti kialakítás szabályait

A szabályozások eleinte csak a betonokkal szembeni követelményeket, mint a nyomószilárdságot, cementadagolást adták meg. Előírták az alapanyagok vizsgálatát és a beton próbakeverését. Ezen elvárásoknak úgy a monolit, mint a helyszínen-, illetve üzemben előregyártott betonok megfeleltek.

2001-től megjelent az igény a tartós beton készítésére. Szabályozások készültek a beton, vasbeton, feszített vasbeton hidak elsődleges (primer) és másodlagos (szekunder) védelmére. Előírták az alapanyagokkal szembeni követelményeket, meghatározták az összetételt, a minimális betonostályokat, fagyállóságot a finomrész- és víztartalom-, vízzáróságot a zavaros pórustartalom függvényében.

A tervezhető betontakarás megnőtt (2. táblázat).

A betonkeverékek megfelelőségét a szerkezeti részek igénybevételei, szerkezeti kialakításuk, karbantartás gyakorisága befolyásolja, ezért a hidak betonjainak gyenge pontjait technológiánként mutatjuk be 2001-ig.

1. táblázat: Szilárdsági osztályok vasbeton és feszített vasbeton hidak szerkezeteinél

Szabályozások			KPM Sz. HI/1-1967 Érvényes: 1968. január 1-től	MSZ 07-3709: 1987 Érvényes: 1988. január 1.	ÚT 2-3. 414:2001 Érvényes: 2001. június 15.-től
Nem teherhordó szerkezet (folyóka, lépcső)			B 140 Szegélyek is!	C 12 - C 16	A C 20/25 B C 25/30 FV
Teherhordó szerkezet	Alépitmény	föld alatt (alaptest, kiegyenlítő lemez)	B 140 B 200	C 10 - C 16	A C 20/25 B C 25/30 V
		föld felett (felmenő szerkezet, oszlop)		C 16 - C 20	A C 30/37 FV B C 35/45 FV
	Felszerkezet	Szerkezeti gerenda, pályalemez, szegély	B 200 B 280 B 400	C 16 C 20 - C 25	A C 30/37 FV B C 35/45 FV
		Feszített vasbeton hídgerendák	B 280 B 400		
		Üzemben	B 400	C 25	A C 35/45 FV B C 40/50 FV

Megjegyzés: A-normál, B szósnak kitett szerkezet,  
F- f50 fagyállóság, V-vz5 vízzáróság

### 3.2.1 A monolit szerkezetek

A monolit szerkezetek építése közel 150 éves múltra tekint vissza, a szerkezetek színvonalát mindenkor a rendelkezésre álló zsaluzási rendszer, betonozás, vasszerelés határozta meg. Az első vasbeton híd Magyarországon a Solt-i Monier rendszerű közúti híd (1889), melyet 1942-ben szélesítettek ki, még 1993-ban is jó állapotban volt. (2. ábra)



2. ábra: Solti híd

Az 1970-es évekig többnyire csak monolit hidak épültek. A keverék eleinte térfogat szerinti adagolással, osztályozatlan adalékanyagból, Elba 15-ös-, SZPL 750-es keverékkel előállítva, japánerrel, szállítószalaggal, nagyobb hidaknál szivattyúval a helyszínre szállítva, merülő vibrátorral bedolgozva került a szerkezetbe.

A monolit vasbeton szerkezeteknél elsődlegesen a szerkezeti repedések a húzott oldalon. Keletkeznek repedések képlékeny zsugorodásból a betonacélok felett, hirtelen hőmérsékletváltozásból vastag falaknál, lemezeknél, utókezelés elmaradásából, illetve terhelés hatására (hajlított, húzott szakaszon) illesztési helyeken, munkahézagoknál. A repedésekben korrózió akkor következik be, ha a betonminősége nem megfelelő, a betonfedés kicsi, váltakozva éri nedvesedés – kiszáradás a szerkezetet.

Szerkezeti repedés keletkezik például a többtámaszú, nagyobb nyílású hidak konzoljain a negatív nyomatóéki zónában. Ilyen repedéseket próbáltuk csökkenteni műanyag szál alkalmazásával, azonban az akkori időben a külföldről történő beszerzés nehézségei-, magas költsége miatt nem terjedt el.

Régebben a vasbeton szerkezetek betonfedése általában 15 mm volt, melynek elégtelensége a környezett megváltozott hatására - a gondos kivitelezés ellenére - igen hamar megjelent. A betontakarás mértéke a szabályozásban csak 1987. után változott meg (2. táblázat).

A monolit szerkezetek tömör kialakítása előnyös, mert a szerkezet kevésbé sérülékeny. A közepes nyílások esetén sok volt a körüreges rúd továbbá az alkalmazott szekrénykeresztmetszetek hátránya a belső üregek ellenőrizhetetlensége, kevésbé biztonságos vízvezetése. A szerkezetek változatos kialakításúak lehetnek, azonban ez az építési mód időigényes és költséges (M7 autópálya első üteme). Hátránya a szakaszos betonozásból adódó munkahézag, mely a víz útját szabaddá teszi, mészkiválásos átázást okoz.

2. táblázat: Betontakarás beton, vasbeton és feszített vasbeton hidak szerkezeteinél

Szabályozások		KPM Sz. HI/1-1967 Érvényes: 1968. január 1.-től	MSZ 07-3709: 1987 Érvényes: 1988. január 1.	ÚT 2-3. 414: 2001 Érvényes: 2001. június 15.-től
Betontakarás	<b>Nem feszített betonacéloknál</b>			
	Általában	15 mm	30 mm	30 mm
	Agresszív környezetben	30 mm-40 mm	35 mm	35 mm, sózás, fagyás esetén: 40 mm
	Talajjal érintkező környezetben	-	40 mm	40 mm
	<b>Feszítőhuzal, pászma</b>			
	Általában	15 mm	30	30 mm
	Agresszív környezetben	25 mm	35	40 mm
	<b>Feszítőhuzal, pászma burkolócsőben</b>			
	Általában	25 mm	30	30 mm
	Agresszív környezetben	25 mm	40	45 mm
Üzemben előregyártott tartó	15 mm-20 mm	5 mm-el kisebb lehet	5 mm-el kisebb lehet, de legalább 30 mm legyen	

### 3.2.2 Feszített szerkezetek

Repedésmentes állapot létrehozása céljából alkalmazzuk a feszítést. Hazánkban 1956-60 között alakult ki a helyszíni előregyártásban és a monolitikus építésben a Freyssinet – rendszerű- és az üzemi előregyártásban a Hoyer rendszerű feszítés. Az első műtárgyak után 1972-től egymásután épültek felüljárók, helyszínen előregyártott utófeszített tartók felhasználásával (3. táblázat).

#### Helyszíni előregyártás

Helyszíni előregyártással utófeszített tartókból épült felüljárók (1972-1981) tervezett beton minősége B400 volt. A tartók alapanyag kiválasztása igen szűk választékból történt, többnyire beton adalékszer nélkül. A keverékek előállítására Elba 15-, SZPL 250 keverőkkel történt.

Az a törekvés, hogy a hidépítés a tereptől, vízszintingadozástól független legyen, vezetett az állványmentes építéshez. A szabadkonzolos technológia megnövelte az elvárásokat a betonokkal szemben, a lehetőségek szűk keretek között maradtak.



3. ábra: Kunszentmártoni Hármaskörös-híd előregyártott elemei

**Szabadszereléses** (1976-1985) hidépítés olyan előregyártás, amikor az előre elkészített állványzatot kontaktgyártással 3-6 m-es hídelemek készülnek. A megszilárdult elemeket felszakítás után, a helyszínre szállítva feszítéssel rögzítik a pilléren megépített indítózömhöz (3. ábra).

**Szabadbetonozással** (1979-1992) építés lényege egy előre tolató állványzat a pillérré építve, melyen a zsaluzókocsiban a vasszerelés elkészülte után a szerkezet betonozása elkészíthető. Amikor a beton megfelelő szilárdságot elérte, hozzáfeszíthető az elem az elkészült előző szerkezethez (4. ábra).

**Szakaszos előretolással** (1989-2000) való építés napjaink egyik legkorszerűbb hidépítési módszere (5. ábra). A hídfő mögött elkészül egy-egy hídszakasz, majd az elemek összefeszítése után a gyártópadról az elem, elemek előretolása következik.

A helyszínen előállított szerkezetek betonjai már a C 30-24/KK, C35-24/KK-f50-VZ4 tervezett minőséggel készültek. Az utófeszített helyszíni szerkezetek ténylegesen jobb betonminősége a gondos technológiának köszönhetően, a korai 26-48 órás korban történő feszítési igényből adódott. A természetes körülmények között történő szilárdulást, esetenként egészítette ki a szerkezet temperálása.

Minden egyes nagyobb műtárgy építését részletes „kutatómunka” előzte meg. A betonkeverékek eleinte a Budapesti Műszaki Egyetem Építőanyag Tanszék bevonásával, később saját laboratóriumaink segítségével készültek. Meg kell említeni a Közlekedéstudományi Intézet laboratóriumát is aki a Nagyrákos-i völgyhid betonadalékszer

kiválasztásában volt segítségünkre. Minden esetben vizsgáltuk a rendelkezésre álló alapanyagok alkalmazásának lehetőségét. A cementek pillanatnyi minőségéről beszereztük az adatokat, ellenőriztük az eredmények valóságát. Az osztályozott betonadalékanyag – különösen a homok- minősége változó volt, nem felelt meg a szivattyúzhatóság elvárásainak.

A győri Mosoni Duna-híd építéséhez a Mélyépítő Budapesti gyárból (mely vizes osztályozóval rendelkezett) szállítottuk a homokot Győrbe. A Gyékényes-i homokot a finomrész hiánya miatt-, az Ártánd-i bánya anyagát a palás, puha szemek miatt nem alkalmaztuk.

Az első hidaknál a betonkeverékek az osztrák Perlmoser PZ 375 cementtel, és Melment L10 (modifikált melamin-formaldehid) plasztifikáló hatású beton adalékszerrel készültek. A korai szilárdság biztosításához hozzájárult a víz-cement tényező 0,4 - 0,42-es értéke, a konzisztencia folyamatos ellenőrzése mellett, amely ekkor még nem volt gyakorlat. A szerkezet egyenletességét elkészülte után több hídnál roncsolásmentes vizsgálattal is ellenőriztük, minden esetben C40-es betonminőséget igazolt.

A feszített helyszíni szerkezetek keverékeivel szemben, bár nem volt külön követelmény a fagyállóság, kíváncsiságból megvizsgáltuk a Békési Hármaskörös hídnál, megfelelt az f50 követelményének.

A betonkeveréket eleinte a helyszínre telepített ELBA 15-ös keverőtelepeinkkel állítottuk elő, szigorú felügyelet mellett. Később tértünk át vásárolt betonra, amikor is lényeges szemponttá vált a betongyarak alkalmazása, melyet alkalmazás előtt ellenőriztünk.

A vizsgálatok gyakoriságát, a méréseket, a részletes technológiát előre meghatároztuk, mert a feszített szerkezetek kivitelezése ezt megkövetelte. A feszített szerkezetek betonkeverékei megfeleltek a szakmai előírásoknak, melyet a folyamatos vizsgálatok- és a próbaterhelések is igazoltak.



4. ábra: Győr Mosoni Duna-híd



5. ábra: Nagyrákosi völgyhíd

Potenciális gyenge hely a szabadon betonozott, szekrény keresztmetszetű hidak esetén az elemcsatlakozás, kábelcsatorna kiinjektálása, a kábelek lehorgonyzása, a zsaluzókocsi felfüggesztését biztosító technológiai áttörés.

Kedvezőtlen hatás a helytelenül figyelembevett lassualakváltozás, mely a az első ilyen típusú hídszerkezeteknél vártnál nagyobb lehajlást eredményezett. A dilatációs szerkezetek sérültek, a neoprén saruk elvándoroltak.

A független hídként megépült szerkezeteket összekötő hosszanti monolit vasbeton lemez a zsugorodás és a fél hídszerkezetek eltérő mozgása következtében megrepedezett.

Előnye a szabadbetonozással és szakaszos előretolással épülő szerkezeteknek, hogy az építéshez állvány nem szükséges, kivitelezéskor jól ellenőrizhető, téliesíthető a technológia, a járható szekrények jól szellőztethetőek, a szerkezet viselkedésének megfigyelése belülről jól biztosított.

3. táblázat

<b>Utófeszített hídszerkezetek építése</b>				
<b>Évszám</b>	<b>Helyszíni előregyártott tartók felhasználásával</b>	<b>Szabad-szereléssel</b>	<b>Szabad-betonozással</b>	<b>Szakaszos előretolással</b>
1972	Rakamaz ártéri hidak,			
	Pécs felüljáró			
1973	Algyő Közúti Tisza híd			
1974	Budapest Árpád úti felüljáró			
1975	Kunszentmárton Hármas Körös híd Ártéri hidak	Kunszentmárton Hármas Körös híd meder hidak		
1976	Budapest MOH felüljáró			
1977		Köröstarcsa Kettős-Körös híd		
1978	Budapest Könyves felüljáró			
1979	Győri Mosoni Duna híd feljáróhíd	Körösladány Sebes-Körös híd	Győri Mosoni Duna híd mederhíd	
1980	Budapest Határ úti felüljáró			
1981		Budapest Marx téri felüljáró	Csongrád Tisza híd	
1982		Doboz Kettős-Körös híd		
1985		Békés Kettős Körös híd		
1989			MO autóút Soroksári Dunahíd	Berettyóújfalú Berettyó híd
1992			Szolnok Tisza híd Meder híd	Szolnok Tisza híd ártéri hidak
				Szolnokot elkerülő vasúti hidak
1993				M1 autópálya Rába híd
				MO autóút Dulácska völgyhíd
1994				Orosháza Felüljáró
				Cigánd Ártéri Tisza híd
1995				Soroksári út feletti hidak
				M5 bevezetés
1997				Pécs vasúti felüljáró
1998				Debrecen Homokkerti felüljáró
1999				MAGYAR-SZLOVÉN vasút



### 3.2.3 Üzemben előregyártott szerkezetek alkalmazása

Az autópálya építés az 1970-es évektől kezdve felgyorsult. Először csak a felszerkezet, majd az alépítmények is előregyártott elemekből készültek.

Az előregyártott, előfeszített tartók anyaga, repedésmentes beton struktúrája egyenletesebb, mint a monolit szerkezeté. A feszítés a teljes keresztmetszet számításba vételét lehetővé teszi, ami jelentős beton-, acél- és súlymegtakarítást eredményez, biztosítja a vasbetétek védelmét. A tartók méreteit a gyártás, szállítás, szerelés állapotában fellépő hatások szabták meg. Az EHGE (20 m-ig), majd az EHGT (30 m-ig) típusú előfeszített tartók gyártása terjedt el (6. ábra).

A tartók nagymértékű vízszintes és függőleges síkú kardossága, a tartóvégeken a feszítésből adódó nyírórepedések, a víznyelők elhelyezésének nehézsége, a biztonságos mozgatás, beépítés jelentette a tartók fogyatékoságát. Ezt küszöbölték ki a Hoyer rendszerű UB keresztmetszetű tartók, melyek már nem csak közúti, hanem vasúti-, metró földem terheket is viselik.

Az előregyártott feszített vasbeton hídgerendákat végleges állapotban, síkjában nagymerevségű és síkjára merőlegesen is hajlítási, nyírási merevséggel rendelkező pályalemez kapcsolja egymáshoz és a lemezzel együtt betonozott végkereszt tartóhoz. A tartók ellenőrzött üzemi gyártása, vizsgálattal, méréssel történő átvétele biztosítja a termékek megfelelő minőségét.



6. ábra: Autópálya hidak

A napjainkban elterjedt, pályalemezzel együttdolgoztatott előregyártott tartókból álló felszerkezet hiányossága, a magas rakománnyal szemben a szélső tartók sérülékenysége, cseréjük nehezen megoldható. A sűrűn egymás mellé helyezett tartók állapota nehezen vizsgálható, a víznyelők elhelyezésére nincs lehetőség, a pillérekbe való bevezetés pedig kedvezőtlen. A szabályozások üzemi előregyártás esetén kisebb betontakarást engedélyeznek, ugyanakkor hátrány, hogy a szegély alatt a sós permetlé ellen nincs védelem. A tartóvégeken elhelyezett vaslemez a szerkezeti gerendába bebetonozásra kerül, azonban lokális hibalehetőség.

Az előregyártott alépítménnyel 14 híd épült az M1-es autópálya Tatabánya – Bicske közötti szakaszon. A gyártást gondos „zúg betonozási kísérlet” előzte meg, a sűrű vasalás miatt. Az elemek gyártására részletes technológiai utasítás, ellenőrzési terv készült. Az elemek beépítését „Szerelési Utasítás” szabályozta műtárgyankénti szerelési tervvel. Összefoglalva az 1970-2000. években épült hidaknál a tapasztalat az elégtelen betontakarás, beton bedolgozás, utókezelés elmaradása, a helytelenül megválasztott, ill. alkalmazott párazárószer. Utófeszített szerkezeteknél a helytelenül figyelembe vett lassú alakváltozás az injektálás hiányosságai.

### 3.2.4 Hidak tartóssága 2001. után

2001. júniust követően szabályozottá vált a tartósság kérdése, amikor is előírás született a hidak elsődleges (primer) és másodlagos (szekunder) védelmére.

Az **elsődleges védelem** azt jelenti, hogy megnöttek az elvárások a betonkeverékekkel szemben, a beton tömörsége, vízzárósága, fagyállósága fokozott igényné vált. Az alapanyag kiválasztás mellett egyik legfontosabb feladat lett a víz-cementtényező alacsonyan tartása, melyet a betonadalékszerek helyes alkalmazásával értünk el. Ezen igénynek kívánunk a gyártók a mai napig megfelelni újabb és újabb folyósítók gyártásával.

Kezdetben természetes alapanyagú folyósítókat használtunk több-kevesebb sikerrel, melyeket felváltották a szintetikus folyósítók, melyek már jó diszpergáló hatással befolyásolták a keverékeket. A jelenleg forgalomba levő negyedik generációs polikarboxilát-éter hatóanyagú adalékszerek nagy vízmegtakarítást tesznek lehetővé, csökkentve a beton zsugorodását, növelve a tömörséget, tartósságot. Hátránya e szereknek, hogy a konzisztencia nehezen szabályozható, mert a vízmennyiségre-, cementfajtára-, cementmennyiségre-, keverési időre érzékenyek. Alkalmazásuk technológiáját a forgalmazókkal együtt most tanuljuk. Negyedik generációs szerrel készültek az M7-es autópálya hídjai: többek között a Balatonszárszó és Ordacsehi közötti szakasz, szakaszos előretolással épült hídjai és a Kőröshegyi völgyhíd (7. ábra).



7. ábra: Kőröshegyi völgyhíd építése

A fejlődés a gyors építési módszereket részesíti előnyben, mely kevesebb munkaerőt és tartós, környezetbarát szerkezeteket eredményeznek, amelyek karbantartása egyszerű. Ilyen Magyarország első feszített – függesztett hídjai, a Korongi híd (8. ábra). A feszített – függesztett híd gondolata a feszített gerenda hidak elvéből nőtt ki. A kábel mennyiség a szerkezetből kiemelésre került, és az úgynevezett pilonra lett felakasztva, sűrítve az alátámasztást, megnövelve az áthidalható fesztáv méretét. Hátránya, hogy az áthaladó jármű többlet feszültséget kelt a kábelben, majd elhaladtával ez megszűnik, ezáltal a kábel anyaga fáradásnak van kitéve.

Jelenleg épülnek az M0 északi hídjai. Az ártéri hidak többtámaszú szekrény keresztmetszetű, szakaszos előretolással, a Duna főágon ferdekábeles háromnyílású híd, a kábel legyezőszerű elrendezésével (9. ábra). A pilonok feszített vasbeton szekrény keresztmetszetű térbeli szerkezetek. A betonkeverékek szintén már negyedik generációs beton adalékszerrel készülnek.



8. ábra: Korongi híd



9. ábra: M0 északi hídja építés közben (2008. március)

2002-ben a közlekedésépítés előregyártott elemcsaládjai átdolgozásra kerültek, hogy megfeleljenek a betontakarás, nyomószilárdság, vízzáróság, fagyállóság új elvárásainak. A fejlesztés kiterjedt a –tartósságnak jobban megfelelő- hidvizsgáló lépcső, surrantó, rézsű burkolóelemek gyártására is. Ma már az autópálya építés előregyártott tartói lehetővé teszik a tartók ritkított elhelyezését, biztosítva a jobb ellenőrzés, karbantartás lehetőségét.

**Másodlagos, szekunder védelem** szabályozásai a sóvédőbevonatok, károsodott szerkezetek használati tulajdonságainak helyreállítására, és új szerkezetek védelmére adnak előírásokat. A betonok védelmét különféle polimer- illetve polimerrel módosított cementalapú bevonatok biztosítják. A bevonat típusok sokszor nem felelnek meg az elvárásoknak, a felületi előkészítés, felhordás pedig nem felel meg a javasolt technológiának.

Új gondolat a pályalemez szigetelés és a sóvédelem elhagyása az igénybevételeknek kitett szerkezeteken nagy teljesítőképességű betonok alkalmazásával. A szigetelés elhagyását nem tartjuk szerencsés megoldásnak, a megnövelt betontakarás ellenére. A szerkezet „élete során” mozog (zsugorodásból, terhelésből, hőmérsékletváltozás hatására), repedések keletkeznek, melyek hibahelyek, melyeket védeni kell.

A 2000. év után épült szerkezeteink tényleges tartósságát – bár több figyelmet fordítunk rá a tervezés, a kivitelezés során – az idő rövidege miatt nem tudjuk értékelni. Csak a jövő dönti el, hogy elértük-e célunkat.

Az európai beton szabvány a követelményeket a beton és alapanyagaival szemben tovább szigorította. Fontos szempontok, mint az alkáli-érzékenység, fagyállóság, sóállóság, a megnövekedett szilárdsági igények a szerkezetek betonjának tartósságát hivatottak biztosítani.

### 3.2.5 Kiegészítő hídelemek

A teherviselő hídszerkezetet a kiegészítő hídelemek teszik teljessé. A kiegészítő hídelemek a szegélyek, dilatációk, hídfő csatlakozások, saruk kialakítása, víz elleni szigetelése a szerkezetnek, a háttöltés víztelenítése. A tartósság szempontjából ezek a legkényesebb szerkezeti elemek.

A **hídszegélyek** betonjai 2000. évig B 140, C12 jobb esetben C16 tervezett minőséggel készültek. Igen hamar kiderült azonban, - amikor is az utak sózással történő jégmentesítése elterjedt – hogy a betonkeverékek minősége nem felel meg a tartóssági igénynek (10. ábra).



10. ábra: A hídszegély és a szélsőtartó korróziója

Kivételt képezve néhány olyan hídszegély, melyet az átadási határidő miatt, jobb minőségben készítettünk el. Az előregyártás időszakában megjelentek az előregyártott hídszegély elemek. Az előregyártott „H” szegélyek adták a szerkezet külső szoknyáját, a belső- és keresztbordát, ezt töltöttük ki betonnal. Előnye volt a gyors építés, azonban az előregyártott elem és a kitöltő beton kapcsolata nem bizonyult tartósnak. A gyakorlat visszatért a monolit szegélyhez, mely már zsaluzókocsival készült. A negatív nyomatók helyén a szerkezet azonban átrepedt.

**Dilatációs szerkezet elhelyezése** a hőmérsékletváltozás és zsugorodás miatt szükséges. A dilatációs hossz mértéke, a szerkezet nem mindig gondos elhelyezése, azonban sok esetben hibaként jelenik meg. A szerkezet sérülékeny, vízzárása kétséges (11. ábra).

A nem megfelelő-, rosszul vagy egyáltalán nem karbantartott **sarú** megakadályozza a szerkezet mozgását, berágódik, beszorul, reped, török.

A nyomatékok abszolút nagyságát előnyösen csökkentő **gerber csukló**, az üzemeltetés során nem vált be. A csuklók átáztak, a szerkezet belsejében korrózió lépett fel, ami a nyírásra erőteljesen igénybevett keresztmetszeteknél megengedhetetlen.



11. ábra: A dilatáció helytelen elhelyezése

A **hídfők, szárnyfalak**, szigetelésének elmaradása, a háttöltés szakszerűtlen víztelenítése, vagy a víztelenítés elmaradása a tönkremenetel okozója. Fontos kérdés a kocsipályaburkolat rendszerének kialakítása. Olyan burkolatot kell kialakítani, mely biztosítja a víz gyors elfolyását, a szigetelés mélypontjának megfelelő kialakításával. Fontos a víznyelő kivezetése. Nem szerencsés a pillérben való vezetése, de kivezetve elegendő hosszú kell, legyen, hogy a szél ne fújja vissza a vizet a szerkezetre, *bár így is érvényesül azonban hatása (12. ábra)*. Régebben volt időszak, amikor a **szigetelést** az aszfaltburkolattól várták, de hamar kiderült, hogy téves feltevés. A vízszigetelés rendszerének megválasztása lényeges, meg kell, hogy feleljen a kivitelezett szerkezetnek. Más szigetelés kell, hogy kerüljön a merev kis hidra, és más kell, hogy kerüljön a mozgásra, alakváltozásra, érzékeny hídszerkezetre.

Szigetelések eleinte bitumenes papírral, helyszínen melegített bitumennel történtek. Az M1 autópálya építésénél jelentek meg az öntapadós szigetelőlemezek, az angol Bituthen HD és a hazai Dehydro szigetelés, majd az 1985-1986. években a Concretin BA, rugalmas kent-szórt szigetelés, mely a szerkezet mozgására, repedések áthidalására is képes volt. A szigetelés anyagának nem megfelelő kiválasztása, helytelen felület előkészítés, elégtelentapadás, a szigetelőanyag nyúlóképességének, szakítószilárdságának kimerülése, az

áttörések – korlát, víznyelő, szivárgó kivezetésének– nem megfelelő kialakítása mind a szerkezet idő előtti károsodását okozták, illetve okozhatják.



12. ábra: A sózás hatása a felüljárók környezetében

#### 4. TECHNOLÓGIA ÉS AZ ELLENŐRZÉS SZEREPE

A tartósságot a hídszerkezeti rendszer, a szerkezeti kialakítás helyessége, az anyagok és azok technológiája, a kivitelezés során végzett ellenőrzések, a rendeltetésszerű használat és a megfelelő karbantartás biztosítja. Az áttekintett időszak elején a betonokkal szembeni követelmény elsősorban a szilárdság volt, melyet a beton próbakeverésével kellett igazolni. Az előregyártott, és az utófeszített szerkezetek technológiai igényessége már megkövetelte a részletes technológiai utasítás-, részletes ellenőrző méréseket tartalmazó Mintavételi és Minősítési terv készítését. Folyamatosan alakult ki mai formája. Az európai beton szabvány megjelenésével tovább szigorodtak a tartós beton készítés feltételei.

Ha a tervezők a környezeti feltételek-, statikai elvárások mellett a helyszíni körülményeknek megfelelően választják ki a szerkezetet, a szerkezet anyagát, a vízelvezetést, a szigetelést, a kivitelező gondos részletes technológiával készíti el a szerkezetet, nem hanyagolható el a szakszerű, figyelmes ellenőrzés szerepe sem. Ismert az a közmondás, hogy „aki dolgozik, csak az téved”. Az európai szabályozás figyelembe veszi ezt. Intézkedéseket ír elő az eltérések esetére. Megengedi a szakszerű helyesbítést, ha az a híd teljesítőképességét nem veszélyezteti. Felejtjük el a „szemérmes takargatását” a hibáknak.

#### 5. SZERKEZET ÉLETE: ÜZEMELTETÉS

Az elkészült hídszerkezet az üzemeltetőnek való átadás után a forgalom terhelését, a környezet hatásait, és a jól – rosszul végzett karbantartás hatásait viseli el.

A hidak védelmében a túlméretes-, túlsúlyos járművek ellen „lengő kapuk”, korlátozó táblák figyelmeztetnek. A környezeti hatások ellen a szerkezetet a tervezett primer- és szekunder védelem hivatott védeni, megfelelő karbantartás mellett.

Legnagyobb problémát az utak, és hidak jégtelenítő sózásának romboló hatása jelenti, ezért a nagyobb hidaknál a közvetlen sózást el kellene kerülni, más anyagot használva.

Az üzemeltető számára „Karbantartási Utasítás” ad eligazítást, mivel a víznyelők, folyókák takarításának-, tavaszi lemosás-, kisebb hibák kijavítása elmaradása a hidak leromlását, az élettartam lecsökkenését eredményezi. A hidak állapotának ellenőrzése felülvizsgálata szabályozott, de hogy ezen vizsgálatok megtörténnek-e, milyen eredménnyel, milyen hibák fordulnak elő rendszeresen azt a „híd anyakönyve” rejti.

## 6. MEGÁLLAPÍTÁSOK

Hídjaink élettartalmát a tervezés időpontjában érvényes szabályozások, a megvalósításkor beszerezhető anyagok, alkalmazott technológiák, a kivitelezést végzők felkészültsége, gyakorlata, az ellenőrzés színvonala, és az üzemeltetés gondossága határozza meg a környezet hatásai mellett.

A legtöbb hiba a sókorrózió hatásától származik, mely a legtöbb híd tervezésekor még nem volt ismeretes. Nem volt ismeretes a beton, mint anyag ellenálló képessége a korrózióval szemben sem. Legfontosabb a tömör, nagyszilárdságú beton alkalmazása. Meggondolandó a légporképző alkalmazása, mivel lazítja a pórusszerkezetet, és az „elvárt” pórusok egyenletessége igen sok változótól függ.

### **Tartós szerkezet megvalósítási szempontjai:**

- A beruházás indulásakor legyen a cél, a tartós szerkezet.
- Alapvető tervezési megfontolás a teljesítőképesség, környezeti hatás helyes megítélése, anyagok megfelelő kiválasztása, szerkezeti részletek gondos megtervezése, különös tekintettel a híd kiegészítő elemeire.
- Az olyan megoldások alkalmazását kerülni kell, ahol a hibák leginkább jelentkeztek. Ilyen hibahely például a felszerkezet közvetlenül a szegély alatti része, ahol a sózott hídpályáról lefolyó víz hatására a szerkezet károsodik.
- A pályamegszakítások számát és helyét helyesen kell megválasztani. A nagyobb hosszúságú hidaknál a dilatációs szerkezetek alkalmazása elkerülhetetlen, azonban ezek számát minimalizálni kell, és vízzáró dilatációs szerkezetet kell beépíteni.
- Többtámaszú hidak támaszai felett megreped a beton, a víz bejut a szerkezetbe, a korrózió megindul. Célszerű a betonkeverék, a szigetelés megfelelő kiválasztásával ellensúlyozni a károsodás mértékét.
- Tartós szerkezet megvalósításának feltétele a pontos, ellenőrzött kivitelezés, részletes technológia alapján. Napjainkban sokszor, ha egy vállalkozó elnyer egy építési feladatot, az alvállalkozó, illetve az alvállalkozó alvállalkozója, végzi el a munkát. Az ellenőrzés hiányos lesz, vagy elmarad, mely a minőség romlásához vezet.
- Gondos, alapos helyszíni minőség-ellenőrzés fontosságát fel kell ismerni. Ezen feladatot csak megfelelő létszámú, megfelelően képzett és kellő hatáskörrel rendelkező szakembernek kell elvégeznie.
- A szerkezet élettartama során biztosítani kell a gondos üzemeltetést, a rendszeres karbantartást.

## 7. KÖSZÖNETNYILVÁNÍTÁS

Köszönjük minden Munkatársunknak, hogy az elmúlt évek során igénybevették munkánkat, szakmai tudásunkat, meghallgatták véleményünket a szépszerkezetek, hidak, felüljárók megvalósítása során. Kérjük, fontolják meg tervezéskor milyen környezetbe, milyen szerkezetet terveznek, a kivitelezés során milyen anyagokból milyen technológiával készítik el a tervezett hidat a tartósság érdekében. Üzemeltetés során gondos karbantartás mellett figyeljék a szerkezet viselkedését. Tanuljunk hibáinkból.

## 8. VONATKOZÓ IRODALOM

- Balázs Gy. (1995), „Beton és vasbeton II.: Mélyépítési beton-és vasbeton szerkezetek története”, *Akadémiai Kiadó*
- Tariczky Zs. (1975), „Beszámoló az előregyártott alépítmény, fejgerenda bedolgozhatóságának megállapítására lefolytatott kísérletsorozat eredményéről”, Jelentés.
- Tariczky Zs., Vasvári P. (1979), „Az M1 autópálya előregyártott alépítményi elemeinek minősítési rendje”.
- Tariczky Zs. (1983), „Előfeszített tartók a hídépítésben”, *Hídépítők*, Vol. 7., No. 4.
- Tariczky Zs. (1988), „Minőség és műszaki igényesség. Igaz-e, hogy az orvosok eltemetik, az építészek burkolattal fedik a hibákat?”, *Hídépítők*, Vol. 17., No. 2.
- Tariczky Zs. (1998), „A tartósság és a vasbeton a hídépítésben”, *Hídépítők*, Vol. 27., No. 5.
- Tariczky Zs. (2005), „Hídépítési betonok”, *Építési piac*, Vol. 41., No. 1.
- Tariczky Zs. (2008), „Hídépítési betonok”, Előadás.
- Vértes M., „A közúti vasbeton hidak tartósságára ható tényezők esettanulmányok alapján”





## **NAGY TELJESÍTŐKÉPESSÉGŰ BETONOK SZENNYVÍZTISZTÍTÓ MŰTÁRGYAK TARTÓSSÁGÁNAK FOKOZÁSÁHOZ**

*Dr. Zsigovics István, Szilágyi Katalin  
BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszék  
H-1111 Budapest, Műegyetem rkp. 3.  
[zsigovics.istvan@gmail.com](mailto:zsigovics.istvan@gmail.com), [szilagyi.k@gmail.com](mailto:szilagyi.k@gmail.com)*

### **ÖSSZEFOGLALÁS**

Jelen cikkben ismertetjük a szennyvízcsatornák és szennyvízkezelő műtárgyak tervezési kérdéseit és tartósságuk feltételeit. Bemutatjuk a szennyvizekből származó agresszív kémiai hatásokat és a biogén kénsavas korrózió jelenségét. Szakirodalmi adatok alapján kohósalak cementtel készült habarcsokon és betonokon végzett szerves és biogén kénsavterheléses korróziós vizsgálatok eredményeit elemezzük. Megadjuk a tartósság szempontjából nagy teljesítőképességű betonok tervezési módszereit és irányelveit. Bemutatjuk a Budapesti Központi Szennyvíztisztító Telep műtárgyainak vízzáró vasbeton szerkezeteihez tervezett korrózióállóságot biztosító, könnyen bedolgozható beton összetételének kidolgozását és az elvégzett frissbeton és megszilárdult beton vizsgálatok eredményeit.

### **1. SZENNYVÍZCSATORNÁK ÉS SZENNYVÍZKEZELŐ MŰTÁRGYAK TERVEZÉSI KÉRDÉSEI A TARTÓSSÁG ÉS A GAZDASÁGOSSÁG FIGYELEMBEVÉTELÉVEL**

#### **1.1 Bevezetés**

Az Európai Unió vizek védelmének érdekében deklarált célja a szennyvizek egész térségre kiterjedő ártalmatlanítása. A szennyvizek ártalmatlanítása magában foglalja azok elvezetését, összegyűjtését, és tisztítását. Ökológiai szempontokat figyelembe véve közös szándékunk, hogy ahol lehetséges, felfogjuk a szennyezett vizeket, a csapadékvizeket pedig közvetlenül visszavezessük a természeti körforgásba. Ennek eredményeképpen egyértelműen csökken a csapadék- és a kevertvíz-csatornák aránya, a szennyvízcsatornáké pedig megfelelően növekszik. A nyomás alatti vízvezetők arányának növekedése is jelentős.

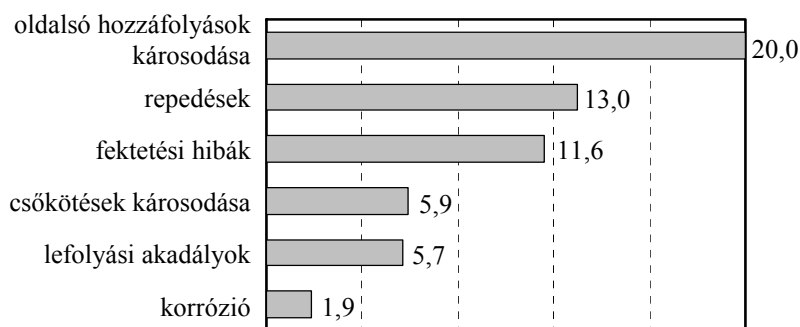
Az építési tevékenység során a tervezéstől, a használaton, és a felújításon keresztül egészen a lebontásig terjedő intézkedések végrehajtásakor - az életciklus minden fázisában - a tartósságra kell törekedni. A tartóssághoz tartozik többek között a hosszú használati élettartam, amelyet ökológiai és gazdasági szempontok alapján határozzunk meg. Erre vonatkozóan nincsenek szilárd alapokon álló elgondolások, hanem mindig specifikus koncepciókat vagy részkonceptiókat alakítanak ki különböző alternatívákkal és intézkedésekkel. Következésképpen újabb tapasztalatokat szerzünk a szennyvízműtárgyak építésével kapcsolatos tartósságról és gazdaságosságról.

#### **1.2 A szennyvízkezelési műtárgyak tartósságának feltételei**

A csatornázás feladata a környezetet kímélő használtvíz-ártalmatlanításon belül a szennyvizek teljes körű felfogása (összegyűjtése) és a szennyvíztisztító telepekre vezetése a környezet károsítása nélkül. A szennyvízcsatornák ellen kell állniuk a fektetés mechanikai

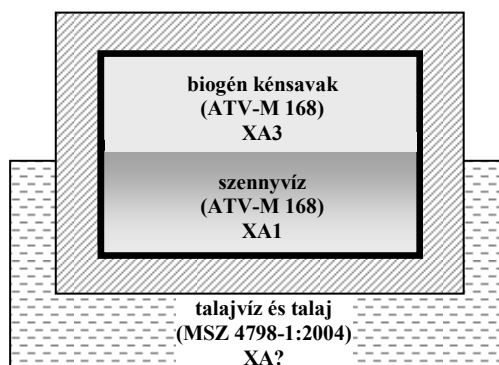
igénybevételeinek, valamint a több évtizedes használat közben fellépő különböző kémiai igénybevételeknek. A csatornaépítéssel- és üzemeltetéssel szemben támasztott mechanikai, dinamikai, termikus, hidraulikai, kémiai és biokémiai teljesítési feltételeket műszaki szabályzatok és a szakirodalom tárgyalja (Kampen, 1997; Neck, 1997).

A rendszeres csatornavizsgálatok képezik annak alapját, hogy a szerkezeti anyagok teljesítőképességét meghatározzuk (Dyk, Lohaus, 1998; Keding 1990; Matthes, 1992; Stein, 1993). Ezek a vizsgálatok felvilágosítást nyújtanak a károsodásokról, és rámutatnak a tartósság jelentőségére. A leggyakoribb károsodások az oldalsó hozzáfolyásoknál találhatók, repedések, fektetési hibák, csökötés-károsodások, valamint lefolyási akadályok formájában. Korrózió azonban - a gyakori véleményekkel ellentétben - csak ritkán lép fel (2. ábra).



1. ábra: Szennyvízcsatornák kárgyakorisága (Stein, 1993)

A szerkezeti anyagok tulajdonságai közül sokkal inkább a szilárdságot és az ütőmunkát helyezik előtérbe, ugyanakkor ritkán esik szó a hidraulikai érdességről, a kopásról, vagy a kémiai ellenállásról. Azok a szerkezeti anyagok tekinthetők ideálisnak, amelyek a szerkezeti elem kialakítása, masszív-sága és kémiai ellenálló képessége szempontjából alkalmasak szennyvízcsatornákban fellépő sokféle követelmény kielégítésére. A beton-, vasbeton és feszített vasbeton csövek szerkezeti anyaguktól és gyártásuktól függően minden vonatkozásban egyedileg állíthatók be a szennyvízkezelő létesítményekben megkövetelt teljesítőképességre (FBS, 1997; Kampen, 1995; Kampen, 1997; Neck, 1997). Az anyagok közötti versenyben - a cementkötésű szerkezeti elemek esetében - az egyetlen támadási pont a korrózió, bár a statisztikai adatok alapján szennyvíz miatt ez ritkán lép fel. Ha mégis, akkor többnyire ott, ahol a kommunális szennyvizek bevezetési korlátozásainak határértékeit (ATV-A 115, 1994) hosszú távon túllépi. A szennyvízzel kapcsolatba kerülő, cementkötésű szerkezeti elemek lehetséges kémiai igénybevétele a 2. ábrán figyelhető meg.



2. ábra: Szennyvízműtárgyak szerkezeti elemeinek lehetséges kémiai igénybevétele

A talajvíz, a talaj és a szennyvíz agresszív hatását, valamint a szennyvízkezelő műtárgyak gázterében fellépő kémiai igénybevételt eltérően kell értékelni. Az esetleg szükséges megelőző intézkedések szempontjából rendszerint a legerősebb agresszív kémiai hatás a mértékadó.

### 1.3 A talajvízből és a talajból származó agresszív kémiai hatások

A talajvízből és a talajból származó, a betont érő agresszív kémiai hatásokra a betonokra vonatkozó új európai szabványgeneráció (MSZ EN 206-1:2002) nemzeti alkalmazási dokumentumát (MSZ 4798-1:2004) tekinthetjük érvényesnek. A víz leginkább kérdéses agresszív kémiai hatására vonatkozó határértékeket az 1. táblázatban mutatjuk be.

1. táblázat: Kitéti (környezeti) osztályok határértékei vizekből származó agresszív kémiai hatások esetén az MSZ 4798-1:2004 szerint

Kémiai jellemző	Referencia vizsgálati módszer	XA1 enyhén agresszív	XA2 mérsékelten agresszív	XA3 nagymértékben agresszív
<b>Talajvíz</b>				
SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> , mg/l	MSZ EN 196-2	≥ 200 és ≤ 600	> 600 és ≤ 3000	> 3000 és ≤ 6000
pH-érték	ISO 4316	≤ 6,5 ≥ 5,5	< 5,5 ≥ 4,5	< 4,5 ≥ 4,0
agresszív CO <sub>2</sub> , mg/l	prEN 13577:1999	≥ 15 ≤ 40	> 40 ≤ 100	> 100 telítésig
NH <sub>4</sub> <sup>+</sup> , mg/l	ISO 7150-1, vagy ISO 7150-2	≥ 15 ≤ 30	> 30 ≤ 60	> 60 ≤ 100
Mg <sup>2+</sup> , mg/l	ISO 7980	≥ 300 és ≤ 1000	> 1000 ≤ 3000	> 3000 telítésig
<b>Talaj</b>				
SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> , mg/kg	MSZ EN 196-2	≥ 2000 és ≤ 3000	> 3000 és ≤ 12000	>12000 és ≤ 24000
savasság, ml/kg	DIN 4030-2	> 200	a gyakorlatban nem fordul elő	

Az agresszív anyagok pH-értékétől és/vagy ionkoncentrációjától függően a vizet az MSZ 4798-1:2004 szerint az *enyhén*, *mérsékelten* vagy *nagymértékben* agresszív csoportba sorolhatjuk. A kémiai ellenállás javítását célzó betontechnológiai intézkedéseket a 2. táblázat tartalmazza. A szakszerűen előállított beton tartósan képes *enyhén* vagy *mérsékelten* agresszív kémiai hatásnak ellenállni. Csak évtizedekig tartó *nagymértékben* agresszív kémiai hatás esetén válik szükségessé, hogy a betont bevonatokkal védjük meg.

2. táblázat: A beton összetételére és jellemzőire vonatkozó határértékek agresszív kémiai hatás esetén az MSZ 4798-1:2004 szerint

Kitéti (környezeti) osztályok	Betonkorrózió agresszív kémiai hatás következtében		
	XA1 enyhén agresszív	XA2 mérsékelten agresszív	XA3 nagymértékben agresszív
legnagyobb víz-cement tényező	0,55	0,50	0,45
legkisebb szilárdsági osztály	C30/37	C30/37	C35/45
legkisebb cementtartalom, kg/m <sup>3</sup>	300	320	360

## 1.4 Szennyvizekből származó agresszív kémiai hatás

A kommunális szennyvízből származó, betonra ható tartós kémiai igénybevételek határértékeit a 3. táblázatban figyelhetjük meg.

3. táblázat: Határértékek a csatornahálózat beton elemeinek tartós agresszív kémiai igénybevétele esetén (ATV-M 168, 1998)

Agresszív kémiai hatás fajtája	Agresszív anyag	Szokásos kommunális szennyvizek igénybevételi jellemzői	Határértékek a szennyvízben	Betonnal szemben támasztott követelmények
kilúgozási korrózió	lágysz víz	–	–	víz-cement tényező $\leq 0,50$ vízbehatolási mélység $\leq 30$ mm
savkorrózió	szerves és szervetlen savak	pH-érték: 6,5-10	pH-érték $\geq 6,5$	
	mészoldó szénsavak (CO <sub>2</sub> )	< 10 mg/l	$\leq 15$ mg/l	
cserebomlási korrózió	magnézium (Mg <sup>2+</sup> )	< 100 mg/l	$\leq 1000$ mg/l	
	ammónium-vegyületek	< 100 mg/l	$\leq 300$ mg/l	
térfogat-növekedést okozó korrózió	szulfát (SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> )	< 250 mg/l	$\leq 600$ mg/l	ua. mint fent, szulfátálló cement nélkül
			$\leq 3000$ mg/l	ua. mint fent, szulfátálló cementtel

A szennyvíz összetétele a szabályszerű korlátozások ellenére visszaélés vagy hibás kezelés, előre nem látható üzemzavar, vagy a műszaki berendezések hosszú ideig tartó átépítési intézkedéseknek a következtében olyan mértékben megváltozhat, hogy nem tarthatók be a tartós igénybevételre vonatkozó előírt értékek. Ezért az ATV-M 168 irányelv (1998) *ideiglenes*, illetve *rövid ideig tartó* igénybevételre megengedett határértékeket is felsorol (4. táblázat).

4. táblázat: Határértékek a csatornahálózat betonelemeinek agresszív kémiai ideiglenes vagy rövid idejű igénybevétele esetén (ATV-M 168, 1998)

Agresszív anyag	Igyénybevétel fajtája		Betonnal szemben támasztott követelmények
	ideiglenes <sup>1)</sup>	rövid idejű <sup>2)</sup>	
	határértékek szennyvízben		
lágysz víz	-	-	víz-cement tényező $\leq 0,50$ vízbehatolási mélység $\leq 30$ mm
szervetlen savak, pld. kén-, só- és salétromsav	pH-érték $\geq 5,5$	pH-érték $\geq 4$	
szerves savak	pH-érték $\geq 6$	pH-érték $\geq 4$	
mészoldó szénsavak (CO <sub>2</sub> )	$\leq 25$ mg/l	$\leq 100$ mg/l	
magnézium (Mg <sup>2+</sup> )	$\leq 3000$ mg/l	korlátlan	ua. mint fent, szulfátálló cement nélkül
ammóniumvegyületek	$\leq 1000$ mg/l		
szulfát (SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> )	$\leq 1000$ mg/l		
	$\leq 5000$ mg/l	ua. mint fent, szulfátálló cementtel	

1) Az időtartam legfeljebb 1 év 10 év.

2) Nem tervezhető üzemállapotok: az időtartam legfeljebb 1 óra hetenként.

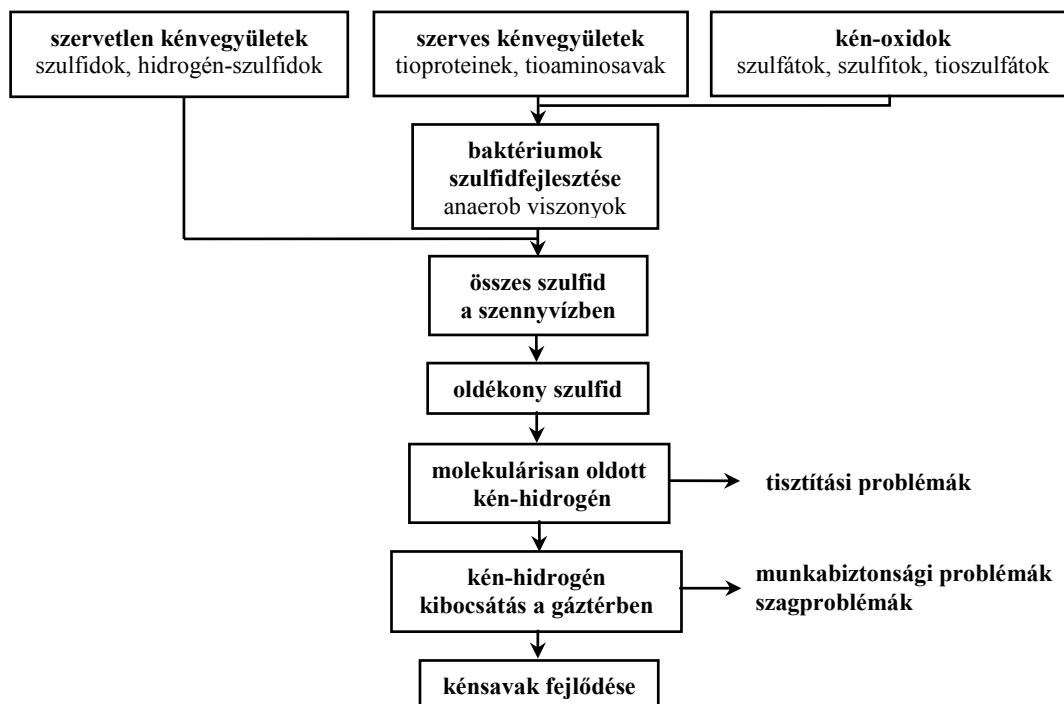
## 1.5 A szennyvízkezelő műtárgyak gázterében fellépő agresszív kémiai hatások – a biogén kénsavas korrózió

A környezetvédelmi törvényhozás és a műszaki előírások alapján megadott határértékek betartása mellett azt feltételezhetjük, hogy a szennyvízvezetékekbe nem vezetnek be kémiaailag *erősen agresszív* anyagokat tartalmazó szennyvizeket. A 6,0 és 8,5 pH-értékű kommunális szennyvizek az enyhén agresszív csoportba sorolhatók (ATV-M 168, 1998; Klose, 2001). Azonban a szennyvizek az alapszabályoknak megfelelő bevezetési korlátozások ellenére úgy megváltozhatnak a szennyvíz-műtárgyak szakszerűtlen tervezése, a szabálytalan üzemeltetési feltételek, az előre nem látható üzemzavarok, stb. következtében, hogy a tartós terhelésre megadott határértékeket (3. táblázat) kémiai hatások szempontjából túllépik.

A szennyvíz-technikusok fő feladata, hogy a szennyvizet friss, aerob állapotban, vagyis a lehető leggyorsabban vezessék a tisztítási folyamatba. A nem szakszerűen tervezett vagy üzemeltetett szennyvízkezelő létesítményekben a friss aerob állapotú szennyvizek rothadó, anaerob állapotba kerülnek (Klose, 2001), és az ártalmatlan szennyvízből szulfidproblémák fakadnak (Klose, 1981). Ennek során különböző kénvegyületek keletkeznek, amelyek pedig kénhidrogén képződéséhez vezethetnek. A különböző átalakulási lépcsőkön keresztül végül kénsav keletkezik, amely biogén kénsavkorrózióhoz (Klose, 1980; König et al, 1983), a legerősebb agresszív kémiai behatáshoz vezethet a szennyvízkezelő műtárgyak beton szerkezeti elemein (Kuntze, 1983).

A szakirodalom szerint a szennyvízműtárgyak fenék tartományában jelentkező belső korrózió, amely kizárólag *nagymértékben* agresszív szennyvízre vezethető vissza, rendkívül ritkán lép fel. A károsodások többnyire a *betoncsatornák gázterében* lépnek fel, és nagy valószínűséggel a biogén kénsavas korrózióval hozhatók összefüggésbe (Stein, 1993).

A 3. ábrán a kén szennyvízcsatornáknak bekövetkező körforgását szemléltetjük. A kén szulfát formájában már az ivóvízből is származhat (50-150 mg  $\text{SO}_4^{2-}$ /liter) (Barjenbruch, 2003), de főleg bizonyos ipari területeken vezetik közvetlenül a csatornába (Klose, 1999).



3. ábra: A kén körforgása szennyvízcsatornáknak és a lehetséges szulfidproblémák (Thistlethwayte, 1979)

Az ATV-A 115 irányelv (1994) tervezési szempontokat ad a fontos szulfát-, szulfid- és/vagy szulfidbevezető üzemekre vonatkozóan, például a bevezetési feltételek kialakítása tekintetében. A bevezetett kénvegyületek a mikroorganizmusok sokféleségének függvényében természetes lebomlásnak indulnak a szennyvízcsatornában. Ha a szennyvíz anaerob állapotba kerül, gáz halmazállapotú kénvegyületek keletkeznek, amelyek a szennyvízből szabadulnak fel. A kénhidrogénből a szennyvízleáramlás gázterének szerkezeti elemein elemi kén, mint közbelső termék keletkezik. Ez az úgynevezett tio-, vagy kénbaktériumok szubsztrátuma, amely baktériumok a gázter nedves falain találhatóak, és végső soron kénsavat termelnek, ami biogén kénsavas korrózióhoz vezethet. Ily módon teremtődnek meg a természetből ismert legerősebb savagresszió feltételei.

A korróziós folyamat természetesen csak a cementkő és az agresszív anyag érintkezési felületén megy végbe. A folyamat sebessége függ az érintkezési felületek nagyságától, a koncentrációs és diffúziós körülményektől, a hőmérséklettől és az agresszív közeg áramlási sebességétől. Számos kutató úgy véli, hogy a kénbaktériumok csak abban az esetben képesek hatást gyakorolni a betonra, amikor annak felülete már karbonátosodott. Ezzel szemben japán kutatók úgy találták, hogy több mint 600 ppm hidrogén-szulfid tartalmú csatorna-légkörben a beton felszínének kémhatása általában kevesebb, mert 2 hónap alatt drasztikusan lecsökken (Yamanaka et al., 2001). A kénbaktériumok által termelt kénsav hatására a megszilárdult beton kalcium-tartalmú összetevői (kalcium-hidroxid, kalcium-aluminát-, ill. kalcium-szilikát-hidrátok) a kénsav kalcium-sóivá alakulnak. A kénsav, vagy az olyan kéntartalmú savak, amelyből kénsav vagy kénsavas só alakulhat ki, a savhatáson felül szulfátkorróziót is okoznak (Szilágyi, 1973). A duzzasztó hatású szulfátkorrózió, és az oldó hatású savkorrózió kombinációját a 4. ábrán látható betonon figyelhetjük meg.



4. ábra: Beton biogén kénsavas korróziója (Bielecki et al., 1987)

A kénsav a betonkorrózió vonatkozásában egy különleges helyet foglal el a szervesetlen savak között. Ezért a betonnal szemben támasztott követelmények megállapításakor nem sorolható be egyszerűen a szervesetlen savak közé, hanem a biogén kénsavkorrózióra vonatkozóan kidolgozott, a savas oldat pH-értéke és a korrózió várható foka közötti összefüggést alkalmazhatjuk (5. táblázat). 3,5 pH-értékig a betontechnológiai intézkedések önmagukban is elegendőek a károsító agresszív hatások kivédésére. 3,5 alatti pH-érték esetén felületvédelmet igényel a beton (Bayer 1995; Klose, 1978).

Mivel a kénsav által okozott korrózió esetén szulfátkeletkezés miatt duzzadás megy végbe, javasolható a szulfátálló cement alkalmazása. Példaként mutatja be a 5. ábra egy betontechnológiai intézkedés hatását. A 5. ábra bal oldalán látható, nem szulfátálló cement felhasználásával készült próbatestek szulfátkeletkezés okozta duzzadást mutatnak.

A 5. ábra jobb oldalán látható próbatetek ezzel szemben szulfátálló CEM III/B jelű, kohósalakban gazdag (kb. 70 m% kohósalak tartalom) kohósalak cement felhasználásával ugyanolyan tárolási feltételek mellett nem mutatnak korróziós károsodást.

5. táblázat: Összefüggés a pH-érték, a korrózió foka és a szükséges ellenintézkedések között biogén kénsavas korrózió esetén (Bielecki et al., 1987)

pH-érték		A korrózió foka	Korrózió elleni védőintézkedések
13	7,5		tömör beton, külön védőintézkedés nem szükséges
12			
11			
10			
9			
8			
7			
6	3,5	gyenge	szulfátálló cement
5		közepes	
4			
3		erős	a beton védelme bevonattal
2			
1			
0			



5. ábra: Biogén kénsavterhelésnek kitett beton próbatetek; nem szulfátálló cement (balra) ill. szulfátálló cement (jobbra) felhasználásával (Klose, 2001)

## 2. VEGYI BEHATÁSOKKAL SZEMBEN ELLENÁLLÓ BETON A SZENNYVÍZKEZELŐ MŰTÁRGYAKBAN

### 2.1 A cementválasztás jelentősége

Az ATV-M 168 előírás (1998) szerint a beton kommunális szennyvíz, vagy csatornaatmoszféra által okozott igénybevétele esetén 4,5-13,0 pH-érték között a csövek és aknaelemek ellenállása kielégítőnek tekinthető, ha > C75/85 szilárdsági osztályú, nagy teljesítőképességű betont alkalmazunk, megfelelő összetételű különleges cementtel, vagy aluminátcementtel. Az ilyen nagy teljesítőképességű beton alkalmazása a gondosan előírt betonösszetétel mellett mindenképpen megköveteli a nagy tömörség eléréséhez alkalmas konzisztenciát, gondos tömörítést és utókezelést. A betonnak annál nagyobb lesz a savhatásokkal szembeni ellenállása, minél több nehezen oldható összetevőt tartalmaz és minél nagyobb a tömörsége (Stein, Brauer, 2005).

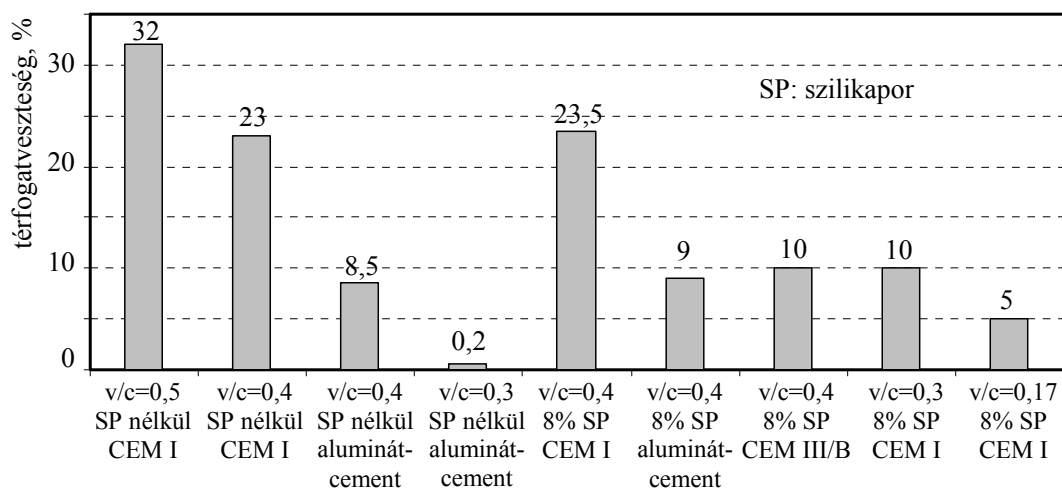


Eddig rendszerint CEM I jelű portlandcementet vagy CEM I-S jelű (szulfátálló) portlandcementet alkalmaztak csőbetonként a szennyvíz-műtárgyak építésénél. Mivel azonban ezek a betonok nem kellően ellenállóak az erős savbehatásokkal szemben (6. ábra), vizsgálatokat folytattak, amelyekben a betonok savkorrózióval szembeni ellenállását szilikapor (Dorner, 2000), vagy műanyag diszperziók, illetve mindkét említett anyag (Keller, Schein, 1997) hozzáadásával igyekeztek javítani.



6. ábra: Betonkárosodás szennyvízcsatorna kéntartalmú gázainak hatására (Dorner, 2000)

Az eredmények a savbehatásokkal szembeni ellenállás (10 %-os kénsav, pH1 – pH5) javulását mutatták a műanyaggal modifikált betonoknál (Keller, Schein, 1997). A szilikapor alkalmazásának csupán szilárdságnövelő hatása volt, miközben a savhatásokkal szembeni ellenállás mindig kisebbnek mutatkozott. Más szakirodalmi adatok szerint sem vezetett a szilikapor hozzáadása a savhatásokkal szembeni ellenállás növekedéséhez (7. ábra). Az ábrán megfigyelhető a víz-cement tényező csökkentésének a térfogatvesztésre gyakorolt pozitív hatása is, mind az alumínátcementtel, mind portlandcementtel készült betonok esetében (Dorner, 2000).



7. ábra: A beton összetételének hatása a savterheléssel szembeni ellenállásra (Dorner, 2000)

Az alumínátcement esetében meg kell említeni, hogy alkalmazása gyakran nem megengedett beton- és vasbeton előállítására, így szennyvíz-műtárgyak építésére sem.

A biogén kénsavval szembeni ellenállás cementtel javítására irányuló vizsgálatok Németországban folytak alumínátcement habarcsokkal (Hofmann, 1997).

Az eredmények azt mutatják, hogy az aluminátcement habarcsok nagyobb ellenállásúak a biogén kénsavakkal szemben (Rammeisberg, 2000).

Különleges cementekkel kapcsolatos tapasztalatokra csak kevés példát találunk Európában. Különböző vizsgálatokból ismert, hogy melyik cementfázis reagál a savas oldatokkal, illetve járul hozzá a korróziós mélység növekedéséhez (Franke, 1996; Grabau, 1994; Herold, 1996). A károsodás egyik mértékadó paramétere a CaO-tartalom, de a pH-érték függvényében más könnyen oldatba menő elemek (alkáliák), illetve nehezen oldódó összetevők (SiO<sub>2</sub>) is befolyásolják a károsodás fokát. Mindezek mellett a habarcs, illetve a beton lehető legtömörebb szerkezetének jelentőségét is igazolták.

A vizsgálatokba csak ritkán vonta be kohósalak cementet. A CEM III/A és a CEM III/B kohósalak cementek a savakkal szembeni ellenállás szempontjából előnyös tulajdonságúak (Franke, 1996; Grabau, 1994; Herold, 1996).

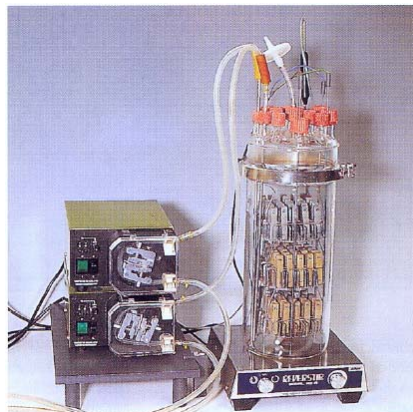
A 7. ábrán megjelenített vizsgálati eredmények azt mutatják, hogy a kohósalak cementtel készült beton savakkal szembeni ellenállása nagyobb, mint a portlandcementtel készült betoné, és nem kisebb, mint az aluminátcementtel készült betoné (Dorner, 2000). A vizsgálat során a próbatesteket 14 napig 50%-os Na<sub>2</sub>SO<sub>4</sub> oldatban (pH=4,5) tárolták.

A következőkben olyan vizsgálatokat írunk le, amelyek azt tanulmányozták, hogy milyen mértékben javítható a habarcsok biogén kénsavhatással szembeni ellenállása, illetve a nagy teljesítőképességű betonok szervesetlen kénsavhatással (pH=1) szembeni ellenállása kohósalak cement alkalmazásával.

## 2.2 Kohósalak cementekkel készült habarcsok vizsgálata

### 2.2.1 Vizsgálati eljárás

Német kutatók olyan vizsgálati eljárást dolgoztak ki, amelyik megismételhető módon állítja elő a szennyvízcsatornáknak fellépő biogén kénsavas korróziót (Hofmann et al., 1997). Az eljárás segítségével különböző kohósalak cementekkel készült habarcsokon végeztek vizsgálatokat (Hormann, 1999). A vizsgálat során pH=3,0–3,5 kémhatás mellett kénbaktériumokat (tiobaktérium-tiooxidáns sejteket) tenyésztettek egy fermentáló készülékben. Ezeket a baktériumokat azután tápoldattal egy üvegből készült laboratóriumi bioreaktorba (8. ábra) vezették, és ott habarcskaszabokba tárolták. A hasábok felületén nagyon gyorsan zárt biofilm képződött.



8. ábra: Bioreaktor a habarcskaszabok biogén kénsavas korrózióval szembeni ellenállásának vizsgálatára (Hofmann et al., 1999)

## 2.2.2 Alkalmazott cementek

A vizsgált kohósalak cementek szilárdsági jelük és kohósalak tartalmuk szempontjából különböztek egymástól, de ugyanazon gyártótól („A”) származtak, így az alkalmazott klinker ugyanolyan volt. Ugyanakkor bevontak a vizsgálatba egy azonos 32,5 szilárdsági osztályú és azonos kohósalak-tartalmú, de másik gyártótól („B”) származó CEM III/B jelű cementet is, amelyet ugyanazzal a kohósalakkal állítottak elő, mint az „A” jelű gyárban előállított cementet, azonban klinkertartalma eltért az „A” jelű gyárban előállított cementétől (6. táblázat).

6. táblázat: A vizsgálatához alkalmazott cementek típusa és kohósalak tartalma

Cement	Kohósalak tartalom, m%
CEM I 32,5 R (1. referencia cement)	0
CEM III/A 32,5	63
CEM III/B 32,5 („A”)	74
CEM III/B 32,5 („B”)	73
CEM III/B 42,5	67
aluminátcement (2. referencia cement)	0

## 2.2.3 Habarcsösszetétel, próbatestek, tárolás

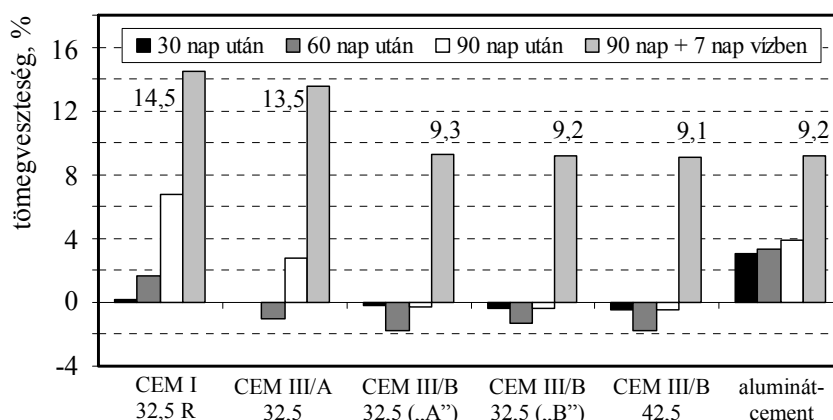
A vizsgálatához 10×10×60 mm méretű 0,4 víz-cement tényezőjű habarcs-hasábokat használtak. A szulfátálló portlandcementhez és a kohósalak cementekhez kvarchomok, az aluminátcementhez pedig zúzott aluminátklinker adalékanyagot keverték. A viszonylag kis hasábméretük miatt 0,2/0,5 mm-es szemnagyságú (30 %), valamint 0,5/1,0 mm-es szemnagyságú (70 %) frakciókat használtak. Keverékenként 10 db hasábot készítettek, amelyeket egy nap után kiszalutáltak, majd 28 napon keresztül vízben tárolták, azután 6 db-ot nedvesen helyeztek be a bioreaktorba, a maradék 4 hasáb pedig referenciaként szolgált a nyomószilárdsági vizsgálatokhoz. 30, 60 és 90 nap elteltével a szemrevételezés mellett a tömegvesztésüket, valamint a hajlító-húzószilárdságot és a nyomószilárdságot vizsgálták.

## 2.2.4 A tömegvesztés vizsgálatának eredményei

A 30, 60 és 90 nap után megállapított tömegvesztéseket a 9. ábra foglalja össze. A vizsgált kohócementek 30 nap bioreaktorban tárolás után tömegvesztésüket nem mutattak. 60 nap elteltével mind a négy habarcsnál 1 – 1,8 %-os tömegnövekedést mértek, míg a CEM I 32,5 jelű cement, valamint az aluminátcement esetében tömegvesztésüket állapították meg. A tömegnövekedés folyamata minden esetben megszűnt a 90. napra. Ebben az időpontban a CEM III/A 32,5 és a CEM III/B 32,5 (A. gyártó) jelű cementeknél valódi tömegvesztések adódtak a kiindulási tömeghez viszonyítva. A legnagyobb tömegvesztésüket a CEM III/A 32,5 jelű cementnél állapították meg. A tömegnövekedés okának nem jártak utána e vizsgálat keretében, azt feltételezték, hogy a tömegnövekedés a szövetszerkezetben végbemenő kémiai reakciókra, például gipsz- és ettringit képződésére vezethető vissza.

A 90 nap utáni vizsgálatot követő 7 napos vízben tárolás az adatok drasztikus megváltozásához vezetett. A vízben tárolás tartama alatt mindegyik habarcsnál a felszín anyagának feloldási jelensége következett be, azonban különböző mértékben. A kohósalak cementek esetében a tömegvesztések végértéke a CEM III/B 42,5 jelű cementnél tapasztalt 9,1 %-tól a CEM III/A 32,5 cementnél megállapított 13,5%-ig terjedt. A CEM I 32,5 R jelű

referencia cementnél rögzítették a legnagyobb tömegvesztést (14,6%), miközben a 2. referenciacementnél (aluminátcement) 9,2% tömegvesztést mértek, ami gyakorlatilag a CEM III/B kohósalak cementek tömegvesztésének felel meg.



9. ábra: Habarcs próbatetek tömegváltozása biogén kénsavas korrózióvizsgálat során (Hormann, 1999)

## 2.2.5 Hajlító-húzószilárdság és nyomószilárdság vizsgálatok eredményei

A tömegvesztés vizsgálatok kiegészítéseként a hajlító-húzó szilárdságot és a nyomószilárdságot is vizsgálták a kutatók. Míg a vízben tárolt próbatesteket előkezelés nélkül lehetett vizsgálni, addig a savnak kitett hasábok térfogatát ki kellett egyenlíteni. A kiegyenlítéshez aluminátcement-pépet ( $v/c=0,26$ ) használtak. Mivel a hasábok már nem rendelkeztek pontosan a  $10 \times 10 \times 60$  mm-es kiindulási mérettel, az eredményeket nem  $N/mm^2$ -ben, hanem N-ban mért abszolút értékekkel adták meg (7. táblázat).

A megállapított törőerők azt mutatták, hogy a CEM I 32,5 R jelű cementtel készített próbatetek lényeges nyomószilárdság csökkenést szenvedtek el, míg a hajlító-húzószilárdság csökkenése kisebb mértékű volt, mint a CEM III/A 32,5 jelű cementé. A kohósalak cementek sem nyomószilárdság csökkenés, sem hajlító-húzószilárdság csökkenés szempontjából nem mutattak egységes tendenciát. A három CEM III/B jelű cement közel azonos nyomószilárdság-csökkenést mutatott. Figyelemre méltó, hogy 90 napos savterhelés után körülbelül ugyanakkora hajlító-húzószilárdság adódott, mint a vízben tárolt hasáboknál.

7. táblázat: Habarcsokon végzett 90 napos biogén kénsavas korrózióvizsgálat eredményei (Hormann, 1999)

Cement	Törőerő nyomó igénybevétel esetében, N			Hajlítóerő hajlító-húzó igénybevétel esetében, N		
	bio-reaktorban tárolt	vízben tárolt (etalon)	csökkenés, %	bio-reaktorban tárolt	vízben tárolt (etalon)	csökkenés, %
CEM I 32,5 (1. ref.)	2275	6006	62,1	147,5	175,6	16,0
CEM III/A 32,5	4950	5731	13,6	111,3	145,0	23,2
CEM III/B 32,5 („A”)	5538	7056	21,5	123,8	127,5	2,9
CEM III/B 32,5 („B”)	4163	5556	25,1	107,5	103,8	-3,6
CEM III/B 42,5	4975	6313	21,2	123,8	143,8	13,9

## 2.2.6 A vizsgálat eredményeinek értékelése

A vizsgálatok eredményei egyértelműen azt mutatják, hogy a kísérleti feltételekkel a kohósalak cementek biogén kénsavas behatással szemben - a tömegveszteséget és a nyomószilárdság csökkenését tekintve - nagyobb ellenállást mutatnak a CEM I 32,5 R jelű portlandcementhez viszonyítva. Az aluminátcementhez viszonyítva nem lehet előnyt megállapítani, a CEM III/B jelű kohósalak cementtel készült próbatestek – kifejezetten a tömegveszteséget tekintve – hasonló eredményeket mutattak fel a biogén kénsavas behatással szemben, mint az aluminátcementtel készült próbatestek.

## 2.3 Kohósalak cementtel készült nagy teljesítőképességű betonok vizsgálata

### 2.3.1 Az alkalmazott cementek

Szintén német kutatók vizsgálatokat végeztek kohósalak cementekkel készült nagy teljesítőképességű betonokkal, amelyekhez ugyancsak a 6. táblázatban felsorolt kohósalak cementeket alkalmazták (Franke, 1999). A kísérletek során egy korábbi munkájukra támaszkodtak (Franke et al., 1996). Kiegészítésként alkalmaztak egy CEM III/A 52,5 jelű cementet is a „B” jelű gyárból, 45 m% kohósalak tartalommal. Referencia cementként CEM I 42,5 R-S jelű szulfátálló portlandcementet használtak.

### 2.3.2 Betonösszetétel, próbatestek, tárolás

Az összetételre vonatkozóan a kohósalak cementtel készült nagy teljesítőképességű betonokkal kapcsolatban más kutatók tapasztalatait vették alapul, amellyel nagyon tömör betonstruktúrával, jól bedolgozható betonokat tudtak előállítani (Lang, 1998). A keverékek jellemzőire vonatkozó adatokat az 8. táblázat tartalmazza.

8. táblázat: Nagy teljesítőképességű betonok összetétele (Franke, 1999)

Beton azonosító jele	Referencia	1.	2.	3.	4.	5.
cementfajta	CEM I 42,5 R-S („C” gyár)	CEM III/A 32,5 (I) („A” gyár)	CEM III/B 32,5 (2) („A” gyár)	CEM III/B 32,5 („B” gyár)	CEM III/B 42,5 („A” gyár)	CEM III/A 52,5 („B” gyár)
cementtartalom, kg/m <sup>3</sup>	350	455				
víz-cement tényező	0,35	0,34				

Minden keverékből 16 db  $\phi$ 100/180 mm henger alakú próbatesteket készítettek, amelyeket két nap után zsaluzták ki, majd 5 nap elteltével - 45 nap időtartamra - klímahelyiségben helyezték vízbe. Az 56. napon minden keverékből 6 db betonhengert 2 nap előzetes vízben tárolás után 150 nap időtartamra pH=1 kémhatású kénsavba helyezték. Ez idő alatt 6 db referencia betonhengert víz alá helyezték a húzószilárdság vizsgálathoz.

### 2.3.3 Kísérleti paraméterek

A betonok korrozív hatásokkal szembeni ellenállását több jellemző alapján értékelték: 70, 96 és 150 napos savterhelés után minden sorozat minden próbatesten szemrevételezéssel korróziós mélységet állapítottak meg a próbatesteken kialakított bemetszéseknel. A kísérletek befejezése (150 napos savban tárolás) után pedig kiegészítésként mikroszkópos korróziós mélységet mértek a laza részekről kefével megszabadított próbatesteken. A 150 napos savban

tárolás után ezen kívül meghatározták a maradó nyomószilárdságot. A maradó nyomószilárdság meghatározásához kb. 100 mm magasságú próbatesteket fűrészelték ki a vizsgálati darabokból. A maradó törőerők segítségével további korróziós mélységeket számítottak ki, amelyek arról nyújtanak tájékoztatást, hogy a teherbíró képesség szempontjából milyen betonmag vehető figyelembe.

### 2.3.4 Korróziós vizsgálatok eredményei

A próbatestek korróziós vizsgálatot követő állapotát 10. ábrán mutatjuk be, a vizsgálati eredmények átlagértékeit pedig a 9. táblázatban foglaltuk össze.



10. ábra: CEM I 42,5 R-S szulfátálló referencia cementtel (a) és CEM III/A 52,5 jelű kohósalak cementtel (b) készült próbatestek állapota 150 napos kénsavterhelés (pH=1) előtt és után (Franke, 1999)

A vizsgálatok eredményei szerint bármely cementtel készült beton nyomószilárdsága 56 napos előzetes, majd az utána következő 150 napos vízben tárolás után a várakozásnak megfelelően jelentős (87-99 N/mm<sup>2</sup>).

A relatív maradó nyomószilárdságok mindegyik kohósalak cementtel készült beton esetén a referenciabetonon mért érték feletti. A maradó nyomószilárdságok minimum 5 %-kal meghaladják (1. beton) a referenciabeton szilárdságát. A szemrevételezéssel megállapított korróziós mélységek jól megegyeznek a törőerőből megállapított korróziós mélységekkel. A kutatók szerint a korróziós mélységet lényeges jellemzőként kell figyelembe venni a savval szembeni fokozott ellenállás mértékének megítéléséhez, ahol a legnagyobb kifejező ereje a maradó nyomószilárdságból számított korróziós mélységnek van (Franke, 1999). A legnagyobb korróziós ellenállása a CEM III/A 52,5 cementtel készült 5. betonnak van, amelynek számított korróziós mélysége (4,3 mm) közel 40%-kal a referenciabeton értéke (7 mm) alatt helyezkedik el. Ugyanakkor az összes többi, kohósalak cementtel készült, nagy teljesítőképességű beton is nagyobb ellenállást biztosított a kénsavterheléssel szemben. A vizsgált betonok teljesítik a vonatkozó irányelvben szereplő kommunális szennyvizek fokozott kémiai igénybevételének kitett betonokkal szemben támasztott követelményeit (Franke et al, 1997). A kohósalakban gazdag kohósalak cementek ezért az ott megadott megfelelően összeállított különleges cementeknek tekinthetők (Franke, 1999).

9. táblázat: Korróziós vizsgálati eredmények átlagértékei 150 napos kénsavterhelés (pH=1), ill. vízben tárolás után (Franke, 1999)

Jellemzők	Referencia	1. beton	2. beton	3. beton	4. beton	5. beton
	CEM I 42,5 R-S	CEM III/A 32,5 („A” gyár)	CEM III/B 32,5 („A” gyár)	CEM III/B 32,5 („B” gyár)	CEM III/B 42,5 („A” gyár)	CEM III/A 52,5 („B” gyár)
Nyomószilárdság, N/mm <sup>2</sup> (vízben tárolás)	89	91	87	87	99	94
Maradó nyomószilárdság, N/mm <sup>2</sup> (savban tárolás)	66	69	70	70	78	80
Relatív maradó nyomószilárdság, %	74	76	80	80	79	85
Szembréveteléses korróziós mélység, mm	7,0	5,3	5,6	5,1	5,1	5,0
Mikroszkópos korróziós mélység, mm	8,2	5,6	6,0	5,4	5,6	5,6
Törőerőből számított korróziós mélység, mm	7,0	6,5	5,0	5,1	5,5	4,3

A hazai szakirodalomban is találhatóak hasonlóan kedvező eredmények CEM III/B jelű cementtel készült betonok kénsavterheléssel szembeni ellenállására vonatkozóan. 0,44 víz-cement tényezőjű, 2 napos korban pH=3 kémhatású kénsav-oldatba helyezett, majd 42 napig abban tárolt 150 mm élhosszúságú próbakockák közül a CEM I 32,5 R-S jelű cementtel készített betonok nyomószilárdsága 9%-kal csökkent az etalon betonokhoz képest, míg a CEM III/B 32,5 N-S jelű cementtel készített betonok esetében nem tapasztaltak kimutatható nyomószilárdság csökkenést. 7 napig meszes vízben, azután 28 napos korig laborlevegőn, majd szintén 42 napon át pH=3 kémhatású kénsav-oldatban tárolt próbakockák közül a CEM I 32,5 R-S jelű cementtel készített betonok nyomószilárdsága 7%-kal csökkent az etalon betonokhoz képest, míg a CEM III/B 32,5 N-S jelű cementtel készített betonoké csupán 3%-kal. A vizsgálat során a folyadékszintet úgy állították be, hogy az közelítőleg a próbatestek magasságának feléig érjen, így láthatóvá váltak az esetleges felületi elváltozások. A 2 napos korban a kénsav-oldatba helyezett, majd 42 napig abban tárolt próbatestek esetében a CEM I 32,5 R-S jelű cementtel készített betonokon erős mállást és fehér fátyolos sókivirágzást figyeltek meg, míg a CEM III/B 32,5 N-S jelű cementtel készített betonok felületén csak kismértékű mállást tapasztaltak és sókivirágzást nem észleltek (Balázs és társai, 2007).

### 3. NAGY TELJESÍTŐKÉPESSÉGŰ BETON KIDOLGOZÁSA A BUDAPESTI KÖZPONTI SZENNYVÍZTISZTÍTÓ TELEP MŰTÁRGYAIHOZ

#### 3.1 A Budapesti Szennyvíztisztító Telep bemutatása

Budapest legsűrűbben lakott, központi területén keletkező szennyvizek jelenleg kezeletlenül kerülnek a Dunába, és a főváros teljes szennyvízmennyiségének mindössze 1/3-a kap megfelelő tisztítást. A szennyvizek 15 %-át csupán mechanikailag, 10 %-át biológiailag, 24% -át tápanyag eltávolítással kezelik. A szennyvizek 51 %-a kezelés nélkül kerül a Dunába.

A Budapesti Központi Szennyvíztisztító Telep és kapcsolódó létesítményei beruházás megvalósításának elsődleges célja, hogy a napjainkban a Dunába a Főváros 16 pontján beömlő szennyvizeket összegyűjtsék, és tisztítótelepre vezessék. Így elérhetjük, hogy ne kerüljön kezeletlen szennyvíz a Dunába, ezáltal csökkenjen a folyó és a partvonal ökológiájának terhelése, szennyezése. E cél elérése érdekében a városfejlesztési tervek két teljesen új telep megvalósítását célozták meg: a Csepel-sziget északi részén létesülő

*Budapesti Központi Szennyvíztisztító Telepet, valamint a Dél-Budai regionális szennyvíztisztítót.* A Budapest kerületeinek csaknem felét kiszolgáló Csepel-szigeti létesítmény megvalósítása a közelmúltban kezdődött meg, míg a dél-budai beruházást egy külön projekt keretében valósítják meg (Enviroduna, 2008).

10. táblázat: Budapest szennyvíztermelése (Enviroduna, 2008)

Budapest területe/lakosainak száma	525 km <sup>2</sup> / 1,83 millió
Szennyvízhálózata	85 % egyesített, 15 % elválasztott
Csatornázottság	100 % (központi területeken) < 50 % (külvárosi kerületben) 105 000 lakosnak nincs csatornája
Teljes száraz idej szennyvízhozam	580 000 - 630 000 m <sup>3</sup> /d
Budapest vízellátása	A lakosság 99 %-a rendelkezik ivóvíz ellátással (fő forrás a Duna melletti kavicssterasz)

Budapest szennyvízelvezető rendszerének 85 %-a egyesített, vagyis a csapadék- és egyéb szennyvizek közös csatornába kerülnek. A főváros teljes évi szennyvíztermelését kitevő, a Dunába kerülő napi kb. 600 000 m<sup>3</sup> szennyvíz mintegy fele jelenleg a két meglévő szennyvíztisztító telepre folyik, az *Észak-pesti* és a *Dél-pesti szennyvíztisztító telepre*.

Az új szennyvíztisztító telep a Csepel-sziget északi részén, az úgynevezett szigetcsúcs nyugati oldalán helyezkedik majd el, a Duna 1641 és 1642 fkm-e között, kb. 29 hektár hasznos területen.



11. ábra: Budapesti Központi Szennyvíztisztító Telep építés közben (fényképezte: Vanik Zoltán)

Szennyvíz mennyiségi adatok, a tisztítótelep tervezett kapacitása:

Maximális napi szennyvízmennyiség	350 000 m <sup>3</sup> /nap	
Átlagos napi szennyvízmennyiség	350 000 m <sup>3</sup> /nap	
Csapadékos csúcsmennyiség (mechanikai)	37 500	m <sup>3</sup> /óra
Lakosegyenérték	1 450 000	
Mechanikai tisztító kapacitás	900 000 m <sup>3</sup> /nap	

Az alkalmazott iszapkezelési eljárás során a szennyvíztisztító telepből érkező szennyvíziszapot, azaz a szilárd maradványt fertőtlenítés céljából a kórokozó mikroorganizmusok elpusztítása érdekében 70 °C-ra felmelegítik, majd anaerob folyamattal 55 °C -on rothasztják, stabilizálják, végül mintegy 28%-os szárazanyag-tartalom eléréséig víztelenítik. Az anaerob rothasztási folyamat során biogáz keletkezik, amely metánban gazdag értékes tüzelőanyag, ezért hő- és elektromos energia előállítására céljából gázmotorokban égetik el (Enviroduna, 2008).



A *Budapesti Központi Szennyvíztisztító Telepre* a szennyvíz eredetének szempontjából 3 típusú szennyvíz fog érkezni: kommunális eredetű szennyvíz, ipari eredetű szennyvíz, csapadékvizek. A tisztított szennyvízzel szembeni minőségi követelményeket, illetve a tisztított szennyvíz Dunába vezethetőségével kapcsolatos követelményeket a 220/2004 (VII.21.) Korm. rendelet és a 28/2004 (XII.25.) KvVM rendelet írja elő.

A *Budapesti Központi Szennyvíztisztító Telep* ezen feltételeknek megfelelően végzi majd a szennyvíz kezelést, és biztosítja, hogy a biológiailag tisztított szennyvízmennyiség (max. 525 000 m<sup>3</sup>/d) a 11. táblázatban megadott határértékeknek megfelelően:

11. táblázat: Garantált elfolyó tisztított szennyvíz minősége (Enviroduna, 2008)

Szennyvíz jellemzői	Határérték napi átlag minták alapján, mg/l	A tesztelés 1 éve alatt a határérték fölötti minták maximálisan megengedett száma* <sup>1</sup>	Maximális érték napi átlag minták alapján, mg/l
összes lebegő anyag	35	25	85
BOI <sub>5</sub>	25	25	50
KOI	125	25	250
összes N	30	25	50
NH <sub>4</sub> -N	5	25	15
NO <sub>3</sub>	75	25	150
összes P	2	25	4

\* Havonta legfeljebb két minta

Minta: 24 órás, szennyvízmennyiséggel arányos átlag (összesített) minta.

Tesztelés éve: a próbaüzem alatt 365 minta vizsgálatára kerül sor.

Határérték: egy napi átlag (összesített) mintán az adott paraméterre megállapított érték. A határérték korlátozott számú alkalommal túlléphető.

Maximális érték: egy napi átlag (összesített) mintán az adott paraméterre megállapított érték. A maximális értéket nem szabad túllépni.

### 3.2. Feladat meghatározása

Kutatás-fejlesztési munka keretében feladatunk volt a Budapesti Szennyvíztisztító Telep műtárgyak korróziós és eróziós hatásoknak ellenálló vízzáró, repedésmentes vasbeton szerkezeteihez (primer védelem), kis hőfejlesztésű, kis cementtartalmú beton összetételének megtervezése, a szilárdsági követelmények figyelembevételével.

A tervezést, a próbakeveréseket, valamint a friss- és megszilárdult beton vizsgálatokat a Budapesti Műszaki Egyetem Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszékén végeztük. A feladathoz 6 különböző betongyár alapanyagait (adalékanyag és adalékszer), valamint kétfajta célszerűen megválasztott (nyári és téli betonozás) cementet használtunk.

A munka során különös gondot fordítottunk a friss beton nagy teljesítőképességének biztosítására, ezért egy könnyen bedolgozható, kedvező konzisztencia eltarthatóságú (easycrète) beton tervezését céloztuk meg. A konzisztencia eltarthatóságon túl, a nyomószilárdságot és a vízzáróságot is vizsgáltuk.

A beton tartósságát a cement megválasztásával és a beton tömörségével (vízzáróság és nyomószilárdság) kívántuk elérni. A kutatás-fejlesztési eredmények alapján betontechnológiai utasítást készítettünk.

### 3.3 Korrózióálló betonnal szemben támasztott követelmények kielégítésének eszközei

#### 3.3.1 Általános tervezési irányelvek

A beton és vasbeton szerkezetek tartóssága a beépített beton tulajdonságaitól és összetevőitől (*primer védelem*), és a beton felületvédelmétől (*szekunder védelem*) függ. A vasbeton szerkezetek tartósságát a következő betontechnológiai intézkedésekkel érhetjük el:

- A cementfajta megfelelő kiválasztása (kis hőfejlesztésű, szulfátálló).
- A cementtartalom lehetséges csökkentése a minimális cementtartalom figyelembe vételével.
- A víztartalom csökkentése a szilárdság, vízzáróság és repedésmentesség biztosításához, figyelembe véve a friss beton teljesítőképességét.
- Nagyobb, mint  $60 \text{ N/mm}^2$  átlagos nyomószilárdság előírása.
- Hatékonyan tömöríthető betonösszetétel tervezése, anélkül, hogy a friss beton szétesztályozódna.
- A betonszerkezetek felületén a tömörítési hiányosságok (ún. *lunkerek*) számának és méretének csökkentése a korróziós hibahelyek kiküszöbölése érdekében (13. ábra).
- Elegendő tapadó-húzószilárdság ( $\geq 1,5 \text{ N/mm}^2$ ) a felületvédelem fogadásához és időállóságához.



13. ábra: Korróziós hibahelyek a beton felületén (bal oldalon: vékony cementpéppel eltakart tömörítési hiányosság, jobb oldalon: ugyanazon tömörítési hiányosság a vékony cementpép eltávolítása után)

#### 3.3.2 Vízzáró beton technológiája

A betonszerkezetek tartósságának egyik feltétele a vízzáró beton. A vízzáró szerkezetek tervezése során a beton vízzáróságát és a szerkezet repedésmentességét, továbbá a munkahézagok, ill. tágulási hézagok vízzáróságát kell egyidejűleg biztosítani.

Vízzáró betonkészítés főbb irányelvei:

- víz-cement tényező  $< 0,6$  (víztartalom  $< 190 \text{ l/m}^3$ )
- minimális finomrész tartalom a  $d_{\text{max}}$  függvényében
- tömörítés min. 20 másodperc,  $V_L < 2\%$
- utókezelés legalább 14 napig
- konzisztencia a munkahelyen:  $450 \pm 30 \text{ mm}$  területtel mérve

A vízzáróság gyakorlati értelmezése: meghatározott egyoldali víznyomás esetén a próbatest ellentétes oldalán meghatározott mennyiségű víz jelenik meg. Ennek megfelelően a vízzárósági fokozatok:

- különlegesen vízzáró:  $0,1 \text{ l/m}^2\text{nap}$
- vízzáró:  $0,2 \text{ l/m}^2\text{nap}$

- mérsékelt vízzáró: 0,4 l/m<sup>2</sup>nap

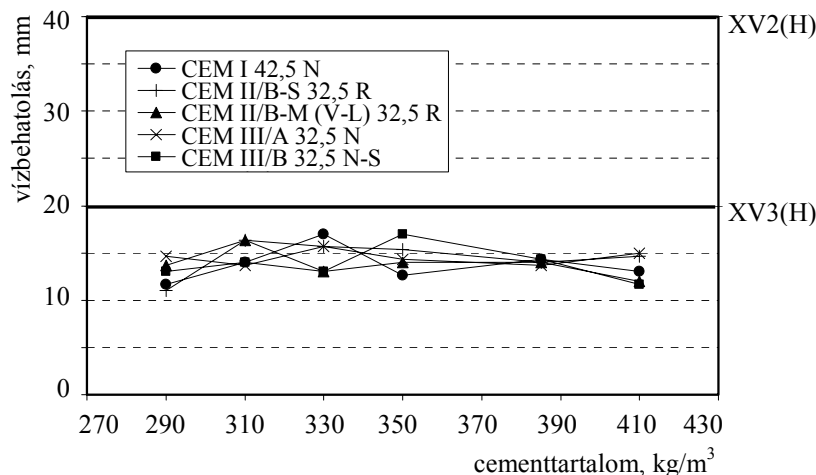
A gyakorlatban a vízzáróság megítélését nehezíti, hogy nem vízáteresztési együtthatót mérünk, hanem vízbehatolási vizsgálatot végzünk. A vízzáróság vizsgáló készülékeken végzett mérések nem teszik lehetővé, hogy azokból valóságos vízáteresztő-képességet lehessen becsülni.

A hazai előírások (MSZ 4798-1:2004) a víz behatolási mélység alapján különböztetik meg a vízzárósági fokozatokat. A vizsgálat során 72 órán át ható 5 bar víznyomás után kell megmérni a vízbehatolási mélységeket.

- XV3(H) kitéti (környezeti) osztály esetén max. vízbehatolás: 20 mm
- XV2(H) kitéti (környezeti) osztály esetén max. vízbehatolás: 40 mm
- XV1(H) kitéti (környezeti) osztály esetén max. vízbehatolás: 60 mm

A BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszéken kutatás-fejlesztési feladat keretében 5 különböző cementtel készített betonokon végeztünk friss- és megszilárdult beton vizsgálatokat. A következőkben bemutatjuk a vízzáróság és a nyomószilárdság vizsgálat néhány eredményét.

A vízzáróság vizsgálatot 28 és 180 napos korban végeztünk. A hatféle cementadagolással és 190 l/m<sup>3</sup> vízadagolással készített betonon mért 28 napos vízbehatolási mélységek az 14. ábrán láthatók (Zsigovics et al., 2006).



14. ábra: Különböző típusú és adagolású cementekkel készült betonok vízzárósága

Megfigyelhető, hogy a betonok 290-410 kg/m<sup>3</sup> cementadagolás esetén megfelelnek az XV3(H) kitéti (környezeti) osztály előírásának. A betonok vízzárósága a beton korával tovább javult, 180 napos korra a vízbehatolás mértéke mintegy 3-5 mm-rel csökkent.

A 290, 310, 330 és 410 kg/m<sup>3</sup> cementadagolással készült betonok nyomószilárdságát (28 és 56 napos korban) a 12. táblázatban mutatjuk be.

A Fehér-kád irányelv (ÖVBB, 2002) CEM II és CEM III típusú cementek esetében lehetőséget ad arra, hogy az előírt nyomószilárdsági osztályt csak 56 napos korban érjük el. A táblázatban látható, hogy a kis hőfejlesztésű CEM II és CEM III típusú cementekkel készült, 190 kg/m<sup>3</sup> vízadagolású betonok megfelelnek a fenti előírásban javasolt C20/25 illetve a C25/30 szilárdsági osztálynak, a szükséges vízzáróság biztosítása mellett.

A beton konzisztenciáját adalékszerekkel lehet biztosítani, amelyek megválasztásánál törekedni kell arra, hogy a beton összetartó képességét és vízzáróságát javítsuk, valamint legalább másfél óra konzisztencia eltarthatóságot biztosítsunk a betonnak a jobb tömöríthetőség és a könnyebb bedolgozhatóság érdekében. Ezzel eljutottunk az *easycrète* betonok kérdéséhez.

12. táblázat: Különböző típusú és adagolású cementekkel készült betonok nyomószilárdsága

Cement típusa	Víztartalom, kg/m <sup>3</sup>	Cementtartalom, kg/m <sup>3</sup>			
		290 kg/m <sup>3</sup>	310 kg/m <sup>3</sup>	330 kg/m <sup>3</sup>	410 kg/m <sup>3</sup>
<b>28(56) napos nyomószilárdság, N/mm<sup>2</sup></b>					
CEM I 42,5 N	190	34(40)	36(44)	40(48)	50(60)
CEM III/B 32,5 N-S		24(32)	27(36)	30(39)	40(53)
CEM II/B-M (V-L) 32,5 R		26(33)	30(36)	34(42)	48(58)
CEM III/A 32,5 N		25(33)	29(33)	32(37)	42(48)
CEM II/B-S 32,5 R		28(31)	31(35)	35(39)	44(49)
<b>Nyomószilárdsági osztály</b>					
CEM I	190	C20/25(C25/30)	C25/30(C30/37)	C25/30(C30/37)	C35/45(C40/50)
CEM II, CEM III		C16/20(C20/25)	C16/20(C20/25)	C20/25(C25/30)	C25/30(C30/37)

### 3.3.3 Easycrete beton technológiája

Az *easycrete* beton egy nagy teljesítőképességű, kedvező konzisztencia eltarthatóságú, jó összetartó képességű, stabil, könnyen tömöríthető beton. Alapvető tervezési irányelvekként a következők vehetők figyelembe:

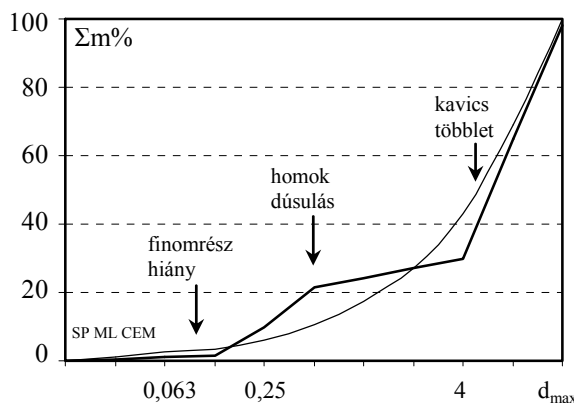
- cementtartalom csökkentése (zsugorodás, hőfejlődés, repedésérzékenység, telítettség, tömöríthetőség miatt),
- homoktartalom csökkentése (töppedés, vízigény, kivézés, repedésérzékenység, tömöríthetőség, légtartalom, adalékszer igény miatt),
- víztartalom csökkentése (zsugorodás, repedésérzékenység, vízzáróság, szilárdság, telítettség, kivézés, tömöríthetőség miatt),
- finomrész tartalom növelése,
- hatékony folyósító adalékszer alkalmazása.

A frissbeton teljesítőképességét jelentősen befolyásolja a homok szemeloszlása, az ideálistól való eltérése (túl sok durva homok, túl kevés finomrész) (15. ábra). Az adalékanyag finomrész-hiánya és a beton teljesítőképessége javítható mészköliszttel, kohósalakkal, pernyével és szilikaporrrel (szilika-szuszpencióval).

Homoktartalmat csökkenteni a szétosztályozódási hajlam figyelembevételével szabad.

A cementtartalmat csökkenteni lehet a szilárdsági igényeket szem előtt tartva a szükséges víztartalom függvényében.

Az adalékszert a feladatnak és a cementtel való összeférhetőségnek megfelelően kell megválasztani. Az összeférhetőséget és a konzisztencia eltarthatóságot habarcsvizsgálatokkal célszerű megállapítani.



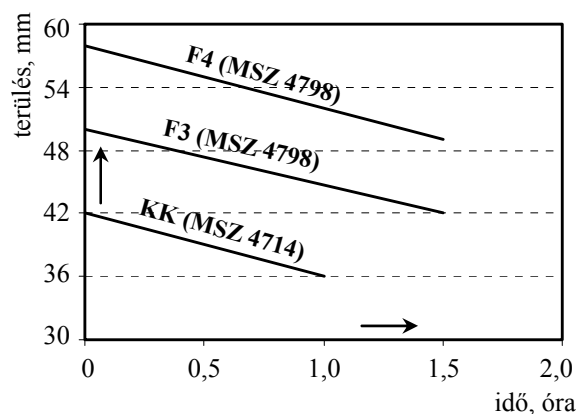
15. ábra: Homokos kavics adalékanyag kedvezőtlen szemeloszlásának jellegzetességei

Vizet csökkenteni 150 l/m<sup>3</sup>-ig célszerű. Ennél kisebb vízadagolás esetén jelentősen nő a frissbeton folyósító adalékszer igénye és konzisztencia érzékenysége, már kis mértékű (5 - 10 l/m<sup>3</sup>) víztartalom változásra is. Célszerű, ha lehet 160 l/m<sup>3</sup> víztartalom fölött maradni. A beton víztartalom szempontjából kis zsugorodásúnak tekinthető 170 l/m<sup>3</sup> víztartalomig.

A beton zsugorodása csökkenthető péptartalom csökkentéssel (víztartalom csökkentéssel), acélszál adagolás mennyiségének növelésével és/vagy zsugorodáskompenzáló adalékszer adagolással (Zsigovics, 2006b, 2007).

A konzisztenciát 500-600 mm közé kell beállítani. 600 mm felett a beton kezd szétosztályozódni, ha az nem öntömörödő beton. 500 mm alatti konzisztencia esetében nem, vagy nehezen biztosítható a beton konzisztencia eltarthatósága.

A konzisztencia eltarthatóság igénye minimum 1,5 óra (16. ábra).



16. ábra: Beton konzisztencia eltarthatóságának javasolt követelménye

Az *easycrete* technológia gondos kivitelezése végrehajtása lehetővé teszi a *lunkerek* képződésének csökkentését, vagy megszüntetését. Ha a beton habarcsstartalma csökken, a finomrész tartalma pedig növekszik, továbbá a folyósító adalékszer megfelelő mozgékonyt (konzisztencia) biztosít a beton számára, akkor a tömörítés hatékony, és a beton homogén marad a tömörítés során. Nem jön létre szétosztályozódás, habarcs, pép, és víz szegregáció, amit ráadásul a formaleválasztó szer és a zsaluzat állapota legtöbbször hátrányosan módosít. Így elérhető, hogy a beton minősége (tartóssága) is jelentősen javuljon a szerkezet felületén, ahol a korrózió és erózió először támad.

Minden olyan technológiai eszköz, amely javítja a vasbeton szerkezetek primer védekező képességét, a szerkezetek felületének struktúráját (pl. zsaluzatra felragasztott speciális vízelvező textília) rendkívül fontos, mivel a tömörítés hatása a szerkezetépítés során a szerkezet felületéhez közeledve csökken, amit az acélaratúra tovább gátol és a formaleválasztó szer légbuborék képző hatása pedig kifejezetten káros hatású. Ezért nehéz önmagukban laboratóriumi vizsgálatokkal megítélni a beton korróziós ellenállását, mert a laboratóriumi próbatesteket legtöbb esetben a sablon vibrálásával tömörítik, ami jobb, tömörebb felületeket eredményez, mint az építési körülmények között készített beton, és speciális vizsgálatokat leszámítva acélbetét sincs a próbatestben. Újabb technológiai fejlesztések eredményeként helyszíni zsaluvibrálási módszerek is rendelkezésre állnak jobb, tartósabb betonszerkezetek/felületek előállításához.

### 3.4 A betonösszetétel kidolgozása a fenti irányelvek és a vonatkozó szabványok alapján

A repedésérzékenység csökkentését, a kis cementtartalmat, a kis hőfejlesztést, a nagy tömörséget és a 60 N/mm<sup>2</sup> feletti nyomószilárdságot egyidejűleg teljesíteni csaknem

lehetetlen feladat, mert a befolyásoló tényezők a betontechnológiai jellemzők éppen ellentétes irányú változtatását igénylik.

Jelen feladatunkban, a műtárgy tervezője által megadott beton jele: C30/37-XV2(H)-XD2-XA2-32-F4-MSZ 4798-1:2004 volt, eleve kizárt néhány paramétert.

A beton megtervezése során a *primer védelemre* való tekintettel, az alábbi előírásokat követtük: MSZ 4798-1:2004, *Fehér-kád* irányelv (ÖVBB, 2002), valamint korábbi kutatásfejlesztési munkák eredményeit (Zsigovics et al., 2006a):

XD2 környezeti osztály esetén a beton legkisebb nyomószilárdsági osztálya C30/37, minimális cementtartalma  $300 \text{ kg/m}^3$ , a víz-cement tényező pedig legfeljebb 0,55.

XA2 környezeti osztály esetén a beton legkisebb nyomószilárdsági osztálya C30/37, minimális cementtartalma  $320 \text{ kg/m}^3$ , a víz-cement tényező pedig legfeljebb 0,50, a cement mérsékelten szulfátálló vagy szulfátálló.

A cementtartalmat  $320 \text{ kg/m}^3$ -re terveztük, ami biztosítja a kis hőfejlődést és segíti a repedésmentes építéstechnológiát. A cementtartalom szükség esetén  $330 \text{ kg/m}^3$ -re emelhető. A *Fehér-kád* irányelv (ÖVBB, 2002) szerint a kötőanyag tartalom  $265\text{-}345 \text{ kg/m}^3$  között változhat. A nyári és téli időjárási viszonyok figyelembe vételével CEM III/B 32,5 N-S és CEM II/A-V 32,5 R-S jelű cementeket javasoltunk a *Fehér-kád* irányelvet (ÖVBB, 2002) is figyelembe véve. A CEM III/B 32,5 N-S jelű cement szulfátálló, kis kezdőszilárdságú, nagy végszilárdságú, kis hőfejlesztésű. Ennek a cementnek az alkalmazása kedvező a vastag ( $\geq 40 \text{ cm}$ ) alaplemezek készítéséhez, valamint meleg időjárás esetén falak és födémek készítéséhez is. A CEM II/A-V 32,5 R-S jelű cement szulfátálló, kedvező kezdő- és végszilárdságú, mérsékelt hőfejlesztésű, kedvező térfogatállandóságú. Ennek a cementnek az alkalmazása kedvező a hideg időjárás esetén falak és födémek készítéséhez. A szulfátállóság kohósalakkal illetve pernyével való biztosítása jelentős tartósságot nyújt a beton számára.

A víztartalmat  $160 \text{ l/m}^3$ -re terveztük, ami biztosítja a legszigorúbb vízzárási feltételeket a *Fehér-kád* irányelv (ÖVBB, 2002) szerint ( $\leq 170 \text{ l/m}^3$ ).

Az adalékanyag szemeloszlását az AB és B szemeloszlási görbék közé terveztük.

A legfontosabb gyakorlati betontechnológiai tényező a konzisztencia. Az eddigi tapasztalatok alapján a mindenki által elfogadott, jól bedolgozható, könnyen kezelhető konzisztencia mintegy 500-600 mm területi érték között helyezkedik el. A tartósság szempontjából fontos tömörséget a fenti területi tartományt felölelő, F4 konzisztencia osztályú 1,5 órás konzisztencia eltarthatóságú, jól tömöríthető *easycrète* betonnal biztosítottuk. A konzisztencia és a konzisztencia eltarthatóság eléréséhez polikarboxilát-éter alapanyagú adalékszeret használtunk. A konzisztenciát úgy jellemeztük, hogy a víz hozzáadása után 5 perc múlva a terület értéke minimum 500 mm, 1,5 óra múlva minimum 420 mm legyen. Ez a feltétel egyben a beton átadás-átvételének is a feltétele. A két időpont között a konzisztencia változása lineárisnak tekintendő.

A szivattyúzhatóság, vízzáróság, konzisztencia eltarthatóság javítására és a szétosztályozódási hajlam csökkentése érdekében légpórusképző adalékszer is terveztünk a betonba, 2,5-3,5 %-os légtartalommal. A célunk ezzel az volt, hogy a betonban lévő légzárványokat átalakítsuk légpórusokká, ami egyaránt javítja a vízzáróságot és a fagyállóságot is.

Az így kialakított betonkeverékek gazdaságos beton előállítás tesznek lehetővé.

### 3.5 Frissbeton és megszilárdult beton vizsgálati eredmények

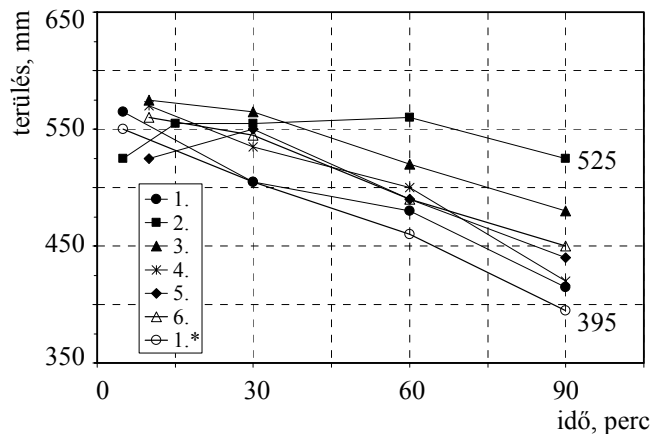
A vizsgálatokhoz a következő 7 betonkeveréket állítottuk össze:

1.-5. jelű betonkeverékek: CEM III/B 32, 5 N-S jelű cementtel, 1.-6. jelű betongyár adalékanyagával és folyósító adalékszerével készítve; 6. jelű betonkeverék: CEM II/A-V 32,5 R-S jelű cementtel, 6. jelű betongyár adalékanyagával és folyósító adalékszerével készítve.

1.\* jelű betonkeverék: CEM II/A-V 32,5 R-S jelű cementtel, 1. jelű betongyár adalékanyagával és folyósító adalékszerével készítve.

### 3.5.1 Konzisztencia eltarthatóság vizsgálat eredményei

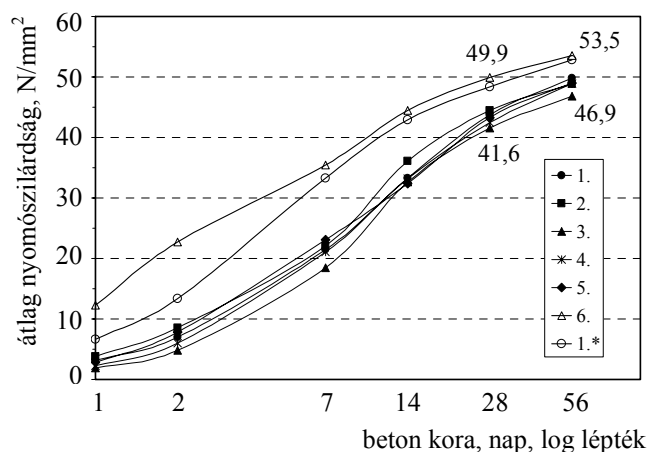
A nyomószilárdság teljesítésén túl feladatunk volt a frissbeton konzisztencia eltarthatóságának biztosítása. Az adott feltételekkel (cementtartalom, víztartalom, adalékanyag szemeloszlás) a feladat megoldását a homok minősége és az alkalmazott adalékszer fajtája határozta meg. Több esetben szükség volt a homokfajta változtatására, hogy az előírt teljesítőképességet el tudjuk érni. Előkísérletek alapján a feladatot polikarboxilát-éter bázisú adalékszerrel tudtuk a legsikeresebben megoldani. A 17. ábrán mutatjuk be a konzisztencia eltarthatóság alakulását. Az 1. jelű betongyár alapanyagaiból mindkét típusú cementtel készítettünk keveréket, a 2.-5. jelű gyár alapanyagaival csak a CEM III/B 32,5 N-S jelű cementtel, a 6. jelű betongyár alapanyagiból pedig csak a CEM III/A-V 32,5 R-S jelű cementtel. A 17. ábrán megfigyelhető a gyakorlatilag azonos összetételű friss betonok eltérő teljesítőképessége. Az 1., az 1.\* és a 4. jelű beton egy óráig, a 3., az 5. és a 6. jelű beton másfél óráig, a 2. jelű beton pedig két óráig volt eltartható. A beton tartósságát előtérbe helyezve, a jó tömöríthetőség szempontjából választottuk ki az optimális keveréket.



17. ábra: C30/37-XV2(H)-XD2-XA2-32-F4-MSZ 4798-1:2004 jelű betonok konzisztencia eltarthatósága

### 3.5.2 Nyomószilárdság vizsgálat eredményei

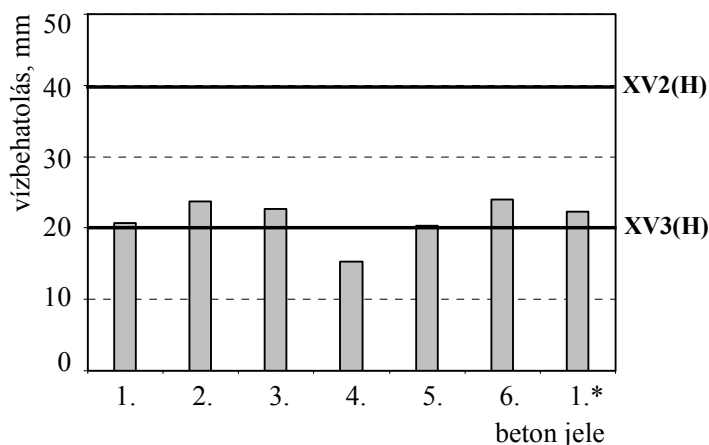
A nyomószilárdság vizsgálatot 1, 2, 7, 14, 28 és 56 napos korban végeztük el, keverékenként 3 db 150 mm élhosszúságú szabványos próbakockán. A vizsgálat eredményeit a 18. ábrán adtuk meg. A vizsgált betonok nyomószilárdsága logaritmikus időléptékben 56 napos korig közel lineárisnak tekinthető. A CEM II/A-V 32,5 R-S jelű cementtel készült betonok kb. 4-szeres kezdőszilárdságot adtak, mint a CEM III/B 32,5 N-S jelű cementtel készült betonok. A betonok 28 napos korra csak a C25/30 jelű nyomószilárdsági osztályt teljesítik, azonban a Fehér-kád irányelv (ÖVBB, 2002) szerint a kohósalak cementek esetében az előírt beton jelében szereplő szilárdsági osztályhoz tartozó karakterisztikus nyomószilárdsági értékeket elegendő 56 napos korban elérni. Esetünkben a C30/37 szilárdsági jelhez tartozó karakterisztikus nyomószilárdságot 56 napos korban teljesítettük. A jelentős utószilárdulás következtében 90 napos korban mindegyik beton eléri a 60 N/mm<sup>2</sup> feletti átlagos nyomószilárdságot is.



18. ábra: C30/37-XV2(H)-XD2-XA2-32-F4-MSZ 4798-1:2004 jelű betonok nyomószilárdsága az idő függvényében

### 3.5.3 Víz záróság vizsgálata eredményei

A víz záróság vizsgálatot 28 napos korban végeztük el keverékenként 3 db 150 mm élhosszúságú szabványos próbakockán. A vizsgálati eredményeket a 19. ábrán mutatjuk be. Jelentős eltérést nem tapasztaltunk a hat betongyár betonja között. A betonokon mért víz behatolás mélysége 15,3 mm és 24,0 mm között változott. A behatolás mértékének csekély változását alapvetően a betonban alkalmazott homok eltérő finomrész tartalma okozta. Mindegyik beton teljesíti az XV2(H) kitéti (környezeti) osztály követelményét (víz behatolás max. 40 mm). A betonok 56 napos korban feltételezhetően teljesítenék az XV3(H) kitéti (környezeti) osztályt is.



19. ábra: C30/37-XV2(H)-XD2-XA2-32-F4-MSZ 4798-1:2004 jelű betonokon mért víz behatolási mélységek

## 4. MEGÁLLAPÍTÁSOK

Az Európai Unióban ökológiai szempontokat figyelembe véve közös célunk a szennyezett vizek összegyűjtése és megtisztítása, valamint a csapadékvizek közvetlen visszavezetése a természeti körforgásba.

Szennyvízműtárgyak cementkötésű szerkezeti elemeinek esetében az egyetlen támadási pont a korrózió, ami azonban a statisztikai adatok alapján szennyvíz miatt többnyire csak



abban az esetben lép fel, ha a kommunális szennyvizek bevezetési korlátozásainak határértékeit hosszú távon túllépik.

A szakszerűen előállított beton tartósan képes *enyhén* vagy *mérsékelt* agresszív kémiai hatásnak ellenállni. Csak évtizedekig tartó *nagymértékben* agresszív kémiai hatás esetén válik szükségessé, hogy a betont bevonatokkal védjük meg.

A szennyvízműtárgyak fenék tartományában jelentkező belső korrózió, amely kizárólag *nagymértékben* agresszív szennyvízre vezethető vissza, rendkívül ritkán lép fel. Károsodások többnyire a *betoncsatornák gázterében* észlelhetők. A nem szakszerűen tervezett vagy üzemeltetett szennyvízkezelő létesítményekben a friss aerob állapotú szennyvizek rothadó, anaerob állapotba kerülnek, és az ártalmatlan szennyvízben található különböző kénvegyületekből több átalakulási lépcsőn keresztül kénsav keletkezik, amely az ún. *biogén kénsavkorrózióhoz* vezet.

A portlandcementtel, kohósalak cementekkel és alumínátcementtel készült, biogén kénsavas korrózióknak kitett, valamint a szulfátálló portlandcementtel és kohósalak cementekkel készült, kénsavas terhelésnek kitett habarcsok vizsgálata során kapott szakirodalmi eredmények alapján kijelenthető, hogy nem léteznek saválló cementek, illetve betonok.

A kohósalak cementből készült habarcsok különböző, de mindig nagyobb ellenállást mutatnak a biogén kénsavas terheléssel szemben, mint a portlandcementből készült habarcsok.

A megfelelő kohósalaktartalmú kohósalak cementek savállóság szempontjából csaknem egyenértékűek az alumínátcementekkel.

A kohósalak cementtel készült nagy teljesítőképességű betonok savkorrózió-állóbbak, mint a szulfátálló portlandcementtel készült betonok.

A kohósalakban gazdag kohósalak cementtel készült beton savval szembeni ellenállása jobb, mint a kohósalakban szegényebb kohósalak cementtel készült beton.

A *Fehér-kád* és az *easycrète* beton technológiai irányelvek segítségével, valamint az MSZ 4798-1:2004 szabvány előírásainak betartásával kutatás-fejlesztési feladat keretében sikerült olyan betonösszetételt előállítani a Csepeli Szennyvíztisztító Telep vízzáró műtárgyaihoz, amely kiemelt *primer* védelmet biztosít.

A frissbeton konzisztencia eltarthatósága 1,5-2,0 óra.

A megszilárdult beton utószilárdulással (90 napos korra) feltételezhetően eléri, 330 kg/m<sup>3</sup> cementadagolással pedig meghaladja a 60 N/mm<sup>2</sup> nyomószilárdságot.

A betonok vízzárósága kielégíti a legszigorúbb, XV3(H) kitéti (környezeti) osztály követelményét is.

A bedolgozott beton felülete megfelelő tömörítés esetén *látszóbeton* minőségű.

A frissbeton teljesítőképességére vonatkozóan a fenti megállapításokat visszaigazolták a műtárgy kivitelezési tapasztalatai, a megszilárdult beton tervezett teljesítőképességét pedig a minőségellenőrzés segítségével követhettük nyomon.

A szakirodalmi megállapításokkal összhangban a *nagymértékben* agresszív korróziós hatásoknak és erózióknak kitett szerkezeti elemek esetében a betont *szekunder* védelemmel kell ellátni.

## 5. IRODALOMJEGYZÉK

ATV-A 115 (1994), „Einleiten von nicht häuslichem Abwasser in eine öffentliche Abwasseranlage“, *Abwassertechnische Vereinigung e.V.*, St. Augustin, Oktober 1994.

ATV-M 168 (1998), „Korrosion von Abwasseranlagen – Abwasserableitung“, *Abwassertechnische Vereinigung e.V.*, St. Augustin, Juli 1998.

- Balázs L. Gy., Zsigovics I., Csányi E., Kopecskó K. (2007), „Szakvélemény szulfátálló cementek fizikai tulajdonságainak összehasonlító laborvizsgálata“, *BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszék*, 2007. szeptember 21.
- Barjenbruch, M. (2003), „Prevention of odour emergence in sewage networks“, *Water Science and Technology*, Vol. 47, No. 7-8, pp. 357-363.
- Bayer, E., Kampen, R., Klose, N., Moritz, H. (1995), „Betonbauwerke in Abwasseranlagen“, *Bundesverband der Deutschen Zementindustrie e.V.*, Beton-Verlag Düsseldorf, 3. Aufl.
- Bielecki, R., Schremmer, H. (1987), „Biogene Schwefelsäure-Korrosion in teilgefüllten Abwasserkanälen“, *Mitteilungen des Leichtweiß-Instituts für Wasserbau der Technischen Universität Braunschweig*, H. 94, pp. 1-275.
- Dyk, C., Lohaus, J. (1998), „Der Zustand der Kanalisation in der Bundesrepublik Deutschland“ - Ergebnisse der ATV-Umfrage 1998. *Korrespondenz Abwasser* 45, Nr. 5, S. 865 - 874.
- Dorner, H. (2000), „Säurewiderstand von Hochleistungsbetonen“, Bericht des 38. DAfStB-Forschungskolloquiums, München, 2000, pp. 77-86.
- Enviroduna (2008), [www.enviroduna.hu](http://www.enviroduna.hu), 2008. április 2.
- FBS-Qualitätsrichtlinie (1997), „Betonrohre, Stahlbetonrohre, Vortriebsrohre und Schachtbauteile mit FBS-Qualität für erdverlegte Abwasserkanäle und- leitungen“, *Fachvereinigung Betonrohre und Stahlbetonrohre e.V.*, Bonn, April 1997.
- Franke, L. (1996), „Korrosion von Zementstein in sauren Wässern“, 4. Internationales Kolloquium „Werkstoffwissenschaften und Bauinstandsetzen“, *Technische Akademie Esslingen*, 17-19. Dezember 1996.
- Franke, L., Oly, M., Pinseler, F. (1997), „Richtlinie für die Prüfung von Mörteln für den Einsatz im Sielbau“, *Tiefbau, Ingenieurbau, Straßenbau (TIS)* 39, H. 4., pp. 19-23.
- Franke, L. (1999), „Prüfung der Beständigkeit von Betonen auf der Basis von Hochofenzementen für die Fertigung von Rohren bei Schwefelsäureangriff von pH 1“, *Untersuchungsbericht, TU Hamburg-Harburg*, 1999.
- Grabau, J. (1994), „Untersuchungen zur Korrosion zementgebundener Materialien durch saure Wässer unter besonderer Berücksichtigung des Schwefelsäureangriffs“, *Dissertation TU Hamburg-Harburg*.
- Herold, G. (1996), „Korrosion zementgebundener Werkstoffe in sauren Wässern. Bericht des 32. DAfStB-Forschungskolloquiums, Karlsruhe, 1996, pp. 107-114.
- Hofmann, F.-J., Hormann, K., Schmidt, M., Wagner, E. (1997), „Beton mit erhöhtem Widerstand gegen Säure und biogene Schwefelsäure“, *Betonwerk+Fertigteil-Technik* 63, H. 4., pp. 64-70.
- Hormann, K. (1999), „Beständigkeitsvergleich von Mörtelprismen gegenüber der biogenen Schwefelsäurekorrosion“, Abschlussbericht, HTC-CEQCEC, Januar 1999.
- Kampen, R. (1995), „Dauerhaftigkeit und Korrosion von Abwasserkanälen“, *Beton* 45, H. 8., pp. 554-556.
- Kampen, R. (1997), „Anforderungen an die Leistungsfähigkeit von Abwasserrohren am Beispiel Beton“, *awt. Abwassertechnik* 48, H. 6., pp. 36-37.
- Keding, M., van Riesen, S., Esch, B. (1990), „Der Zustand der öffentlichen Kanalisation in der Bundesrepublik Deutschland“ - Ergebnisse der ATV-Umfrage 1990. *Korrespondenz Abwasser* 37, Nr. 10., pp. I 148- I 153.
- Keller, C., Schein, I. (1997), „Experimentelle Untersuchungen zum Verhalten von kunststoff- und silicamodifizierten Betonen für Abwasserrohre“, Diplomarbeit Fachhochschule Nordost-Niedersachsen, Suderburg, 1997.
- Klose, N. (1978), „Beton in Abwasseranlagen - Chemischer Angriff und Schutzmaßnahmen“, *Beton* 28, H. 6., pp. 209-213.

- Klose, N. (1980), „Sulfide in Abwasseranlagen. Ursachen, Auswirkungen, Gegenmaßnahmen“, *Beton* 30, H. 1, pp. 13-17 und H. 2, pp. 61-64.
- Klose, N. (1981), „Sulfidprobleme und deren Vermeidung in Abwasseranlagen“, *Beton-Verlag GmbH*, Düsseldorf.
- Klose, N. (1999), Zement-Merkblatt „Sulfide in Abwasseranlagen“, Bundesverband der Deutschen Zementindustrie, Köln, Februar 1999.
- Klose, N. (2001), „Nachhaltige sowie kostengünstige Planung und Ausführung von Abwasserkanälen und -leitungen aus technischer Sicht“, *Beton-Informationen* 41, H. 4., pp. 3-14.
- König, W. A., Aydin, M., Rinken, N., Sievers, S. (1983), „Schwefelverbindungen als Verursacher von Betonkorrosion“, *Tiefbau, Ingenieurbau, Straßenbau (TIS)* 25, H. 7., pp. 434-436.
- Kuntze, E. (1983), „Korrosionsprobleme in Abwassersammlern am Beispiel Hamburg“, *Tiefbau, Ingenieurbau, Straßenbau (TIS)* 25, H. 7., pp. 429-433.
- Lang, E. (1998), „Hochleistungsbeton mit Hochofenzement“, *Beton-Informationen* 38, H. 1, pp. 11-23.
- Matthes, W. (1992), „Schadenshäufigkeitsverteilung bei TV-untersuchten Abwasserkanälen“, *Korrespondenz Abwasser* 39, Nr. 3, 1992, pp. 363 - 367.
- MSZ 4714/3-78 A friss beton vizsgálata. Konzisztencia.
- MSZ 4798-1:2004 Beton. Műszaki feltételek, teljesítőképesség, készítés, megfelelés. *MSZT*
- MSZ EN 206-1:2002 NAD (2003) Beton. Műszaki feltételek, teljesítőképesség, készítés, megfelelés. *MSZT*
- Neck, U. (1997), „Leistungsfähigkeit von Beton in Bauwerken zur Abwasserentsorgung. Beton 47, H. 7, pp. 400 - 405.
- ÖVBB (2002), „Richtlinie Wasserundurchlässige Betonbauwerke – Weisse Wannen, Österreichische Vereinigung für Beton- und Bautechnik, Wien, Dezember 2002.
- Rammeisberg, J. (2000), „Zementmörtel-Auskleidungen von duktilen Gussrohren für den Einsatz in Trinkwasser- und Abwasserleitungen“, *Beton-Informationen* 40, H. 4, pp. 52-59.
- Stein, D. (1993), „Schadensanalyse an Abwasserkanälen aus Beton- und Steinzeugrohren der Bundesrepublik Deutschland-West“, *Korrespondenz Abwasser* 40, Nr.2, pp. 168- 179.
- Stein, D., Brauer, A. (2005), „Widerstand von Beton-und Stahlbetonrohren für kommunale Entwässerungssysteme gegen chemische Angriffe“, Leitfaden zur Auswahl von Rohrwerkstoffen für kommunale Entwässerungssysteme - *Studie*, Oktober 2005
- Szilágyi I. (1973), „A beton tulajdonságai - ellenállás agresszív hatásokkal szemben“, *Beton-és habarcstechnológia - zsebkönyv*, 1973.
- Thistlethwayte, D. (1979), „Sulfide in Abwasseranlagen“ *Beton-Verlag*, Düsseldorf, 1979.
- Yamanaka, T., Aso, I., Togashi S., Tanigawa, M., Shoji, K., Watanabe, T., Watanabe, N., Maki, K., Suzuki, H. (2002), „Corrosion by bacteria of concrete in sewerage systems and inhibitory effects of formates on their growth“, *Water Research* 36, 2002, pp. 2636-2642.
- Zsigovics I., Balázs L. Gy., Csányi E., Kopecskó K. (2006a), „Átfogó cement és betonvizsgálati eredmények a Duna-Dráva Cement Kft. által kifejlesztett cementekkel“, *Tanulmány, BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszék*, 2006. október 31.
- Zsigovics I., Balázs L. Gy., Szilágyi K. (2006b), „Tanulmány megszilárdult beton vizsgálati eredmények a Mapecrete adalékszer rendszerrel készített betonokról“, *BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszék*, 2006. november 23.
- Zsigovics I., Balázs L. Gy., Szilágyi K. (2007), „Tanulmány különleges betonok betonösszetételének kifejlesztéséről és tulajdonságainak bevizsgálásáról“, *BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszék*, 2007. március 29.

## AZ ADALÉKSZEREK SZEREPE A TARTÓSSÁG FOKOZÁSÁBAN

*Asztalos István  
Sika Hungária Kft.  
H-1117 Budapest, Prielle K. u. 6.  
asztalos.istvan@hu.sika.com*

### ÖSSZEFOGLALÁS

A beton tartósságát elsősorban annak tömörsége befolyásolja. A tömörséget főként a cement-kő porozitása határozza meg. A porozitást elsődlegesen a víz-cement tényező, a tömörítés mértéke és a hidratáció foka befolyásolja. A betonadalékszerek segítségével módosítani lehet mind a friss-, mind a megszilárdult beton tulajdonságait. A tulajdonság-befolyásolás természetesen azt kell jelentse, hogy az adalékszerek segítségével a tulajdonságokat pozitív irányba kell tudnunk módosítani. Az adalékszerekkel növelni tudjuk a betonszerkezetek korai- és vég-szilárdságának értékét, fokozhatjuk annak tömörségét, javíthatjuk víz- és gázzáróságát, biztosíthatjuk fagyállóságát, valamint egyidejű fagy- és olvasztósó-állóságát. Mindezekkel a hatásokkal végső soron meg tudjuk hosszabbítani a beton élettartamát, azaz fokozni tudjuk annak tartósságát (Löschnig, 1996; Buday – Asztalos, 2007).

### 1. AZ ADALÉKSZEREK HELYE A BETONTECHNOLÓGIÁBAN

Ma már a korszerű betontechnológia az adalékszereket a kötőanyagok (cement), a víz, az adalékanyagok, valamint a kiegészítő anyagok mellett a beton egyenértékű – de tendenciáját és fejlődését tekintve egyre fontosabb – alkotóanyagának tekinti. Az adalékszerek – a vonatkozó európai szabályozás szerint – a beton cement-tartalmának öt tömegszázalékát meg nem haladó mennyiségben használt olyan anyagok (általában folyadékok, ritkábban porok vagy pépszerű termékek), amelyeket a betonhoz keverés közben adnak hozzá abból a célból, hogy a frissbeton és/vagy a megszilárdult beton tulajdonságait módosítsák.

Ha az adalékszereket működésük szempontjából szeretnénk definiálni, akkor meg kell különböztetnünk az adalékszerek főhatását – amelyről az adalékszert gyártóik elnevezik – a mellékhatástól, amely a főhatás mellett a szer még létező kedvező hatását jelenti. Főhatásuk szerint ma a betonadalékszereket az európai szabályozás az alábbi csoportokba sorolja:

- képlékenyítő adalékszer (water reducing/plasticizing admixture)
- folyósító adalékszer (high range water reducing/superplasticizing admixture)
- stabilizáló adalékszer (water retaining admixture)
- légbuborékképző adalékszer (air entraining admixture)
- kötőgyorsító adalékszer (set accelerating admixture)
- szilárdulásgyorsító adalékszer (hardening accelerating admixture)
- kötőlejtető adalékszer (set retarding admixture)
- tömítő adalékszer (water resisting admixture) (MSZ EN 934-2:2002, 2004)

A fenti osztályozás mellett Magyarországon még az alábbi – fontosabb – főhatású adalékszereket használjuk betonokhoz, illetve beton szerkezetekhez:

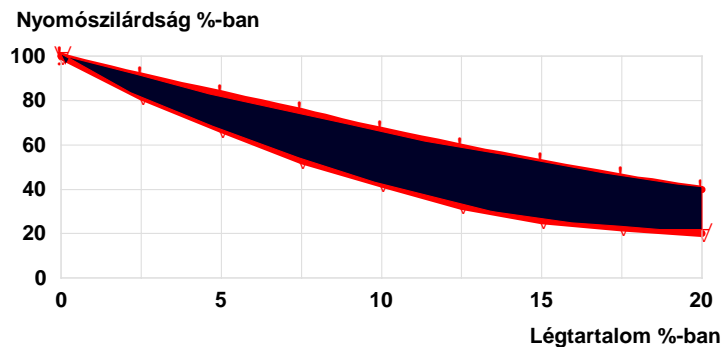
- fagyásgátló adalékszerek (általános felhasználásra)
- képlékenyítő, bedolgozást segítő adalékszerek (földnedves betonokhoz)
- habképző adalékszerek (könnyűbetonokhoz) stb.

A teljesség kedvéért meg kell említeni még a löttbeton szerkezetekhez használt adalékszereket is, amelyeket szintén európai előírás szabályozza (prEN 934-5:2004, 2004).

Ha egy adalékszert többhatásúnak nevezünk, akkor az azt jelenti, hogy főhatása mellett még létezik más, kedvező hatása is. Ezeket az adalékszereket előnyösen lehet használni akkor, ha több szempontnak kell megfelelniük. Szükség lehet – többek között – például:

- kötéskésleltető mellékhatású képlékenyítő adalékszerekre,
- kötéskésleltető mellékhatású folyósító adalékszerekre vagy
- kötésgyorsító mellékhatású képlékenyítő adalékszerekre.

Létezhet még természetesen az adalékszereknek kedvezőtlen mellékhatása is, amely azonban szakszerű használat esetén nem lehet jelentős.



1. ábra: A légtartalom hatása a beton nyomószilárdságára

Az adalékszerek betontechnológiai szerepének ismertetése során még egy fogalmat kell megismerjünk. Ez az ún. járulékos hatás. Járulékos hatásnak nevezzük az adalékszereknek azt a kedvezőtlen hatását, amely az adalékszer használatával együtt jár. Ilyen például az a hatás, hogy a légbuborékképző adalékszerek csökkentik a beton szilárdságát (Buday – Asztalos, 2007). Ez természetesen a frissbeton légtartalmával függ össze. Ha ugyanis a frissbeton légtartalma nő, akkor csökken a beton szilárdsága (Német, 2002) (1. ábra).

## 2. A BETONTECHNOLÓGIA SZEREPE A MŰTÁRGYAK KÉSZÍTÉSÉNÉL

A frissbetonban lévő légtartalom kérdéskörét, mint példát folytatva további megállapításokat kell tegyünk. Ha a frissbeton légtartalma túl nagy – légbuborékképző adalékszer nélkül készített betonok esetén – akkor elsősorban nem megfelelő tömörítésről (légzárványokról) lehet csak szó, hiszen akarattal a betonba nem szoktunk levegőt bevinni. Kivételt képeznek azok a speciális esetek, amikor technológiai okokból tesszük ezt: például habképzővel készített könnyűbetonok, péptelítetlen, „no fines” betonok stb. Ha a bedolgozott frissbetonban - minden jó szándékunk ellenére is - marad benn levegő, akkor annak értéke szakszerű munkavégzés esetén nem lehet több, mint 1-2 térfogatszázalék. Ha viszont a betont légbuborékképző adalékszerrel készítjük, akkor a frissbetonban a képzett (bevitt) levegőtartalom – a bennmaradt levegőtartalom felül – legalább 4 térfogatszázalék kell legyen (Ujhelyi, 2006). Ez összesen már

akár 6-8 térfogatszázalék is lehet, amely a beton nyomószilárdságát akár 30-40 %-al is csökkentheti az elméleti, tökéletesen bedolgozott frissbetonhoz képest.

Ezeket a tapasztalatokat a megszilárdult betonon kísérletekkel is igazolták. Az igazolás alapját a nyomószilárdság és a porozitás kapcsolatából kiindulva az ún. struktúra szemléletű betonvizsgálatok képezték. A cementkő szilárdsága a pórusmentesnek feltételezett cementkő szilárdságától és a cementkő porozitásától függ. Ez utóbbin a kapilláris- és a légpórusok összességét értjük. Ezt az összefüggést számítható módon képlettel is leírták (Powers – Brownyard, 1946).



2. ábra: A beton szállítását biztosító vasúti mobil mixerek képe az új Gotthard vasúti alagút építésénél (fotó: [www.alptransit.ch](http://www.alptransit.ch) honlapról)

Ezeket a vizsgálatokat azután magyarországi kísérletek is alátámasztották, amelyek azt mutatták, hogy a megszilárdult betonban mért 1 térfogat% pórustartalom növekedés kb. 5 % szilárdságcsökkenésnek felel meg. Miután a légbuborékképző adalékszerkeket a korszerű betontechnológia szinte mindig képlékenyítő vagy folyósító adalékszerrel együtt használja – a vibroprésés betonáru-gyártás, illetve más, speciális előregyártási technológiák eseteit kivéve, ahol a folyósítókat a vibroprés-erő pótolja – ezért ezen adalékszerkeket jelenléte a gyakorlatban kompenzálni tudja a légbuborékképző adalékszerkeket szilárdságcsökkentő hatását. Ma már köztudott, hogy a kapilláris porozitást csökkenteni lehet képlékenyítő és folyósító adalékszerkekekkel, mert azokat elsősorban a víz/cement tényező csökkentése érdekében adagoljuk. A kapilláris porozitás, illetve ezzel együtt a víz/cement tényező csökkentése pedig növeli a beton szilárdságát (Balázs, 1994).

Míndez arra világít rá, hogy a légbuborékképző adalékszerkeket szilárdságcsökkentő hatását és a képlékenyítő, valamint folyósító adalékszerkeket szilárdságnövelő hatását, mint a tervezés kiindulásául szolgáló paramétereket kell figyelembe venni, azaz számolni kell velük. A szerkezettervező – statikus – kollégák is ezt teszik, amikor a szebbnél szebb mérnöki szerkezeteket megtervezik: figyelembe veszik a kiindulási paramétereket, anyagjellemzőket, terheket stb. Hozzá kell szoknunk, hogy betontechnológiai szakmérnökeink tudását már a műtárgyak tervezési szakaszában igénybe kell veyük. Jó lenne, ha komoly mérnöki szerkezeteink tenderezési dokumentációjának már része lehetne a betontechnológiai terv fejezet is. Nem kívánatos az a gyakorlat, hogy a betontechnológiára vonatkozó fontos döntéseket a projektek

megvalósítása közben, megfelelő előkészítettség nélkül hozzák meg, sokszor kizárólag az „adalékszeresek” szakértelmére alapozva.

Ezzel természetesen nem lebecsülni kívánjuk e szakterület hozzáértését, csak szeretnénk ráirányítani a Tisztelt Szakmai Közvélemény figyelmét a betontechnológia fontosságára. A világ más részein komoly előkészítő munkát fektetnek egy-egy mérnöki műtárgy betontechnológiai előkészítésébe és néha évekig tartó laborkísérletekkel alapozzák meg a betontechnológia sikerét. Például az új Gotthard vasúti alagút építésének betontechnológiai előkészítése évekig tartott. A betonokat 1992 – 1994 között átfogó, teljes körű teszt program keretében vizsgálták előzetesen, melynek során közreműködtek a pályázó cégek szakértői és laboratóriumi is. 1995 – 1997 között munkahelyi vizsgálatok elvégzésére került sor az „Adler” alagút (Basel) építési helyszínén. 1997 – 1999 között történtek meg az előminősítések a Hagerbach teszt-alagútban (Sargans). E műtárgy esetében tehát ez az előkészítő munka mintegy hét évet vett igénybe (Asztalos, 2007) (2. ábra).



3. ábra: Az M7 autópálya elkészült köröshegyi völgyhídja (fotó: Tóth László)

Mindez végső soron azt jelenti, hogy ma már a betontechnológia és az ezt létrehozó betontechnológiai szakmérnökök szerepe is – ugyanúgy, mint az adalékszereseké – egyre fontosabb. Nemcsak arról kell gondoskodniuk, hogy az építészeti és szerkezeti terveknek megfelelően megvalósuljon a „tervezők álma” és utódaink is láthassák az építőmérnöki szakma eredményeit, hanem ebben az alkotó munkában, már a munka tervezési szakaszában tevékenyen részt is kell venniük. A szabadban lévő mérnöki szerkezeteket érik leginkább azok a károsító hatások, amelyek a gyakorlatban a betonszerkezeteket tönkreteszik. Ezek közül is a hidak azok, amelyek – az olvasztósók hatása miatt – leginkább károsodhatnak. A beton nyomószilárdsága ma is meghatározó, azzal nem szabad felelőtlenül bánni, de félni sem kell tőle. A betontechnológusoknak ma már – a szerkezettervezők mellett – nemcsak abban van komoly szerepük, hogy egy tetszetős, kiváló mérnöki teljesítménnyel létrejövő alkotásban hány éven keresztül gyönyörködhetünk, hanem abban is, hogy azok mennyire gazdaságosak, a szükséges nyomószilárdságot milyen anyagi ráfordítással tudjuk elérni (3., 4. és 5. ábra).

### 3. A KÉPLÉKENYÍTŐK ÉS FOLYÓSÍTÓK KIALAKULÁSÁNAK ÁTTEKINTÉSE

A megszilárdult beton tömörségét tehát a bedolgozási folyamatok során tudjuk befolyásolni. A bedolgozhatóság a friss betonkeverék legfontosabb tulajdonsága, amely kifejezi annak szállíthatóságát, összetartó képességét, vízmegtartó képességét, alakíthatóságát, tömöríthetőségét és állékonyságát. Már a betont alkotó alapanyagok összekeverésekor be kell kerülnenek a rendszerbe azok a megfelelő befolyásoló anyagok – adalékszerek és egyéb kiegészítő anyagok –, amelyekkel biztosítani tudjuk a keveréknek a bedolgozási folyamat teljes időtartamára az eltarthatóságát, majd megfelelő szilárd betonná válását.

A beton eltarthatóságának azt az időtartamot nevezzük, amely a víz hozzáadásával kezdődik és addig tart, ameddig a betonkeverék megőrzi a tervezett (eredeti) konzisztencia-intervallumot. A konzisztenciával fejezzük ki, hogy az adott betonkeverék mennyire folyékony, illetve bedolgozható. Ebbe az időtartamba természetesen beletartozik a szállítás, szivattyúzás időigénye is.

A bedolgozási folyamat végén kell a tömörítést elvégezni. Ehhez a mechanikai segítség (vibrátorok és egyéb tömörítő eszközök) mellett rendelkezésünkre állnak az adalékszerek is, amelyek javítják, segítik a tömörítés hatékonyságát, sőt ma már adott esetben feleslegessé is tehetik a mechanikai eszközöket: ezek az ún. öntömörödő betonok. Ezt az új betonfajtát – többek között – azért alkalmazzák előszeretettel, mert nem szükséges a beton vibrátoros tömörítése, nem keletkeznek a betonban, illetve annak felületén üregek, fészkek, miáltal a beton felülete szebb és egyenletesebb lesz. A tömörítés feleslegessé válásával nincs ebből eredő zaj, továbbá egyenletesebb lesz a beton minősége és tömörsége.



4. ábra: A budapesti Szabadság-híd épülő pályaszerkezete (fotó: Tóth László)

Ezeknek a legfontosabb céloknak az elérésére leginkább a képlékenyítők és a folyósítók alkalmasak. Mindezt az adott időjárási körülmények között kell tudniuk biztosítani, legyen az nyári meleg vagy téli hideg időszak. Az időjárás kedvezőtlen hatásainak kiküszöbölésére használjuk még sokszor a kötészélesztető, a szilárdulásgyorsító és a fagyásgátló adalékszerkeket is (Ujhelyi, 2006).

Az adalékszerek közül a gyakorlat számára a képlékenyítő- és a folyósító adalékszerek a legfontosabbak. Az adalékszereknek ez a csoportja az utóbbi évtizedekben jelentősen fejlődött.



dött, különösen a folyósító adalékszeréké. Mára a folyósítók legújabb generációja olyan jelentős mértékű képességekkel rendelkezik, amely forradalmasítja a betontechnológiát szerte a világon. A képlékenyítők és a folyósítók alapanyagainak fejlődése egymáshoz szorosan kapcsolódik, hiszen a két termékcsoport hatóanyagait tekintve átfedésben van. Főként a hatás mértéke az, amiben különböznek egymástól. A képlékenyítők hatása gyengébb, a folyósítóké erősebb és egyre erősebb.

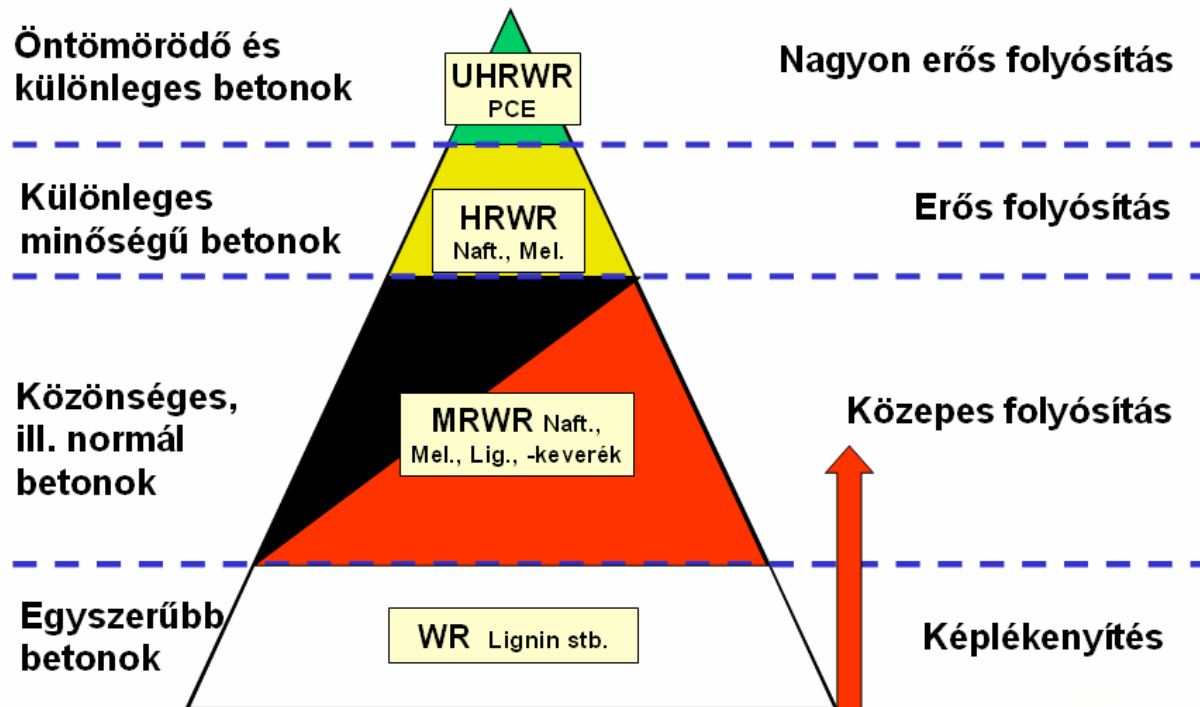
Mivel ezeket a termékeket építéskémiai cégek gyártják, az egyes gyártók esetében a gyártásba vétel időpontjai kismértékben eltérhetnek. Először a ligninszulfonátok gyártása kezdődött el az 1930-as években. Ezt a glukonátok megjelenése követte 1940 körül, majd sor került a naftalinszulfonátok bevezetésére 1970 táján. 1980-ban jelentek meg a melamin hatóanyagú folyósítók. A fejlődés az 1990-es évektől gyorsult fel először a vinilkopolimerek megjelenésével. A kilencvenes évek közepe hozta meg igazán a nagy ugrást, amikortól lehetővé vált a polikarboxilátok (PCE) iparszerű gyártása Európában is. A polikarboxilátok azok az alapanyagok, amelyek óriás molekuláikkal térben is akadályozzák a szemcsék összetapadását, és ez által sokkal hatékonyabb folyósítást tesznek lehetővé (Heim, 2005).



5. ábra: A budapesti M0 autópálya épülő északi Duna-hídja (fotó: Hídépítő Zrt.)

A fejlődés ezen a területen olyan gyors, hogy megfelelő kifejezések sem tudtak kialakulni az egyes termékfajták megfelelő leírására. Ma a magyar műszaki nyelv négy különböző típusú termékre csak két szót tud: képlékenyítő és folyósító, pedig ez a két szó ma már négy különböző termékfajtát takar.

A német műszaki nyelv – a magyarhoz hasonlóan – szintén csak két szót alkalmaz erre a területre: Betonverflüssiger és Fliessmittel. A Plastifizierer szót arra a területre alkalmazza, amelyet fentiekben már érintettem: képlékenyítő, bedolgozást segítő adalékszerek (földnedves betonokhoz).



6. ábra: A képlékenyítők és folyósítók rendszerbe foglalása

Az angol műszaki nyelv is csak körülírni tudja ezeket a termékfajtákat (6. ábra). A négy termékfajta angol megnevezése és azok magyar fordítása a következő:

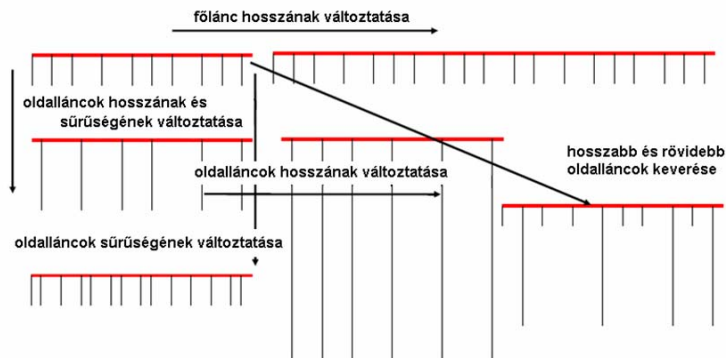
WR	water reducer/plasticizer/vízcsökkentő, magyarul képlékenyítő
MRWR	medium-range water reducer/superplasticizer/közepes hatású vízcsökkentő, magyarul folyósító
HRWR	high-range water reducer/nagyhatású vízcsökkentő, magyarul folyósító
UHRWR	ultra-high range water reducer/igen nagy hatású vízcsökkentő, magyarul folyósító

#### 4. A KÉPLÉKENYÍTŐK ÉS FOLYÓSÍTÓK FELHASZNÁLÁSI TERÜLETEI

Ma már a képlékenyítők és folyósítók fejlődése ott tart, hogy más felhasználási területre másféle anyagokat alkalmaznak. Ennek az az oka, hogy ma már ezeket a termékeket célorientáltan lehet előállítani. Annak érdekében, hogy megértsük: hogyan is fejtik ki hatásukat a polikarboxilát hatóanyagú folyósítók, nézzük meg azok viselkedését a keverékben.

Az óriás molekulájú folyósítók főláncra rátapad a cementszemcsék falára. Ez lehetővé teszi, hogy oldalláncaik kifejtsek távolságtartó hatásukat a szomszédos cementszemcsére tapadt polikarboxilát molekulával szemben. Így biztosítható, hogy a kiindulási állapotban összetapadt cementszemcsék fokozatosan eltávolodjanak egymástól, és a keverékben lebegve biztosítsák annak mozgékonyágát. Ezek az óriásmolekulák olyan polimerek, amelyeket jellejük miatt fésűs polimernek nevezünk. Ez a kialakítás teszi lehetővé azt, hogy tulajdonságaikat

igény szerint változtathassuk, és a különböző célokra különböző termékeket hozunk létre. A polimerek tervezésénél lehetőség van arra, hogy változtassuk a főlánc hosszát. Ezzel együtt változtatható az oldalláncok hossza és elhelyezkedésük sűrűsége is, azaz ritkíthatók vagy sűrűsíthetők. Mivel változtatható az oldalláncok hossza is, lehetséges a rövidebb és a hosszabb oldalláncok keverése is. Mindezen paraméterek egyidejű változtatásával rendkívül sokféle polimer molekula állítható elő. Ezek azok a sajátosságok, amelyek lehetővé teszik a kívánt tulajdonságú folyósítók előállítását (Blask, 2004) (7. ábra).

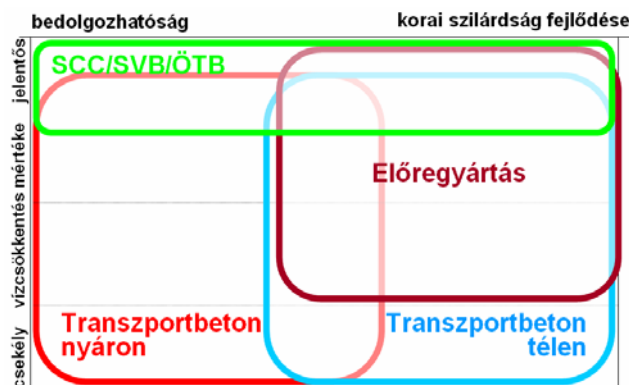


7. ábra: A fésűs polimerek tervezésének elvi sémája

Ezek a tervezési lehetőségek biztosítják, hogy figyelembe vegyük a különböző igényeket a folyósítók gyártásánál. A transzportbeton ipar számára készülő folyósítókkal szemben általában azt várjuk el, hogy időjárástól függetlenül hosszú ideig és szabályozható módon, szétosztályozódás nélkül tartsák meg a beton keveréskor beállított tulajdonságait. Szeretnénk ha olyan transzportbetont tudnánk előállítani, amelyet messzire lehet szállítani, jól lehet szivattyúzni és végül a betont a zsaluzatba könnyű bedolgozni.

Az előregyártás számára olyan folyósítók a kívánatosak, amelyek már a keveréskor erősen folyósítják a betont, azt könnyen bedolgozhatóvá teszik, de ezt követően gyors szilárdulást biztosítanak annak érdekében, hogy az elemeket minél előbb ki lehessen zsaluzni. Fontos még az eltérő technológiáktól függő igények követése is.

Az építkezés helyszínén készített betonokkal szemben sokféle igény jelentkezhet. Ezek a transzport- és előregyártott betonoknál felmerülő igényekhez hasonlóak, de nagyon függenek a helyi adottságoktól és az ott alkalmazható technológiáktól (8. ábra).



8. ábra: A legfontosabb betonfajták tulajdonság szerinti csoportosítása

Ha megvizsgáljuk, hogy milyen hatóanyagból készült termék milyen területen alkalmazható leginkább, akkor azt a következő módon tehetjük meg. A 8. és 9. ábra grafikonjaiban a függőleges tengelyen ábrázoltuk a vízcsökkentés mértékét, amely lehet kisebb vagy

jelentősebb mértékű. Felfelé és bal oldali irányban a bedolgozhatóságot, felfelé és jobb oldali irányban pedig korai szilárdság növekedését ábrázoltuk. A ligninszulfonátok alul és középen helyezkednek el, ami azt jelenti, hogy mindhárom hatást biztosítják, de csekély mértékben. Ezekből készülnek általában a képlékenyítők és ez az oka annak, hogy általános célra ma is előszeretettel használják azokat. A melaminok a grafikon középső részét foglalják el, ami azt jelenti, hogy vízcsökkentő hatásuk erősebb, a bedolgozhatóságot fokozottabban javítják és a korai szilárdsághoz való hozzájárulásuk is erősebb. A naftalinok elhelyezkedése hasonló a melaminokéhoz. A polikarboxilátok azok az anyagok, amelyek mindhárom tulajdonságot a legerősebben tudják biztosítani (9. ábra).



9. ábra: A legfontosabb hatóanyagok tulajdonság szerinti csoportosítása

A fentiekben összefoglaltuk a képlékenyítők és folyósítók tervezési szempontjait és a hatóanyagok nyújtotta lehetőségeket, amelyek biztosítják a keretet az igények követéséhez. A két legfontosabb terület, amely ma Magyarországon a betonipart jellemzi: a transzportbetonok és az előregyártott betonok területe, amelyek ma a képlékenyítők és folyósítók fő felvevő piacait jelentik (Asztalos, I. 2008).

## 5. MEGÁLLAPÍTÁSOK

A beton tartósságának feltétele a felhasználás céljának megfelelő összetételű, tulajdonságú, bedolgozású és utókezelésű beton. Az adalékszerekkel mind a friss- mind a megszilárdult beton tulajdonságait pozitív irányban tudjuk befolyásolni. A betontechnológia alkalmazását betontechnológiai szakmérnökökre kell bízni. Szaktudásukat már a mérnöki szerkezetek tervezési szakaszában igénybe kell venni. A képlékenyítők és a folyósítók fejlődése jelentősen felgyorsult az utóbbi két évtizedben. Alkalmazásuk forradalmasította a betontechnológiát az egész világon. A betontechnológia tervezési szempontjait és gyakorlati alkalmazását eltérő módon segítik ma már az adalékszerek az építéshelyi-, a transzport- és az előregyártott betonok gyártásánál.

## 6. KÖSZÖNETNYILVÁNÍTÁS

Szerző megköszöni mindazok segítségét és munkáját, akik jelen cikk és az ehhez kapcsolódó előadás összeállításában segítségére voltak. Így köszönet jár a Magyar Betonszövetség részéről Szilvási Andrásnak, a Hídépítő Zrt. részéről Benedek Barbarának és Windisch Lászlónak, a Sika Services AG részéről Bastian Bichernek, a Sika Hungária Kft. részéről Német Ferdinándnak és Tóth Lászlónak.

## 7. HIVATKOZÁSOK

- Asztalos, I. (2007), „A Gotthard vasúti alagút építése”, *Beton c. szakmai havilap*, Vol. 15, No. 9, September 2007, pp. 18-21.
- Asztalos, I. (2008), „A folyósítók technológiájának fejlődése – Új lehetőségek a betoniparban”, *Beton c. szakmai havilap*, Vol. 16, No. 2, February 2008, pp. 7-11.
- Balázs, Gy., (1994), „Beton és vasbeton I. – Alapismeretek története”, *Akadémiai Kiadó*, 1994, Budapest
- Blask, O., (2004) „Fließmittel von Sika Addiment – Ein Überblick”, *Sika Addiment GmbH*, 2004, Leimen
- Buday, T. – Asztalos, I. (2007), „Adalékszerek alkalmazása – 6. sz. jegyzet”, *Magyar Beton-szövetség*, 2007. augusztus hó, Budapest
- Heim, W., (2005) „In memoriam Dr. Romuald Burkard”, *Dr. Hans Peter Ming, Chairman of the Board Sika AG*, 2005, Zürich
- Löschig, P. (1996), „Verbesserung der Dauerhaftigkeit von Beton durch Betonzusatzmittel”, *Konferencia Kiadvány: Betonszerkezetek tartóssága c. konferencia*, 1996. október 29., Budapest
- MSZ EN 934-2:2002 (2004), „Adalékszerek betonhoz, habarcshoz és injektálóhabarcshoz – 2. rész: Betonadalékszerek. Fogalom meghatározások, követelmények, megfelelés, jelölés és címkézés”, *Magyar Szabványügyi Testület*, 2004. május, Budapest
- Német, F., (2002), „A légbuborékos beton – Információs füzet”, *Stabiment Hungária Kft.*, 2002, Vác
- Powers, T. C. – Brownyard, T. L. (1946), „Studies of the physical properties of hardened portland cement paste”, *ACI Journal*, Vol. 18, 1946-1947, No. 2-8., Proc. Vol. 43. pp 101-132, 249-342, 469-504, 549-595, 669-712, 845-880, 933-992.
- prEN 934-5:2004 Final draft (2004), „Admixtures for concrete, mortar and grout – Part 5: Admixtures for sprayed concrete – Definitions, requirements, conformity, marking and labelling”, *European Committee for Standardization*, November 2004, Brussels
- Ujhelyi, J. (2006), „Betonlexikon”, *Építésügyi Tájékoztatási Központ Kft.*, 2006, Budapest

## FAGYASZTÁS ÉS SÓZÁS HATÁSA ACÉLSZÁLAS BETONOKRA

Dr. Erdélyi Attila, Csányi Erika, Dr. Kopecskó Katalin,  
Dr. Borosnyói Adorján, Fenyvesi Olivér  
Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem  
Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszéke  
1111 Budapest, Műegyetem rkp. 3.

### ÖSSZEFOGLALÁS

Jelen kutatásban (OTKA T032883) csak az acélszálás beton tartósságával foglalkoztunk, mert a műanyag és a szénzál nem érzékeny a korrózióra. Éghajlatunkon a sózás, fagyás, olvadás, sóoldattal való telítődés és kiszáradás ( $O_2$  és  $CO_2$ , illetve víz és klorid behatolása) a legszigorúbb környezeti hatás: ez volt a kutatás súlypontja, beleértve a mechanikai, ásványtani, elektromos vezetőképességi és vízzárási tulajdonságok változását. A prEN módszeren kívül többféle szigorúságú, köztük saját fejlesztésű fagyasztási-olvasztási módszerrel vizsgáltuk szándékolatlan nem légbuborékos (nem eleve fagyálló), 50-60 N/mm<sup>2</sup> nyomószilárdságú, 28 napig vízben utókezelt, majd több évig laborlevegőn tárolt, szálnélküli és acélszálás betonok fagy- és sózásállóságát. A növekvő acélszál tartalom csökkenti ugyan a lehámlást és a tömegvesztést, de ebben a szilárdsági kategóriában nem teszi fagyállóvá a nem légbuborékképző adalékszerrel készített betont. A jól beágyazott acélszálak nem rozsdásodnak, a betontestek belső magja látszólag ép (hasítószilárdság, vízzáróság jó), de a rugalmassági modulus csökkenése és a felület erős lehámlása jelzi a tönkremenetelt.

### 1. BEVEZETÉS

Elterjedt vélekedés építőmérnöki körökben, hogy a jégmentesítő, síkosság elleni sózás NaCl-dal *csak a acélbetétek rozsdásodása révén* árt a vasbetonnak, különösen a feszített betonnak, mert a keletkező rozsdá (vasoxidok, vashidroxidok) térfogata hatszorosa is lehet az eredeti vas (acél) térfogatnak és *ez repeszi le* a betonfedést (Erlin, Verbeck, 1975). Azt is tudjuk, hogy a acélbetét felülete mindaddig passzívált állapotban van, amíg környezetében  $pH > 9$ ; klorid jelenléte esetén pedig mindaddig, amíg a  $Cl^-/(OH)^-$  arány 0,6 alatti.

A fagy- és sózásállóságot (acélszálás betonokat kivéve) mindig vasalatlan próbatesteken vizsgálják (a rozsdanyomás tehát kizárva), és a beton tönkremenetelét a víz (a sóoldat) megfagyásakor a mintegy 9 V%-os *térfogat növekedéssel*, esetleg a *réteges megfagyással* magyarázzák. Ilyen az útbetonok esete, és ehhez hasonló a helyzet az *egyoldali sóoldat réteg* alatt fagyasztott, peremezett lemezek vizsgálata esetén is (prEN 12390-9:2002).

Az MSZ EN 206-1 szerint egyébként sózott, *vízzel* általában *kritikus mértékig* (Fagerlund, 1997) telítődő, vízszintes, acélbetétet tartalmazó térburkolatra XD3 és XF4 írandó ki:  $v/c \leq 0,45$ ; szilárdság  $\geq C35/45$ ;  $c \geq 340 \text{ kg/m}^3$ ;  $L \geq 4 \text{ V} \%$ .

A tönkremenetelt a nyomás alatti, túlhűtött víz *mozgásával* a kapillárisokban (Powers elv), illetve kiszáradás lehetősége esetén a *kristályosodó* NaCl nyomásával is magyarázzák. E legutóbbi azonban *fagy nélkül is hat* porózus, kőszerű anyagokban, ha *folyamatos a NaCl oldat utánpótlás* és a kapilláris felszívás. Erre vonatkozóan mutatunk be az *1. ábrán* jellegzetes beton lehámlási tönkremenetelt, amelyet NaCl kristályok képződése idézett elő. A kapilláris vízfelszívás lényeges eleme egyes módszereknek v.ö. CDF – módszer: Capillary suction of Deicing solution and Freeze – thaw test (Setzer, Fagerlund, Janssen, 1996). E

módszer, a prEN 12390-9:2002 szerinti lemezhámlasztással együtt azért a legszigorúbb, mert folyamatos kapilláris sóoldat utánpótlás lehetséges, szemben a végig, teljesen folyadékkal fedett, egyazon oldatban tárolt fagyasztott, más vizsgálati módszerek próbatesteivel (a kapillárisan *fölfelé* szívó és a hűtőfolyadékban *alul hámlasztó* CDF módszer a legszigorúbb).

Eddig nem vizsgált, külön kérdés, hogy *csak a fenti tényezők hatnak-e*, vagy van (lehet) valami cementkémiai szerepe az oldatban lévő  $\text{Na}^+$  kationnak is.



1. ábra: Beton lehámlásos tönkremenetele, amelyet NaCl kristályok képződése idézett elő (fotó: Dr. Erdélyi Attila)

## 2. A FAGYASZTÁS ÉS SÓZÁS OKOZTA TÖNKREMETEL

Tengervíznek kitett betonok vizsgálata során megállapították (Brown, 1980; Polder, Rooij, 2005), hogy a *beton fajlagos villamos ellenállása* erősen függ a nedvességtartalomtól, továbbá a *tiszta portlandcement* betonok mélyvízi hosszú telítés után 100-200  $\Omega\text{m}$ , a *kohósalak tartalmú betonok* viszont 400-1000  $\Omega\text{m}$  villamos ellenállásúak voltak, tehát a heterogén cement kedvezőbb.

Az Egyesült Államokban (kínai) kutatók megállapították (Cao, Chung, 2002), hogy a *fagyasztás-olvasztás irreverzibilisen növeli a fajlagos villamos ellenállást* és a károsodás során halmozódó mikrorepedések így is kimutathatók.

Holland kutatók mérései szerint a klorid behatolás (2. ábra) mintegy 25-30 mm mélységben csökken az acélbetétre kritikusnak tartott 0,4 m % klorid/cement alá. Ez a betonfedés szempontjából lényeges adat. A kiszáradás mértékével együtt nő a villamos ellenállás és csökken a kloridionok diffúziós sebessége is (Polder, Rooij, 2005).

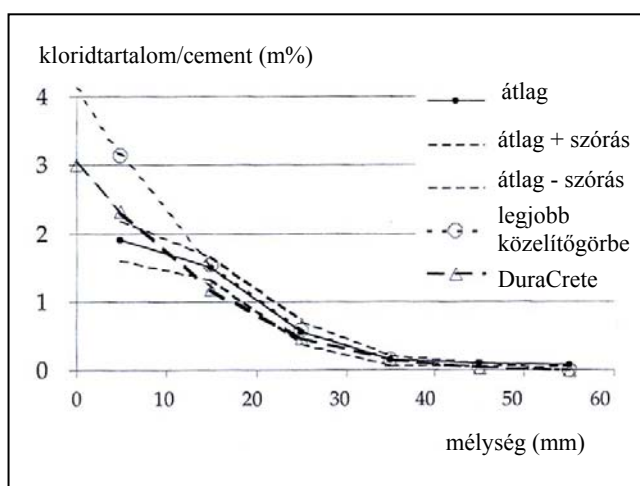
A delfti műszaki egyetem vezetésével az EU *Compass* fantázianevű kutatási programjában (**COM**patibility of **Plasters** **And** renders with **Salt** loaded **S**ubstrates in historic buildings) a legkorszerűbb műszerekkel (pl. nukleáris mágneses rezonancia) vizsgálták a porózus (kőszerű) anyagok, nevezetesen pl. többrétegű vakolatok tönkremenetelét NaCl oldatok hatására, *fagy nélkül, egyoldali ismétlődő száradás majd nedvesedés hatására*.

*Fő megállapításaik voltak:*

- A NaCl kristályosodása irreverzibilis tágulásokat okoz. A szilárd só oldódáskor *zsugorodik*, a kristályosodáskor pedig tágul (duzzad), és ez a duzzadás irreverzibilis: néhány ciklusra már tönkremenetelt okoz. Ha kristályosodási inhibitor adagolnak a sóhoz, *akkor nincs* irreverzibilis duzzadás, mert a só *nem a pórusfalhoz tapadva* (azt magával nyúlásra kényszerítve) kristályosodik (ha a párolgás – kiszáradás – lehetséges), *hanem a pórusfalat nem érintve* növekednek a kristályok. Ha nincs inhibitor, már két száradási és nedvesedési ciklus után 0,5 % a maradó duzzadás, NaCl és mész-cement

habarcs anyagok esetén (Lubelli, Hees, Huinink, 2006). Betonban ennél jóval kisebb maradó duzzadás várható, de a jelenség ugyanaz (halmozódó duzzadás).

- A só (NaCl) elsősorban a *pórusstruktúra megváltozási helyén kristályosodik ki*, a finomból a durvába való átmenet helyén. A tönkremenetel akkor is bekövetkezik, ha a sókristályok nem töltik ki a (10  $\mu\text{m}$ -nél nagyobb) pórusokat. A pórusméret változás oka lehet pl. a többletegű felhordás is (illetve véleményünk szerint pl. a zsaluzott külső betonkéreg nagyobb víz- és finomrész tartalma). A *sótranszport* megakadályozható víztaszító bevonatokkal (Rooij, Groot, 2006).
- A *sóoldat száradás-nedvesedés váltakozása hatásosabb*, mint a próbatestek sóoldatban való folyamatos tárolása. A kidolgozott gyorsított kristályosodási vizsgálat alkalmas ú.n. sózásálló vakolatok ellenőrzésére (Wijffels, Lubelli, 2006).



2. ábra: A klorid-behatolás mértéke (holland tengeri zsilip betonja) (Polder, Rooij, 2005)

Az eddigieket összegezve megállapítható, hogy *az ismételt kiszáradás lehetővé teszi a kristályosodás okozta irreverzibilis tönkremenetelt*, illetve a nagyobb villamos ellenállás és csökkenő diffúziós tényező révén a *teljes kiszáradás* – ha ilyen lehetséges – a továbbiakban lassítja a kloridion behatolást.

### 3. A FAGYASZTÁS ÉS SÓZÁS OKOZTA LEHÁMLÁS MECHANIZMUSA

Valenza és Scherer (2007) a vonatkozó szakirodalom feldolgozása és saját vizsgálataik eredményei alapján összefoglalóan megadta a jégmentesítő sózás okozta felületi lehámlás mechanizmusának alapelemeit, amelyet a következőkben összefoglalunk:

- A jégmentesítő sózás okozta lehámlás mindig a beton felületéről lehasadó apró cementkő darabok formájában jelenik meg. A lehasadó anyagrészek kialakulása a felületi jégrétegben terjedő repedések betonba hatolásának a következménye. Minden megfagyási ciklus nagyságrendileg azonos mennyiségű felületi lehámlást eredményez.
- A legkedvezőtlenebb sóoldat-koncentráció 3% körüli koncentrációhoz tartozik. A vizsgálatok szerint a sóoldatot nem tartalmazó, tiszta víz-jég nem hajlamos repedésképződésre, amely a lehámlást elindítaná. A híg sóoldat megfagyásakor nagy tömegben kialakuló jéglencsék között cseppfolyós halmazállapotú, töményebb sóoldat marad, amely a jéglencsékben repedések kialakulásához vezet. 3%-nál töményebb sóoldatok megfagyásakor a kisebb tömegben kialakuló jéglencsék szilárdsága azonban zérusnak tekinthető, így azokban repedések nem terjednek.



- A felületi lehámlás jelensége nem tapasztalható, ha a beton felületén nincs összefüggő sóoldat réteg.
- A felületi lehámlás jelensége nem tapasztalható, ha a legkisebb hőmérséklet nem csökken  $-10^{\circ}\text{C}$  alá. A felületi lehámlás annál erőteljesebb, minél kisebb hőmérséklet alakul ki a  $-10^{\circ}\text{C}$  alatti hőmérséklet tartományban.
- A légbuborékképző adalékszerrek hatékonyan csökkentik a felületi lehámlást. A frissbeton kivérzési hajlamának csökkentése révén a felületi beton tulajdonságai ugyanis kedvezőbbek. Közelítő számításaik szerint a légbuborékképző adalékszerrel készített beton lehűtése  $-18^{\circ}\text{C}$ -ra megfeleltethető egy nem légbuborékképző adalékszerrel készített beton legfeljebb  $-12^{\circ}\text{C}$ -ra.
- A felületi lehámlás jelenségét nem befolyásolja a beton kapillárisaiban található pórusvíz sótartalma. A felületi lehámlást a beton felületén lévő összefüggő sóoldat réteg koncentrációja határozza meg.
- A beton belsejében megfagyó víz hatására kialakuló tönkremenetel mechanizmusa teljesen eltér a felületi lehámlás mechanizmusától, és a két jelenség között semmilyen korreláció nincs.
- A felületi lehámlás mértéke a beton felületi tulajdonságaitól függ, a beton belső részének tulajdonságai a felületi lehámlás mértékére nincsenek hatással.

#### 4. A FAGY- ÉS SÓZÁSÁLLÓSÁG KÖZISMERT VIZSGÁLATI MÓDSZEREI

Az ASTM *minősítési* módszerként csak a *közvetlen fagyasztással-olvasztással* és a NaCl (konyhasó) *oldattal valamiképp telített* acélszálás (és a szál nélküli, etalon betonok) összehasonlítását fogadja el. Ezért itt nem tárgyaljuk az ún. *közvetett fagyállósági módszereket*, amelynek pl. jellegzetesen a *szilárd beton csiszolatán* láthatóvá tett és mért légbuborék rendszer jellemzői: *átlagos buborékméret*, a gömb alakú buborékok *fajlagos felülete* ( $\text{m}^2/\text{m}^3$ ), az 1 mm-nél kisebb légbuborékok összes térfogata betonban ( $\text{l}/\text{m}^3$ , illetve térf%) és mindezekből számítható ún. *távolsági tényező* (mm; angolul spacing factor, SF; németül: Abstand Faktor AF). Utóbbira a nemzeti szabványok vagy műszaki előírások  $\leq 0,18$  mm,  $\leq 0,22$  mm,  $\leq 0,25$  mm, stb (a kisebb szám a szigorúbb esetekre vonatkozik) értéket írnak elő. Bevizsgált adalékszer esetén az MSZ EN 206-1:2002 megelégszik a *friss beton* mért  $\geq 4$  térf % légtartalom kimutatásával. A különféle NAD-ok (nemzeti alkalmazási dokumentumok) azt is pontosan előírják, hogy  $d_{\max}$  (mm) legnagyobb szemnagyságtól (tulajdonképpen a telített beton péptartalmától) függően csökkenő  $d_{\max}$  -hoz legalább mekkora növekvő légtartalom szükséges.

Közvetett módszer még az 1 bar nyomáson és a 150 bar nyomáson felvett víz térfogatának hányadosa is:  $V_1/V_{150} \leq 0,8$  követelménnyel. Ezeket régebben részletesen tárgyaltuk hazai mérések és külföldi adatok, illetve előírások alapján (Erdélyi, 1988; Balázs, Erdélyi, Kovács, 1990 és 1991; Erdélyi 1996, Erdélyi, 1997; szerk.: Balázs) – de a csiszolatelemzési módszert pontosan leírja az MSZ EN 480-11:1998 (légbuborékelemzés) szabvány is.

Szerte a világon alapvetően *kétféle közvetlen* vizsgálati alapelv és módszer van:

- a) A *teljes próbatest* oldatban vagy vízben fagyasztása / olvasztása és – előírt ciklusszám után a tömegvesztésnek, a szilárdságnak, a ciklusok miatt *belülről, egész térfogatában mikrorepedezett próbatesten* való mérése: a *térfogatos tönkremenetel* mérése roncsolásosan és/vagy e folyamat roncsolásmentes *végigkísérése* az  $n_0^2$  (rezonancia frekvenciás önrezgésszám) és az ultrahang, UH (km/s) változásával: mindezek a *teljes tömeget, a teljes térfogatot* jellemzik. Az USA-ban, Japánban 300 ciklusig is elmennek.
- b) Újabbán inkább a *felületi lehámlást* (angolul: scaling off, németül: Abplatzung,

*Abwitterung*) mérik lemez alakú próbatesteknek *csak az egyik oldalán* alkalmazott és fagyasztott/olvasztott víz vagy sóoldat hatására néhány ciklusonként (pl. ÖNORM B 3003-nál 5 ciklusonként), egyébként szigorúan előírt körülmények között. A ciklusszám 28 vagy 56 szokott lenni.

Példaként a prEN 12390-9:2002 előírásait ismertetjük:

- b.1) *Referencia módszerként* az ún. *lemez-eljárást* írja elő, amelyben egy 150 mm-es kockából kivágott  $50 \pm 2$  mm-es betonszeletet kell 50 + 20 mm magas gumiszalaggal körberagasztani, majd PE-fóliával lefedni, miután 3 mm-es magasságú folyadékkal (desztillált vízzel, ill. 3%-os NaCl oldattal) feltöltötték. *Szigorúan* előírt hőmérsékleti program szerint (szabványos fagyasztószekrény!) olvasztott/fagyasztott próbatestekről 7-14-28-42-56 ciklus után előírt módon le kell önteni és szűrni a lehámlott anyagot. Mértékadó az *56 ciklus* utáni *egyedi* (próbatestenkénti) és az *átlagos* lehámlás végösszege (jellegzetes követelményként  $\leq 0,1 \text{ g/cm}^2$ ).
- b.2) *Helyettesítő (alternatív) módszer a kockavizsgálat; 100 mm-es (nem 150 mm)* teljesen folyadékban álló telített kockákat kell egy különleges (táguló) tartályba helyezve fagyasztani/olvasztani és 56 ciklus után kell a kockák tömegvesztését megállapítani: mértékadó a 7-14-28-42 és 56 ciklus utáni tömegvesztés, 0,1 % pontossággal megadva.
- b.3) *Helyettesítő (alternatív) CF-CDF módszer.* A CF módszer esetében desztillált vizet (Capillar-Frost-Resistance), a CDF módszer esetében 3 %-os NaCl oldatot használnak (Capillar-Deicing-Frost-Resistance) úgy, hogy minden egyes (kb. 70 mm vastag) próbatestet alatti oldatot külön hűtve és fűtve úgy kell kezelni, hogy a próbatest *alulról*, kapillárisan szívja föl az oldatot (vizet) és *lefelé hámlasztja le az alatta álló edénybe* a lefagyó betont. Erről a CDF-módszerről most *csak mint harmadikként ajánlottról* szólnak, noha már 1996-ban megjelent a szakirodalomban (Setzer, Fagerlund, Jansen, 1966). E módszer helyett végül is a CEN (*Comité Européen de Normalisation*) azért döntött a *b.1)* pontban ismertetett ráöntött folyadék alatti és fagyás/olvasztási ciklusok okozta lehámlás mérése mellett, mert egyrészt erre a régebbi svéd (SS 137244) és osztrák szabvány (ÖNORM B 3003) alapján kedvező ismételtelhetőségi tapasztalatokat szereztek, másrészt (és főleg), mert a CDF-módszert időközben szabadalmaztatták és a CEN nem ír (nem írhat) elő magáncég által szabadalmazott módszert kötelezően egész Európa számára.

## 5. ACÉLSZÁLAK ROZSDÁSODÁSI LEHETŐSÉGEI KLORIDIONOK JELENLÉTÉBEN

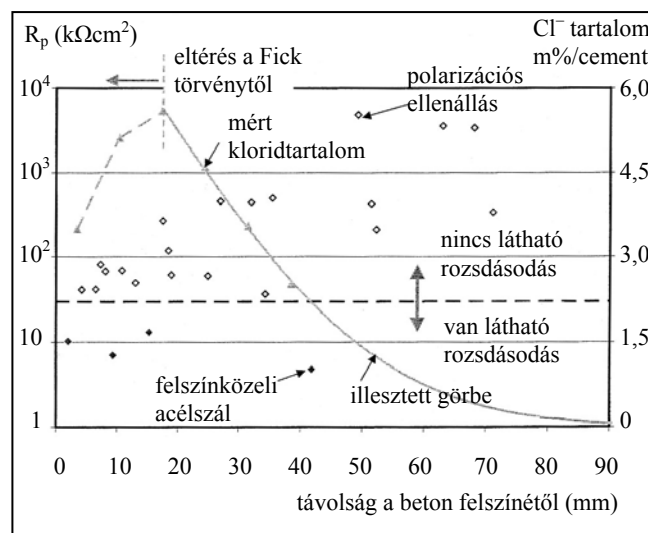
A 2002-es osztrák *Faserbeton Richtlinie* az *acélszálak korrózióját* illetően megállapítja, hogy „*csak a felszínre kiérkező szálak rozsdásodhatnak, mert a beton passzíváló hatásterületéből kiesnek. Ha az acélszálak a szokásosak (húzott, forgácsolt stb.) akkor ez a rozstda nem okoz lehámlást, és kontakt korrózió sem jön létre az egyes szálak között.*” (ÖVBB, 2002). A felületen keletkező rozstda tehát sem a teherbírást, sem a használhatóságot nem rontja – de a beton felület látványát hátrányosan befolyásolhatja (látszóbeton) – *kivéve ha az acélszálak horganyzottak.*

A rozsdafolt nélküli felület elérése érdekében *ipari padlóknál* ezért azt javasolják, hogy a jó bedolgozhatóság miatt szükséges mészköliszt puhább viselkedését felhordott kemény habarcs vagy rászórt keményadalékos kéreggel és 3 tányéros propelleres simítógéppel tegyék kopásállóvá, folt- és szálmentessé (Orgass, Dehn, 2002). Az *acélszálak látszóbeton* tehát külön felületkezelést igényel.

Kimondottan a *betonba ágyazott acélszálak korróziós lehetőségeit* tárgyalja az Aachen-i Műszaki Egyetem két kutatási jelentése (Dauberschmidt, Bruns, 2004). A két éven át egyik

felületükön klorid oldattal kezelt, különböző szálakat tartalmazó betongerendákon nyugalmi potenciált, polarizációs ellenállást, elektrokémiai impedanciát és áramsűrűségi görbéket, továbbá a felszíntől való távolság függvényében kloridtartalmakat, illetve elektronmikroszkóppal rozsdanyomot mértek. A legkorszerűbb módszerekkel mért  $R_p$  [ $k\Omega cm^2$ ] polarizációs ellenállás, látható rozsdanyom (elektronmikroszkóppal), a klorid/cement (m%) és a kitett felszíntől való távolság (mm) közti összefüggés a 3. ábrán látható (Dauberschmidt, Bruns, 2004). A mérésekből végül hullámosított huzalra 2,1–4,7 m%; kampósvégűre 3,1 – 3,9 m% és simára 3,4–4,7 m% klorid/cement rozsdásodást okozó arány adódott-, tehát a sokat emlegetett kritikus 0,4 m% klorid/cement arány acélszálakra nem érvényes. A betonfelületekhez közelebbi ( $pH < 13$ ) környezetben átlagosan 3,6 m% klorid/cement a kritikus rozsdásodási határ,  $pH > 13$  esetén pedig 5,2 m%.

A huzal gyártása során befektetett hidegalakítási munka mennyiségének nöttével (a kohászatban fogyás-százalék) a húzott szálak korrózióállósága nő: ezért nem mindegy a szálaknak a fogyástól függő szakítószilárdsága sem. A csökkenő átmérőjű húzógyűrűkön való dróthúzás során a huzal kéregben nyomófeszültség keletkezik és a felület igen tömör lesz. Az aachenihez hasonló kutatás sem másutt, sem Németországban nem volt még.



3. ábra: A polarizációs ellenállás, a klorid-tartalom, a felülettől való távolság és a rozsdásodás mértékének összefüggése (Dauberschmidt, Bruns, 2004)

Svéd kutatóintézetben vizsgálták a DRAMIX húzott acél szálak rozsdásodását, tehát az acélszálás beton tartósságát tengerparti és más kitéti viszonyok között (Bekaert, 1988). Megállapításaik:

- 12 év során a cink bevonatú EX-jelű, húzott acélszálak nem okoztak rozsdanyomot, még látszóbeton felületen sem, szemben a csak húzott felületű DRAMIX szálakkal amelyek még lamellázva-ragasztva is csoportosan a felszínre kibukkanhatnak.
- A húzott szálakon csak felületi rozsdá – a hengerelt hasított szálakon lyukkorrózió keletkezett.
- Egy tengervízzel fröcskölt zónában 5 évig lévő közönséges vasbetonban a 30 mm betonfedésű  $\varnothing 10$  mm-es fõvasbetéten a felületi rozsdá aránya 25 %-os volt, húzott acélszálás betonban (a vasbetéten) csak mintegy 20 %-os lemezből hasított szálakon ennek mintegy háromszorosa. Ennek oka a szálak repedéstágasság korlátozó hatása, másrészt valószínűleg az acélszálak  $O_2$  fogyasztása.

- 0,25 mm-nél kisebb repedésben a húzott acélszál nem rozsdásodik. Ennek oka az, hogy vibrálásakor a szálak vagy akár az adalékszemcsék körül kb. 50 µm vastag Ca(OH)<sub>2</sub>-ben igen dús réteg keletkezik, amely erősen lúgos és passziváló hatású.
- A hideghúzással készült acélszálakon keletkező rozsdá nyomása várhatóan nem okoz károsodást, mert a növekvő térfogat összesen kicsi.

## 6. FELADAT, CÉLOK

Éghajlatunkon a sózás, fagyás, olvadás, sóoldattal való telítődés és kiszáradás (O<sub>2</sub> és CO<sub>2</sub>, illetve víz és klorid behatolása) a legszigorúbb környezeti hatás: ez volt az OTKA T032883 kutatás súlypontja, beleértve a mechanikai (roncsolásos és roncsolásmentes), cementkémiai-ásványtani, elektromos vezetőképességi (korróziót gyorsító) és vízzárási tulajdonságok változását. A szálanyagok közül a műanyag és a szénszál eleve tartósnak tekinthető a szokásos környezeti hatások szempontjából, ezért csak az acélszálal beton tartósságával foglalkoztunk. A prEN lehámlasztásos módszerén kívül többféle szigorúságú, köztük saját fejlesztésű fagyasztási-olvasztási módszerrel vizsgáltuk szándékoltan nem légbuborékos (nem eleve fagyálló), 50-60 N/mm<sup>2</sup> nyomószilárdságú, 28 napig vízben utókezelt, majd több évig laborlevegőn tárolt, szálnélküli és acélszálal betonok fagy- és sózásállóságát. Mérsékelt szulfátálló (CEM I 42,5) cementet használtunk, és a készített betonok egy éves szulfátoldatos tárolás után tökéletesen épek voltak. Ellenőriztük a mechanikai tulajdonságok és a cementkő ásványtani változásait (portlanditfogyás), a kloridtartalmat, a fajlagos elektromos ellenállást (légszáraz, sóoldattal telített és kiszáritott állapotban) és a vízzáróságot is.

## 7. KIINDULÓ BETONSZILÁRDSÁGOK

Az 50×150×150 mm-es próbatesteket régebbi OTKA munkánk (T016683) során már e célra készített 75×150×700 mm-es gerendákból szeleteltük le, és ezeket a vágott felület érdekében az előírt vastagságra, 50 mm-re vékonyítottuk (L1-től L15-ig számozott lemezeket).

Kiindulásul szándékosan *nem légbuborékképző adalékszerrel készített betont* választottunk, mert kérdésünk az volt, hogy az 50-60 N/mm<sup>2</sup> 28 napos átlagos nyomószilárdságú (~C35/45), *nem légbuborékos betont mennyire teszi fagy- és sózás-állóbbá az acélszál.*

Meggyőződésünket, hogy t.i. ebben a *szilárdsági kategóriában szükség van légbuborék rendszerre*, igazolva látjuk (v.ö. EN 206-1:2000;  $L \geq 4$  térf.%, illetve Erdélyi, 1996). Ezt támasztják alá az e célú osztrák kísérletek is, acélszál nélküli, de LP és nem LP, illetve szilikaporos és anélküli, a miénkkel összehasonlítható szilárdságú betonnal (Nischer, 2000). Az említett (a miénkhez hasonló) C<sub>3</sub>A-ban szegény cementtel (v/c= 0,48; c=350 kg/m<sup>3</sup> *nem LP*;  $f_{\square 28} = 52$  N/mm<sup>2</sup>) készített beton 14 ciklus után már 900 g/m<sup>2</sup>-t hámlott, és ezért abba is hagyták a vizsgálatot; míg az LP beton (c= 430 kg/m<sup>3</sup>; v/c = 0,42;  $f_{\square 28} = 41$  N/mm<sup>2</sup> 49 ciklus után csak 41 g/m<sup>2</sup>-t veszített. Az összehasonlító szilikaporos nem LP beton  $f_{\square 28} = 85$  N/mm<sup>2</sup> szilárdsága ellenére 72 g/m<sup>2</sup>-t hámlott. Jelen cikkünkben nem térünk ki arra, hogy mi az oka a szilikaporos nagyszilárdságú beton vártnál rosszabb fagyállóságának (Feldrappe, Müller, 2004).

A 28 napig vízben utókezelt (MSZ EN 206-1), utána laborlevegőn tárolt, esetenként több éves próbatestjeink szilárdsági jellemzői a következők voltak:

- 28 napos, vízben tárolt, vizesen tört 150 mm élhosszúságú kockák szilárdsága az összes betontípusra 47 – 57 N/mm<sup>2</sup>.
- Az 1 éves, Ø150/150 mm hengersizilárdság légszárazon, KA esetben (v/c = 0,54) 56–63 N/mm<sup>2</sup>, NA betonra pedig (v/c = 0,42) 66–72 N/mm<sup>2</sup> száltartalomtól függetlenül.

- 75×75×150 mm-es 1:2 oldalrányú, vágott hasábok *nyomószilárdsága 10 éves korban*, 25-75 kg/m<sup>3</sup> acélszál tartalommal, 42-53 N/mm<sup>2</sup>; 75 mm élhosszúságú kockára átszámítva ez mintegy 52 N/mm<sup>2</sup>; 150 mm élhosszúságú kockára mintegy 50–51 N/mm<sup>2</sup> (A vágások okozta felületi sérülések miatt ez a szilárdság kisebb, mint az öntött próbatesteké).
- Az 1 éves henger hasító-húzószilárdság a száltartalommal növekszik: értéke 3 és 5 N/mm<sup>2</sup> között van.
- A 10 éves hasáb hasító-húzószilárdságának értéke 2–4,5 N/mm<sup>2</sup> között van.

## 8. FAGYÁLLÓSÁG-VIZSGÁLATI MÓDSZEREINK

A beton, illetve vasbeton (így az acélszálás beton) tartósságának egyik ismérve, hogy egyrészt az MSZ-EN 206-1:2002 szerinti XD3 kitéti osztálynak (környezeti körülmények) megfelel, azaz váltakozva nedves és száraz állapotban a acélbetétet támadó kloridnak (Cl<sup>-</sup> pontosabban klorid-ionoknak) kitéve megfelelően ellenálló (pl. sópermetnek kitétt hídszerkezeti elemek, parkológarázsok födémei, vasbeton burkolatok, végig vasalt, vagy a hézagoknál tüskézett hézagvasalt pályalemezek), másrészt megfelel az XF2 és XF4 szerinti kitéti osztálynak, amely a beton tartósságát kívánja meg függőleges illetve vízszintes betonfelületektől, sópermettel vagy közvetlen sózással igénybevett, mérsékelten vagy erősen vízzel telített állapotban. (pl. térburkolatok, Ujhelyi, 1999).

Sajnálatos, hogy a Na<sup>+</sup>-ionok veszélyes hatásával az EN 206-1 nem foglalkozik, ezek ugyanis a cementkövet még külön is tönkreteszik Na<sup>+</sup> és Ca<sup>++</sup> cserebomlás révén (Taylor, 1998).

Az MSZ EN 206-1 F1 nem kötelező mellékletében XD3-ra  $v/c \leq 0,45$ ,  $c_{\min} = 320 \text{ kg/m}^3$  C35/45 az ajánlott tulajdonságok – az XF2-ben és XF4-ben (csak a szigorúbbat véve)  $v/c \leq 0,45$ ,  $c_{\min} = 340 \text{ kg/m}^3$  és C30/37 az ajánlott követelmény, ha a frissbeton lég(buborék) tartalma  $\geq 4,0$  térf.% és az adalékanyag is fagyálló, a prEN 12620:2000 értelmében. A szabvány fenti F1 mellékletében az (a) megjegyzés szerint a beton fagyállóságát vizsgálattal kell igazolni, ha nem alkalmaznak légbuborékképző adalékszert. Ez volt a mi esetünk is, ahol közismerten fagyálló dunai homokos kavics adalékanyagot alkalmaztunk és az acélszálak fagyállósági hatását (vagy hatástalanságát) éppen ezért nem légbuborékos betonokon vizsgáltuk, hogy a buborékrendszer kedvező hatása ne takarja el az acélszálak esetleges javító hatását.

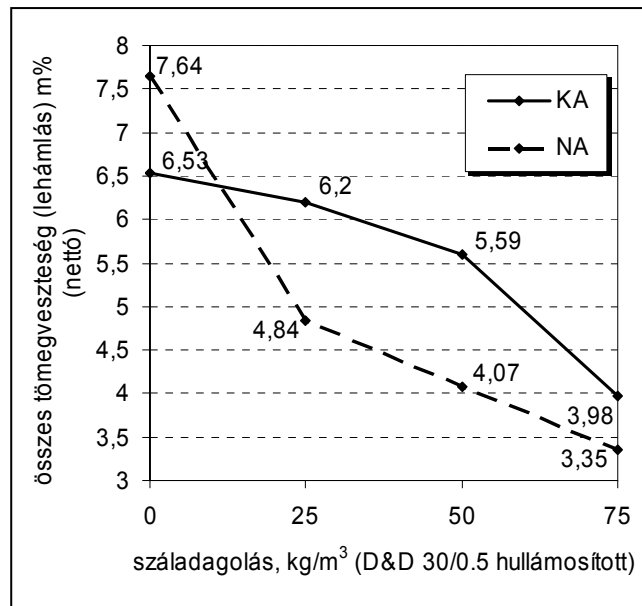
„KA” jelű (kisebb szilárdságú) betonjainak  $c = 300 \text{ kg/m}^3$  CEM I. 42,5 (bélapátfalvai) cementtel és  $v/c = 0,54$ -gyel 28 napos vízben tárolás után 150 mm élhosszúságú kockán 49-51-49-54-47-45-47 N/mm<sup>2</sup> nyomószilárdságúak voltak (itt száltartalomtól függetlenül, gyártási sorozatonként), tehát átlagosan  $f_{cm} = 49 \text{ N/mm}^2$  adódott, amelyhez  $s = 5 \text{ N/mm}^2$  szórás feltételezve  $49-1,645 \cdot 5 \cong 41 \text{ N/mm}^2$  küszöbérték ( $f_{ck}$ ) tartozik: ez nem éri el az XD3-ra előírt C35/45-öt.

„NA” jelű (nagyobb szilárdságú) betonjaink  $v/c=0,42$ ;  $c=400 \text{ kg/m}^3$  cementtartalommal (ismét a száltartalomtól függetlenül, sorozatonként rendre) 51-56-54-54-53-56-55-57 N/mm<sup>2</sup> kockaszilárdságúak voltak, ezek átlaga  $f_{cm} = 54,5 \text{ N/mm}^2$  és ebből a karakterisztikus (küszöb) érték  $f_{ck} \cong 54,5 - 8 = 46,5 \text{ N/mm}^2 > 45 \text{ N/mm}^2$ . Ez az „NA” betontípus tehát kielégíti az MSZ EN 206-1 szerinti XD3 C35/45 szilárdsági követelményt.

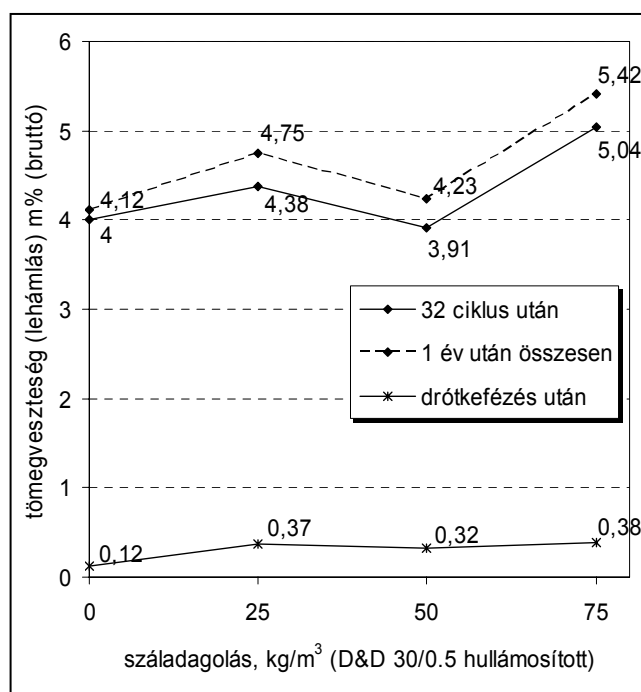
A jelen cikkünkben is ismertetett szakirodalmi adatok lényegét már saját kísérleteink megkezdése előtt *ismerve döntöttünk amellet*, hogy egyrészt a szabványos prEN 12390-9:2002 lemez-lehámlesztásos, másrészt nyugvó sóoldatban végzett kétféle módszert alkalmazzuk:

*A-módszer:* 8 ciklus után a félig sóoldatban fekvő hasábokat 90°-kal elforgattuk,- tehát 32 ciklus alatt mind a négy oldallapjuk egyszer fölfelé párologhatott, alulról viszont az oldat

felszívódhatott, így a só feldúsulhatott, akár kristályosodhatott is (ez volt a szigorúbb, ún. négyszer forgatásos módszer). A tömegveszteségek is igazolják, hogy az *A-módszer* a szigorúbbik (4. ábra).



4. ábra: Tömegveszteségek 32 ciklusú forgatásos fagyasztás után a szártartalom függvényében (*A-módszer*, a fagyasztási ciklusok után további 3 hónapig lehámlott tömegekkel együtt) (Erdélyi, Borosnyói, 2005)



5. ábra: Tömegveszteség 32 ciklus után (3% NaCl oldatban, forgatás nélkül, *B-módszer*) (Erdélyi, Borosnyói, 2005)

*B-módszer*: a félig sóoldatban fekvő 75×75×150 mm-es (nagyobb egységből levágott) hasábokat 32 cikluson át *mozdulatlanul hagytuk* (ez a kevésbé szigorú módszer) (5. ábra).

E módszerek hatékonyabbak, mint a szokásos, teljesen *sóoldattal* fedve fagyasztott-olvasztott próbatestek esete, mert az *A* és *B módszer* esetében az oldat fölötti beton-részbe szén-dioxid és oxigén jut be, az oldat pedig kapillárisan felszívódik és a NaCl a pórusokban feldúsul. Mindez együttesen az *ágyazó cementkő-mátrix tönkremenetelét és az acélszálak korrózióját gyorsíthatja*.

*Legfontosabb* (az *A- és B-módszernél* szigorúbb) *vizsgálatunk* azonban az említett prEN 12390-9:2002 szerinti 150×150×50 mm-es peremezett, hőszigetelt beton lemezeknek vágott 150 mm<sup>2</sup>-es felületén 56 ciklussal fagyasztott, az előírt 7, 14, 28, 42, ciklus után kicserélt 3 %-os NaCl oldat okozta szakaszos és halmozott lehámlás mérése volt.

## 9. TÖMEGVESZTESÉGEK (A- és B-módszer)

Az MSZ 4798-1:2004 szerint a tömegveszteség (m%) alapján szabad minősíteni az XF1, illetve XF3 környezeti osztályba tartozó betonokat 50, illetve 100 ciklusos fagyasztás alapján. Követelmény: ≤ 5 m% tömegveszteség és egyidejűleg ≤ 20 % nyomószilárdság csökkenés a referencia betonhoz képest.

Kísérleti betonjaink (4. és 5. ábra) a már leírt és az MSZ 4798 szabvány szerintinél (a kapilláris oldatfelvétel miatt) *sokkal* szigorúbb *A-*, és szigorúbb *B-módszerünkkel* már 32 ciklus után elérték (25-50 kg/m<sup>3</sup> szál), illetve meghaladták (etalon, E, szál nélkül) az 5 tömeg% veszteséget. A veszteség csak a 75 kg/m<sup>3</sup> száltartalom esetén volt 4 m% körüli (KA beton), illetve ez alatti (NA beton).

A növekvő száltartalom és növekvő szilárdság tehát csökkenti a tömegveszteséget (lásd hámlasztásnál is), de a felületi fagyállóságot ezzel nem lehet elérni.

## 10. LEHÁMLASZTÁSI VIZSGÁLATOK EREDMÉNYEI (prEN 12390-9:2002)

*A 28 ciklusos vizsgálati eredmények* szerint az egyedi veszteségek 1000 g/m<sup>2</sup> alattiak, de nem felelnek meg az MSZ 4798-2004 szigorúbb föltételeinek (56 ciklusra ≤ 700 g/m<sup>2</sup> egyedi érték az XF2 osztályban).

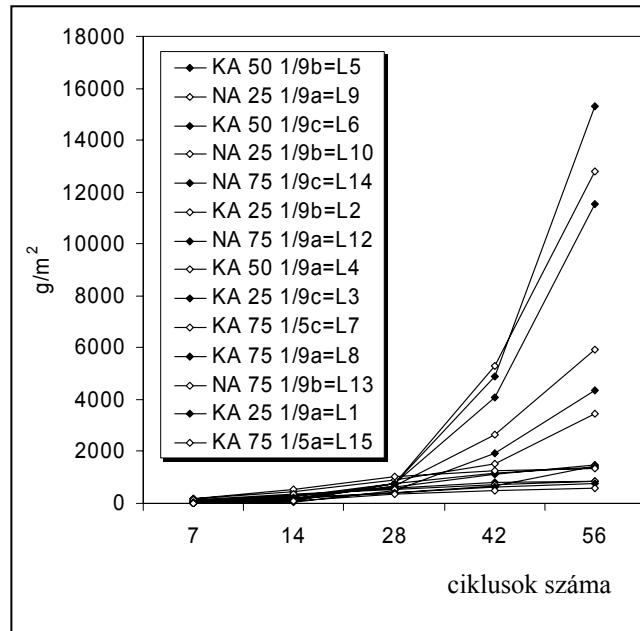
A különféle betonok (25-75 kg/m<sup>3</sup> szál; v/c = 0,42, illetve 0,54) hámlása 28 ciklusig nagyjából 400 és 1000 g/m<sup>2</sup> közti és mindegyik megfelelne az EN 1338:2002 szerinti, útburkoló elemekre előírt átlag 1,0 – egyedileg legföljebb 1,5 kg/m<sup>2</sup>-nek. 28-nál nagyobb ciklusszámú fagyasztáskor a lehámlás rohamosan nő, ezért megállapítható, hogy *az útburkoló kövekre vonatkozó EN 1338:2002 előírás nem elég szigorú*.

*Az 56 ciklusos vizsgálati eredményeket* tanulmányozva a jelenségek markánsabbak. Az eredmények 28 nap = 28 ciklus után *véletlen jellegűnek látszóan széttartók* (6. ábra). A rendezett minta (7. ábra) alapján azonban megállapítható, hogy a *legjobb 4 eset* (hámlás 1000 g/m<sup>2</sup> alatt), *acélszál tartalma átlagosan 62,5 kg/m<sup>3</sup>*; a legrosszabb 4 eset (5000 g/m<sup>2</sup> fölött) száltartalma 37,5 kg/m<sup>3</sup>, tehát:

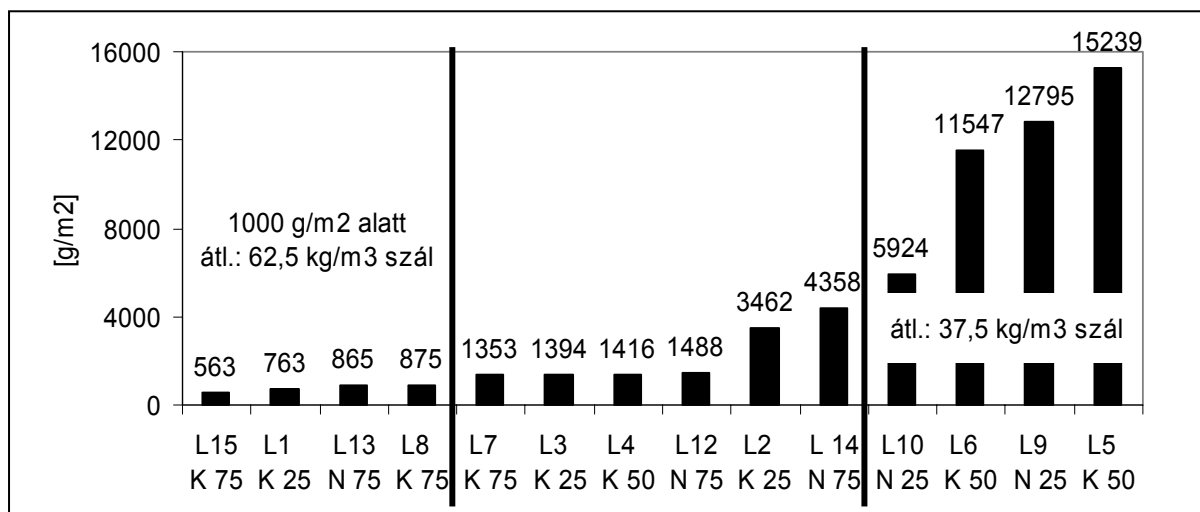
- a több acélszál késlelteti a lehámlást,- függetlenül a beton kisebb (KA), vagy nagyobb (NA) szilárdságától, de
- az acélszálak nem tudják megakadályozni az ágyazóanyagul szolgáló beton elégtelen fagyállóságát, mert megfelelő fagyállóság ebben a szilárdsági osztályban (C35/45; R<sub>átl</sub> ≥ 53 N/mm<sup>2</sup>) csak légbuborékos betonnal érhető el,
- a vizsgálatokhoz készített betonok 56 ciklusra egyik vizsgálati mód szerinti lehámlási követelménynek sem felelnek meg.

A tartósságon a mérsékelt égövi éghajlaton elsősorban a *fagy- és sózás állóságot kell érteni*. *Acélszálás beton esetében ilyenkor nem szabad megelégedni azzal, hogy a szívósság, a*

repedéstágasság-csökkenés, az ütészállóság, stb. milyen erőteljesen javul a száladagolás révén (Erdélyi 1993, 1994, 1995, 1997), hanem a betonnak önmagában (pl. az XF4, XD3 kitéti osztálynak megfelelően) fagy- és sózázállónak, továbbá kloridzárónak kell lennie (Utóbbira lásd: ASTM C 1202:2004 I., vagy II. osztály, töltésáthatolás max. 1000 Coulomb/6 óra).



6. ábra: Göngyöltett, normalizált, (betonként acélszállal együtt) számított összes fajlagos veszteség



7. ábra: Összes normalizált lehámlás növekvő sorrendben 56 ciklusra

Jelmagyarázat a 6. és 7. ábrához:

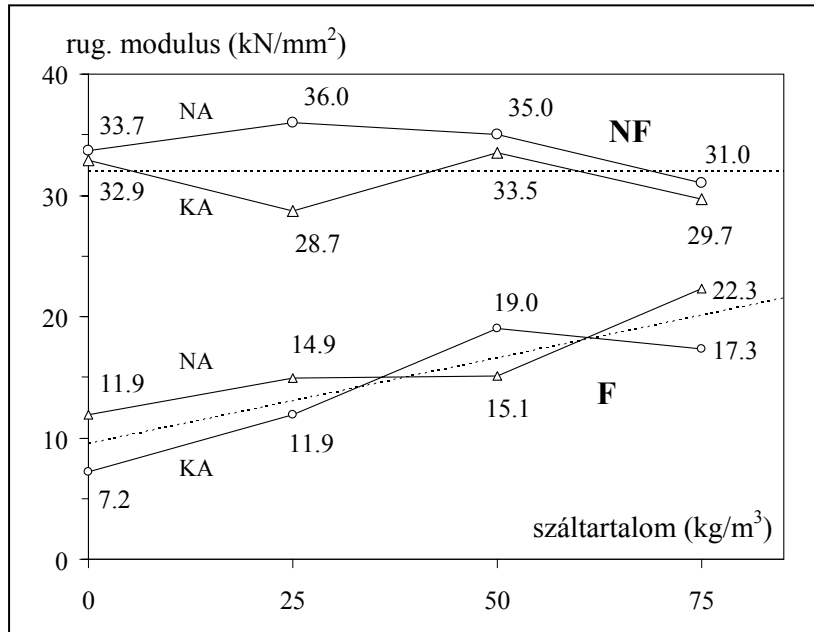
K:  $v/c = 0,54$ ,  $c = 300 \text{ kg/m}^3$

N:  $v/c = 0,42$ ,  $c = 400 \text{ kg/m}^3$

25, 50, 75: száladagolás  $\text{kg/m}^3$  (30/0.5, Dramix, ill. D&D hullámosított acélszál)

L: a próbatest sorszáma





8. ábra: A-módszerrel fagyasztott (F) és nem fagyasztott (NF) próbatestek rug. modulusai

## 11. RUGALMASSÁGI MODULUS, MARADÓ SZILÁRDSÁG

Megállapítottuk, hogy a fagyasztás után mért  $E_0$  kezdeti rugalmassági modulus lényegesen csökken a fagyasztás előttihez képest (8. ábra).

A 25–75 kg/m<sup>3</sup> acélszál adagolású KA jelű betonok fagyasztás előtti  $E_0$  eredményei egy halmaznak tekinthetők,  $E_{0m} \cong 32,0$  kN/mm<sup>2</sup> átlagos kezdeti rugalmassági modulusal. A fagyasztás utáni  $E_F$  kezdeti rugalmassági modulusok átlagértéke  $E_{Fm} \approx 19$  kN/mm<sup>2</sup>, mintegy 60 %-a a fagyasztás előttiének. A kontroll (nem fagyasztott, NF) hasábok szilárdsága a jól bedolgozható 50 kg/m<sup>3</sup> száltartalommal a többinél ugyan kissé nagyobb ( $\sim 52$  N/mm<sup>2</sup>), de ha az összes eredményt egy halmaznak vesszük, akkor ezek átlaga  $f_{pr,m}^{NF} = 48,3$  N/mm<sup>2</sup> – és a 29-től 58 N/mm<sup>2</sup> közt szóródó fagyasztott (F) hasábokra  $f_{pr,m}^F = 47,6$  N/mm<sup>2</sup>, tehát:

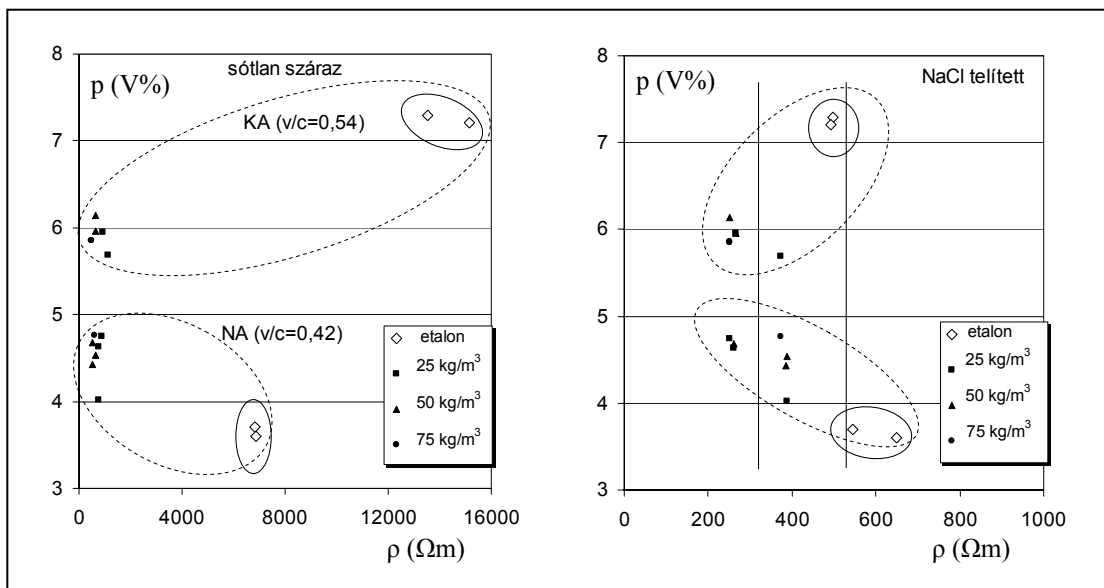
- a fagyasztás hatására a KA betonban az  $E_0$  modulus átlagosan 40 %-nyit csökken, míg a nyomószilárdság átlaga (nagyobb szórással ugyan) gyakorlatilag azonos.
- Az NA betonok  $E_0$  értéke átlagosan mintegy 37 %-nyit (tehát a KA-val gyakorlatilag azonosan) csökken. A szórás és terjedelem (szemben a kezdeti, még nem fagyasztott hasábok adataival) igen nagy. A beton a fagyasztás hatására véletlenszerűen megy tönkre.
- A hámlasztott-fagyasztott lemezek hasító-húzószilárdsága a száltartalomtól függ: a legjobb hat lemezben átlagosan 62,5 kg/m<sup>3</sup>; a legjobb 5-ben 70 kg/m<sup>3</sup>; a legjobb 4-ben 75 kg/m<sup>3</sup> acélszál van. Ezek mindegyikének elfogadható, 2 N/mm<sup>2</sup> fölötti a hasító-húzószilárdsága, a hámlási veszteség azonban mintegy 750 és 1400 g/m<sup>2</sup> közötti, tehát fagyállóság és felületminőség szempontjából a beton elfogadhatatlan.
- A  $\sigma$ - $\epsilon$  nyomó diagramok csak akkor eléggé szívós jellegűek, ha az  $E_F$  viszonylag kicsi. A szakirodalmi eredményektől eltérően nem tudunk a nem fagyasztott, szokásos száladagolású hasábjainkon elegendően nagy összenyomódást mérni, sem a törési ( $F_{max}$ -hoz tartozó), sem pedig a törés utáni, a leszálló ág végéhez (pl. 20 %-os törőerőhöz) tartozó állapotban.

## 12. VILLAMOS VEZETŐKÉPESSÉG

A beton, illetve acélszálás beton *fajlagos ellenállását* ( $\rho$ ,  $\Omega\text{m}$ ) fontosnak tekintik az acélszálás vagy anélküli beton, vasbeton, feszített vasbeton *tartóssága* szempontjából.

Míg egy szokásos C30/37 beton  $\rho$  értéke 1 m% víztartalom esetén  $100 \times 10^3 \Omega\text{m}$  is lehet; 5 m% esetén ez már csak  $100 \Omega\text{m}$ , viszont egy különleges KKS (katódos korrózióvédelmi) habarcsé ugyanilyen, 5 m% víztartalom esetén ennek sokszorososa:  $2\text{--}3 \times 10^3 \Omega\text{m}$  (Harnisch, 2004).

A fajlagos ellenállást befolyásoló tényezők *szétválaszthatók*. A porozitás ( $p$ , V%) a száltartalom (0, 25 és  $75 \text{ kg/m}^3$ ), a  $v/c$  és a különféle fizikai állapotok (60°C-on szárított, 3 %-os NaCl oldattal telített, telítés után újra szárított próbatestek) összefüggése a 9. ábrán látható.



9. ábra: A száltartalom, a  $v/c$  és a fizikai állapot (sózatlan száraz, illetve sóoldattal telített) hatása a fajlagos ellenállásra (a két ábra vízszintes tengelyén a lépték nagyságrendileg eltérő)

Az acélszál nélküli (etalon) KA beton *teljesen szárazon*  $\sim 14000 \Omega\text{m}$  ellenállású (nagy  $v/c$ , porozitás  $> 7 \text{ V}\%$ ), míg a nagyobb szilárdságú NA betonhoz (kis  $v/c$ , porozitás  $< 3,5 \text{ V}\%$ ), kb.  $7000 \Omega\text{m}$  tartozik. A  $25, 50$  és  $75 \text{ kg/m}^3$  szaladagolás mindkét beton ellenállását egyformán  $1000 \Omega\text{m}$  alá csökkenti.

Ha a betont *sóoldattal teljesen telítettük*, akkor az acélszálás betonokhoz  $200\text{--}400 \Omega\text{m}$  tartozik, az etalonhoz mintegy  $500 \Omega\text{m}$ . A különbség ebben az állapotban nem jelentős (a méréseket az ÉMI Vegyészet és Alkalmazástechnikai Osztálya végezte).

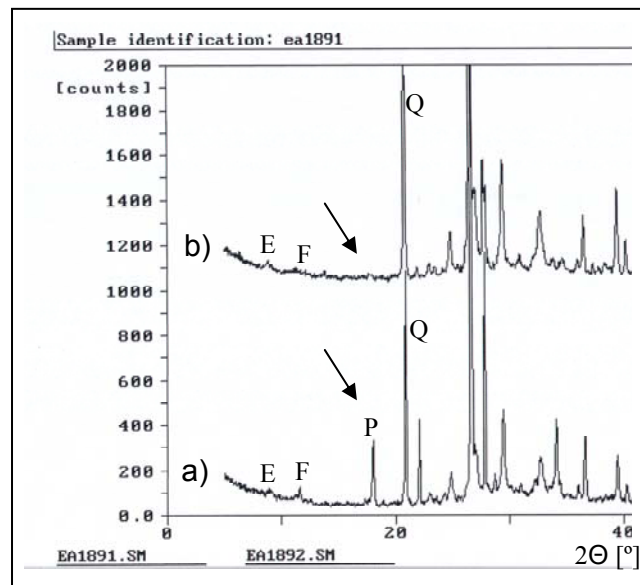
Ha egy sóoldattal *előzőleg telített* betonszerkezet *kiszárad*, akkor az acélszálás beton fajlagos ellenállása alig növekszik ( $\approx 400 \Omega\text{m}$ ), a sótelítés után kiszáradt, szál nélküli betoné viszont növekszik (KA betonunk:  $\approx 700$ , NA betonunk:  $\approx 1200 \Omega\text{m}$ ). Figyelemre méltó, hogy a nagyobb porozitású, kisebb szilárdságú KA betonban több só marad és ezért most már ennek az ellenállása kisebb lesz, mint a kisebb porozitású, és így kisebb sótartalmú NA betoné.

A korrózióknak kitett beton, acélbetét, acélszál, vagyis az egész szerkezet korróziós tartóssága szempontjából a minél nagyobb fajlagos ellenállás előnyös. Az ilyen irányban ható tényezők:

- a kisebb  $v/c$  és így kisebb porozitás,

- a minél gyakoribb száraz állapot (víztelítődés akadályozása víztaszító réteggel vagy hidrofób cement alkalmazása; pl. Ausztriában hídszegélyeket ilyen cementtel készítenek), továbbá általában a víz (sólé) elevezetése,
- az acélszáltartalom 25–75 kg/m<sup>3</sup> között gyakorlatilag egyformán csökkenti, tehát rontja a fajlagos ellenállást: ez sóoldattal telítetten a v/c-től függetlenül 200–400 Ωm lehet a száraz, nem sózott, acélszál nélküli 7000-14000 Ωm-hez képest.

A sózásnak és víztelítődésnek kitett betonszerkezetek korróziós veszélyének megítélésakor, vagy katódos védelmének tervezésekor bemutatott eredményeinket javasoljuk figyelembe venni.



10. ábra: A legerősebben lehámlott L9 jelű, acélszálas, sóoldattal fagyasztott-hámlasztott beton próbatest röntgendiffraktogramjai: a) fenolftalein pozitív tartomány, b) fenolftalein negatív tartomány *P csúcs nélkül* (E – ettringit, F – Friedel-só, P – portlandit, Q – kvarc)

### 13. ÁSVÁNYTANI VIZSGÁLATOK

A különböző módszerekkel fagyasztott-olvasztott mintákon, és a kb. 10 éves, laborlevegőn tárolt kontroll mintán fenolftalein oldattal a pH=9,0 alatti részeket (karbonátosodott vagy a portlandit teljesen kioldódott), illetve pH=9,0 fölöttieket a hasított felületen elkülönítettük. E területekből vett mintát derivatográfiásan és röntgendiffrakcióval is megvizsgáltuk (10. ábra). A kloridtartalmakat meghatároztuk, és mindezeket a kérdéses betonrész tönkremeneteli mértékével összehasonlítottuk. Megvizsgáltuk a hámlás miatt beágyazatlanná váló, illetve a betonmátrixban végig beágyazottan maradó acélszálak felületi állapotát, rozsdásodását.

A kloridion tartalom cementre vonatkozó tájékoztató értéke 1,5-2,0 m%. Ez kevesebb, mint amennyit például Hollandiában, tengervíznek kitett vasbeton szerkezetekben mértek. Részletes kémiai elemzés útján kimutatható, hogy a Cl<sup>-</sup>/SiO<sub>2</sub> arány a nagyobb zárványossággal (azaz esetünkben a nehezebb bedolgozhatóság miatt a nagyobb száltartalommal) növekszik.

A megfigyelt fázisátalakulások szempontjából nem a karbonátosodás mértéke a meghatározó, hanem a külső hatás eredményeként kilúgozódott, a bázikusságot egyébként biztosító fázis, a portlandit hiánya. A portlandit tartalom teljes kimosódása a hidrátfázisok instabilitását és mennyiségi csökkenését eredményezi, mindez szilárdságcsökkenést okoz. A lehámlás okozta látványos felületi tönkremenetelnek ez a kioldódás az oka.

A fenolftalein reakcióval jól elkülöníthető tartományok a legerősebben lehámlott, L9 jelű próbatesten jól megkülönböztethetők (11. ábra).



11. ábra: A legerősebben lehámlott, L9 jelű próbatest  
(megjegyzés: a középső, nem színes nyomtatásban sötétebb tónusú tartomány fenolftalein pozitív,  $\text{pH} < 9$ , a portlandit kioldódott, a felület tönkrement)

A félig sóoldatba merített, *A*-módszerrel fagyasztott-olvasztott hasábok (tömegveszteség 32 ciklus után 3,5-4,0 m%, lásd 4. és 5. ábra) belső magja ép, és a beágyazott acélszálak nem rozsdásodnak: a lepattogzás oka tehát nem rozsdanyomás, hanem a nem légbuborékos betonnal együtt járó fizikai tönkremenetel (12. ábra). Az épen maradó belső mag révén a fagyasztott-olvasztott próbatestek vízzárósága gyakorlatilag nem csökken a referencia mintákéhoz képest.



12. ábra: *A*-módszerrel fagyasztott-olvasztott 75×75×150 mm-es acélszálás (75 kg/m<sup>3</sup>) betonhasáb törete 10 éves korban hasítva (megjegyzés: a középső, nem színes nyomtatásban sötétebb tónusú tartomány fenolftalein pozitív,  $\text{pH} < 9$ , a portlandit kioldódott, a felület tönkrement)

## 14. MEGÁLLAPÍTÁSOK

A kutatás célja az volt, hogy tisztázzuk: 25, 50 és 75 kg/m<sup>3</sup> acélszál adagolása (amelyek hossza: 30 mm, átmérője: 0,5 mm) hogyan befolyásolja a betonok tartósságát, elsősorban fagy- és sózásállóságát, továbbá vízzáróságát; épek és hatékonyak maradnak-e az acélszálak. Azt is meghatároztuk, hogy az acélszáltartalom, illetve a sóoldattal való telítettség, majd utána a kiszáradás hogyan változtatja meg a beton fajlagos villamos ellenállását ( $\rho$ ,  $\Omega\text{m}$ ). A legszigorúbb lehámlasztásos módszeren kívül (pr EN 12390-9:2002) a félig sóoldatba mártott, és így kapillárisan telítődő hasábok tömegveszteségét, rugalmassági modulusának ( $E_0$ ) és az

ultrahang (UH) sebességének változását, a fagyasztás utáni szilárdságot és a  $\sigma$ - $\varepsilon$  diagramokat is értékeltük.

*Betontechnológiai következtetések:*

A 45-65 N/mm<sup>2</sup> nyomószilárdságú beton légbuborékképző szer és buborék rendszer nélkül nem fagyálló és az acélszál adagolás ezen gyökeresen nem segít. Ilyen szilárdságú tartós acélszálás betont csak légbuborékképző adalékszerrel érdemes készíteni.

Elsősorban a lehámlasztásos, de még a kapilláris felszívódást lehetővé tevő, általunk alkalmazott, a hagyományoshoz hasonlító módszer is szigorúbb, mint az MSZ 4798-1-ben is szabályozott, szokásos, oldatba merített testek fagyasztása-olvasztása és minősítése a tömegvesztés, illetve a szilárdságcsökkenés alapján. A 28 ciklusos hámlasztás elégtelen.

*Mechanikai jellemzők:*

Az  $E_0$  modulus fagyasztás – olvasztás hatására 30-40 %-nyit csökken a kiindulásihoz képest és az értékek nagyon szóródnak; ugyanakkor a hasábszilárdság kevésbé romlik. A *hasító-húzószilárdság* is romlik, de e tekintetben a száladagolás hatékony, és a lehámlott (tönkrement) betonfelszín ellenére nagy a teherbírási tartalék. Az  $E_0$  modulus statikus mérése helyett a rezonancia frekvenciás  $E_{din}$  mérésére kellene áttérni.

A beágyazott acélszálak nem rozsdásodnak és a lehámlást a szabaddá váló, sóoldattal érintkező szálak rozsdanyomása nem fokozza. A lehámláskor kipergő acélszálak tömege jóval kevesebb, mint az az adagolási arány szerint lehetne. Az acélszálak a lehámlást csökkentik.

A vízzáróság a tartósság egyik feltétele. Ez a jellemző esetünkben fagyasztás után is megfelelő volt. Az acélszálak a mikrorepedezést akadályozzák és a zsugorodás, illetve a fagy okozta károsodás ellenére (lásd  $E_0$  csökkenése) a beton tömegében vízzáró marad; és ez a romló felszíntől független.

Az ultrahang (UH) terjedési sebességét a csatoló anyag fajtája lényegesen befolyásolja: a gépszír és vazelin a legjobb, a bentonit szuszpenzió megfelelő – a többit kerülni kell. Az UH sebesség a fagyasztás – olvasztás hatására csökken: szilárdságbecslésnél a biztonság javára tévedünk ha – a fagyasztási-olvasztási ciklusok után – *megszáradt* betont vizsgálunk. A fizikai állapot a mérhető sebességeket befolyásolja, de az acélszáltartalom nem.

*Villamos ellenállás:*

Az acélszáltartalom az egész betonszerkezet korróziós veszélyeztetettségét kissé növeli a szál nélkülihez képest, mert a beton fajlagos villamos ellenállása csökken: legkisebb sóteltelt állapotban, nedvesen. Törekedni kell a műtárgyak betonjainak (belsejének) szárazon tartására (bevonat, hidrofób cement stb.). A v/c tényező csökkentése itt is fokozza a tartósságot.

*Ásványtani és vegyi jellemzők:*

A kloridion tartalom a soha nem sózott, nem fagyasztott kontroll mintákban elhanyagolható. A sóoldatban fekvő, fagyasztott mintákban a cementtartalomra vonatkozó becsült kloridion tartalom 1,5-2 m% közti: ez kevesebb, mint amennyit tengervízzel fröcskölt betonszerkezetekben mértek. Részletes kémiai elemzés útján kimutatható, hogy a Cl/SiO<sub>2</sub> arány a nagyobb zárványossággal (azaz esetünkben a nehezebb bedolgozhatóság miatt a nagyobb száltartalommal) növekszik.

## 15. KÖSZÖNETNYILVÁNÍTÁS

A témavezető megköszöni az OTKA Irodának a T 032883 számú pályázat támogatását. Ezzel egyrészt magát a kutatást, másrészt a hozzá szükséges eszközberendezést (pl. számítógépes

vezérlésű, automatikus fagyasztószelektény a pr EN 12390-9:2002) tette lehetővé. Köszönet illeti az OTKA Iroda igazgatóját – Dr. Gilyén Elemérné – és munkatársait több éves segítőkész közreműködésükért.

A témavezető megköszöni az érdemi társszerzők önálló kísérleti, vizsgálati adatelemzési, értékelési, szerkesztési munkáját, amellyel ez a több éves OTKA kutatás végül is célba érhetett.

Szerzők együttesen megköszönik az Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszék szakmai csapatának, nevezetesen dr. Józsa Zsuzsanna docensnek, dr. George Nehme Salem és dr. Zsigovics István adjunktusoknak, Emszt Gyula üzemmérnöknek, Péter József, Mikes István, Rónaky Viktória, Árpás Endre, Bene László, Saskói Erzsébet technikusoknak, Földvári Gábor szigorló mérnökhallgatónak, Fehérvári Sándor doktorandusznak kitartó és nélkülözhetetlen, sokéves vagy régebbi, illetve csak az utóbbi kutatási szakaszhoz kapcsolódó munkáját. Köszönjük Dr. Kálló Miklós (BME Hidak és Szerkezetek Tanszék) közreműködését a mérésekben, illetve tapasztalt kollégáink: dr. Ujhelyi János, dr. Gálos Miklós, dr. Kovács Károly, dr. Kausay Tibor tanácsait és együtt gondolkodását. A szerzők köszönik Dr. Balázs L. György tanszékvezető egyetemi tanárnak, hogy a kutatást minden fázisában támogatta és e cikk végleges szövegváltozatát nagy gonddal felügyelte.

Köszönjük az együttműködő intézeteknek az egyes vizsgálatok gondos elvégzését:  
ÉMI KHT: dr. Kovács Károly, Pásztoriné Katalin, Takács Sándor, Boros Sándor.  
CEMKUT Kft: Szegőné Kertész Éva, Gulyás Tibor, Király Antal.  
MÁÉPTESZT Kft Laboratóriuma: Gyömbér Csaba.

Végül a *témafelelős* köszöni időközben szívszorítóan megfogyatkozott családjának, hogy elviselték azt, hogy kutatómunkája sokszor túl fontos volt hozzájuk képest.

## 16. HIVATKOZÁSOK

- Balázs Gy., Erdélyi A., Kovács K. (1990), „Fagy és olvasztósók hatása a beton tartósságára (Effect of frost and decing agents on the concrete’s durability)”, *Építőanyag*, Vol 42., No. 2., pp. 1-11.
- Balázs Gy., Erdélyi A., Kovács K., (1991), „Az acél korróziója kloridok hatására”, *Építőanyag*, Vol. 43., No. 6., pp. 202-218.
- Bekaert, S. A. (1988), „Die Dauerfestigkeit von Dramix Stahldrahtfaserbeton”, *Technische Daten*, pp. 1-8.
- Brown, R. D. (1980) „Mechanism of corrosion of steel in concrete in relation to design inspection and repair of off- shore and coastal structures”, *Performance of concrete in marine environment, ACI, Special Publ. 65*.
- Cao, J., Chung, D. L. (2002), „Damage evolution during freeze-thaw cycling of cement mortar by electrical resistivity measurement”, *Cement and Concrete Research*, Vol. 32, pp. 1657-1661.
- Dauberschmidt, C., Bruns, M. (2004), „Korrosionsmechanismen von Stahlfasern in chloridhaltigem Beton“, *IBAC Mitteilungen*, RWTH Aachen, Inst. für Bauforschung, pp. 62-64.
- Erdélyi A. (1988), „A beton fagyállóságának megítélése közvetett módszerekkel”, *Építőanyag*, No. 4., pp. 138-141.
- Erdélyi A. (1993), „The toughness of steel fibre reinforced concrete”, *Periodica Polytechnica*, Vol. 37., No. 4., pp. 229-244.
- Erdélyi A. (1994), „Acélost erősítésű betonok (OTKA T 016683)”, *Beton*, No. 3., pp. 4-13.
- Erdélyi A. (1995), „Acélszál erősítésű beton – rostbeton, acélhajbeton (OTKA T 016683)”, *Beton*, No. 4., pp. 1-6.
- Erdélyi A. (1996), „Légpórusrendszer és betontartósság”, *Betonszerkezetek tartóssági*

- konferencia* 1996. okt. 29. (Szerk.: Balázs Gy.), Műegyetemi Kiadó, pp. 129-138.
- Erdélyi A. (1997), „Acélrost erősítésű betonok szívóssága”, *Budapest Műszaki Egyetem Építőmérnöki Kar Építőanyagok Tanszék Tudományos Közlemények* 37. Műegyetemi Kiadó, pp. 99-106.
- Erdélyi A. (2004), „Acélszál erősítésű betonok tartóssága”, *Vasbetonépítés*, No. 1., pp. 12-20.
- Erdélyi A., Borosnyói A. (2005), „Durability studies on SFRC”, *Proceedings of 1<sup>st</sup> CECCC Fibre Reinforced Concrete in Practice*, 8-9 September 2005, Graz, Austrian Society for Concrete and Construction Technology, pp. 67-70.
- Erlin, B., Verbeck, G. J. (1975), „Corrosion of metals in concrete”, *Needed research SP. 49-4*, ACI Detroit, USA
- Fagerlund, G. (1997), „Internal frost attack – State of the Art”, *Frost resistance of concrete*, Eds.: Setzer, M. J., Auberg, R., *E&FN Spon*, London, pp. 321-338.
- Feldrappe, V., Müller, C. R. (2004), „Auswirkungen eine Frostbeanspruchung auf dichte, hochfeste Betone“, *Beton*, No. 10, pp. 573-575.
- Harnisch, J. (2004), „Untersuchungen zum Elektrolytwiderstand von KKS (Kath. Korrosionsschutz)“, *IBAC Mitteilungen*, RWTH Aachen, Inst. für Bauforschung, pp. 126-174.
- Lubelli, B., Hees, R. P. J., Huinik, H. P. (2006), „Effect of NaCl on the hygric and hydric dilation behaviour of lime-cement mortar”, *HERON*, Vol. 51., No. 1., pp. 33-47.
- Nischer, P. (2000), „Forschungsbericht des Laboratoriums von ÖVZ“, *a szerző magánközleménye*, Bécs, 2000. április.
- Orgass, M., Dehn, M. (2002), „Industrie Fussboden aus Stahlfaserbeton“, *Faserbeton, Innovationen im Bauwesen*, Beinwerkverlag Berlin, pp. 213-220.
- ÖVBB (2002), „Faserbeton Richtlinie”, *Österreichischer Vereinigung für Beton und Bautechnik*, März 2002, pp. 1-64.
- Polder, R., Rooij, M. R. (2005), „Durability of marine concrete structures – field investigation and modelling”, *HERON*, Vol. 50., No. 3., pp. 133-151.
- Rooij, de M. R., Groot, C. J. (2006), „A closer look on salt loaded microstructure”, *HERON*, Vol. 51., No. 1., pp. 49-62.
- Setzer, M. J., Fagerlund, G., Janssen, D. J. (1996), „CDF Test – Test method for the freeze-thaw resistance of concrete – tests with sodium-chloride solution”, *Materials and Structures*, Vol. 29., Nov 1996, pp. 523-528.
- Taylor, H. F. W. (1998), „Cementchemistry”, *Telford*, 2nd 1998, pp 365-367.
- Ujhelyi, J. (1999), „Térburkolatok kivitelezése – szakértői tapasztalatok”, *Közúti és Mélyépítés tudományi Szemle*, No. 2., pp. 80-82.
- Valenza, J., J., Scherer, G., W. (2007), „A review of salt scaling: I. Phenomenology, II. Mechanisms”, *Cement and Concrete Research*, Vol. 37., pp. 1007-1034.
- Vijffels, T., Lubelli, B. (2006), „Development of a new accelerated salt crystallization test”, *HERON*, Vol. 51., No. 1., pp. 63-79.

## BETONBURKOLATOK TARTÓSSÁGA

*Dr. Liptay András*  
*műszaki szakértő*  
*1025 Bp. Törökvész út 101.*  
*liptay@t-online.hu*

### ÖSSZEFOGLALÁS

A magyarországi betonburkolatok építésének és tönkremenetelének rövid történelmi áttekintése során a cikk meghatározta a tönkremeneteli folyamatok leggyakoribb sérülését, azok okait. A betonburkolatok tönkremenetelének leggyorsabb és legradikálisabb folyamatát az 1960-as években bevezetett téli hóolvasztó sózás indította el. A betonburkolatok tervezésére és építésére vonatkozó újabb műszaki előírásokban a korábban tapasztalt sérülések elkerülésére nagy gondot fordítottak. A Föld globális melegedésének hatására viszont a magyarországi éghajlat is változik, ezért a jövőben a betonburkolatok élettartamának tervezése során a hasznos és járulékos igénybevételek ismétlődését nagyobb figyelemmel kell a méretezésnél számításba venni, mint eddig. A cikk ismerteti a különböző országokban a fáradási szilárdság meghatározására kialakult különböző módszereket és a magyarországi alkalmazásra javaslatot fogalmaz meg.

### 1. A BETONBURKOLATOK TARTÓSSÁGÁT BEFOLYÁSOLÓ HATÁSOK (betonutak építésének korszakai és tönkremenetek okai)

A betonburkolatok tartósságát ideális esetben a forgalmi terhelésből és a hőmérséklet változásából származó igénybevételek ismétlődésének száma határozza meg. Betonburkolatokban a sokszorosan ismétlődő húzófeszültségek a húzószilárdság fáradását eredményezik és a szilárdság fáradásának alakulásától függ, hogy a feszültségek mikor érik el a csökkent húzószilárdságot. A terhelés ismétlődésének ebben a szakaszában, a burkolatban a fáradási repedések száma fokozatosan növekszik és végül az út a forgalom zavartalan átvezetésére alkalmatlanná válik.

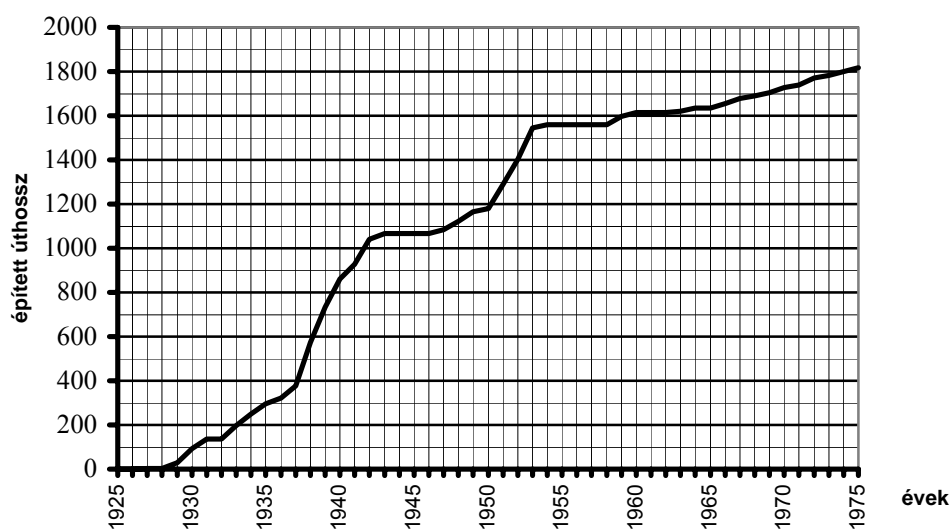
A magyarországi betonburkolatok tönkremeneteli folyamatában ezt az ideális esetet nagyon ritkán lehetett megfigyelni. Általában a betonburkolat szerkezete vagy pályaszerkezete nem megfelelő kialakításának, vagy a környezeti hatásoknak a következményeként a betonburkolatok az ideális tartósságot nem érték el.

A Magyarországi betonburkolatok tartósságát befolyásoló hatások megismerése céljából érdemes feleleveníteni az első betonburkolat építésétől kezdve a különböző korszakokat és az akkor épített betonburkolatok tönkremenetelének főbb okait.

Az első sikeres betonburkolatú utat 1911-ben építették Iglón, mely akkor még Magyarországhoz tartozott. Ezt követően több kísérleti burkolatszakszást építettek, de ezek viszonylag gyorsan tönkrementek és a jelenlegi Magyarország területén az első sikeres betonburkolatú útszakasz 1927-ben épült Tát és Nyergesujfalu között.

Az 1920-as évek közepétől a betonutak építési üteme és a szerkezeti kialakítása alapján négy fejlesztési időszakot lehet megkülönböztetni. Az 1. ábra mutatja az évente épített betonburkolatok összesített hosszát 1927 és 1975 évek között.





1. ábra: Az évente épített betonút szakaszok összesített hossza

### 1.1. A magyarországi betonburkolatok építésének első, 1927-1935 közötti korszaka "hőskor"

1927-ben Tát és Nyergesújfalu közötti útszakasz betonból épült nagyon jó minőségben, hossza 3 km, a beton 1972-ben, 45 év eltelte után is viszonylag jó állapotban volt.

Ebben az első építési korszakban a betonburkolatokat 5,5 m szélességben építették hosszhézag nélkül, a kereszt hézagok távolsága 18-20 m volt. A burkolat vastagsága közepesen 15-18 cm, a széleket vastagították. A hézagok a beton táblarészeket teljesen elválasztották egymástól, vagyis ezek a burkolat teljes vastagságán átmenő hézagok voltak. A burkolatba betonacél erősítést nem helyeztek és a hézagokba sem szereltek acélbetéteket. *Hász (1934)* szerint a burkolatokat általában teherbíró alapra, bejáródott makadámra építették.



2. ábra: 10. számú főút  
48+000 km szelvényben  
1972. évben

A hosszhézag hiánya és a kereszt hézagok viszonylag nagy távolsága miatt a burkolatban hossz- és keresztrepedések jöttek létre és így kialakultak azok a betontábla méretek, melyeknél további repedések a forgalmi terhelés és a hőmérsékletváltozás hatására már nem keletkeztek. (2. ábra). A repedések és a hézagok azonban megnyíltak, mivel a burkolatrészek összekötő vasalása hiányzott. Ennek és helyenként a gyengébb minőségű betonok esetében az 1960-as években megkezdett hóolvasztó sózás hatására lehámlott felületek miatt a betonburkolatokat aszfalttal burkolták.

Az 1935-ig megépített betonút szakaszok összhossza 248 km (átlagos éves építési ütem 31 km).

## 1.2. Betonburkolatok építésének második, 1935-1943 közötti korszaka "ókor"

A betonburkolatok szélességét 6 m-re növelték, középen hosszhézagot alakítottak ki és a kereszthézagok távolságát a korábbi időszakban alkalmazotthoz képest csökkentették 8-12 m-re. Ebben az időszakban egyenletes vastagságú 13-cm-es betonburkolatokat építettek. A burkolatokat általában közvetlenül a talajra, esetenként 15 cm vastag homokos kavics vagy zúzottkő ágyazatra helyezték.

Sem a burkolatba, sem a hézagokba acélbetéteket nem szereltek. A hézagokat a beton teljes vastagságán átmenő hézagként alakították ki.

A csökkentett kereszthézag távolságokkal kialakított betontáblák mérete még mindig nagyobb maradt annál, mint amellyel a repedések kialakulása elkerülhető lett volna. Ezek a vékony, 13 cm-es, alaprteg nélküli betonburkolatok az akkori forgalmi igénybevételeknek sok helyen –különösen a homoktalajú szakaszoknál- sokáig megfeleltek, azonban a II. világháborúban megnövekedett terhelések, a rendkívüli (lánctalpas) igénybevételek hatására a betonban további repedések, sérülések keletkeztek. 1938-1939 években épült az 52. számú főút 13 cm vastag betonburkolata, mely 1972-ben még forgalomban volt a 3. ábrában látható állapotban.

Ezek a 13 cm vastag földre helyezett betonutak viszonylag hosszú időn keresztül (25-30 évig) alkalmasak maradtak a forgalom átvezetésére. Az 1960-as évek közepén kezdték a burkolatokat átépíteni. A hóolvasztó sózás miatt, az előző korszakban építettekhez képest az 1970-es évekre, már jelentősebb betonsérülések keletkeztek az át nem épített szakaszok betonburkolatán.

Ebben az időszakban épített betonutak hossza 819,8 km (az átlagos építési hossz évente 91,1 km).



3. ábra: 52. számú főút Kecskemét és Solt kö-

## 1.3. Betonburkolatok építésének harmadik, 1947-1954 közötti korszaka "középkor"

A szélességet 6,50 m-re növelték, a keresztmetszet mentén állandó vastagságú 18 cm-es, betonacél nélküli burkolatokat építettek. A kereszthézagok távolsága 8-12 m volt. A kereszthézagok az időszak első éveiben még a korábbiaknak megfelelően átmenő hézagként készültek,



4. ábra: 7. számú főút (Balatonszentgyörgy-Nagykanizsa között, épült 1952-ben) lehámlott felülete a 188+030 km szelvényben. A felvétel 1972. év májusában készült.

később azonban 36 m-ként tágulási (dilatációs) hézagokat alakítottak ki és a tágulási hézagok közötti többi hézag vakhézag volt

Ebben az időszakban kezdték el a hosszhézagoknál a hézaggal szétválasztott táblarészek összekötését a hézagokban elhelyezett acélbetétekkel. A tágulási kereszthézagokba teherátadó acélbetéteket szereltek (Liptay 1966). A betonburkolatokat általában 15-20 cm vastag homokos kavics ágyazatra helyezték. A betonburkolatok felületén a hóolvasztó sózás erős sérüléseket okozott (4. ábra)

1947-1954 évek között épített betonutak hossza 490,1 km, az átlagos éves építési ütem 70 km.

#### 1.4. Betonburkolatok építésének negyedik, 1958-1975 közötti korszaka "újkor"

1958-60 között épített betonburkolatok szélessége 7 m, vastagsága a keresztmetszet mentén állandó; 18 cm. 6 m-ként készítettek kereszthézagokat, az időszak első felében a kereszthézagok közül minden hatodik tágulási hézagként készült teherátadó acélbetétekkel, a tágulási hézagok közötti kereszthézagok vakhézagok, acélbetétek nélkül. Az időszak második felében a tágulási hézagok egymástól való távolságát fokozatosan növelték 60 m-re, majd 120 m-re, végül az M7 autópálya jobboldali betonburkolatánál teljesen elhagyták a műtárgyak (hidak) közötti pályaszakaszban a tágulási hézagokat.

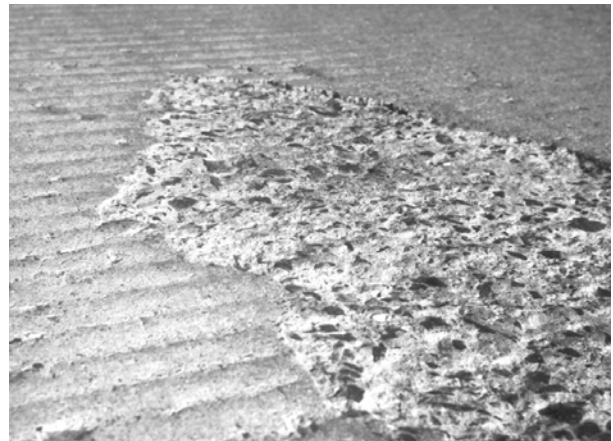
Az M7 autópálya 1963-ben megkezdett építésén a burkolat szélessége 7,5 m, majd 1970-től 8,5 m. A burkolat vastagsága 1966-ig 20 cm, 1967-1971 között épült szakaszon 22 cm, 1972-1975 közötti években pedig 24 cm volt.

A burkolat alapja a burkolat vastagságának változásával közel azonosan változott. Az autópálya építésének kezdetén a 15-20 cm vastag homokos kavics illetve zúzottkő rétegű burkolatalap készült, majd ez változott az M7 autópályán 25 cm vastag zúzottkő rétegre, melyből 10 cm itatott makadám volt. A következő szakaszon az alapréteg mechanikai stabilizációra helyezett aszfalt réteg, melyek teljes vastagsága 25 cm és az utolsó változtatás után 15 cm cement kötőanyagú alsó rétegre helyezett 5 cm aszfalt burkolatalapot építettek.

A burkolatok tönkremenetele a forgalomba helyezést követően a hóolvasztó sózással okozott sérülésekkel (5. ábra) viszonylag gyorsan megkezdődött, csak az olvasztó sózásnak ellenálló légbuborékokkal készített betonburkolatok nem sérültek.



a) M7 50+000 km sz. balpálya



b) M7 46+000 km sz. balpálya

5. ábra: Betonfelület hámlása olvasztó sózás hatására 1972-ben, néhány évvel a forgalomba helyezés után

Az olvasztó sózás a betonburkolatokat 1960-tól kezdődően folyamatosan károsította és egyre jobban, mivel a sózós hó eltávolítást és jégtelenítést a forgalom növekedésével együtt egyre nagyobb méretekben alkalmazták. A beton sérülésének jellegzetes formája a beton vékony rétegének a leválása a felületről, az élek, sarkok csorbulása, a cementkő kitöredezése és az adalékanyag szemcsék szabaddá válása.

Légbuborékos betonból csak az M7 autópálya jobboldali pályaburkolata épült. A másik tönkremeneteli folyamat a nehéz forgalmi terhelésű betonburkolatú útpálya szakaszokon a kereszthézagok aláregélődése és lépcsőképződés a hézagoknál.

Az időszakban épített betonburkolatú utak hossza 258,5 km, az építés évenkénti átlagos hossza 15,2 km.

Az útszakaszok hosszának számításánál az autópályák burkolatát pályánként vettem figyelembe.

## 2. A BETONBURKOLATOK GYORS TÖNKREMETELÉNEK MEGELŐZÉSE

1975. után betonburkolatú utakat Magyarországon hosszú ideig nem építettek. Ennek oka elsősorban a buborékképző adalékszer nélkül épített betonburkolatok gyors tönkremenetele az olvasztó sózás hatására.

A betonburkolatok tönkremeneteleinek folyamatait és az okokat részletesen vizsgáltuk, a megállapításokról 1996. évben a Betonszerkezetek tartóssága tárgyában tartott konferencián beszámoltam.

Ezt követően a beton pályaburkolatok építésére vonatkozó és a követelményeket előíró, de 1981. évben ágazati szabványként kidolgozott, majd ÚT 2-3.201 jelű útügyi műszaki előírásra módosított szabályozást átdolgozták és a betonburkolatú útpályaszerkezetek méretezésére is kidolgozták az ÚT 2-3.211 jelű útügyi műszaki előírást. Korábban a betonburkolatú pályaszerkezetek méretezésére Magyarországon előírás nem készült. Az új ÚT 2-3.211 és az átdolgozott ÚT 2-3.201 útügyi műszaki előírást 2000. évben adták ki. Az előírásokban a betonburkolatok korai tönkremeneteleinek elemzése során feltárt okok megelőzésére, a szükséges intézkedéseket megfogalmazták és a szükséges követelményeket előírták.

Az útügyi műszaki előírások fontosabb intézkedéseit és követelményeit a következőkben foglalom össze:

- Az ÚT 2-3.201 „Beton pályaburkolatok építése” című és „Építési előírások, követelmények” alcímű útügyi műszaki előírás a következő részeket szabályozta:
  - ⇒ *az első részben* a pályaburkolat szerkezeti kialakításának követelményeit fogalmazták meg,
  - ⇒ *a második rész* a beton alapanyagainak minőségét és a pályabetonok összetételének előírásait és minőségi követelményeit írja elő,
  - ⇒ *a következő rész* az építési előírásokat tartalmazza,
  - ⇒ *a további részekben* a minőségi követelményeket foglalták össze, a vizsgálatok módszerét, gyakoriságát, valamint az elkészített burkolat minősítését, a megfelelőség feltételeit adták meg, illetve írták elő.
- A hézagokkal osztott beton pályaburkolatok szerkezeti kialakítására részletes előírásokat és követelményeket fogalmaztak meg az útügyi műszaki előírások. A vasalás nélküli és az acélháló erősítéssel készített betonburkolatok betontábláinak legnagyobb hosszát és szélességét a vastagságtól függően szabályozták. A hézagok kialakítására, a kereszthézagok teherátadó és a hosszhézagok összekötő vasalására részletes előírásokat fogalmaztak meg. Mindkét útügyi műszaki utasítás előírta, hogy a „C” „D” „E” „K” és az újabb „R” forgalmi terhelési osztálynak megfelelő utak betonburkolatának kereszthézagait teherátadó acélbetétekkel és a burkolatok alatti alapréteget kötőanyaggal készített keverékből kell építeni, csak az alsó alapréteg építhető kötőanyag nélkül.
- Az 1927 és 1935 évek között épített burkolatok még megmaradt szakaszain a betonok kora 37 - 45 év, az utakat a használati időszak alatt, esetenként elég nagy és nehéz forgalmi terhelés (10. jelű, 4. jelű, 6. jelű út) vette igénybe és ezek után a jelentős igénybevételek után, sem a burkolat felületén, sem a betonból kifűrt magminták vizsgálati adatiban a fáradás jeleit nem lehetett felfedezni. A pályabeton tulajdonságainak tartós megőrzése érdekében, ezért vált fontossá, hogy az alapanyagok megfelelő kiválasztására, a betonok megfelelő összetételére és minőségi követelmények

viszonylag magas színvonalának betartására az útügyi műszaki előírásban megfelelő szabályokat és követelményeket fogalmazzanak meg.

- Az építési előírásokat nagy gyakorlattal rendelkező kivitelező részére nem kellene megfogalmazni és előírni, vagy lényegesen rövidíteni lehetne, azonban a betonburkolatokat csak ritkán lehetett az egymást követő években folyamatosan építeni, és ha folytatódott is a betonburkolat építése a következő évben vagy években egyáltalán nem volt biztos, hogy azonos kivitelező kapta meg a következő szakasz építésének feladatát. Az építési szüneteket követően, a megkezdett betonburkolat építésén, a résztvevőknek, minden esetben újból meg kellett tanulniuk és be kellett gyakorolniuk a munkafolyamatok technológiáját. Éppen ezért a műszaki előírásokban az építési műveletek helyes módjának és ellenőrzésének megfogalmazása továbbra is szükséges.
- A minőségi követelmények, a vizsgálatok és a minősítés a megrendelőnek, a műszaki ellenőrnek, a kivitelezőnek egyaránt fontos. Fontos annak érdekében is, hogy az elkészített szerkezet megfeleljen az előírt követelményeknek és tartós, hosszú élettartamú burkolat épüljön, melynek elhasználódása a tervezett élettartam végén, az ismétlődő terhelés hatásából adódóan, a szilárdság fáradására következzen be.

Összefoglalva a beton korai tönkremenetele megelőzhető, ha a tervezésnél és a kivitelezésnél a következő fontos szempontokat figyelembe veszik és betartják:

A betonút pályaszerkezetét a forgalmi terhelés figyelembevételével helyesen kell megtervezni, közepes-, nehéz, nagyon nehéz, különösen nehéz, és rendkívüli forgalmi terhelési osztályba tartozó útszakaszoknál a keresztthézagokban feltétlenül teherátadó acélbetétekkel kell biztosítani a kétoldali táblavégek együttes teherviselését, mozgását és a burkolatalapokat ilyen esetekben bitumenes, vagy cementes kötőanyagú rétegekből kell megtervezni. A tervezésbe beletartozik a keresztthézagok távolságának megfelelő, a burkolat vastagságától függő megválasztása, a hosszthézagok és az azokba helyezendő betonacélok méretének, kiosztásának helyes megtervezése is.

Különösen fontos a pályaszerkezeti- és a pályaszerkezet alatti rétegek víztelenítésének megtervezése és megépítése.

Az útbetonok anyagait különös gonddal kell megválasztani. Az útburkolatok betonjához felhasználni tervezett cementre vonatkozó követelményeket különösen fontos betartani. A cement húzószilárdsága nagy, zsugorodása és kötэшője kicsi, a fagy és olvasztó sózás hatásaival szemben ellenálló legyen.

Az ásványi adalékanyagokat, az adalékszereket hasonló gondossággal kell kiválasztani, mint a cementet.

A beton összetételét úgy kell meghatározni, hogy az tartósan ellenálljon a fagy- és olvasztó sózás hatásainak, a forgalmi igénybevételeknek. A víz-cement tényező  $\leq 0,43$ , a légbuborékképző adalékszerrel a friss betonba bevitt levegő a megszilárdult betonban olyan buborékeloszlást hozzon létre, melynek távolsági tényezője  $\leq 0,22$  mm.

A burkolat építésénél szigorúan be kell tartani az anyagok fogadására, kezelésére, tárolására, a beton keverésére, szállítására, beépítésére, utókezelésére vonatkozó technológiai előírásokat.

Az előzőekben foglaltak betartása esetén a betonburkolatok élettartama a 40 évet különösebb fenntartás nélkül is meghaladhatja.

### 3. AZ ÉGHAJLATI KÖRÜLMÉNYEK HATÁSA A BETONBURKOLATOK TARTÓSSÁGÁRA

Magyarország éghajlata a kontinentális övezetbe tartozik. Az éghajlati adottságok az ország különböző területein elég szélsőségesek. *Bacsó (1959)* 1901–1950 évek közötti éghajlati körzeteket meghatározó adataiból és *Bacsó, Kakas és Takács (1956)* által a budapesti meteorológiai állomás 1950 és 1970 évek közötti éghajlati mérések adatainak elemzéséből meg lehetett határozni a 0 °C alatti átlaghőmérsékletű fagy napok éves számát és az ehhez tartozó hideg mennyiséget (a napi negatív átlaghőmérsékletek előjel nélküli összegét) a magyarországi éghajlati körzetekben. Az adatokból számítottam azoknak a napoknak a számát, amikor  $\geq 1$  mm havazás miatt olvasztó sózás szükséges (*1. táblázat*).

*1. táblázat:* magyarországi éghajlati körzetekben az évenkénti hidegmennyiség, a havas napok, és az olvasztó sózások becsült száma évenként.

Körzetek	Hideg mennyiség $\Sigma   -t_m  $ °C	Havas napok évenkénti száma	Olvasztó sózás éves ismétlési száma
Budapest	155	29	21
I. Nagyalföld és Fejér megyei síkság			
a) északkeleti vidéke	314	30	21,5
b) középső vidéke	254	22	20
c) délkeleti vidéke	230	24	20,5
II. Kisalföld	219	25	21,5
III. Dunántúli dombvidék			
a) nyugati vidék	235	27	22,5
b) déli vidék	230	25	23
c) középső hegyvidék	235	21	20,5
IV. Északi hegyvidék	338	29	21

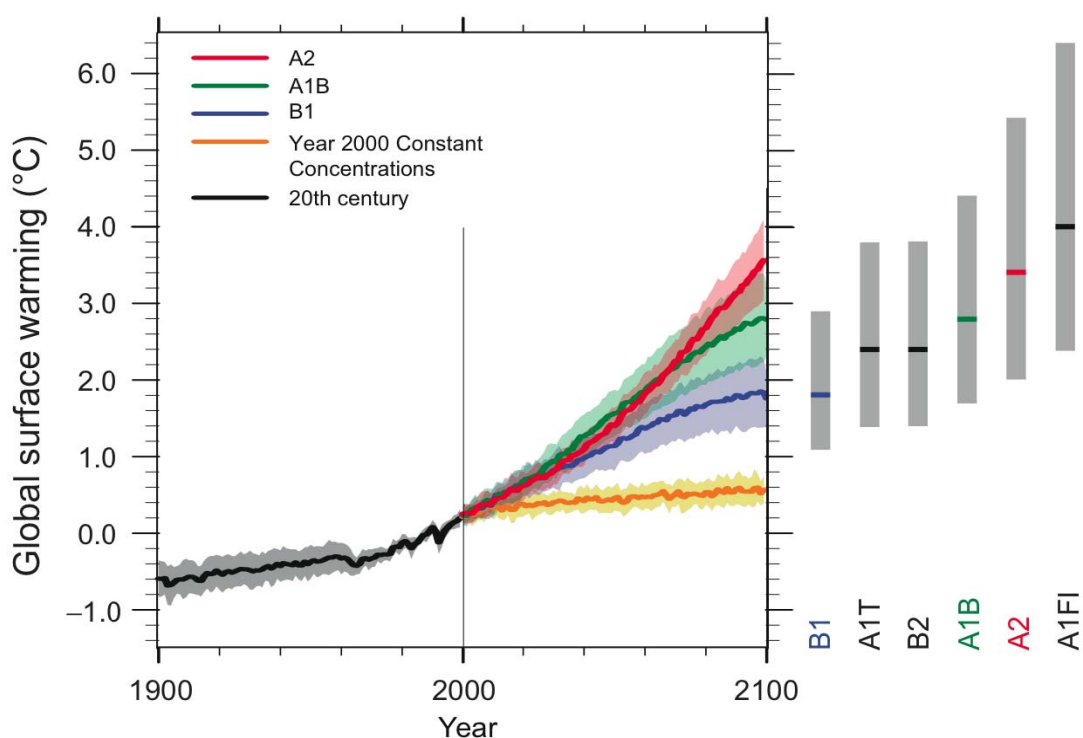
Az *1. táblázatban* közölt adatokból látható, hogy az 1960-as években bevezetett sózással évente 20 – 23 olvasztó sózásra volt szükség, ezért az 1972. évig buborékképző adalékszer nélkül készített betonburkolatok tönkremenetele elkerülhetetlen volt. A szabályozásban éppen ezért, mindaddig az olvasztó sózásnak ellenálló betonösszetételre kellett nagy figyelmet szentelni.

A Föld éghajlatának változása a betonburkolatok igénybevételeit módosíthatja. A hőmérséklet emelkedésére az éghajlat megfigyelésével foglalkozó szakemberek már korábban felfigyeltek, de hosszú ideig elég sokan úgy ítélték, hogy ez a melegedés átmeneti jellegű és a tartós melegedés egyáltalán nem biztos.

1988-ban azonban az ENSZ és a Meteorológiai Világszervezet közösen létrehozott egy Kormányközi Testületet az éghajlat változás megfigyelésére illetve a megfigyelt vizsgálati eredmények értékelésére. A Testület a Világ országaiban mért időjárási adatokból és a kutatók munkáiból készít értékelő jelentéseket, melyekben a tudomány eredményeit összegezik.

- **1990-ben készítették el az első jelentést** (Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change) és már ebben a jelentésben is szerepelt az emberi beavatkozás hatása az éghajlat változására.
- **1996. évben a második jelentés után fogalmazták meg a kyotói jegyzőkönyvet** a széndioxid kibocsátás –mint az emberi beavatkozás egyik legfőbb forrásának csökkentésére, melyet 1997-ben sok ország elfogadott, de a legnagyobb széndioxid kibocsátók a mai napig visszautasították a jegyzőkönyv aláírását.

- **2001-ben készült el a harmadik értékelés.** Az értékelés szerint az üvegházhatást előidéző gázok kibocsátását a második értékelő jelentés kisebbre becsülte a várhatónál, ezért a harmadik jelentésben a földfelszín melegedését a korábbihoz képest növelni kellett.
- **A negyedik értékelő jelentés** (Fourth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change) 2007-ében készült el és 2008 évben adták ki. A jelentés kidolgozásában közreműködő I. munkacsoport 2007-ben fogalmazta meg az összefoglalását az éghajlat változásáról. A 6. ábrában mutatom be a jelentésnek a földfelszín melegedéséről 2000-ig mért, majd ezt követően 2100. évig a becsült adatokkal készített ábráját. A becsült szakaszban a melegedést különböző befolyásoló feltételekkel vették figyelembe, illetve modellezték. Az ábrában megadott betűjelzések a becsült feltételekre utalnak, ezek a következők:



6. ábra: A földfelszín globális melegedése 1900-tól 2100 évig

**A1FI, A1T, A1B jelzésekben** "A1" jel a gyors gazdasági növekedést és a század közepéig a népesség növekedését, majd csökkenését feltételezi. Az "A1FI" jelölésű görbében a fosszilis tüzelőanyagokra, az "A1T" jelölésűben a nem fosszilis energiaforrásra, az "A1B" jelzésűben pedig az energiaforrások közötti egyensúlyra alapozottan becsülték a várható melegedést.

**Az A2 jelöléssel** régióközpontú gazdasági fejlődést és a népesség számának emelkedését feltételezték.

**A B1 görbét** a század közepéig a népesség növekedésével, majd ezt követő csökkenésével, a gazdaság gyors szerkezeti átalakulásával, az anyagigény csökkenésével, hatékony technológiák bevezetésével, a fenntartható társadalmi, gazdasági és környezeti feltételekkel tervezték.

A **B2 jelöléssel** számított melegedésnél a népesség lassú növekedését, a gazdasági fejlődést közepesnek, a technológiai váltást a "B1"-hez képest lassabbnak, a környezetvédelmet jelentősnek feltételezték.

Az ábra mellett jobb oldalon a vastag vonallal jelzett hőmérséklet a 2000. évtől 2001-ig az egyes forgatókönyvek szerint várható legvalószínűbb hőmérsékletemelkedést jelzi.

A legelső hőmérsékletemelkedési vonal akkor következne be, ha 2000 és 2001 között semmilyen (sem a termelés, sem a népesség, sem az üvegházhatású gázok kibocsátásában) változás nem jönne létre.

A várható melegedésekből arra lehet, illetve kell következtetnünk, hogy bármelyik modell következik be, annak hatása Magyarországon, de a Világ többi államában is rendkívül nagy és jelentős lesz.

A Föld felszínének átlaghőmérsékletében 0,1-0,2 °C melegedés Magyarországon, a nyári két legmelegebb hónap hőmérsékletének átlagát 1-2 °C -kal növeli. A 6. ábrában bemutatott éghajlat változás a magyarországi téli fagynapok számát jelentősen csökkenti vagy megszünteti, a nyári hőségperiódusok hosszát és hőmérsékletét lényegesen növeli, ezért a különösen nehéz "K" jelű és a rendkívül nehéz "R" jelű forgalommal rendelkező útszakaszokon, autópályákon a jövőben a betonburkolatú pályaszerkezetek építésének nagyobb az esélye.

A betonburkolatok méretezésénél a jövőben fontosabb szerepet kap a betonszilárdság fáradásának helyes meghatározása és a pályabeton összetételének tervezésénél a fáradással szembeni ellenálló képesség növelése.

#### 4. PÁLYABETONOK FÁRADÁSI SZILÁRDSÁGA

A betonburkolatok ismételt igénybevételének hatására a beton húzószilárdság fáradási tulajdonságának ismerete a méretezés egyik fontos feltétele. A fáradási szilárdság meghatározására Magyarországon csak néhány konkrét esettel kapcsolatban végeztek vizsgálatot, kiterjedt vizsgálatssorozattal a húzószilárdság fáradási tulajdonságának meghatározására nem került sor. Külföldön a beton fáradási szilárdságának meghatározására sok vizsgálatot végeztek, legtöbbször laboratóriumban gerenda próbatesteken, de végeztek kísérleteket épített betonburkolatokon is. A laboratóriumi és a helyszíni eredmények alapján sok összefüggést határoztak meg, ezek áttekintését szükségesnek tartom, hogy a hazai méretezésekhez a megfelelő kiválasztását és alkalmazását javasolni lehessen. A fáradási összefüggések három csoportba sorolhatók, ezek a következők:

- Az első csoportban a legnagyobb igénybevételek együttes hatására kialakult ( $\sigma_{\max}$ ) feszültség ismételt fellépésének hatásából számítják a szilárdság fáradását.
- A második csoportban a legnagyobb igénybevételek mellett figyelembe veszik az egyenlőtlen hőmérséklet eloszlásból keletkező kisebb ( $\sigma_{\min}$ ) feszültséget és a  $\sigma_{\min}/\sigma_{\max}$  arányával módosítják a fáradási összefüggést.
- A harmadik csoportban a legnagyobb és a legkisebb feszültség ( $\Delta\sigma$ ) különbségének értéke alapján határozzák meg az ismételt igénybevehetőség számát és a kisebb ( $\sigma_{\min}$ ) feszültség ( $f_t$ ) szilárdsághoz viszonyított  $\sigma_{\min}/f_t$  arányával módosítják az összefüggést.

A következőkben a fáradási csoportok szerint ismertetem néhány ország összefüggését a fáradási szilárdság meghatározására.



#### 4.1. Fáradási összefüggésekben alkalmazott jelölések

A különböző cikkekből megismert fáradási összefüggések jelzései eltérőek voltak, de annak érdekében, hogy az összehasonlításnál az értékelés könnyebben felismerhető legyen a jelöléseket azonosan adtam meg mindegyik összefüggésben.

Az összefüggésekben alkalmazott jelölések a következők:

- $\sigma_t$  számított legnagyobb húzófeszültség [ $\text{N/mm}^2$ ],
- $f_t$  pályabeton hajlító húzószilárdsága [ $\text{N/mm}^2$ ],
- $f_{tk}$  a beton hajlító-húzószilárdságának jellemző értéke [ $\text{N/mm}^2$ ],
- $f_{tm}$  a betonburkolat hajlító húzószilárdságának átlaga [ $\text{N/mm}^2$ ],
- $\sigma_{max}$  az igénybevételek alapján számított legnagyobb húzófeszültség, ha külön jelezni kell, hogy ez a legnagyobb ( $\sigma_{max} = \sigma_p + \sigma_{\Delta t}$  húzófeszültség a forgalmi terhelésből + egyenlőtlen hőmérséklet eloszlásból) [ $\text{N/mm}^2$ ],
- $\sigma_{min}$  általában az egyenlőtlen hőmérséklet eloszlásából számított és  $\sigma_{max}$  legnagyobb feszültségénél kisebb húzószilárdság, [ $\text{N/mm}^2$ ],
- $\sigma_p$  a terhelésből keletkező (ismételt terheléssel törést előidéző) húzófeszültség [ $\text{N/mm}^2$ ],
- $\sigma_{\Delta t}$  az egyenlőtlen hőmérséklet eloszlásból keletkező (ismételt terheléssel törést előidéző) húzófeszültség [ $\text{N/mm}^2$ ],
- $\sigma_t / f_t$  a mértékadó terhelésből számított húzófeszültség/húzószilárdság aránya
- $R = \sigma_{min} / \sigma_{max}$  (ha nincs egyenlőtlen hőmérséklet-eloszlás, akkor  $R = 0$ ),
- $N$  terhelések ismétléseinek száma
- $(t)$  a beton kora, [nap],
- $f_{t(t)}$   $(t)$  korú beton húzószilárdsága, [ $\text{N/mm}^2$ ],
- $f_{t28}$  28 napos korú beton húzószilárdsága,
- $E$  beton rugalmassági modulusa. [ $\text{N/mm}^2$ ],
- $f_{ck}$  beton jellemző nyomószilárdsága [ $\text{N/mm}^2$ ].

#### 4.2. Első csoport, a beton fáradása a legnagyobb feszültség hatására

##### 4.2.1. Vesic-Saxena összefüggése a beton húzószilárdságának fáradására

A beton pályaburkolatok méretezésére 2000-ben készített ÚT 2-3.211 jelű útügyi műszaki előírásban a forgalmi terheléstől függően előírt típus pályaszerkezetek betonburkolatának fáradását a Vesic-Saxena képlettel ellenőrizték.

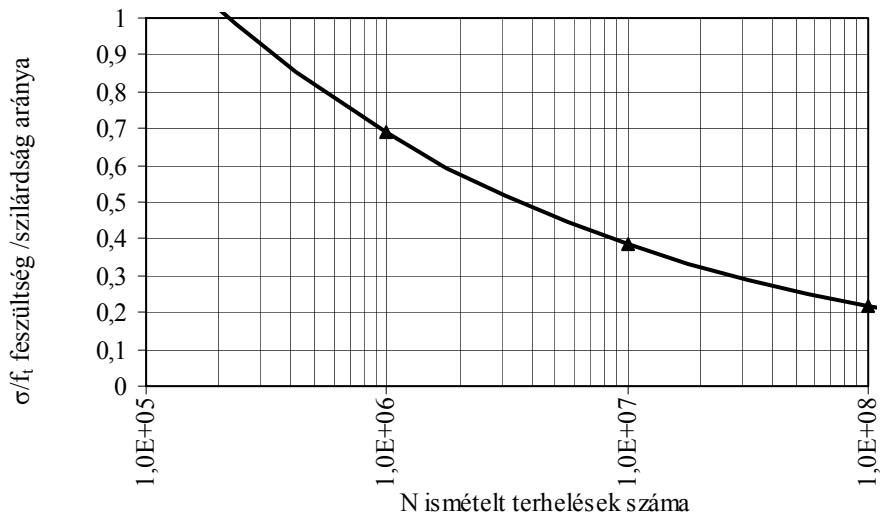
Vesic-Saxena képletet a beton fáradásának számítására a *TEM/TC/WP.137 (1986)* jelű szakanyag a Trans-European North-South Motorway Project, Recommendation for Rigid Pavements Volume II ajánlása tartalmazza, ez a következő (jelöléseket lásd a 4.1. szakaszban):

$$N = (f_t / \sigma_t)^4 * 225000$$
$$\sigma_t / f_t = \frac{1}{\sqrt[4]{\frac{N}{225000}}}$$

A teherismétlések számától a  $(\sigma_t / f_t)$  feszültség és a húzószilárdság arányának a függését a 7. ábra mutatja.

Az ábrából látható, hogy az összefüggés a beton húzószilárdság fáradását a  $10^6 - 10^7$  teherismétlések közötti tartományban jellemzi megfelelően.

A. S. Vesic és S. K. Saxena a betonburkolatú pályaszerkezetek AASHTO útkísérleti eredményeinek értékeléséből határozta meg a javasolt összefüggést. Az összefüggés azonban a  $10^7$ -nél nagyobb teherismétlésekre értékelhető eredményeket nem ad.



7. ábra: Vesic-Saxena szerint a feszültség és szilárdság arányának a függése a teherismétlések számától

#### 4.2.2. Sawan és Darter fáradási összefüggése

Sawan és Darter (1986), által kidolgozott fáradási összefüggésben az ismételt terhelés hatására bekövetkező fáradási sérülések (törések) valószínűsége 24 %. Az összefüggéshez három kísérlet 140 vizsgálati eredményét használták fel. A fáradási szilárdságot betonhasáboknak a törésig tartó terhelésismétléssel határozták meg.

A meghatározott összefüggésük a következő:

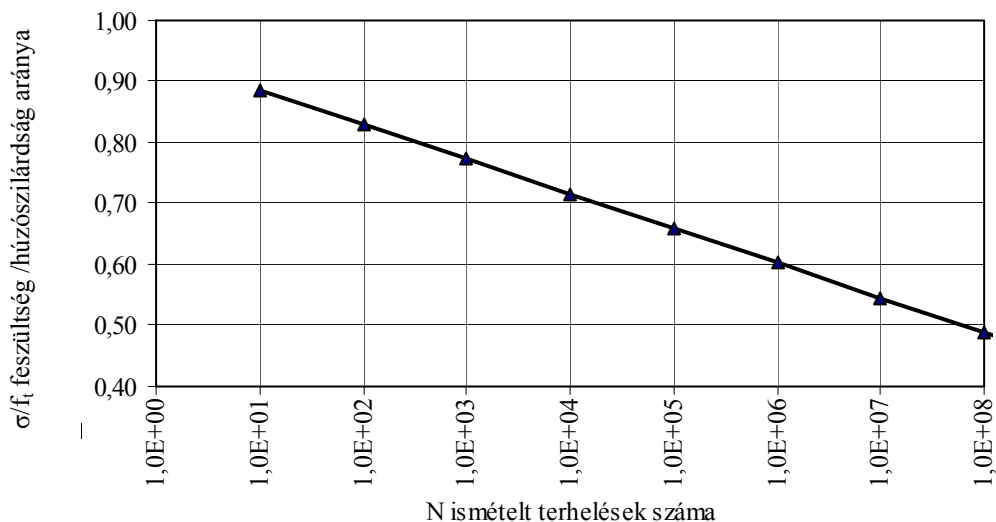
$$\log N = 16,61 - 17,61 \cdot (\sigma_v/f_t)$$

A jelöléseket a 4.1. szakasz ismerteti. A jelen esetben a  $\sigma_t$  az egységtengely áthaladása által létrehozott legnagyobb feszültséget jelenti.

A összefüggést átalakítva, a  $\sigma_v/f_t$  arányt kifejezve a következő egyenletet kapjuk:

$$\sigma_v/f_t = 0,9432 - 0,05678 \cdot \log N$$

Michael I. Darter által kidolgozott összefüggést a 8. ábrában mutatom.



8. ábra: Pályabeton fáradása. Darter által kidolgozott összefüggés szerint

Az  $f_t$  értéke nem csak a 28 napos korú szilárdságot jelentheti, mivel idősebb korra át-számított értéket is alkalmazhatnak.

#### 4.2.3. A pályabeton fáradási tulajdonsága a Portland Cement Association (PCA) USA 1985-ben kidolgozott új méretezési eljárása szerint

A méretezési módszert és a fáradási összefüggést *Packar és Tayabji, (1985)* ismerteti. Az ismétlődő igénybevétel hatását a beton húzószilárdságának fáradására a következő összefüggésekkel határozták meg:

A jelölések értelmezését lásd a 4.1. szakaszban.

a) **Ha  $\sigma_t/f_t > 0,55$ , akkor az összefüggés;**

$$\log N = 11,73 - 12,08 (\sigma_t/f_t), \quad \text{átalakítva:} \quad \sigma_t/f_t = 0,971 - 0,08278 \cdot \log N$$

b) **Ha  $\sigma_p/MR = 0,45$  és  $0,55$  közötti, akkor az összefüggés;**

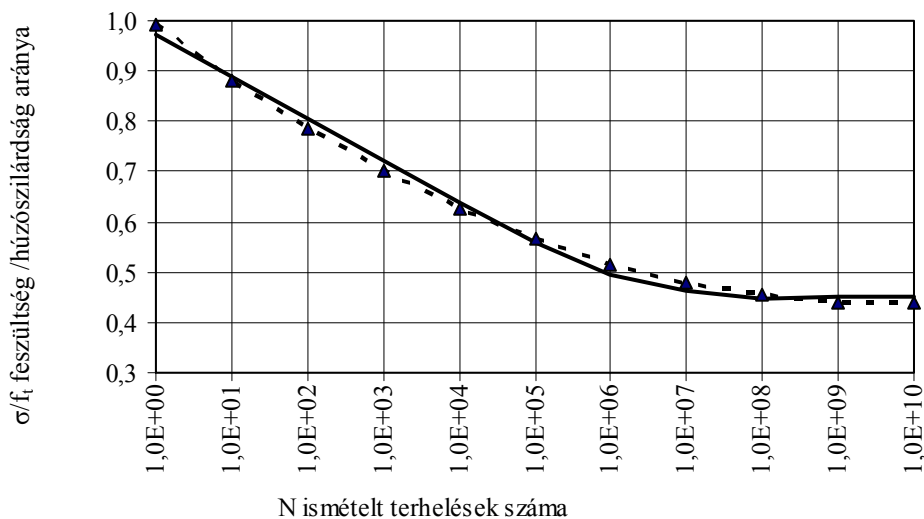
$$N = \left[ \frac{4,2577}{(\sigma_t/f_t) - 0,4325} \right]^{3,268} \quad \text{átalakítva:} \quad \sigma_t/f_t = 0,4325 + \frac{4,2577}{\sqrt[3,268]{N}}$$

c) **Ha  $\sigma_p/MR < 0,45$ , akkor  $N$  bármilyen nagy lehet;**

$\log N =$  nincs korlátozva (bármilyen nagy lehet).

Az összefüggést a 9. ábra mutatja. PCA által kidolgozott összefüggés az általam alkalmazott következő képlettel jól követhető, ezt az ábrában szaggatott vonallal jelöltem:

$$\sigma_t/f_t = 0,991 - 0,115 \cdot \log N + 0,00601 \cdot (\log N)^2$$



9. ábra: A beton húzószilárdságának fáradása az ismételt igénybevétel hatására a PCA (USA) által kidolgozott összefüggéssel

#### 4.2.4. A betonburkolat méretezésénél figyelembe vett fáradási összefüggés Japánban

*IWAMA és FKUDA (1986)* ismerteti a Japán méretezési módszert és a beton fáradási szilárdságára meghatározott összefüggést. 1985 évben kísérleti betonburkolatú útszakaszokat a hajlítószerű húzószilárdság 60 %, 70 %, 80 %, 85%, és 90 % arányának megfelelő feszültséget előidéző ismételt igénybevétellel terhelték a betonburkolatok tönkremeneteléig. A kísérleti eredmények alapján határozták meg a következő fáradási összefüggéseket, a jelölések értelmezését a 4.1. szakasz adja meg:

$$\log N = 16,72 - 16,13 * (\sigma_t/f_t) \text{ hiba bekövetkezésének 15 %-os valószínűsége esetén,}$$

$$\log N = 20,04 - 18,52 * (\sigma_t/f_t) \text{ hiba bekövetkezésének 50 %-os valószínűsége esetén.}$$

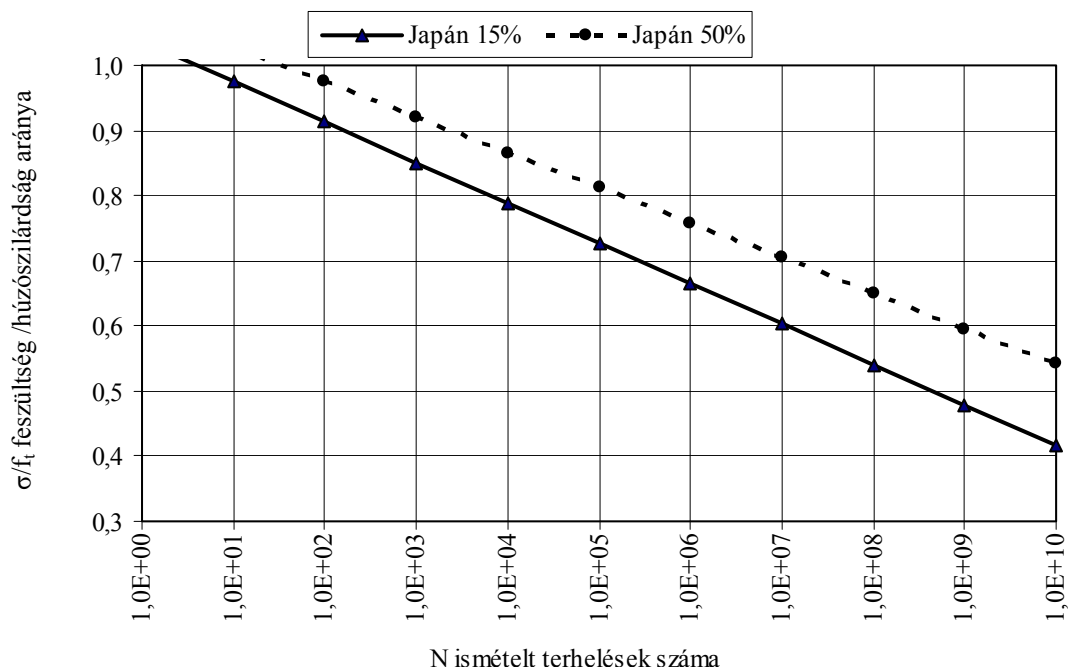
Japánban a cikk szerint a betonburkolatba  $3 \text{ kg/m}^2$  tömegű acél hálósálást helyeznek és ennek hatására a keresztmetszeteket 25 cm burkolatvastagságig 8 m-ként, ennél vastagabb burkolatoknál 10 m-ként készítették.

Az összefüggéseket a feszültség/szilárdság arányában kifejezve az alábbi egyenleteket kapjuk:

$$(\sigma_t/f_t)_{15} = 1,037 - 0,062 * \log N \text{ a hiba 15 %-os valószínűségének esetén,}$$

$$(\sigma_t/f_t)_{50} = 1,082 - 0,054 * \log N \text{ a hiba 50 %-os valószínűségének esetén.}$$

A fáradási függvényeket a 10. ábrában mutatjuk.



10. ábra: Japánban 1985 évben kísérleti betonburkolatú szakaszokon meghatározott fáradási összefüggés

### 4.3. A második csoportba tartozó, $\sigma_{\min}/\sigma_{\max}$ arányával korrigált fáradási összefüggések

#### 4.3.1. Fáradási szilárdság a Svéd méretezési módszer szerint

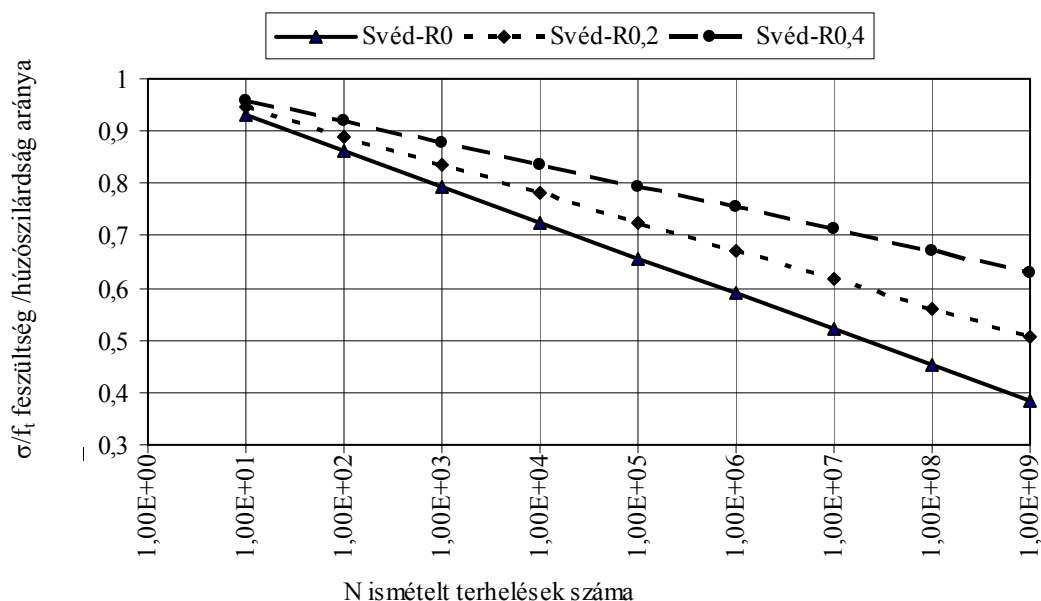
Petersson (1990) ismertette a svéd méretezés módszerét a betonburkolatok méretezésének tárgyalására szervezett második nemzetközi munkaülésen 1990-ben.

Westergaard elméletén alapuló méretezési módszer alkalmazásának bemutatása során a hajlító-húzószilárdság fáradására alkalmazott összefüggést is bemutatta, mely a következő:

$$\sigma_t/f_t = 1 - 0,0685 (1-R) \log N$$
 A jelölések értelmezését a 4.1. szakasz ismerteti.

Az összefüggést az egyenlőtlen hőmérséklet eloszlás három különböző feltételezett arányára adtam meg a 11. ábrában, ezek a következők:

- Svéd-R0 jelű összefüggésben nincs egyenlőtlen hőmérséklet-eloszlás, ezért  $\sigma_{\min} = 0$  és  $R=0$ .
- Svéd-R0,2 összefüggésben az  $R = \sigma_{\min}/\sigma_{\max}$  arány =0,2,
- Svéd-R0,4 összefüggésben az  $R = \sigma_{\min}/\sigma_{\max}$  arány =0,4.



11. ábra: Fáradási szilárdság a svéd méretezési utasításban

#### 4.3.2. Belgiumi Útügyi Kutatóintézetben kidolgozott méretezési módszer fáradási összefüggése

A következőkben az egyenlőtlen hőmérséklet eloszlás nélküli és az egyenlőtlen hőmérséklet eloszlással is számító esetekben alkalmazott fáradási összefüggéseket együtt ismertetem.

A fáradási összefüggést Veverka (1986) ismertette a méretezési elméletekkel foglalkozó első munkaülésen. Ha a betontáblák hossza 6 m-nél kisebb, akkor a méretezésnél az egyenlőtlen hőmérséklet eloszlásból számított feszültséget nem veszik figyelembe.

Ebben az esetben a beton húzószilárdságának fáradását a Belgiumi Útügyi Kutatóintézetben kidolgozott következő összefüggésből határozzák meg:

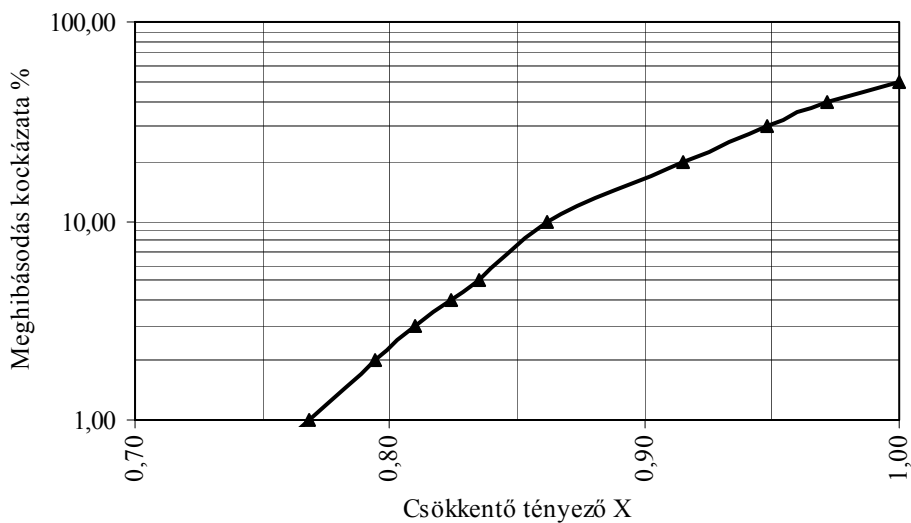
$$\log N = 20 - 20 \cdot (\sigma_t/f_t) \text{ illetve az összefüggés } \sigma_t/f_t \text{ arány esetén: } \sigma_t/f_t = 1 - 0,05 \cdot \log N$$

A jelölések értelmezését a 4.1. szakasz ismerteti, de a belga méretezés előírása szerint:

$$\text{ha a betontábla hossza } < 6 \text{ m, akkor } \sigma_t = \sigma_p,$$

$$\text{ha a betontábla hossza } \geq 6 \text{ m, akkor } \sigma_t = \sigma_{\max} = \sigma_p + \sigma_{\Delta t}.$$

A fáradási összefüggésben csökkentő tényezőt is használnak, mely a betonburkolat törésének, illetve meghibásodásának vállalt kockázatát fejezi ki. Az "X" csökkentő tényezőt a 12. ábra tartalmazza.



12. ábra: A meghibásodás illetve táblatörés vállalt kockázatától függően alkalmazható "X" csökkentő tényező

A méretezésnél alkalmazott fáradási összefüggések a következők:

a) Fáradási tönkremenetel abban az esetben, ha egyenlőtlen hőmérséklet-eloszlásból keletkező feszültséget nem kell figyelembe venni (folytatólagosan vasalt betonburkolatnál és a 6 m-nél rövidebb betontáblákkal készített hézagolt betonburkolatok esetében):

$$\sigma_p/f_{tm} \leq (1 - 0,05 \cdot \log n) \cdot X \quad n = 0,25 N$$

b) Fáradási tönkremenetel abban az esetben, ha egyenlőtlen hőmérséklet-eloszlásból keletkező feszültséget is számításba kell venni (hézagolt betonburkolatoknál, ha a kereszt-hézag távolság  $\geq 6$  m):

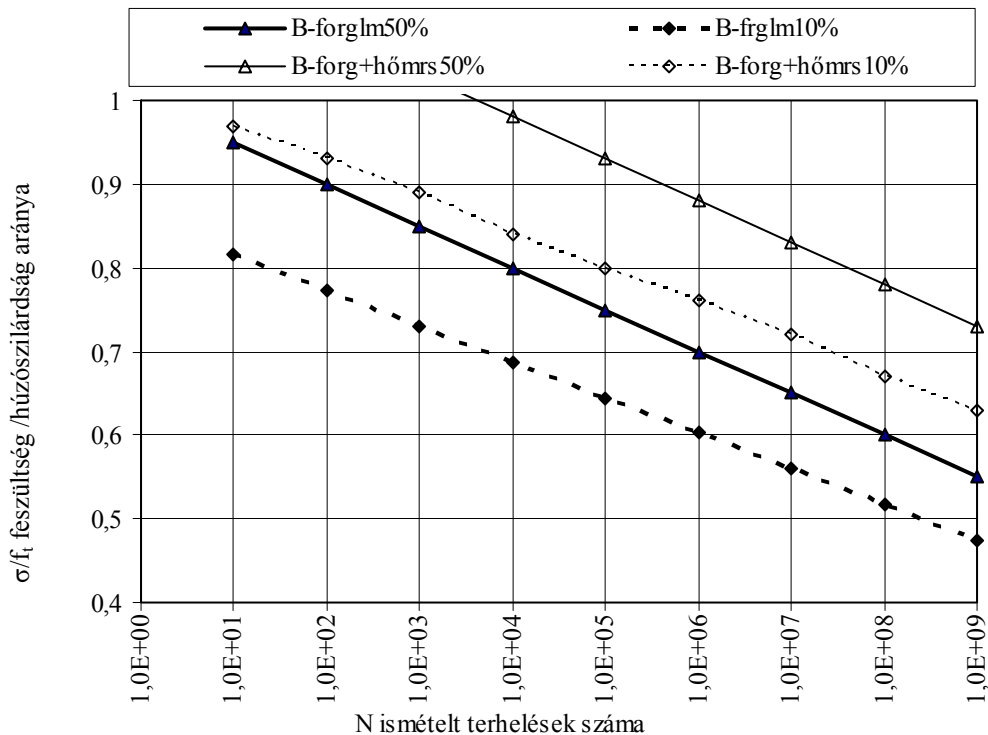
$$\sigma_{\max}/f_{tm} \leq (1 - 0,05 \cdot \log n) \cdot X \quad n = \frac{0,25 \cdot N}{1000} \quad (\text{az osztást 1000-rel, abból a megfontolásból tették, hogy a legnagyobb hőmérsékleti gradiens éves gyakorisága 1 ‰ (1:1000).})$$

Az "N" a jelen esetben a belgiumi előírás szerint a burkolat 40 éves élettartama alatt az egyik irányban áthaladó tehergépkocsik száma. Ha a forgalomra nincs érvényes forgalomszámlálási adat, akkor az alábbi felvett 40 éves forgalmi adattal számolnak:

2x3 forgalmi sávval kialakított autópályán	$5,4 \cdot 10^7$
2x2, forgalmi sávval kialakított autópályán	$3,2 \cdot 10^7$
2x2, forgalmi sávval kialakított elsőrendű főúton	$3,2 \cdot 10^7$

A fáradási összefüggést a 13. ábra mutatja. Az ábra tartalmazza a 6 m-nél rövidebb betontáblák betonszilárdságának fáradását *B-forglm* jelöléssel és a 6 m vagy hosszabb betontáblák fáradását *B-forg+hőmrs* jelöléssel, amikor az egyenlőtlen hőmérséklet eloszlás feszültségeit is számításba veszik.

Az ábrában a fáradási összefüggést két vállalt törési kockázattal (a fáradási törések előfordulási valószínűségével) adtuk meg. A törési kockázatot a választottnak megfelelően 50%-kal és 10 %-kal jelöltük.



13. ábra: A beton húzószilárdságának fáradási összefüggése Belgiumban

#### 4.3.3. A betonburkolatok méretezésnél Olaszországban és Spanyolországban alkalmazott fáradási összefüggés

*Domenichini. és Mascio (1990)* ismerteti a betonburkolatok olaszországi, *Faraggi, Jofre és Kraemer (1986)* a spanyolországi méretezés előírását és gyakorlatát. Olaszországban a 28 napos korra előírt hajlító húzószilárdság  $4,5 \text{ N/mm}^2$ , melyet gerendán két erőterheléssel határoznak meg. A betonburkolat sérülését vagy tönkremenetelét előidéző igénybevétel nem várható azonnal a 28 napos kort követően, ezért későbbi „t” érlelési (általában 90 napos) korra meghatározott betonszilárdsággal tervezik a pályaszerkezetet. Olaszországban a beton húzószilárdságának szilárdulására kidolgozott összefüggés a következő:

$$f_t^{(t)} = f_{t28} * [1,22 + 0,17 * \log(t) - 0,05 * (\log(t))^2]$$

A jelölések értelmezését a 4.1. szakasz ismerteti.

A Poisson tényezőt 0,2 értékkel vesszük figyelembe. A rugalmassági modulus értékét a nyomószilárdságtól függően számítják, ezt vesszük figyelembe a méretezésnél. A meghatározott összefüggés a következő:

$$E = 5747 \cdot \sqrt{f_{ck}}$$

Domenichini az olaszországi fáradási összefüggést a következők szerint adta meg:

$$\log N = 10,48 \cdot \frac{\left(1 - \frac{\sigma_{max}}{f_t}\right)}{(1 - R)}$$

Faraggi, Jofre és Kraemer (1986) a cikkükben a spanyolországi méretezésnél alkalmazott fáradási összefüggést az alábbiak szerint adták meg:

$$\log N = 11 \cdot \frac{\left(1 - \frac{\sigma_{max}}{f_t}\right)}{(1 - R)}$$

Az olasz és spanyol fáradási összefüggésekben a legnagyobb húzófeszültség minden esetben a következő:

$$\sigma_{max} = \sigma_p + \sigma_{\Delta t};$$

A jelölések értelmezését a 4.1. szakasz ismerteti. A terhelésméltés nagyságának kiszámítása helyett  $\frac{\sigma_{max}}{f_t}$  arány értékének meghatározására átalakítva az összefüggést, a következő két fáradási egyenletet kapjuk:

**Olaszországi összefüggés:** 
$$\frac{\sigma_{max}}{f_t} = 1 - 0,09542 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}}\right) \cdot \log N$$

Ha  $\sigma_{min} = 0$  akkor 
$$\frac{\sigma_{max}}{f_t} = 1 - 0,09542 \cdot \log N$$

**Spanyolországi összefüggés:** 
$$\frac{\sigma_{max}}{f_t} = 1 - 0,091 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}}\right) \cdot \log N$$

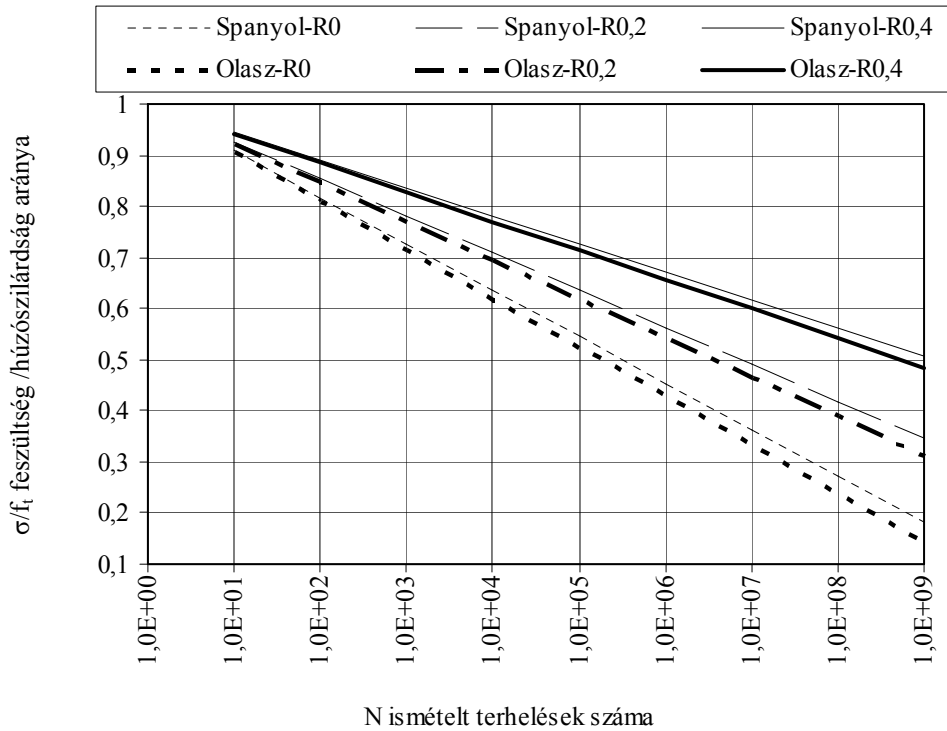
Ha  $\sigma_{min} = 0$ , akkor 
$$\frac{\sigma_{max}}{f_t} = 1 - 0,091 \cdot \log N$$

Az összefüggést a 14. ábra mutatja. Az ábrában az egyenlőtlen hőmérséklet miatt kialakuló feszültség arányának megválasztásával három fáradási összefüggést ismertetek, ezek az alábbiak:

- Olasz-R0 és Spanyol-R0 jelű összefüggésben az  $R = \sigma_{min}/\sigma_{max} = 0$  vagyis egyenlőtlen hőmérséklet-eloszlásból nem keletkezik feszültség,
- Olasz-R0,2 és Spanyol-R0,2 jelű összefüggésben az  $R = \sigma_{min}/\sigma_{max}$  arány = 0,2,
- Olasz-R0,4 és Spanyol-R0,4 jelű összefüggésben az  $R = \sigma_{min}/\sigma_{max}$  arány = 0,4.

Az olasz és a spanyol összefüggések majdnem teljesen azonosak.





14. ábra: Olaszországban és Spanyolországban alkalmazott összefüggés a fáradási szilárdságra, ha  $\sigma_{\min} = 0$ ;  $\sigma_{\min}/\sigma_{\max} = 0,2$ ; és  $\sigma_{\min}/\sigma_{\max} = 0,4$ .

#### 4.4. A fáradási összefüggések harmadik csoportja $\Delta\sigma/f_{tk}$ és $\sigma_{\min}/f_{tk}$ arányok használatával

##### 4.4.1. Hollandiában és Dániában alkalmazott fáradási összefüggés

Hollandiában és Dániában Vereniging Nederlandse Cementindustrie (VNC) által kifejlesztett fáradási összefüggést használják. Ebben az összefüggésben is figyelembe veszik a igénybevétel hatására keletkező legnagyobb feszültség mellett a legkisebb feszültséget is, mert amennyiben a legkisebb feszültség nullánál nagyobb, akkor az ismétlődés hatására a fáradás lassabban következik be. A fáradási összefüggés jelöléseinek értelmezését a 4.1. szakasz ismerteti, az összefüggés a következő:

Mos és Leewis (1986), Cornelissen és Leewis (1986, cikkei ismertetik a Hollandiában és Dániában a betonburkolatok méretezésénél alkalmazott módszert és a húzószilárdság fáradására kidolgozott összefüggést. A beton kifáradásáig az igénybevétel ismételhetségének száma a következő:

$$\log N = 12,6 \left[ 1 - \frac{0,8 \cdot \left( \frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{f_{tk}} \right)}{0,8 - \frac{\sigma_{\min}}{f_{tk}}} \right]$$

Hollandiában az  $f_{tk}$  hajlító-húzószilárdságának jellemző értéke 90 napos korban:

$$f_{tk} = 4,6 \text{ N/mm}^2.$$

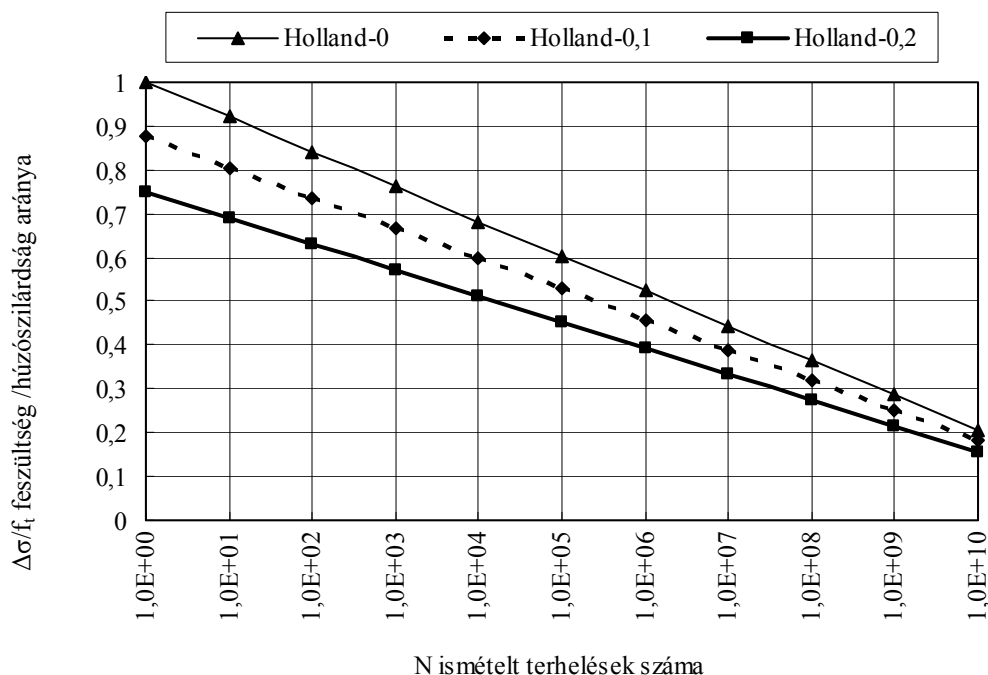
$$\frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{f_{tk}} = \frac{\Delta\sigma}{f_{tk}} \text{ arányt kifejezve az összefüggés a következő:}$$

$$\frac{\Delta\sigma}{f_{tk}} = [1,25 - 0,0992 \cdot \log N] \cdot \left(0,8 - \frac{\sigma_{\min}}{f_{tk}}\right) = [1 - 0,07936 \cdot \log N] \cdot \left(1 - 1,25 \frac{\sigma_{\min}}{f_{tk}}\right)$$

Ha  $\sigma_{\min} = 0$ , akkor az összefüggés a következő:  $\frac{\sigma_{\max}}{f_{tk}} = 1 - 0,07936 \cdot \log N$

Az összefüggést a 15. ábra mutatja. Az ábrában az egyenlőtlen hőmérséklet miatt kialakuló feszültség arányának megválasztásával három fáradási összefüggést ismertettek, ezek az alábbiak:

- Holland-0 jelű összefüggésben az  $\sigma_{\min}/f_{tk} = 0$  vagyis egyenlőtlen hőmérséklet-eloszlásból nem keletkezik feszültség,
- Holland-0,1 jelű összefüggésben az  $\sigma_{\min}/f_{tk} = 0,1$ ,
- Holland-0,2 jelű összefüggésben az  $\sigma_{\min}/f_{tk} = 0,2$ .



15. ábra: Holland Cementipari Szövetség által kidolgozott fáradási összefüggés (VNC módszer)  $\sigma_{\min} = 0$ ;  $\sigma_{\min}/f_{tk} = 0,1$ ; és  $\sigma_{\min}/f_{tk} = 0,2$ ; esetben

Ha  $\sigma_{\min}$  nem egyenlő nullával, akkor a fáradási görbe hajlásszöge csökken, a beton kifáradása a terhelés ismétlődés hatására lassabban következik be, de a feszültségkülönbség aránya kisebb lesz az egyenlőtlen hőmérséklet-eloszlásból származó feszültséget nem tartalmazó feszültség arányú összefüggéshez képest.

## 5. MEGÁLLAPÍTÁSOK ÉS JAVASLATOK

### 5.1. Magyarországi betonburkolatok építése és tönkremenetele

Magyarországon az első betonburkolatú utat 1927-ben építették. Ettől kezdve a burkolatok szerkezeti kialakítása, tartóssága, illetve a tönkremenetelek okainak elemzése alapján 1975-ig négy építési korszakot lehet megkülönböztetni. Ezek az alábbiak:

**1927-1935 közötti első korszakban** épített 248 km burkolatban a kereszt hézagok nagy távolsága és hossz hézagok hiánya miatt repedések jöttek létre, de a burkolat vastagsága megfelelt az akkori, sőt a későbbi forgalomnak is, ezért amelyek alaprétege elég teherbíró (bejáródott makadám) volt, azok élettartama a 45 évet is elérte.

**1935-1943 közötti második korszakban** 91,1 km betonburkolatok épült. A burkolatok vastagságát 13 cm-re és a kereszt hézagok távolságát is csökkentették, de azokat még így is távolabb alakították ki a szükségesnél. A burkolatot közvetlenül a talajra vagy homokos kavics rétegre építették. Kezdetben a könnyű forgalmi terhelésre jól megfelelték, később a forgalmi terhelés növekedésére mentek tönkre, jobb talajviszonyok esetében az élettartamuk 25-30 évet is elérte.

**1947-1954 között épített harmadik korszakban** 490,1 km hosszban építettek betonutakat, ezek vastagsága 18 cm, a kereszt hézagok 8-12 m közötti és hossz hézagokat is készítettek. Mivel sem a hossz hézagokba összekötő vasalást, sem a kereszt hézagokba teherátadó vasalást nem helyeztek, a hézagok megnyíltak és a betontáblák csatlakozásánál lépcsők alakultak ki. A tönkremenetelt mégis főleg a téli hóolvasztó sózás bevezetését követő felületi betonsérülések okozták.

**1958-1975 évek között épített negyedik korszakban** 258,5 km betonburkolatú útpálya épült. A burkolat vastagságát 18 cm-ről fokozatosan 24 cm-re növelték. A hézagok kialakítását, egymástól való távolságát és a burkolatok alaprétegének teherbíró képességét is fokozatosan javították. A betonburkolatok viszonylag gyors tönkremenetelét a nehézforgalmú szakaszokon is hiányzó teherátadó vasalás és a téli hóolvasztó sózásnak nem ellenálló betonok építése okozta.

2000. évben a betonburkolatok gyors tönkremenetelének megakadályozására és a burkolatok tartósságának növelése érdekében a betonburkolatok méretezésére első ízben készítettek és adtak ki műszaki előírást (ÚT 2-3.211) és az építésre vonatkozó korábbi előírást átdolgozták. Ebben a szerkezeti kialakításra, az anyagok minőségére, a beton összetételére és az építési módszerekre megfelelő előírásokat, követelményeket fogalmaztak meg.

### 5.2. Magyarországi éghajlatváltozás hatása

A jövőben épülő utak és autópályák burkolatainak igénybevételeinél figyelembe kell venni az éghajlatban bekövetkező és ma már elkerülhetetlen változást. Ez a nehéz és rendkívül nagy forgalmú utak burkolatának betonból való gyakoribb építését jelentheti és a betonburkolatok igénybevétele is változik. A fagyokkal és olvasztó sózásokkal szembeni ellenálló képességre néhány év múlva nem lesz szükség, helyette a minél nagyobb számú ismétlődő igénybevétel elviselésére kell a burkolatokat alkalmassá tenni.

Ezért a jövőben a betonburkolatok méretezésénél a megfelelő fáradási szilárdság figyelembevételére nagyobb hangsúlyt kell fordítani. Magyarországon néhány konkrét tervezett betonburkolatnál végeztek fáradási vizsgálatot, kiterjedt vizsgálatsorozattal a húzószilárdság fáradási tulajdonságának meghatározására nem került sor. Ezért a külföldi fáradási összefüggé-

sek tanulmányozása, értékelése alapján a Magyarországon is alkalmazható fáradási összefüggés meghatározását fontosnak tartom.

### 5.3. A külföldi fáradási összefüggések

A külföldi fáradási összefüggések három csoportba sorolhatók, ezek a következők:

- Az első csoportban a legnagyobb igénybevételek együttes hatására kialakult ( $\sigma_t$ ) húzófeszültség ismételt fellépésének hatásából számítják a szilárdság fáradását.
- A második csoportban a legnagyobb igénybevételek mellett figyelembe veszik az egyenlőtlen hőmérséklet eloszlásból keletkező kisebb ( $\sigma_{\min}$ ) húzófeszültséget és a  $\sigma_{\min}/\sigma_{\max}$  arányával módosítják a fáradási összefüggést.
- A harmadik csoportban a legnagyobb és a legkisebb feszültség ( $\Delta\sigma$ ) különbségének értéke alapján határozzák meg az ismételt igénybevehetőség számát és a kisebb ( $\sigma_{\min}$ ) húzófeszültség ( $f_t$ ) húzószilárdsághoz viszonyított  $\sigma_{\min}/f_t$  arányával módosítják az összefüggést.

Az első csoportba tartozó összefüggések alkalmazása azért célszerű, mert mindenfajta igénybevételnek a szilárdságra gyakorolt fárasztó hatását azonos módon veszi figyelembe, azonos módon számítja.

A második csoportba tartozó összefüggések elméleti megfontolása nem teljesen fogadható el, mert az egyenlőtlen hőmérséklet-eloszlás hatására a betonlemezben keletkező hajlító-húzófeszültség folyamatosan változik és a húzott-nyomott felület is változhat. Jelentős a hőmérséklet eloszlásának a változása a különböző évszakokban.

A harmadik csoportba tartozó összefüggéssel kapcsolatos véleményem azonos a második csoportban ismertetettel. A harmadik csoport összefüggésének további hátránya, hogy kevésbé átlátható az eredmény megfelelősége.

### 5.4. Magyarországi körülmények között alkalmazható fáradási összefüggések

A külföldi fáradási összefüggések közül az első és a második csoportba tartozó összefüggések közül érdemes a hazai éghajlati körülményeknek megfelelő összefüggés alkalmazását megfontolni.

A japán fáradási összefüggés talán a legfontosabb a burkolaton végzett fáradási kísérletek eredményeinek alkalmazása miatt, ennek 15 %-os és 50 %-os hiba előfordulási valószínűségére vonatkozó összefüggése a következő (jelölések értelmezését lásd a 4.1. szakaszban):

$$\sigma_t / f_t = 1,037 - 0,062 \cdot \log N \quad 15 \text{ \% -os hibavalószínűség esetén,}$$

$$\sigma_t / f_t = 1,082 - 0,054 \cdot \log N \quad 50 \text{ \% -os hibavalószínűség esetén.}$$

A Portland Cement Association (PCA) által kidolgozott összefüggés a magyarországi körülmények között is alkalmazható lehet. A fáradási szilárdság meghatározásához a  $\log(N)$  polinommal kifejezett összefüggését használhatjuk  $\sigma_t / f_t \geq 0,45$  értékig.  $\sigma_t / f_t \leq 0,45$ - esetén a beton szilárdsága bármilyen nagy  $N$  ismétlésre megfelel. Az összefüggés a következő:

$$\sigma_t / f_t = 0,991 - 0,115 \cdot \log N + 0,00601 \cdot (\log N)^2.$$

Amennyiben a második csoportba tartozó összefüggések közül valamelyiket szükségesnek tartjuk alkalmazni, akkor a Svéd módszert javasolom figyelembe venni, ez a következő:

$$\sigma_{\max}/f_t = 1 - 0,0685 \left(1 - \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}\right) \log N.$$

### 5.5. Hazai alkalmazásra javasolt fáradási összefüggés

A hajlító-húzószilárdság terhelésméltól függő fáradásának meghatározására, az összefüggések értékelésével kiválasztott és az előző szakaszban megnevezett három módszer közül a fáradási szilárdság meghatározására vonatkozó japán módszert javasoljuk átvenni. Ennek nagy előnye, hogy a laboratóriumi vizsgálatokat kísérleti próbaszakaszokon meghatározott eredményekkel is alátámasztották.

A 15 %-os hibavalószínűsége meghatározott összefüggést, akkor érdemes alkalmazni, ha a burkolat tönkremeneteli folyamatának korai állapotában szükséges a burkolat felújítása. Az 50 %-os hibavalószínűsége kidolgozott összefüggéssel lehet a fáradási szilárdságot meghatározni általános esetben, amikor a burkolat felújítását nem kell a meghibásodások kezdeti szakaszában megkezdeni.

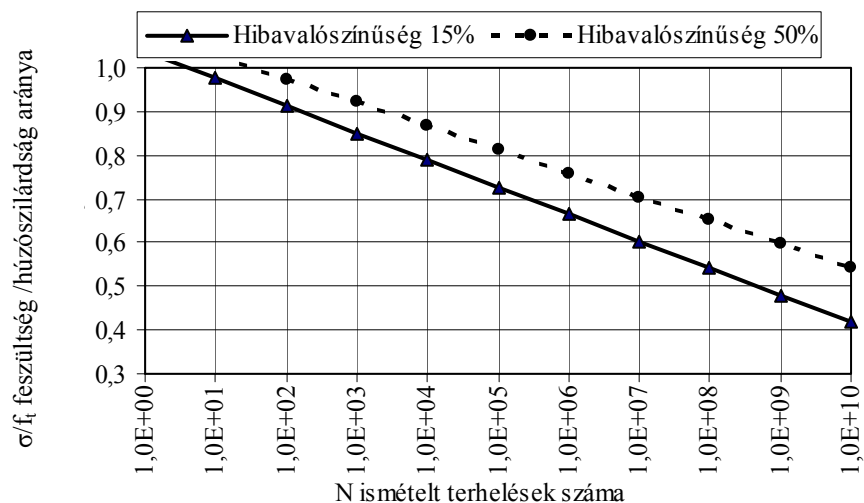
A fáradási összefüggés 15% hibavalószínűség esetén:

$$\sigma_t / f_t = 1,037 - 0,062 * \log N$$

A fáradási összefüggés 50% hibavalószínűség esetén:

$$\sigma_t / f_t = 1,082 - 0,054 * \log N$$

Az összefüggést a 16. ábra mutatja:



16. ábra: Magyarországon alkalmazni javasolt fáradási összefüggés

Az egyenlőtlen hőmérséklet-eloszlásból számított húzófeszültség fárasztó hatását ugyan ennek az összefüggésnek megfelelően kell számításba venni.

Ehhez azonban a hőmérsékleti gradiens értékét vagy a magyarországi éghajlati körzetek szerinti értékeit és azok éves átlagos előfordulási időtartamának valószínűségét ki kell dolgozni, meg kell határozni.

## 6. HIVATKOZÁSOK

- Bacsó N.(1953), "Magyarország éghajlata", *Akadémiai kiadó, Budapest*, 1959.
- Bacsó N., Kakas J., Takács L. (1956), "Magyarország éghajlata", *Országos Meteorológiai Intézet*, Vol. 17., Budapest, 1953.
- Balázs Gy., Borján J., Erdélyi A., Liptay A., Zimonyi Gy. (1976), „Régi és új útbetonok összehasonlító vizsgálata”, *Budapesti Műszaki Egyetem Építőmérnöki kar, Építőanyag Tanszék, Tudományos Közlemények*, No. 16., 1996, pp. 91-138.
- Cornelissen, H. A. W., Lewis, M.( 1986), "Fatigue experiments for the Design of Plain Concrete Pavements", *Workshop on Theoretical Design of Concrete Pavements*, Epen–The Netherlands, pp. 18/29-37.
- Domenichini, L., Mascio, P. di (1990), "Procedure for JPCP Thickness Design in Italy", *2nd International Workshop on the Theoretical Design of Concrete Pavements*, Sigüenza–Spain, 4–5 October 1990, pp. 312-332.
- Faraggi, V., Jofre, C., Kraemer, C. (1986), "Combined Effect of Traffic Loads and Thermal Gradients on Concrete Pavement Design", *Workshop on Theoretical Design of Concrete Pavements*, Epen – The Netherlands, pp. 24/1-44.
- Hász S. (1934), „A magyarországi betonutak”, *Magyarország Útügyi Évkönyve*, pp. 29-46.
- IPCC (2007), „Summary for Policymakers. In: Climate Change 2007: The Physical Science Basis. Contribution of Working Group I to the Fourth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change [Solomon, S., D. Qin, M. Manning, Z. Chen, M. Marquis, K.B. Averyt, M. Tignor and H.L. Miller (eds.)]", *Cambridge University Press, Cambridge, United Kingdom and New York, NY, USA*, pp. 1-18.
- Iwama, S., Fkuda T. (1986), "Design Method and Researches of Concrete Pavements in Japan", *Workshop on Theoretical Design of Concrete Pavements*, Epen – The Netherlands, pp. 14/1-16.
- Liptay A. (1996), „A betonútépítés helyzete és jövője Magyarországon”, *Közúti Közlekedés és Mélyépítéstudományi Szemle*, XLVI. évfolyam, 11. szám, 1996, pp. 416-426.
- Liptay A. (1996), „Betonburkolatok tartóssága”, *Betonszerkezetek Tartóssága konferencia kiadvány*, pp. 57-70.
- Most, H. E. van der, Lewis, M. (1986), "Design of Concrete Pavements", *Workshop on Theoretical Design of Concrete Pavements*, Epen – The Netherlands, pp. 19/83-92.
- Packard, R. G., Tayabji, S. D. (1985), "New PCA Thickness Design Pcedure for Concrete Highway and Street Pavements.", *3rd International Conference on Concrete Pavement Design and Rehabilitation*, Prudue, pp. 225-236.
- Petersson, Ö. (1990), "Swedish Design Method for Jointed Concrete Pavements", *2nd International Workshop on the Theoretical Design of Concrete Pavements*. Sigüenza – Spain 4 – 5 October 1990, pp. 233-243.
- Sawan, J. S., Darter, M. I. (1986), "Design of Slab Thickness and Joint Spacing for jointed Plain Concrete Pavement", *Workshop on Theoretical Design of Concrete Pavements*, Epen – The Netherlands, pp. 29/1-9.

- TEM/TC/WP.137 (1986), "Pavements, Recommendation for Rigid Pavements", Volume II, *Trans-European North-South Motorway Project, United Nation Development Programme-Economoc Commission for Europe*, Annex 1, pp.1-41.
- Veverka V. (1986), "The Belgian Road Research Center's Design Procedure for Concrete Pavements", *Workshop on Theoretical Design of Concrete Pavements*, Epen–The Netherlands, pp. 2/1-16.

## A POROZITÁS HATÁSA A BETON TARTÓSSÁGÁRA

Dr. Salem Georges Nehme

BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszék

1111 Budapest, Műegyetem rkp. 3., email: [sgnehme@yahoo.com](mailto:sgnehme@yahoo.com)

### ÖSSZEFOGLALÁS

A beton szilárdsága és tartóssága a beton struktúrájától függ, amit elsősorban az alapanyagok (cement, adalékanyag, víz, kiegészítő anyagok és adalékszerek) és ezek keverési arányai valamint a tapadás a cementkő (a cementpép szilárdulása után) és az adalékanyag között – befolyásolják. Végül a cementkő pórustartalma a pórusmérettel és a póruseloszlással és az adalékanyag fajtája és pórustartalma fejt ki hatását a szilárdságra és a tartósságra.

A megszilárdult beton porozitása teljes hidratáció esetén a frissbeton levegőtartalmától és a felesleges víz mennyiségtől függ.

Kísérleteim során vizsgáltam a beton porozitásának hatását a fagyállóságra és a vízzáróságra.

### 1. A CEMENTKŐ POROZITÁSA

*Powers* és *Brownyard* 12 éves munkásságuk nyomán készült cikksorozat a cementpép kémiai és fizikai tulajdonságairól (*Powers* és *Brownyard* 1-9 rész, 1946-1947.) Ezek a cikkek többek között foglalkoznak a megszilárdult cementkő vízmegkötő-képességével, az elpárolgott vízmennyiséggel, a szilárd anyag sűrűségével és a porozitással. A cikkekben összefoglalták azt is, hogy a cementpép sok tulajdonsága összefügg az utókezeléssel, mint pl. az abszorpciós képesség, permeabilitás, páradiffúzió és kapilláris viselkedés.

1946-ban *Powers* mutatta ki kísérlettel az összefüggést a cementkő szilárdsága és a cementkő porozitása (kapilláris és légpórusok összessége) között:

$$f_{paste, \square} = f_{0, paste} \left(1 - \frac{p}{100}\right)^m \quad (1)$$

Később *Powers* módosította a modelljét (*Powers*, 1958 és 1960), amelyet napjainkban *Powers*-modellnek nevezünk:

$$f_{paste, \square} = 100(1 - p)^3 = 100 \times X^3 = 100 \times \left( \frac{0,647\alpha}{\frac{w}{c} + 0,319\alpha} \right)^3 \quad (2)$$

és a gél/üreg tényező:

$$X = \frac{V_{gel}}{V_{air} + V_{cw} + V_{gel}} = \frac{0,647\alpha}{\frac{w}{c} + 0,319\alpha} \quad (3)$$

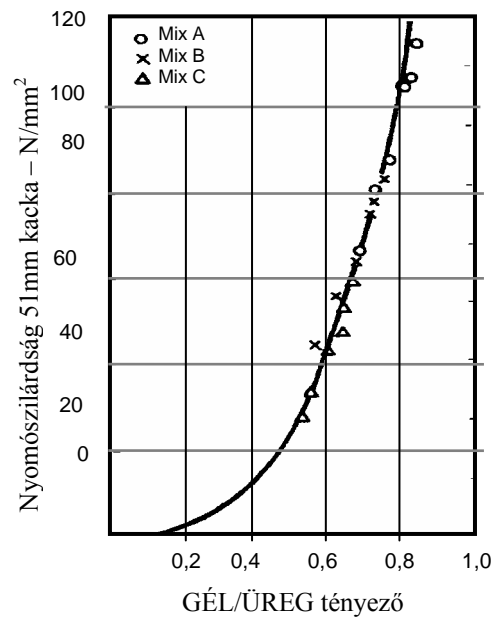
Az előző összefüggést a nyomószilárdság és a **gél/üreg tényező** között egy harmadfokú polinom írja le (1. ábra), amelyet *Powers* 1958-ban ismertetett (*Powers*, 1958).

*Jennings*, *Thomas*, *Rothstein* és *Chen* módosították az *X*-tényezőt és a nyomószilárdságot (*Jennings*, *Thomas*, *Rothstein*, *Chen*, 2002):



$$X = \frac{0,68\alpha}{\frac{w}{c} + 0,32\alpha} \quad \text{és} \quad f_c = BX^n \quad (4)$$

ahol  $B \approx 234$ ;  $n$  2,6-3,0 között van a cement fajtájától függően.



1. ábra: Összefüggés a nyomó-szilárdság és a gél/üreg tényező között (Powers, 1958)

*Powers* a hidratációs foknak és a víz-cement tényezőnek nyilvánított nagyobb szerepet a porozitás kialakulásának mértékéhez.

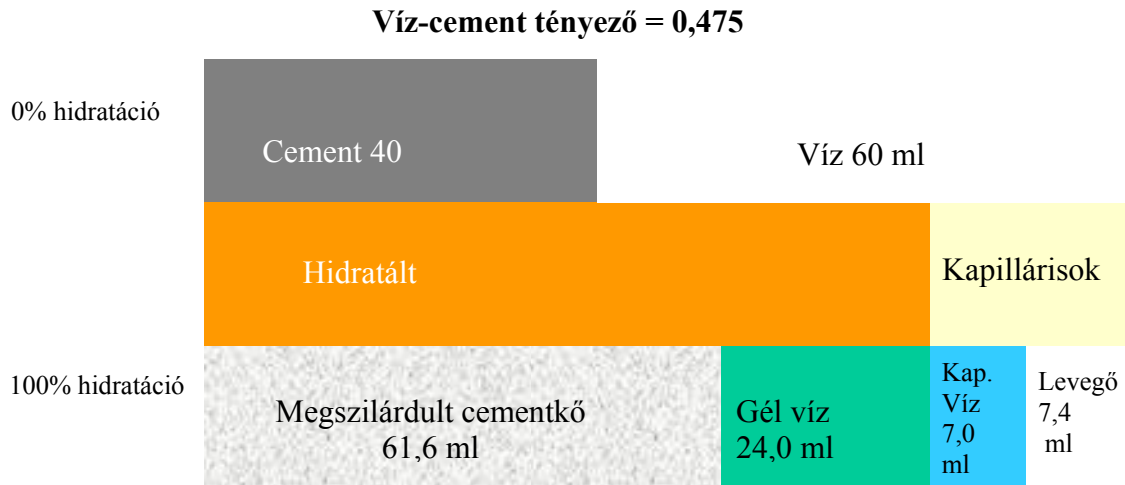
A hidratációs fok kialakulását környezeti, technológiai és beton-összetételi tényezők befolyásolják:

- 1) Környezeti tényezők (a szél intenzitása, a léghőmérséklet és a levegő nedvességtartalma, a napsugárzás intenzitása, a párolgás mértéke).
- 2) Technológiai tényezők (a zsaluzat minősége, a kizsaluzás időpontja, a betonozás szakaszossága, a beton, ill. vasbeton tömb (fal, lemez) méretei, az utókezelés (-a védelem, takarás jellege és időtartama-).
- 3) Beton-összetételi tényezők (a beton hőmérséklete a betonozás időpontjában, a cementfajta és a cementtartalom, a víz-cement tényező, a késleltető adalékszerek adagolása, a beton kúszási tényezője).

Ezek a tényezők nem csak a hidratációs fokot befolyásolják, hanem kéregrepedések kialakulását okozzák (*Nehme*, 1996, 1999).

A hidratációs folyamat jobb megértéséhez fontos a cementpép térfogati összetételének áttekintése (2. ábra). A vizsgálatot zárt rendszerben végezzük.

Kezdeti állapothoz képest a teljesen hidratált cementkő a 40 ml cementből 61,6 ml megszilárdult, hidratált terméket eredményez (2. ábra), amelyben 21,6 ml a kémiai kötéshez szükséges víz mennyiség. A cement gél pórusai kötött gél vízzel telítettek, amelyeknek a térfogata 24 ml. Az eredeti 60 ml keverő vízből 7 ml marad vissza a kapilláris pórusokban. A térfogata a cement gélnek (85,6 ml) és a kapillárisokban maradó víznek (7 ml) = 92,6 ml, amely 7,4 ml-rel kevesebb, mint a kiindulási 100 ml (60+40 =100 ml) térfogat. A 7,4 ml nem más, mint üres kapilláris pórusok.

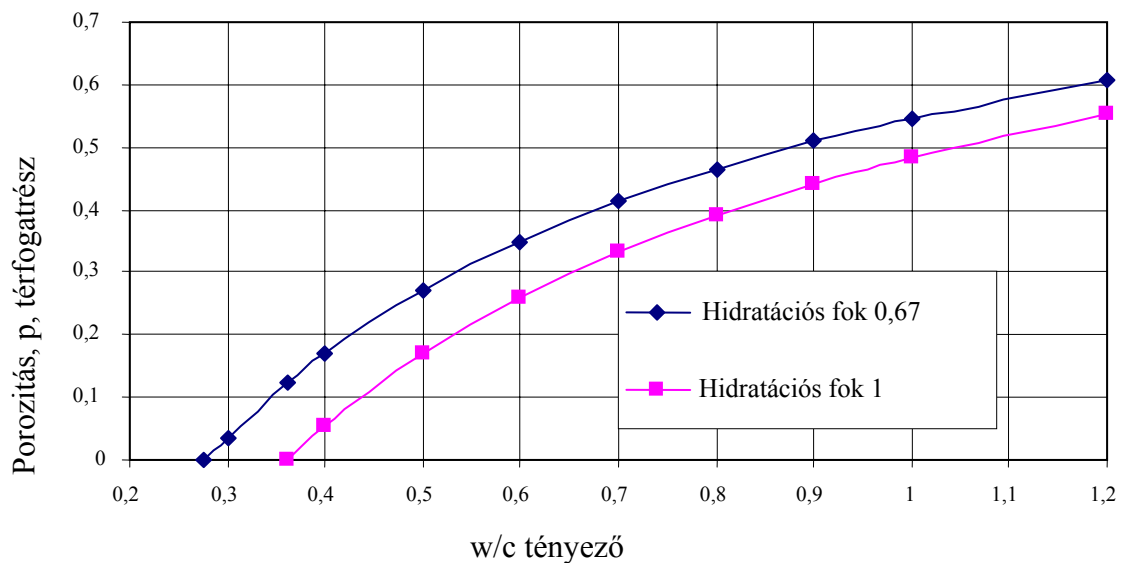


A cement vízigénye:  $w/c = 0,23$

2. ábra: A cementpép hidratációs folyamata során fellépő állapotváltozás a megszilárdult cementkő kialakulásáig (Neville, 1996 alapján)

**Magyarországon** elsősorban Ujhelyi (1998) és Balázs (1999) foglalkozott a cementkő és a beton porozitásával.

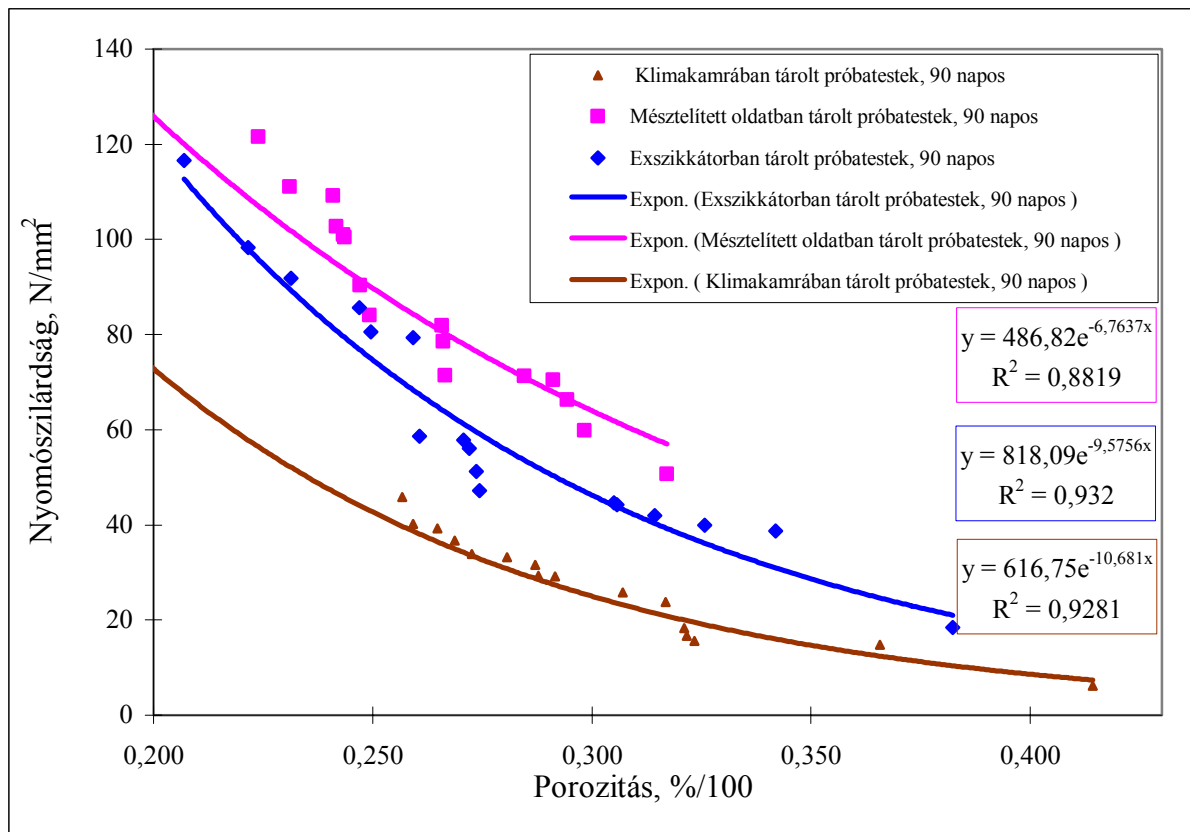
A cementkő kapilláris rendszerének kialakulása legjobban a víz-cement tényezőtől függ (3. ábra), amely a beton tartósságának szempontjából döntő jelentőséggel bír.



3. ábra: A cementkő porozitása a víz-cement tényezőtől függően 28 napos korban (hidratáció fok  $\alpha = 0,67$ ), 4 év múlva (hidratációs fok  $\alpha = 1$ ) (Ujhelyi, 1998)

Balázs kutatásaiban a tárolás (95% páratartalom, 55% páratartalom és mésszel telített vizes oldat) és a cementpép – többféle préselő nyomással tömörítve – hatását vizsgálta (4. ábra).

A pórustartalom időbeni mértéke a hidratációtól függ. A hidratáció azonban csak addig megy végbe, amíg víz jut a cementhez. A hidratáció mértéke tehát lényegesen függ a kezelési és tárolási feltételektől, vagyis az utókezeléstől (Balázs, Tóth, 1997).



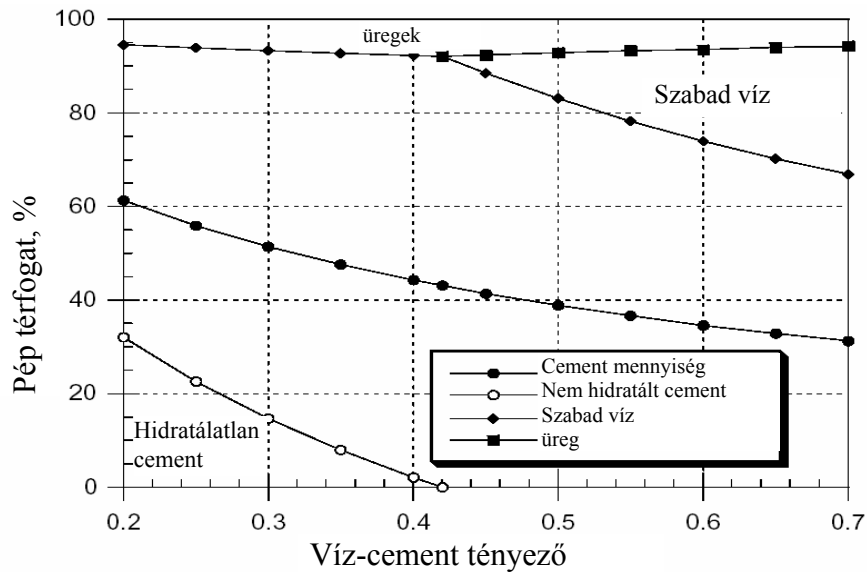
4. ábra: A porozitás és a nyomószilárdság összefüggése különféle tárolási körülmények esetén (Balázs, 1995-1999)

## 2. A BETONPOROZITÁS ÉS A NYOMÓSZILÁRDSÁG KÖZÖTTI ÖSSZEFÜGGÉS

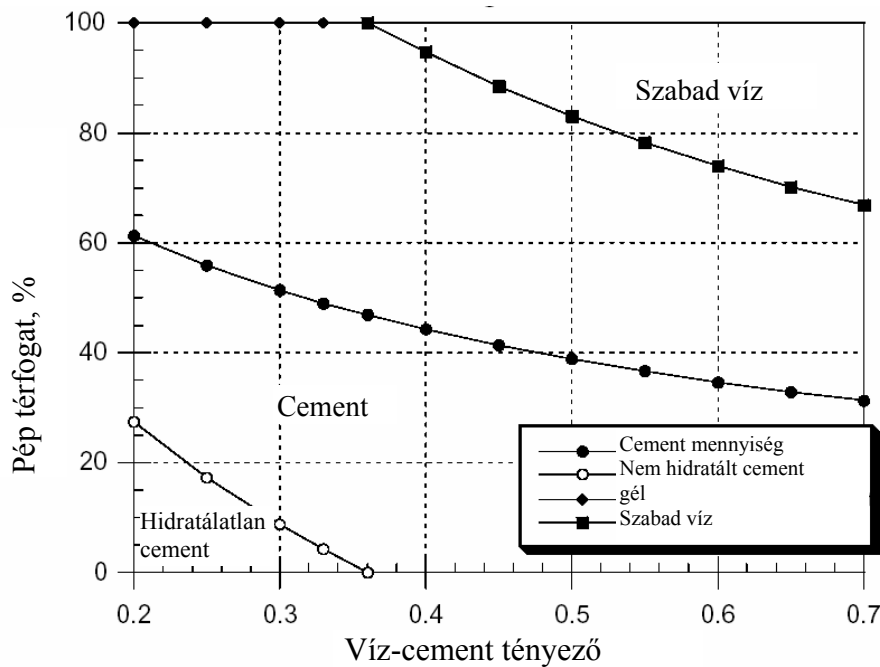
Neville kiváló áttekintést adott a beton fizikai és kémiai tulajdonságairól. Ő tette a korábbi kutatásokat (Powers és Brownyard) a gyakorlatban is használhatóvá. Kísérletei során megállapította, hogy ha zárt helyen tároljuk a próbatesteket, akkor lesz teljes a hidratáció, ha  $w/c$  tényező nagyobb, mint 0,42 (5. és 6. ábra). Ha a betont víz alatt tároljuk, akkor 0,38  $w/c$  tényező szükséges a teljes hidratációhoz.

A frissbeton levegőtartalma függ a beton telítettségétől, a tömörítés mértékétől, az adalékanyag minőségétől (adalékanyag porózussága, adalékanyag alakja és felület érdessége), és az adalékszerrel mesterségesen bevitt légpórusok (légbuborékok) tartalmától (légpórus képzők alkalmazása esetén) (Nehme, Balázs, 2002).

A frissbeton levegő tartalmának nagy hatása van a tartósságára, amely Merill vizsgálatai alapján a beton fagygal szembeni ellenállására jellemző tartóssági tényezőjének (7. ábra) és a frissbeton levegőtartalmának függvényében adta meg (Balázs, Tóth, 1997, Cordon után).



5. ábra: Zárt helyen tárolt beton pórustartalom kialakulása (Neville, 1996)



6. ábra: A pórusok keletkezése vízben tárolt próbatesteknél a v/c tényező és pép térfogat függvényében (Neville, 1996)

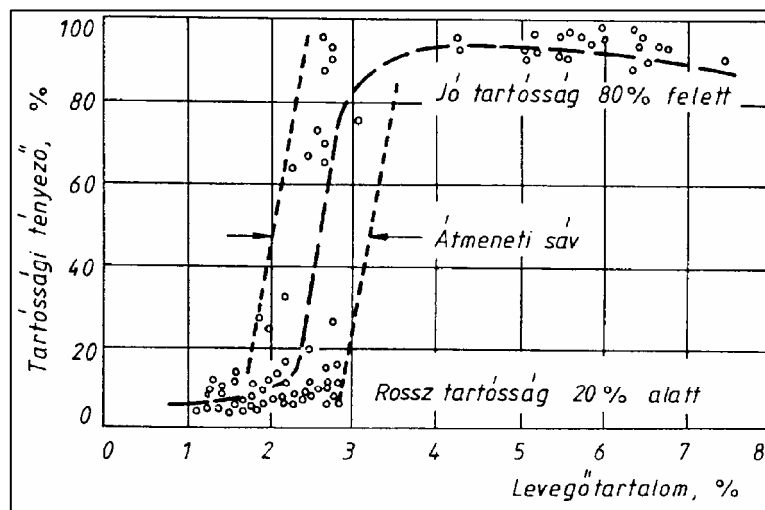
Tartóssági tényező a dinamikus rugalmassági modulus csökkenését jelenti 300 fagyasztási ciklus hatására az eredeti értékhez viszonyítva %-ban.

A fagyasztási ciklus hatására betontérfogat növekedés is tapasztalható (8. ábra).

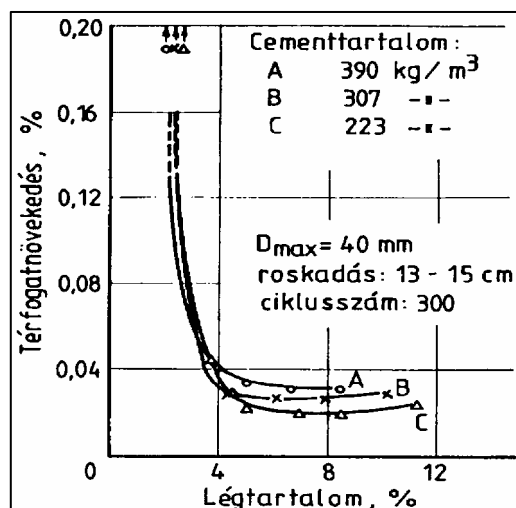
A fagyhatásra a víz szilárd állapotba alakul át, miközben térfogata 9%-kal nő. A térfogat-növekedés hatására a még meg nem fagyott víz hidraulikus nyomás alá kerül, és megindul a víz áramlása az üres pórusokba, telítetlen üregekbe (Wood, 1968). A hidraulikus nyomás rövid távolságon belül nem tud lecsökkenni, akkor olyan nagy nyomás alakulhat ki a cementkőben, amely már repedést okoz (Balázs, Tóth, 1998).

A téli sózás hatása hasonlít fagyás hatásához. A hó és jég felolvasztásához szükséges hőenergiát a környezet adja át, így a pórusokban lévő víz adja át és drasztikus fagyasztás lesz

a következménye. Igazán a belső részek fagnak meg, mivel itt a só oldatkonzentrációja kisebb, mint a felső rétegben, emiatt a közbelső réteg fagyása és a kialakuló hidraulikus nyomás folytán, amely az átfagyott rétegen keresztül nem tud csökkenteni, a felső vékony réteg leválik.



7. ábra: A beton tartóssági tényezője a frissbeton légtartalmának függvényében (Mindess, Young, 1981)

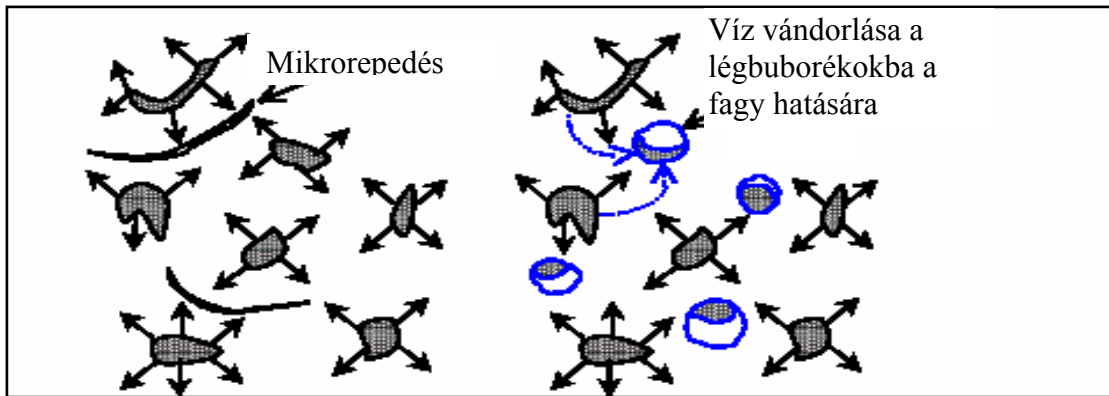


8. ábra: A fagyás okozta térfogatváltozás a levegőtartalomtól és cement-tartalomtól függően (Wood, 1968)

A légpórusképző adalékszerek használatával csökken a megfagyó víz roncsoló hatása, de közben a törekedni kell, hogy a légpórus tartalom 4 V% és max. 6 V% között legyen az említett szilárdság csökkenés miatt (1 V% légpórustartalom növekedés 5 % szilárdság csökkenést okoz).

Közismert, hogy a víz jéggé alakulása 9 V% térfogat növekedést okoz. Ugyanis a víz fagyáspontja a kapillárisok átmérőjének függvénye. A fagyasztás és az olvasztás utáni maradó alakváltozást okoz, amely mértéke a cement fajtától függ (Jungwirth, Beyer, Brühl, 1986).

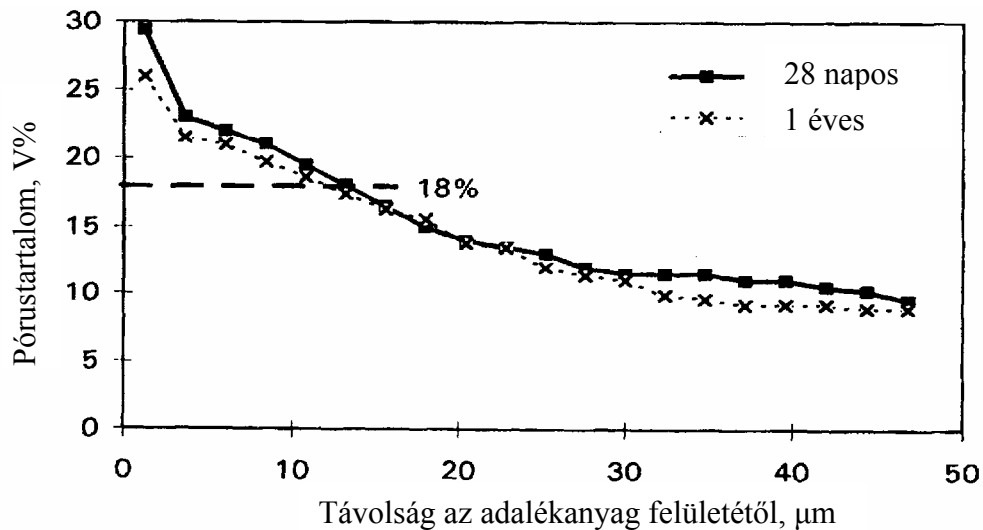
**A telítési tényező (TT)**, olyan arányszám, amely a tömeg szerinti vízfelvétel %-ban kifejezett értéke fokozatos víztelítéssel (8-10 nap) valamint a tömeg szerinti vízfelvétel %-ban kifejezett értéke 15 N/mm<sup>2</sup> nyomáson (24 óra alatt) arányával határozható meg. Az ASTM szerint a fagyálló betonokhoz a  $TT = 0,75$  kell legyen. A telítési vizsgálatot Erdélyi 1973-ban elemezte.



9. ábra: A fagy által létre hozott hidraulikus nyomás a betonban (a bal oldali kép nem tartalmaz, a jobb oldali ábra tartalmaz légpórusképzőt), (Ansari, Zhang, Maher, Szary, 2002, Mindess and Young, 1981)

A megszilárdult beton porozitása a felsorolt tényezőkön kívül még az alábbiaktól is függ: a víz-cement tényezőtől (végső forma szabad víz mennyiségétől), a hidratáció foktól (a beton korától, az érlelés hőmérsékletétől és a környezet nedvességtartalmától), az alaktól, tehát a fajlagos felülettől, a tárolás módjától, és a párolgástól és párolgás sebességétől (Nehme, 2003).

A cementkő és az adalékanyag a tapadás révén dolgozik együtt, és tudjuk, hogy a cementkő szilárdsága kisebb, mint az adalékanyagé (a könnyű adalékanyagok esetén ez fordítva van). Emiatt is nagy szerepe van a cementkő és az adalékanyag közötti átmeneti zónának (fázis határ). Ez növeli, vagy csökkenti a beton szilárdságát (Scrivener, Nemati, 1996).



10. ábra: Pórustartalom változása az adalékanyagtól; koncentrikusan eltávolodva  $w/c=0,4$  esetén (Scrivener, Nemati, 1996, after Crumbie, 1994)

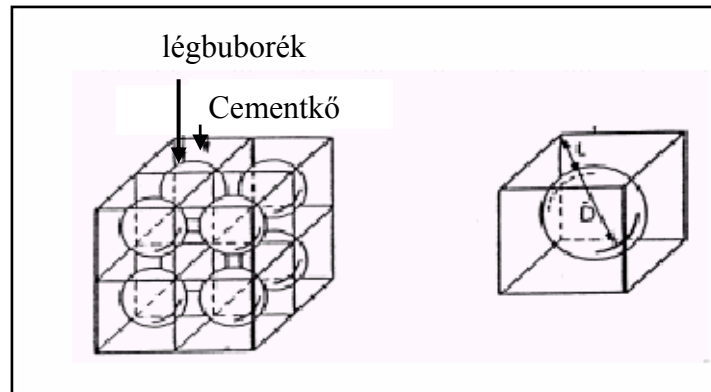
A 10. ábra azt mutatja, hogy az adalékanyag és a cementkő érintkezési zónájában a legnagyobb a pórustartalom és egyre kisebb, ahogy távolodunk az adalékanyag felületétől.

Hasonló a pórustartalom alakulása a külső levegővel érintkező felülettől befelé a beton belsejébe.

A póruseloszlás hatása nem csak a szilárdságra hat, hanem a beton tartósságára is, amely a távolsági tényezővel is kifejezésre jut.

A buborékokat a Powers modell, az ún. távolsági tényező is szemlélteti.

Az összes tényleges levegőtartalmat a cementkőben köbös térrács szerint egyenletesen elosztott, azonos nagyságú buborékok szabályos halmazaként képzeljük el, s e képzelt halmaz fajlagos felülete legyen egyenlő a tényleges buborékrendszerével.

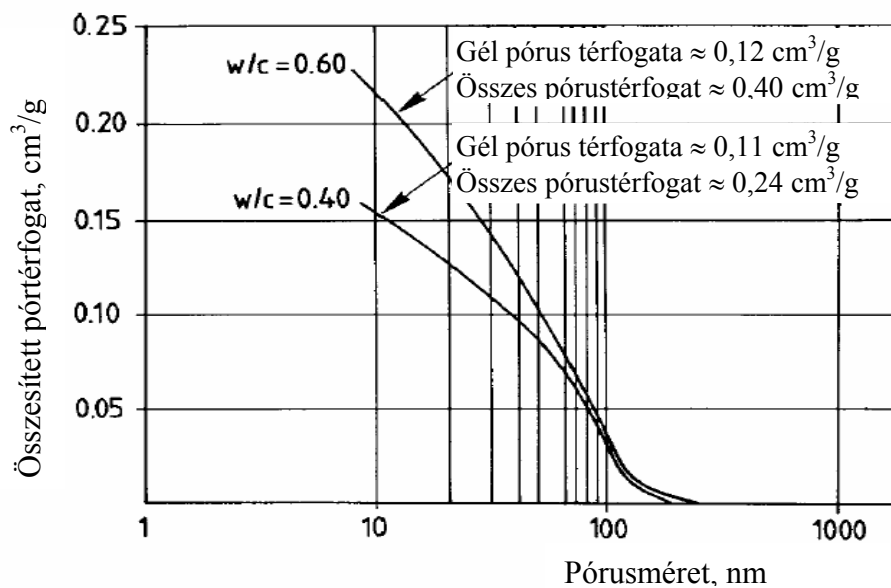


11. ábra: Buborékrendszer Powers-féle geometriai modellje (Balázs, 1997)

**Távolsági tényező:** Számított jellemző, a cementkő bármely pontjának legnagyobb távolsága egy légbuborék felszínétől a cementkőön keresztül mérve (mm). Ez a számítási mód egy olyan buborékmodellt tételez föl, amelyben a légbuborékok egyforma méretűek és egyenletesen helyezkednek el a cementkőben úgy, hogy az idealizált légbuborék-szerkezetnek ugyanakkora az összes térfogata és az összes felülete, mint a tényleges légbuborék-szerkezetnek (EN 480-11:1999).

$$\bar{L} = \frac{3 \left[ 1,4(1 + R)^{\frac{1}{3}} + 1 \right]}{\beta} \quad (5)$$

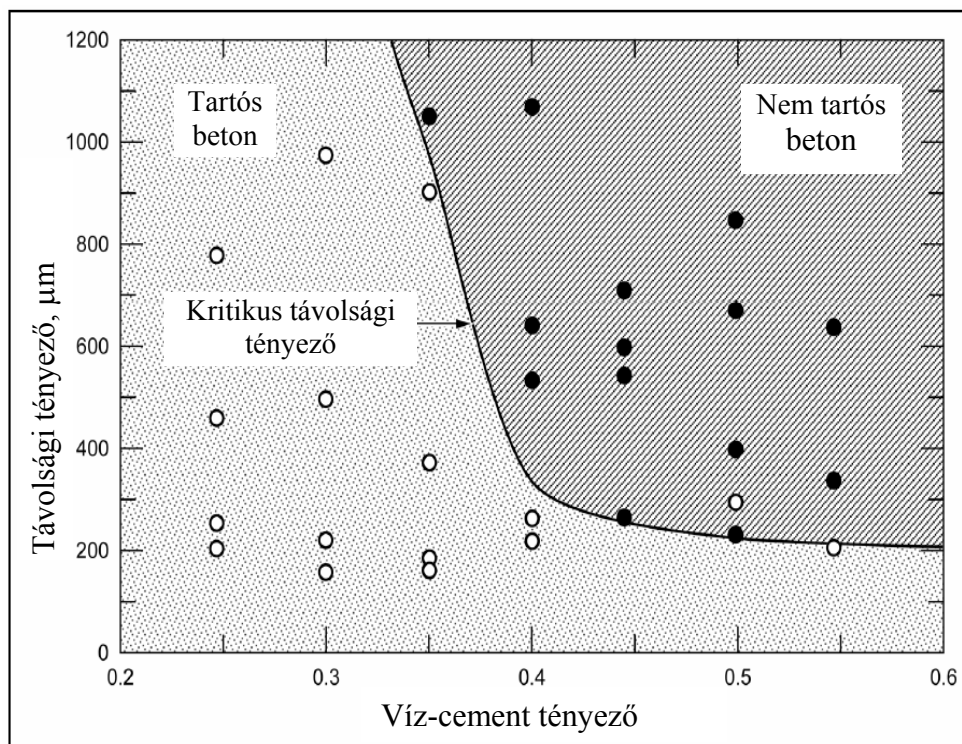
A gélpórusok térfogata nem változik lényegesen a w/c tényező hatására, hanem a kapilláris pórusok térfogata függ jobban a w/c tényezőtől.



12. ábra: Pórusméret eloszlása (Möller, Petersons, Samuelsson, Byggjtjänst, 1982; Winslow, Diamond 1970)

A távolsági tényező hatással van a beton fagyállóságára víz-cement tényezőn keresztül. A 13. ábrán az üres körök azt mutatják 300 fagyasztási ciklus után nem károsodott a beton próbatest, a tömör körök pedig a károsodott próbatesteket mutatja (Okada et al. 1981).

Ha a távolsági tényező kisebb, mint 500  $\mu\text{m}$  akkor a hosszváltozás 300 fagyasztási ciklus után állandó és 100 mm/m körülö érték, de ha távolsági tényező nagyobb, mint 500  $\mu\text{m}$ , akkor a hosszváltozás rohamosan nő (Pigeon et al. 1986).



13. ábra: A távolsági tényező w/c tényező függvényében (Okada et al. 1981)

### 3. KÍSÉRLETI TERV

A kísérleti paramétereket az 1. táblázatban foglaltam össze.

1. táblázat: A kísérleti paraméterek

	A betonkeverék megnevezése	
	öntömörödő betonok)	szokványos betonok
Kísérleti állandók	Szemmegoszlási görbe (A-B)	Szemmegoszlási görbe (A-B)
	Cement fajta (CEM I 32,5 RS)	Cement fajta (CEM I 32,5 RS)
	Konzisztencia területtel: 65 $\pm$ 5 cm	
Kísérleti paraméterek	w/c $\rightarrow$ cementmennyiség $\rightarrow$ péptartalom	w/c $\rightarrow$ cementmennyiség $\rightarrow$ péptartalom
	Kvarchomok mennyiség	Konzisztencia
	(G51) adalékszer adagolás	Adalékszer adagolása Szilika por (Silica-fume)
Tárolási mód	15 napig vízben, majd 4 napig szárítószekrényben (50°C – on), majd laborkörülmények között 60 és 65 napos korig (törésig)	15 napig vízben, majd 4 napig szárítószekrényben (50°C – on), majd laborkörülmények között 60 és 65 napos korig (törésig)
	Megj.: hidratációs fok töréskor 0,96-nak tekinthető	Megj.: hidratációs fok töréskor 0,96-nak tekinthető



## 4. KÍSÉRLETI EREDMÉNYEK

### 4.1. Fagyállósági és vízzárósági eredmények kiértékelése a porozitás függvényében

12 betonkeverék próbatesteit vizsgáltam fagyállósági szempontból (8 szokványos és 4 öntömörödő receptúra). 50 fagyás-olvadási ciklus volt. Az eredményeket a 2. táblázatban foglaltam össze.

A vizsgálati eredmények alapján azt igazoltam, hogy a fagyasztás-olvasztási hatás azonos pórus - és légbuborék tartalom esetén nagyobb szilárdság csökkenést okoz az öntömörödő betonoknál, mint a hagyományos betonok esetében, azonos kiindulási szilárdságot figyelembe véve adott vizsgálati tartományban (2. táblázat, 14. ábra).

A 14. ábra azt mutatja, hogy az öntömörödő betonok légbuborék tartalma kisebb volt, mint a hagyományos betonoké.

2. táblázat: Próbatetek szilárdságcsökkenése fagyállósági vizsgálat után

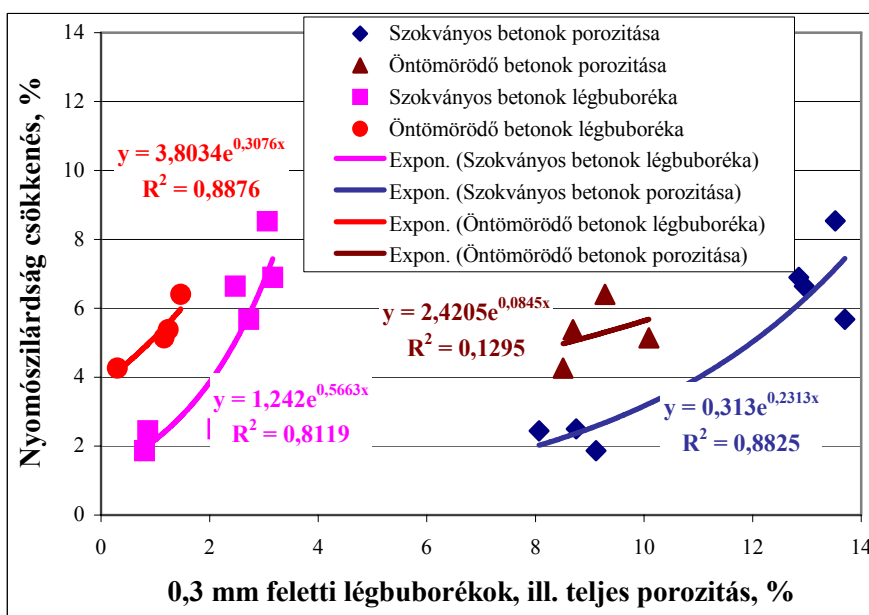
Beton receptúra jele	Nyomószilárdság átlagértéke (2 eredmény átlaga), N/mm <sup>2</sup>	Nyomószilárdság csökkenés (2 eredmény átlaga), N/mm <sup>2</sup>	Porozitás, %	Légbuborék (0,3 mm fölötti átmérőjű), %	Megjegyzés
S11	33,7	8,54	13,52	3,06	
S12	83,2	2,50	8,75	2,15	
S13	38,4	6,64	12,95	2,47	
S14	39,0	6,90	12,85	3,16	
S15	30,6	5,68	13,7	2,72	
S16	81,9	2,44	8,07	0,86	
PS22	81,5	1,86	9,12	0,80	
PS23	87,5	0,93	9,31	2,90	5 % szilika por
PS24	89,4	2,08	9,26	3,59	10 % szilika por
ONT5-1	71,1	6,40	9,28	1,47	
ONT 7	70,2	5,38	8,69	1,24	
ONT 7-1	70,0	5,14	10,09	1,16	
ONT 8	82,6	4,26	8,51	0,30	

12 betonkeverék próbatesteit vizsgáltam vízzárósági szempontból 4 bar nyomásnál (8 öntömörödő és 4 szokványos receptúra). Az eredményeket a 3. táblázatban foglaltam össze.

3. táblázat: A víz behatolása vizsgált beton keverékek próbatesteibe

Betonkeverés jele	Vízbehatolás 4 bar víznyomással, mm	Nyomószilárdság, N/mm <sup>2</sup>	Teljes porozitás, %
Ont2	30,0	43,0	12,28
Ont 6	32,3	54,1	11,23
Ont7-1	13,0	67,3	10,09
Ont9/2	36,0	49,1	11,40
Ont8-1	7,0	88,1	7,65
Ont5-1	17,0	67,9	9,28
Ont7	19,0	66,3	9,93
Ont 5-2	13,0	70,3	8,93
S18	6,0	92,6	8,59
S14	26,6	32,3	12,41
S31	10,0	86,2	9,57

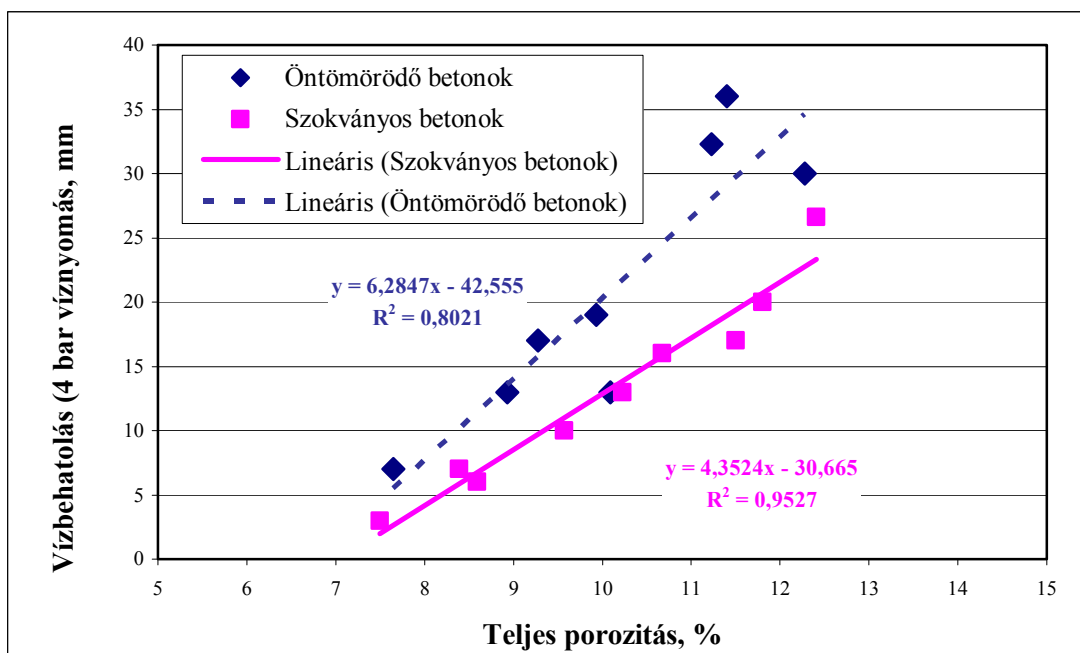
S30	16,0	61,6	10,67
-----	------	------	-------



14. ábra: A nyomószilárdság csökkenés és a 0,3 mm feletti légbuborékok, ill. teljes porozitás összefüggései különböző betonok esetében

#### Teljes porozitás és vízzáróság (vízbehatalás 4 bar nyomással)

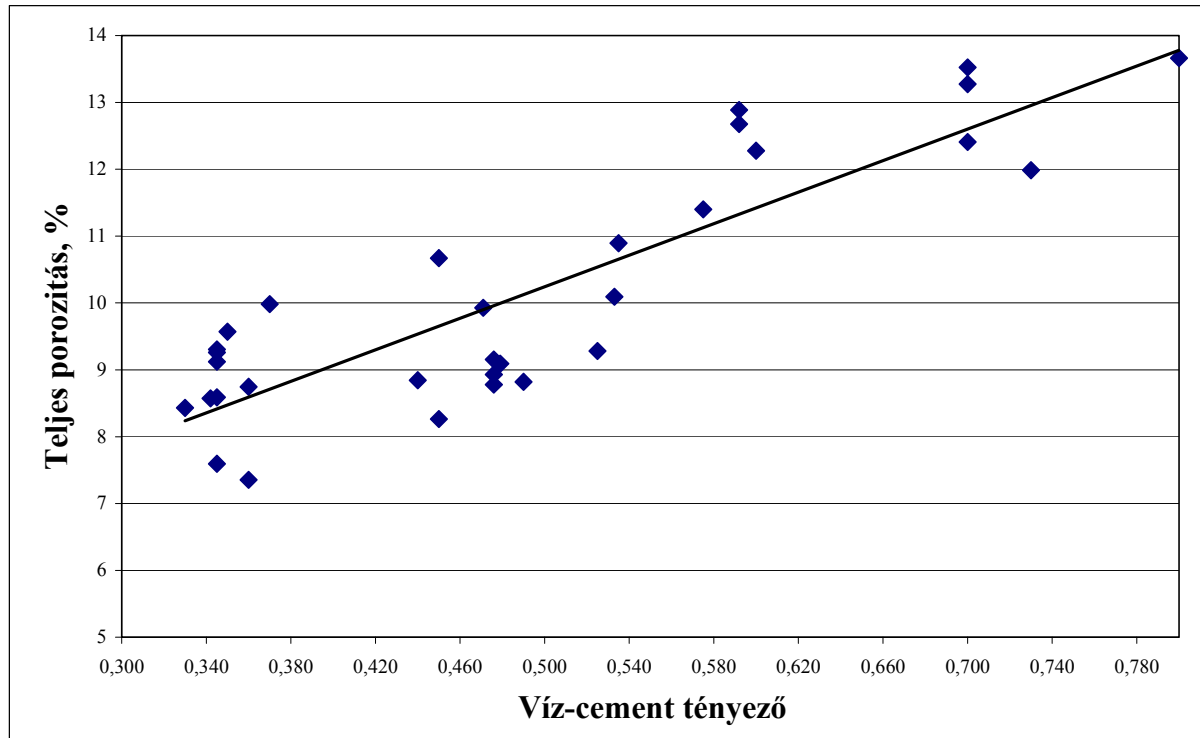
Lineáris összefüggést kaptunk mind a hagyományos betonok mind öntömörödő betonoknál, ezen kívül azonos teljes porozitású öntömörödő és hagyományos betonok esetében. Az öntömörödő betonok vízbehatalása nagyobbra adódott, mint a szokványos betonoké adott vizsgálati tartományban (15. ábra).



15. ábra: A teljes porozitás és a vízbehatalás közötti összefüggés

## Víz-cement tényező és teljes porozitás

A 16. ábrán látható a lineáris összefüggés a beton (hagyományos és öntömörödő betonok) teljes porozitás és a nyomószilárdság között, amit a kísérleti eredmények alapján rajzoltunk.



16. ábra: A víz-cement tényező hatása a porozításra

## 6. MEGÁLLAPÍTÁSOK

A kísérleti eredmények alapján megállapítható:

- *A fagyasztás-olvasztási hatás azonos pórus - és légbuborék tartalom esetén nagyobb szilárdságcsökkenést okoz az öntömörödő betonoknál, mint a hagyományos betonok esetében, azonos kiindulási szilárdságot figyelembe véve, adott vizsgálati tartományban.*
- *Lineáris összefüggés van a teljes porozitás és a vízzáróság között, ezen kívül azonos teljes porozitású öntömörödő és hagyományos betonok esetében az öntömörödő betonok vízbehatolása nagyobbra adódott, mint a szokványos betonoké adott vizsgálati tartományban.*
- *Lineáris összefüggés van a teljes porozitás és a víz-cement tényező között.*
- *A beton tervezése a porozitás függvényében jobban tükrözi a megszilárdult beton nyomószilárdságát.*

## 7. JELÖLÉSEK, RÖVIDÍTÉSEK

$B$ , $m$ és $n$	kísérleti állandók
$\alpha$	hidratáció fok
$\beta$	légbuborék fajlagos felülete
$f_c$	beton átlagos nyomószilárdsága

$f_{0,paste}$	cementkő legnagyobb nyomószilárdsága 0 pórustartalom esetén, N/mm <sup>2</sup>
$f_{paste,\square}$	cementkő nyomószilárdsága kockán mérve, N/mm <sup>2</sup>
$\bar{L}$	távolsági tényező, mm
$p$	porozitás, V%
$R$	a cementkő és a légtartalom térfogataránya
$X$	gél/üreg tényező
$V_{air}$	levegőtartalom (zárványok és légbuborékok együtt) térfogata, l
$V_{gel}$	gélpórusok térfogata, m <sup>3</sup>
$V_{gw}$	kapillaris víz térfogatrésze, m <sup>3</sup>
$w/c=x$	víz-cement tényező
ASTM	American Society for Testing and Materials
TT	telítési tényező

## 8. HIVATKOZÁSOK

- Ansari, F., Zhang, Zh., Maher, A., Szary, P. (2002), „Effects of Synthetic Air Entraining Agents on Compressive Strength of Portland Cement Concrete-Mechanism of Interaction and Remediation Strategy”, New Jersey Department of Transportation, *FINAL REPORT*, July 2002
- Balázs Gy., Tóth E. (1997), „Beton- és vasbeton szerkezetek diagnosztikája, I. általános diagnosztikai vizsgálatok”, *Műegyetemi Kiadó*
- Balázs Gy., Tóth E. (1998), „Beton- és vasbeton szerkezetek diagnosztikája, II. általános diagnosztikai vizsgálatok”, *Műegyetemi Kiadó*
- Balázs Gy. (1999), „A beton pórusrendszerének szabályozása és hatása a tulajdonságaira”, *OTKA*, sz. T016636, Zárójelentés
- Cordon, W. A., „Freezing and Thawing of Concrete Mechanisms and Control”. *American Concrete Institute Monograph Series No. 3.*
- Erdélyi A. (1973) „A beton fagyállóságának megítélése közvetett és közvetlen mérőszámok alapján, *Mélyépítéstudományi Szemle*, No. 8., pp. 367-371.
- EN 480-11:1999: Admixtures for concrete, mortar and grout - Test methods - Part 11: Determination of air void characteristics in hardened concrete.
- Jungwirth, D., Beyer, E., Brübl, P. (1986), „Dauerhafte Betonbauwerke“, *Beton Verlag GmbH*, Düsseldorf.
- Jennings, H. M., Thomas, J. J., Rothstein, D., Chen, J. J. (2002), „Cement as porous materials”, *Chapter 6 in Handbook of porous solids*, Wiley-VCH.
- Mindess, S., Young, J. F. (1981), „Concrete“, Prentice-Hall, Inc. Englewood Cliffs, New Jersey.
- Möller, G., Petersons, N., Samuelsson, P., Eds. Svensk Byggtjänst (1982), „Betonghandboken, Material”, (in Swedish)
- Nehme, S. G., (1996), „Sugárvédő beton hőmérséklet ellenőrzése“, 3. konferencia kiadvány *ÉPÍTŐANYAGOK KONFERENCIA*, Pécs 1996. Szeptember 4. –6.
- Nehme, S. G., (1999), “Temperature Fluctuation Induced Body and Crust Cracks analysis”, *5<sup>th</sup> International Conference on Concrete Technology for Developing Countries*, Proceeding New-Delhi, 1999. nov. 17-19.
- Nehme, S. G., Balázs, Gy. L. (2002), „Effect of the Concrete Porosity on It’s Durability” *Proceedings 4<sup>th</sup> International PhD Symposium in Civil Engineering*, München, September 19<sup>th</sup> - 21<sup>st</sup>, 2002.
- Nehme, S. G. (2003), „Effect of Porosity on the Properties of Concrete”, *Concrete Structures*, Hungary Group of *fib*, Vol. 4, pp. 72-75.

- Neville, A. M. (1996), „Properties of Concrete”, Fourth Edition, *John Wiley and Sons*, New York, NY.
- Okada, E., Hiska, M., Kazama, Y., Hattori, K. (1981), „Freeze–thaw resistance of superplasticized concretes. Development in the use of superplasticizers“, *ACI SP-68*, pp. 215–231.
- Pigeon, M., Pleau, R., Aitcin, P. C. (1985), „Freeze-thaw durability of concrete with and without silica fume in ASTM C 666 (Procedure A, Test method: Internal cracking versus scaling)”, *Cement, Concrete, and Aggregates*, **8** (2: pp. 76–85. 1986.
- Powers, T. C., Brownyard, T. L., (1946-1947), „Studies of the Physical Properties of Hardened Portland Cement Paste”, (1. – 9. rész) *J. ACI*, Vol. 43., 1946. october – 1947. april.
- Powers, T. C. (1958), „Structure and Physical Properties of Hardened Portland Cement Paste”, RX094, *Portland Cement Association*, Chicago, pp. 6.
- Scrivener, K. L., Nemat, K. M., (1996), „The Percolation of Pore Space in the Cement Paste/Aggregate Interfacial Zone of Concrete”, *Cement and Concrete Research*, Vol. 26, No. 1, pp. 35-40.
- Ujhelyi J. (1998), „A Beton struktúrája”, BME Építőmérnöki kar Szerkezetépítő szakmérnöki szak- Betontechnológiai ágazat Jegyzet, Budapest
- Woods, H. (1968), „Durability of Concrete Construction”, *Amer. Conc. Inst. (ACI) Monograph*, No. 4., Detroit, USA.
- Winslow, Diamond (1970), „A Mercury Porosimetry Study of the Evolution of Porosity in Portland Cement Paste”, *J. Materials* 5

## KLORIDION MEGKÖTŐ KÉPESSÉG ÉS KLORIDION MIGRÁCIÓ A BETONBAN

*Dr. Kopecskó Katalin*  
*Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem*  
*Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszék*  
*1111 Budapest, Műegyetem rkp. 3. [katalin@eik.bme.hu](mailto:katalin@eik.bme.hu)*

### ÖSSZEFOGLALÁS

A tartósság egyik legfontosabb kérdése ma az, hogyan tudjuk megvédeni szerkezeteinket attól, hogy a kloridionok eljussanak az acélbetétekig, illetve, hogy ott az aktív korrózió elkezdődjön. Az acélbetétek takarásának növelése tűnhet az egyik lehetséges megoldásnak. Ez a megoldás azonban nem bizonyulhat optimálisnak, mert a szerkezetek tömege lényeges tervezési szempont. A másik lehetőség olyan nagy teljesítőképességű betonok előállítása, amelyek kis permeabilitással és jó ellenálló képességgel rendelkeznek. A kloridionok hatásával foglalkozó kutatások egy része a kloridionok vándorlásával, behatolásával (migráció, penetráció) foglalkozik, míg másik része a kloridkötés mechanizmusát tanulmányozza. Az acélbetét tönkremenetelére a két folyamat együttesen gyakorol hatást, ezért mindkettő széleskörű ismerete szükséges.

### 1. BEVEZETÉS

#### 1.1 A kloridionok jelenléte a betonban

Az acélbetétek korróziójáért nem az összes kloridion tartalom a felelős, mert csak a szabad kloridionok képesek agresszív reakcióba lépni az acéllal. Míg korábban az összes kloridion tartalmat a szabad, tehát a pórusvízben oldott, valamint a kémiaiilag kötött kloridion tartalom összegeként definiálták, újabban a cementkőben kimutatható összes kloridion tartalmat három részre osztják:

- egy részük a cement hidratációs termékeivel reakcióba lép (ez a kémiaiilag kötött kloridion tartalom);
- más részük fizikailag, adszorpcióval kötött állapotban van a gélpórusok felületén (fizikailag kötött kloridion tartalom);
- további részük oldott állapotban van a pórusvízben. Ez utóbbit nevezik szabad kloridion tartalomnak.

A kloridionok megoszlása a három lehetséges előfordulási módban nem állandó, hanem az állapotjelzők függvényében egyensúlyi folyamat. Az egyensúlyi állapot miatt a pórusoldatban *mindig* van szabad kloridion (Neville, 1995; Nilsson et al., 1996). Korróziót csak a pórusvízben lévő oldott kloridionok okoznak (Page, 1983; Midgley et al., 1984).

A cementek összetétele nagymértékben meghatározza kloridion megkötő képességüket, és ez által a betonacél korróziójának későbbi bekövetkezését is. Leginkább a C<sub>3</sub>A-tartalom és az alkáli-tartalom befolyásolja a kloridion megkötő képességet. A cement C<sub>3</sub>A-tartalma úgy fejti ki hatását, hogy hidratálódva Friedel-só, illetve annak vastartalmú analógja formájában kloridionokat köt le, miáltal csökken a pórusvíz egyensúlyi kloridion koncentrációja. Habár az alkáliák jelenléte gátolja a Friedel-só képződését, ez az inhibitor hatás kompenzálódik azáltal, hogy jelenlétükben

nagymértékben nő a pórusvíz hidroxilion koncentrációja  $[\text{OH}^-]$ . A hidroxilion koncentráció növekedésével csökken a kloridionok hidroxilionokhoz viszonyított mennyisége. Minél kisebb ez a  $[\text{Cl}^-]/[\text{OH}^-]$  arány, annál kisebb lesz a korrózió veszélye. Nincs korróziós veszély, ha a kloridionok és a hidroxilionok koncentrációinak aránya

$$[\text{Cl}^-]/[\text{OH}^-] < 0,6$$

Tehát egy adott cementben a  $[\text{Cl}^-]/[\text{OH}^-]$  aránya függ a pH értéktől, valamint attól, hogy a szilárd fázis mennyi kloridiont képes megkötni (Rasheeduzzafar et al., 1991).

## 1.2 Történeti áttekintés

Betonba a kloridionok vagy a beton elkészítésekor juthatnak a beton alkotóelemeivel, (cement, víz, adalékanyag és adalékszer), vagy utólag kerülhetnek a már megszilárdult betonba, például a közutak téli jégmentesítő sózása révén, a tengermelléki környezet és a tengervíz hatására, vagy tüzesetek során (pl. PVC hőbomlása).

A cement kötési idejének és a beton szilárdulásának a gyorsítására a XIX. század végén kezdtek használni kalcium-klorid tartalmú adalékszeret. Ilyen volt például a II. világháború előtt alkalmazott Tricosal SIII jelű adalékszer, melynek kalcium-klorid tartalma acélbetét-korróziót okozott (Balázs, 1994). Ennek kiküszöbölésére szabadalmaztatták Magyarországon a Kalcidur NV jelű adalékszeret, amely kb. 1:1 arányban tartalmazott kalcium-kloridot és nátrium-nitrit inhibitort. Ebből még a 90-es években is jelentős mennyiséget használtak fel. Az ezzel készített vasbeton szerkezeteknél nem tapasztaltak acélbetét korróziót. Viszont jelentős károsodást tapasztaltak az IMS rendszerű feszített tartóknál a klorid-tartalmú hézagkiöntő paszta hatására (Balázs, 1996).

A közutak jégmentesítő sózásakor a sózásra használt konyhasó (NaCl) felszíni, szivárgó, vagy szórt vízzel, illetve szitáló köd formájában juthat a megszilárdult betonba a kapilláris pórusokon át, a pórusvíz közvetítésével. Ebben a beton pórusrendszerének fontos szerepe van (Ujhelyi, 1992; Ujhelyi, 2005).

## 1.3 A kloridionok szerepe az acélbetét korróziójában

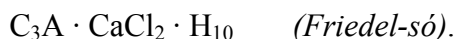
A vasbeton széleskörű elterjedését többek között az tette lehetővé, hogy a cementpép egyben az acélbetét védelmét is biztosította. A cement szilárdulása során az acélbetétet nagy pH értékű, lúgos pórusoldat veszi körül, amely az acélbetéten a korróziótól védő passzív réteget hoz létre. Az acélbetét korróziója kloridionok nélkül is létrejöhet, amennyiben a következő három környezeti feltétel egyidejűen teljesül:

- a beton karbonátosodása által elveszti bázikus védőhatását ( $\text{pH} < 9$ ),
- a kapilláris pórusokban lévő víz a betont elektromosan vezetőképesé teszi,
- a rozsdaképződéshez szükséges oxigén a betonfedésen át eljut az acélbetéthez.

A kloridionok jelenléte megváltoztatja a korrózió megjelenési formáját. Míg a léghőri korrózió egyenletesen borítja be az acélbetétet, addig a kloridionok okozta korrózió lyukkorrózió formájában jelenik meg. A kloridionok a karbonátosodott betonban nem kötődnek meg. Másrészt a már megkötött kloridionok a beton karbonátosodásával – a pH érték csökkenésével – szabadabbá válhatnak, mivel a klorid tartalmú hidrát-fázisok elbomlanak, ugyanis ezek a vegyületek is csak nagy pH értékek mellett stabilak. Ezen kívül a kloridionok nedvszívóak, vizet vesznek fel a levegőből, növelik az acélbetétet körülvevő beton elektromos vezetőképességét (Balázs – Tóth, 1997).

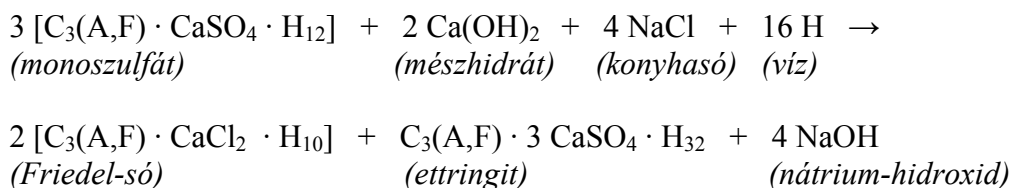
#### 1.4 A kloridkötés mechanizmusa

A cementkő által kémiaailag kötött kloridionok nem okoznak korróziót. Friedel több, mint 100 éve (Friedel, 1897) megállapította, hogy a beton keverésekor a keverővízzel betonba juttatott kloridiont ( $\text{CaCl}_2$ ) a cement  $\text{C}_3\text{A}$  tartalma köti meg. A vegyületet felfedezőjéről Friedel-sónak nevezték el, melynek szilikátkémiai képlete:



Ezt a kloridkötési mechanizmust, természetes szilárdulás esetében, a kísérletileg is igazolták (Balázs, 1963). Azonban ez a modell nem ad választ arra a kérdésre, hogy miért köt meg kloridiont a kis  $\text{C}_3\text{A}$ -tartalmú vagy  $\text{C}_3\text{A}$ -mentes, szulfátálló (CEM 32,5 S jelű) cement, valamint a heterogén cementek. A téli sózás során végbemenő folyamatok ettől a modelltől abban is eltérnek, hogy nem  $\text{CaCl}_2$ , hanem  $\text{NaCl}$  a hatóanyag, valamint a sózás a megszilárdult betont éri, amelyben a klinkerásványok nagyrészt hidratált állapotban vannak.

A Friedel-só képződése monoszulfátból a szulfácionok felszabadulásával jár, amely a monoszulfát egy részével reagálva másodlagos ettringitképződést eredményez (Volkwein, 1987):

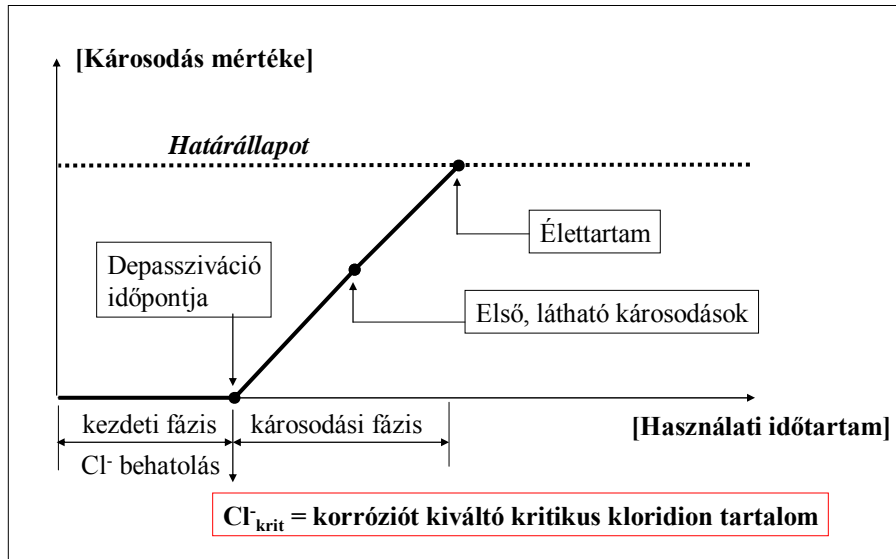


A Friedel-só képződése még közvetve sem csak a  $\text{C}_3\text{A}$ -ból, hanem a  $\text{C}_4\text{AF}$  klinkerásványból is végbemehet, ezt jelzi a Friedel-só képletében a (A,F), ami feltételezi, hogy vastartamú Friedel-só is keletkezhet. A reakció során alkáli-hidroxid ( $\text{NaOH}$ ) szabadul fel, amely növeli az alkáli-adalékanyag reakció veszélyét (Kausay, 2001). A beton összes kloridion tartalma meghatározható nedves analitikai eljárással, Mohr szerinti titrálással. A kémiaailag kötött kloridiontartalmat közvetlen vagy közvetett módszerrel ki lehet mutatni.

A kloridvegyületek okozta korróziótól való félelem egyrészt arra ösztönözte a kutatókat, hogy vizsgálják a kloridkorrózió feltételeit, másrészt arra is ösztönzést adott, hogy javaslatokat dolgozzanak ki az acélbetét korróziójának elsődleges, valamint másodlagos védelmére (Schiessl, 1993). A kutatásoknak két fő iránya van:

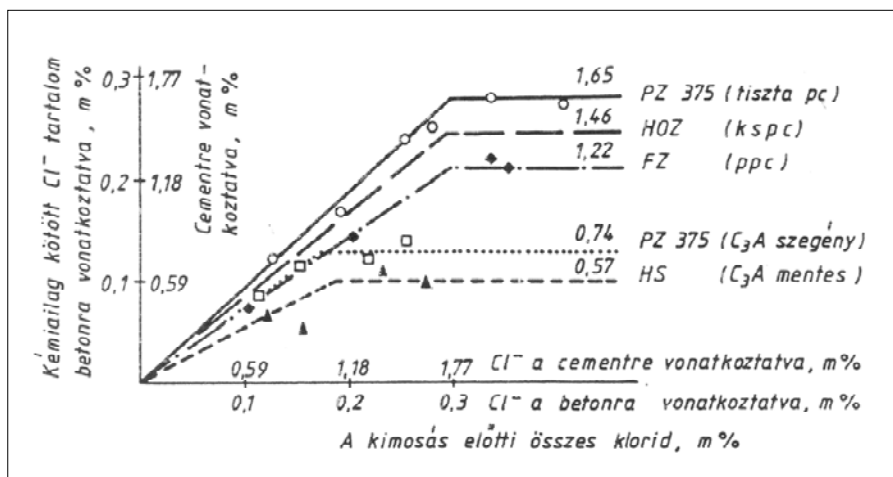
- a betonban megköthető kloridion mennyiségének és a kloridkötés feltételeinek a meghatározása,
- a korrózió kezdetét előidéző kritikus kloridion koncentráció és ez által a megengedhető kloridion tartalom meghatározása (Breit, 2001) (1. ábra).





1. ábra: A korrózió kezdetét előidéző kritikus kloridion koncentráció meghatározása a károsodás mértéke és a használati időtartam összefüggése alapján (Breit, 2001)

A kutatási eredményeket nem lehet minden további nélkül összehasonlítani, mert a cementek, valamint a vizsgálati módszerek, és azok megbízhatósága is eltér egymástól. Példaként említhetjük Lukas (1983) kísérleteit, amelyek szerint a kémiailag kötött kloridtartalom a cementfajtától függően igen eltérő lehet. Lukas azt a kloridion tartalmat tekintette kötöttnek, amely a cementkőből alkohollal nem volt kimosható (2. ábra).



2. ábra: Összefüggés a cementek kémiailag kötött és összes kloridion tartalma között, Lukas (1983) kísérletei nyomán

### 1.5 A kloridionok vándorlása és behatoló képessége

A kloridionok okozta korróziós veszély nemcsak a pórusvíz kloridion koncentrációjával, hanem a kloridionok migráció sebességével is arányos a cementpében.

A kloridionok behatolása

- kapilláris abszorpció,
- hidrosztatikus nyomás, valamint
- diffúzió

hatására mehet végbe a betonban.

A kloridionok behatolásának leggyakoribb mechanizmusa a diffúzió, amelyben az ionok elmozdulása a koncentráció gradiens hatására megy végbe. Ahhoz, hogy diffúzió hatására menjen végbe az ionelmozdulás, összefüggő folyadék fázisnak kell lennie a betonban, amelyben a koncentráció-gradiens hat.

A kloridionok behatolásának hajtóereje lehet a nyomáskülönbség (nyomás-gradiens) is. Amennyiben a beton két felületén mérhető nyomás között jelentős különbség van, valamint kloridionok is jelen vannak, az ionok képesek átjutni a beton teljes keresztmetszetén.

Az iontranszport legegyszerűbb módja az abszorpció. Ha a beton felületét a külső környezet (pl. az időjárás) hatása éri, általában nedves és száraz periódusok követik egymást. Amikor víz éri a száraz felületet, az a kapilláris szívóhatás által a beton pórusaiba jut. Az abszorpció hajtóereje a nedvességtartalom-gradiens. A száraz betonrész vastagsága általában nem számottevő, így ezzel a mechanizmussal csak a szélsőségesen rossz minőségű betonokban juthat be a kloridion az acélbetétekig, vagy, ha az acélbetét takarása túl kicsi. A kapilláris szorpció hatása azonban mindenképpen csökkenti azt a távolságot, amit majd az ionoknak meg kell tenniük az acélbetétig. Az ionok további vándorlása már a diffúzió hatására megy végbe (Thomas et al., 1995).

Összefoglalva, a kloridionok transzportjának alapvető mechanizmusa a diffúzió. A betonban a pórusok általában vízzel (pórusoldattal) telítettek, így a kloridionok vándorlása az ionkoncentráció-gradiens hatására megy végbe.

## **2. CEMENTEK KLORIDION MEGKÖTŐ KÉPESSÉGE**

### **2.1 A szakirodalom rövid áttekintése**

Dhir és munkatársai (1996) kloridbehatolással szemben nagy ellenálló képességű betonokat fejlesztettek ki. Ebből a célból kis permeabilitású, minimális hézagterfogatú betonokat terveztek, és olyan kötőanyagokat alkalmaztak, melyek hatásos védelmet nyújtanak a kloridbehatolással szemben. A kötőanyag egyik alkotója az örölt granulált kohósalak volt (ground granulated blastfurnace slag, GGBS). Vizsgálták a beton összes, valamint szabad kloridion tartalmát. Ezekből a mérésekből aztán közvetett úton megtudták határozni a kémiaiilag kötött kloridion mennyiségét. Megállapították, hogy a kohósalakot is tartalmazó kötőanyagból készített betonnak nagyobb a kloridion megkötő képessége, mint a kontrollanyagként használt portlandcementből készítettéké, valamint, hogy a kloridion megkötő képesség növekszik a cement mellett adagolt kohósalak tartalom növelésével. Arra következtettek, hogy a kloridion megkötő képesség növekedését a valószínűleg a pépek alumínium-oxid tartalmának növekedése eredményezte. Legfontosabb megállapításuk, hogy minimális porozitású beton esetén a cementmátrix kloridion megkötő képessége válik meghatározó tényezővé a beton kloridbehatolással szembeni ellenálló képességében.

Hooton és munkatársai (2004) megállapították, hogy a szilikaport, vagy szilikapor és örölt granulált kohósalak keverékét tartalmazó hőérlelt betonok ellenálló képessége a kloridion behatolásával szemben nagyobb, mint tiszta portlandcementből készített betonoké. Gyorsított szilárdítást alkalmaztak: a betonokat 6, illetve 8 órán át érlelték atmoszférikus gőztérben, 65°C-os maximális hőmérsékleten.

Említésre érdemesek azok tapasztalatok, amelyeket Kínában szereztek egy kalcium-szulfoaluminát ( $4\text{CaO}\cdot 3\text{Al}_2\text{O}_3\cdot \text{SO}_3$ ), belit ( $\beta\text{-C}_2\text{S}$ ) és brownmillerit ( $\text{C}_4\text{AF}$ ) klinker összetételű cementtel. A klinkerekből 16-25% gipsz együttörlesztésével kapott cement nagyon gyorsan szilárdult, és a belőle készített vasbeton a tengervízben az árapály hatásának kitett zónában 14 év után is megfelelő védelmet nyújtott az acélbetéteknek. Ezt annak tulajdonították, hogy ebben – a nagy kristályvíz tartalmú ettringitben gazdagabb – cementkőben az önszikkadás sokkal könnyebben jöhet létre, mint a hagyományos portlandcement betonokban. Így az ilyen állapotba került beton újratelítése vízzel nehezebb, és az ennek következtében létrejövő szárazabb környezet a fennálló nagy kloridion koncentráció ellenére is fékezi az acélbetét korrózióját (Glasser et al., 2001).

Luo és munkatársai (2003) hagyományos portland cementet, valamint hagyományos portlandcement és 70% örölt granulált kohósalak (GGBS) keverékeit vizsgálták szulfáttal (5%), illetve szulfát hozzáadása nélkül. A vizsgálatok a pórusszerkezet, a kloriddiffúziós együttható, a fizikai és kémiai kloridion megkötési képesség meghatározására irányultak, ezen túlmenően vizsgálták a Friedel-só mikroszerkezetét, kimutatási és kioldási módszereit. Megállapították, hogy az örölt granulált kohósalak adagolása javítja a hagyományos portlandcementből készült beton pórusszerkezetét, és nagymértékben csökkenti a kloriddiffúziós együtthatót. A szulfátok nem befolyásolják az ilyen beton pórusszerkezetét, viszont nagymértékben csökkentik a kloriddiffúziós együtthatót. A kohósalak hozzáadásával készített betonban a kloridion megkötő képesség növekedett, míg azt a szulfátadagolás csökkenti.

## 2.2 A kutatás célja

A kutatási terv kidolgozása során abból indultunk ki, hogy nem okoz korróziót az a kloridion, amelyet a cement megköt. Ebből kiindulva igyekeztünk a kloridkötés feltételeit és várható mértékét – a környezeti körülmények figyelembe vételével – tanulmányozni.

Az irodalom döntő többsége szerint a portlandcement  $\text{C}_3\text{A}$  és a  $\text{C}_4\text{AF}$  aluminát klinkerei kötik meg a kloridionokat. Ugyanakkor a kloridkötés függ a cementben mindig jelenlevő gipsztartalom mértékétől is (Kopecskó, 2006). A tiszta portlandcement ásványi összetétele is igen eltérő lehet, ezen kívül a hidraulikus pótlékok (kohósalak, pernye, trasz stb) is befolyásolhatják a kloridkötést. Minthogy a vasbeton szerkezetek egy része gőzöléssel szilárdított, a gőzölés hatását is tanulmányoztuk. A szakirodalmi eredmények általában nagy víz-cement tényezővel elkészített mintákra vonatkoztak, ahol a hidratációt a víztartalom nem korlátozta. Saját kutatásunkban kis víz-cement tényezőt alkalmaztunk (a konzisztencia kissé képlékeny volt).

## 2.3 Kísérletek különböző kiegészítő anyag tartalmú cementekkel

Öt, különböző mennyiségű ásványi kiegészítő anyagot tartalmazó cementet választottunk ki. Ez örölt, granulált kohósalak kiegészítő anyag esetén 0 m%-tól 62 m%-ig terjedt. Ezáltal lehetőségünk volt a kohósalak tartalom kloridion megkötő képességre gyakorolt hatásának tanulmányozására. Ezek mellett vizsgáltunk még egy, 18 m% pernyét és 10 m% mészkőlisztet tartalmazó, heterogén cementet is. Az *1. táblázatban* mutatjuk be a kiválasztott cement típusokat, valamint az egyes cementekre vonatkozóan a szabványos módszerrel kimért víz/cement tényezőket (MSZ EN 196-3:1990 Cementvizsgáló módszerek. 3. rész A kötési idő és a térfogat állandóság meghatározása.).

1. táblázat: A vizsgált cementek kiegészítő anyag tartalma, valamint víz/cement tényezői

Cement	Kiegészítő anyag tartalom	Víz/cement
CEM I 42,5 N	0 m%	0,273
CEM II/B-S 32,5 R	26 m% granulált kohósalak	0,272
CEM II/B-M (V-L) 32,5 R	18 m% pernye, 10 m% mészköliszt	0,270
CEM III/A 32,5 N	40 m% granulált kohósalak	0,285
CEM III/B 32,5 N-S	62 m% granulált kohósalak	0,302

A minták részben természetesen szilárdultak, részben gőzöléses szilárdítást alkalmaztunk. A gőzölési hőmérséklet 80°C volt (2. táblázat).

A cementpépeket, a szabványos vízigénnyel összekeverve, 10·10·50 mm-es sablonokba dolgoztuk be. Az 1. és 2. sorozat így előkészített péphasábjait szobahőmérsékleten (22±1°C) tároltuk, közel 100% relatív páratartalmú térben, majd 24 óra természetes szilárdulás után zsaluztuk ki. A péphasábjokat ezután hasonló körülmények között (~100% r.p.), exszikkátorban tároltuk tovább.

A 3-4. sorozat péptestjeit 2 órás pihentetést követően 3 órán át gőzöltük 80°C hőmérsékletű, atmoszférikus nyomású gőztérben. További tárolásuk megegyezett a természetesen szilárdult mintákéval (22±1°C, ~100% r. p.).

2. táblázat: Kísérleti terv

Sorozat	Kísérleti körülmények és kezelések
1.	szilárdulás 22°C-on
2.	szilárdulás 22°C-on, majd sókezelés*
3.	gőzölés 80°C-on
4.	gőzölés 80°C-on, majd sókezelés*

\* a sókezelés 28 és 38 napos kor között

A megszilárdult mintákat sókezelésnek vetettük alá. A sókezelés 10%-os NaCl oldatban (10g NaCl 100ml vizes oldatban) váltakozó tárolást jelentett (24 órán át a sóoldatban, majd 24 órán át 100% relatív páratartalmú térben). Ezt a sókezelést mind a természetesen szilárdított, mind a gőzölt mintákra 28 és 38 napos kor között alkalmaztuk (2. és 4. mintasorozat). A sókezelést követően a hasábjokat szobahőmérsékleten (22±1°C) és közel 100% relatív páratartalmú térben tároltuk, a sókezelés mentes mintáktól elkülönítve.

A megszilárdult cementpépeket 180 napos korig vizsgáltuk. A kémiailag kötött kloridion tartalom minőségi és mennyiségi kimutatására röntgendiffrakciós (XRD), valamint derivatográfias (TG/DTG/DTA) vizsgálatot alkalmaztunk. A péptesteken hasító-húzószilárdsági és nyomószilárdsági vizsgálatokat is végeztünk.

## 2.4 Röntgendiffrakciós vizsgálati eredmények

A 180 napos, gőzöléssel szilárdított és sókezelés mentes mintákban az ettringit mellett általában már megtalálható a másik szulfáttartalmú aluminát-hidrát-fázis, a monoszulfát. A monoszulfát képződését is elősegíti a gőzölés.

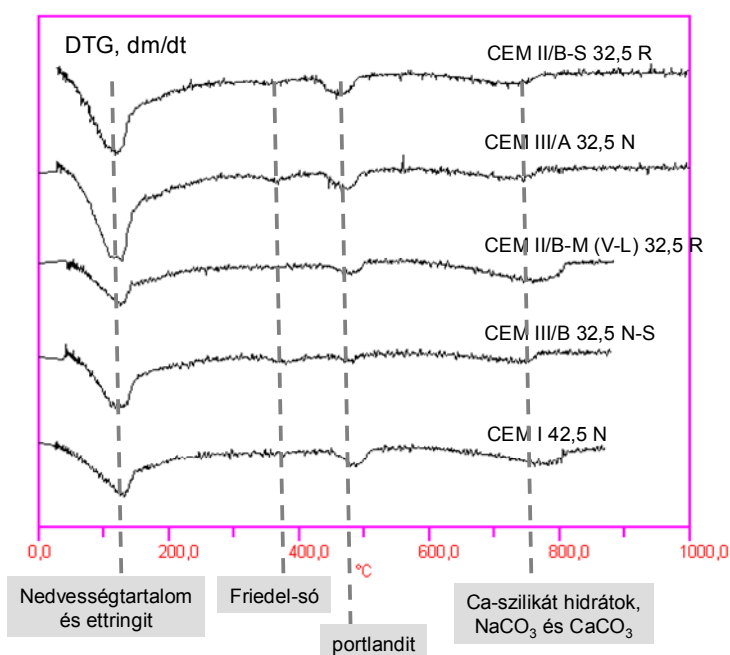
A sókezelt mintákban kimutatható a Friedel-só, amelyben a Cl<sup>-</sup> ionok kémiailag kötött állapotban vannak. A gőzölt mintákban intenzívebbek a Friedel-só röntgendiffrakciós vonalai. A sózott mintákban az ettringit intenzitása is nagyobb, mint a sókezelés-mentes mintákban. Ez a kloridionok megkötésekor, a

monoszulfát → Friedel-só átalakulás során felszabaduló szulfácionok további reakciójával magyarázható. Ezek a szulfácionok a többi aluminát-tartalmú hidrátfázissal (pl. monokarbonát, hemikarbonát, monoszulfát) reakcióba lépve másodlagos ettringit képződéshez vezetnek. A másodlagos ettringit képződés hatására nőtt az ettringit röntgendiffrakciós intenzitása, összehasonlítva a hasonló korú, sókezelés mentes mintákéval.

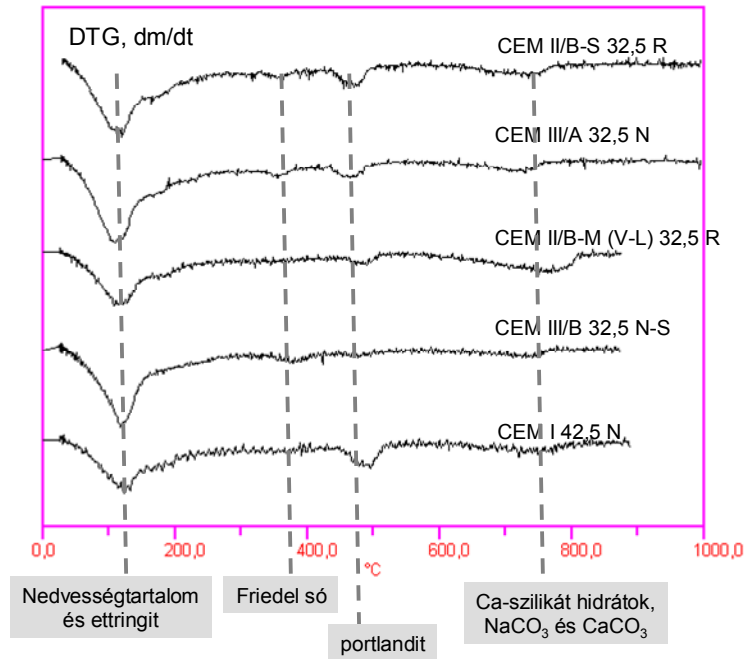
## 2.5 Derivatográfiai vizsgálati eredmények

Az 3. és 4. ábrákon mutatjuk be a 180 napos korú, természetesen szilárdult, illetve gőzöléssel szilárdított, sókezelte cementpépek DTG görbéit.

A Friedel-só összes víztartalmának közelítőleg 40%-át 120 és 130°C között adja le (4 mól H<sub>2</sub>O-t), a maradék 60%-ot a 310°C-os csúcshőmérsékletű dehidratáció során (6 mól H<sub>2</sub>O-t).



3. ábra: Természetesen szilárdult, sókezelte cementpép minták DTG görbéi 180 napos korban, sókezelés 28 és 38 napos kor között



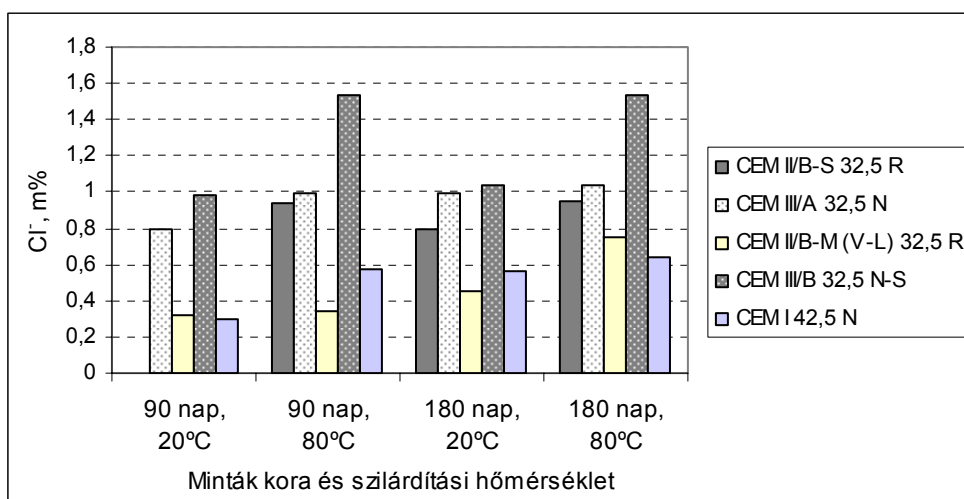
4. ábra: Gőzöléssel szilárdított, sókezelt cementpép minták DTG görbéi 180 napos korban, sókezelés 28 és 38 napos kor között

A termogravimetriás tömegveszteségek, valamint a Friedel-só vízvesztésének sztöchiometriai összefüggései segítségével kiszámoltuk a hidratált mintában a Friedel-só tömegarányát. A Friedel-só mennyiségét a cementkémiában szokásos módon, az izzítási maradéokra vonatkoztatva is kiszámoltuk. Az izzítási maradéokra vonatkoztatott eredmények megfelelnek a cement tömegére vonatkoztatott eredményeknek. A minta tömegének a felfűtés során végbemenő teljes tömegveszteségéből (izzítási veszteség) jutunk az izzítási veszteség mentes tömeghez (izzítási maradék). A 3. táblázatban a Friedel-só mennyiségét az izzítási maradékra vonatkoztatva adtuk meg. Ez megfelel a cementek tömegére vonatkoztatott Friedel-só tartalomnak.

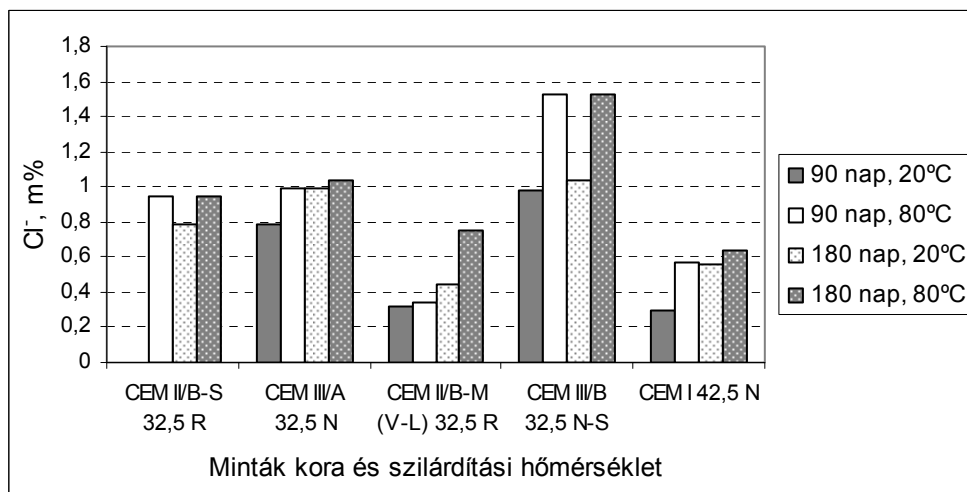
3. táblázat: A Friedel-só ( $C_3A \cdot CaCl_2 \cdot H_{10}$ ) tartalom, a cementek tömegére vonatkoztatva, a minták kora 90 és 180 nap, m%

Cementek:	20°C-on szilárdult,		80°C-on gőzölt,	
	90nap	180nap	90nap	180nap
CEM II/B-S 32,5 R	-	6,24	7,50	7,56
CEM III/A 32,5 N	6,27	7,85	7,85	8,23
CEM II/B-M (V-L) 32,5 R	2,54	3,59	2,69	5,93
CEM III/B 32,5 N-S	7,82	8,22	12,14	12,17
CEM I 42,5 N (referencia)	2,36	4,42	4,51	5,10

A Friedel-só tartalomból kiszámoltuk a Friedel-sóban kötött kloridion tartalmakat. Ezeket az értékeket ábráztuk diagramok formájában (5. és 6. ábrák).



5. ábra: A kémiaailag kötött kloridion-tartalom a Friedel-só tartalomból számolva, a cementek tömegére vonatkoztatva, a minták korának és a szilárdítási hőmérséklet függvényében



6. ábra: A kémiaailag kötött kloridion-tartalom a Friedel-só tartalomból számolva, a cementek tömegére vonatkoztatva, cement fajtánként

Összefoglalva a következőket állapítottuk meg:

- a vizsgált, őrlött granulált kohósalak kiegészítő anyagot tartalmazó cementek több kémiaailag kötött kloridiont tartalmaznak, mint a vizsgált tiszta portlandcement vagy a vizsgált pernye és mészkőliszt kiegészítő anyagot tartalmazó cement,
- a nagyobb kohósalak tartalmú cement felhasználása esetén nagyobb kémiaailag megkötött kloridion mennyiséget tapasztaltunk,
- a gőzöléssel szilárdított cementpékekben több a kémiaailag kötött kloridion tartalom, tehát a gőzölt cementpékek hidrát-fázisaiból több Friedel-só keletkezik,
- a gőzölés a legnagyobb mértékben a (kohósalakot legnagyobb arányban tartalmazó) CEM III/B 32,5 N-S jelű cement kloridion megkötő képességét növelte meg,
- a cementek kloridion megkötő képessége nőtt a minták korával.

## 2.6 A szilárdsági vizsgálatok

### 2.6.1 Hasító-húzószilárdsági vizsgálata cementpép hasábokon

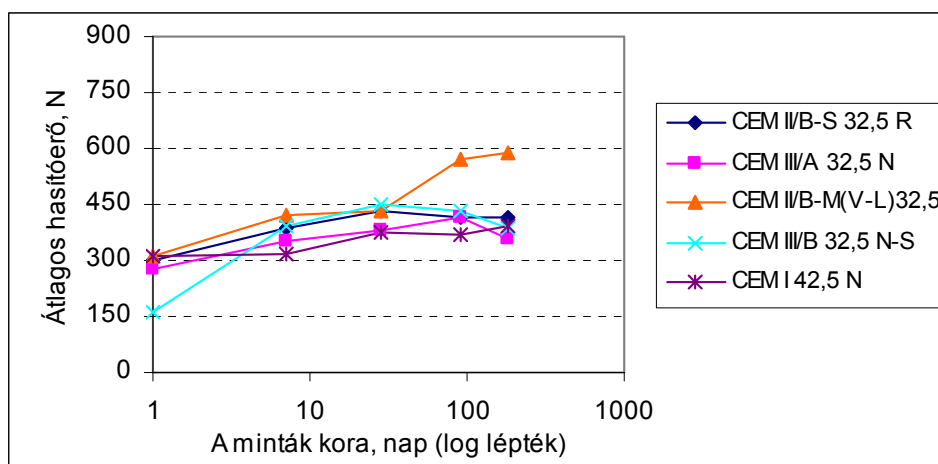
Minden vizsgálati korhoz tartozott hasító-húzószilárdsági vizsgálat, mert a 10·10·50 mm méretű hasábból választottuk le a röntgendiffrakciós, illetve derivatográfias vizsgálatra szánt darabot.

A vizsgálat során két-két eredmény átlagából szerkesztettünk *hasítóerő – minta kora* diagramokat. A péphasábok hasított, jellemző méreteit az azonos méretű sablonok (10·10·50 mm) alkalmazása miatt azonosnak tekintettük, így a hasító-húzószilárdság értékeit nem számoltuk ki.

A hasítóerő változásából összehasonlító megállapításokat tettünk a kísérleti paraméterek hatásának tanulmányozására (minták kora, szilárdítási mód és sókezelés hatása). A 7. és 8. ábrákon a természetesen szilárdult, valamint a 80°C-on gőzölt, sókezelt minták hasítóerő vizsgálati eredményeit a mutatjuk be.

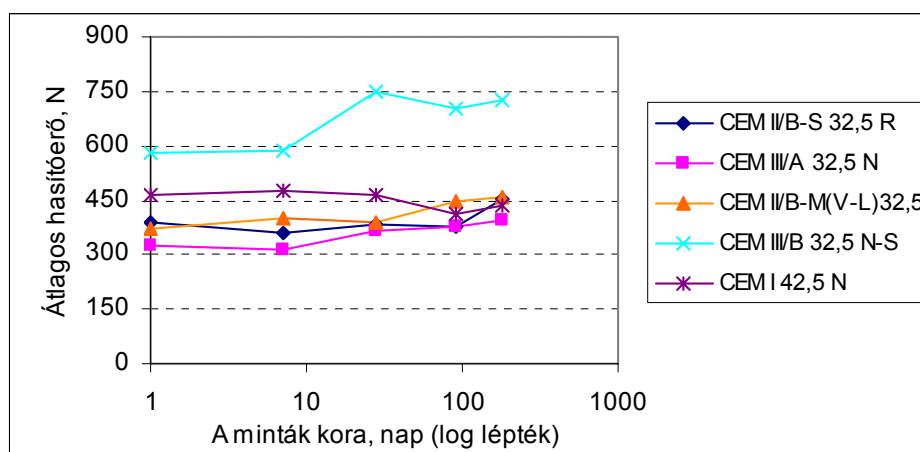
A természetesen szilárdult, *sókezelés mentes*, valamint a természetesen szilárdult és 28-38 napos kor között *sókezelésnek alávetett* minták hasítóerő vizsgálatának összehasonlításából levonható következtetések:

- a 28 és 38 napos kor között végrehajtott sókezelés hatására, a CEM II/B-M (V-L) 32,5 jelű cement kivételével, a természetesen szilárdult cementpépek hasítóerőinek kismértékű csökkenését tapasztaltuk a sókezelést követő vizsgálati korokban (minta kora: 90 nap, 180 nap),
- a természetesen szilárdult CEM II/B-M (V-L) 32,5 jelű cement minta esetén a sókezelés hatására a hasítóerő nem csökkent, a hasítóerő növekedését tapasztaltuk.



7. ábra: Természetesen szilárdult cementpépek hasítóerő értékeinek összehasonlítása, 1 – 180 napos korú minták, sókezelés 28 és 38 napos kor között





8. ábra: 80°C-on gőzölt cementpépek hasítóerő értékeinek összehasonlítása, 1 – 180 napos korú minták, sókezelés 28 és 38 napos kor között

A 80°C-os gőzöléssel szilárdított, *sókezelés mentes*, valamint a 80°C-os gőzöléssel szilárdított és 28-38 napos kor között *sókezelésnek alávetett* minták hasítóerő vizsgálatának összehasonlításából levonható következtetések:

- a CEM II/B-M (V-L) 32,5 jelű cement kivételével, a gőzölt, majd 28 és 38 napos kor között sókezelte minták hasítóerő értékeinek kismértékű csökkenése figyelhető meg a sókezelést követő vizsgálati korokban (minta kora: 90 nap, 180 nap),
- a gőzölt, majd 28 és 38 napos kor között sókezelte CEM II/B-M (V-L) 32,5 jelű cement esetén a hasítóerő érték kismértékű növekedése figyelhető meg a sókezelést követő vizsgálati korokban (minta kora: 90 nap, 180 nap).

A hasítóerő vizsgálatok alapján összefoglalva a következőket állapíthatjuk meg:

- a gőzöléses szilárdítás a cementpépeken mérhető hasítóerő növekedését okozza,
- a 28 és 38 napos kor között sókezelésnek alávetett mintákban a hasítóerő általában kismértékben csökken. Kivételt képez a természetesen szilárdult CEM II/B-M (V-L) 32,5 jelű cement minta, melynél a sókezelés hatására a hasítóerő növekedését tapasztaltuk,
- a gőzöléses szilárdítás hatására, összehasonlítva a természetesen szilárdult cementpépeken mérhető hasítóerőkkel, a legnagyobb hasítóerő növekményt a CEM III/B 32,5 N-S jelű cement esetén mértük.

## 2.6.2 Nyomószilárdsági vizsgálat cementpép kockákon

A *kockaszilárdság* vizsgálatára vizsgálati koronként három-három darab 20 mm élhosszúságú megszilárdult cementpép kockát törünk. Ahhoz, hogy a törőgépen a kisméretű kockákat megbízhatóan tudjuk vizsgálni, a próbatestekhez illesztett, megfelelő méretű gömbcsuklót iktattunk a próbatest és a nyomólap közé (Dombi, 1979; Balázs – Zsigovics, 1984). A nyomószilárdságot 1, 7, 28, 56 és 90 napos korban mértük. Az átlagszilárdságot tekintettük mérési eredménynek. A vizsgálatból levonható következtetések:

- a cementpép minták kockaszilárdsági értékeit jelentősen növelte a gőzöléses szilárdítás,
- a minták korának növekedésével a kockaszilárdság értékek további növekedése figyelhető meg mind a természetesen szilárdult, mind a gőzölt cementpép minták esetén. A CEM II/B-M (V-L) 32,5 R cementpép esetén a természetesen

- szilárdult próbatetek kockaszilárdsága 28 napos korra eléri a gőzöléssel szilárdított cementpép kockaszilárdságát,
- a 28 és 38 napos kor között sókezelésnek alávetett cementpép minták kockaszilárdsága a sókezelést követően általában csökkent.

### 3. KLORIDION VÁNDORLÁS A BETONBAN

#### 3.1 Kloridion diffúzió – az elméleti alapok rövid összefoglalása

A kloridionok diffúzióját, ugyanúgy, mint bármilyen más diffúziós folyamatot, Fick I. törvénye írja le. Ez egydimenziós esetre a következő:

$$J = - D_{\text{eff}} \cdot dC / dx \quad (\text{Fick I. törvénye}), \text{ ahol}$$

- J - a kloridionok fluxusa,
- $D_{\text{eff}}$  - a tényleges (valódi) diffúziós koefficiens,
- C - a kloridion koncentráció,
- x - a független változó, a felületre mérőleges távolság.

Tehát, az anyagfluxus arányos a koncentráció-gradienssel, vagyis a J fluxus arányos a vándorlási sebességgel. Az egyenletet csak akkor használhatjuk, ha megvalósul az állandósult (steady-state) állapot. Állandósult állapotban a koncentráció már nem változik a kor függvényében.

Fick I. törvényének felhasználásával levezettek egy egyenletet nem állandósult (non-steady-state) állapotra (amikor a koncentráció változik az idővel). Ez az egyenlet a diffúzió időbeliségét írja le és a szakirodalomban Fick II. törvényeként ismert:

$$\partial C / \partial t = D_{\text{eff}} \cdot \partial^2 C / \partial x^2 \quad (\text{Fick II. törvénye})$$

A más néven diffúzióegyenletként ismert összefüggés tartalmazza a koncentráció változásának hatását az idő (t) függvényében. A differenciálegyenlet egy kezdeti és két peremfeltétellel oldható meg:

$$C_{(x > 0, t = 0)} = 0 \quad \text{kiindulási feltétel: a beton kiindulási Cl}^- \text{ koncentrációja zérus,}$$

$$C_{(x = 0, t > 0)} = C_0 \quad \text{peremfeltétel: a felületi Cl}^- \text{ koncentráció állandó, értéke } C_0,$$

$$C_{(x = \infty, t > 0)} = 0 \quad \text{peremfeltétel: a felülettől elegendően távol eső pontra nézve a Cl}^- \text{ koncentráció zérus és nem változik.}$$

A beton esetében néhány tényező befolyásolja a diffúzió egyszerű értelmezését. Az egyik ilyen tényező az, hogy az ionok nem homogén oldaton diffundálnak keresztül. A beton porózus alapanyaga mind szilárd, mind folyékony fázist tartalmaz. A szilárd anyagon keresztül történő diffúzió elhanyagolható a pórusstruktúrán keresztül mérhető diffúzióhoz képest. A diffúzió mértéke a pórusoldaton keresztül nem csak a diffúziós koefficiens által meghatározott, hanem a kapillaris pórusszerkezet fizikai jellemzői által is. Ezeket a hatásokat is magába foglalja a  $D_{\text{eff}}$  tényleges diffúziós koefficiens.

### **3.2 A kloridionok behatolását befolyásoló beton tulajdonságok**

A klorid behatolás mértéke a beton pórusstruktúrájának függvénye, amelyet megannyi tényező befolyásol, többek között a kor. A beton áteresztőképességét tulajdonképpen a cementkő pórusstruktúrája határozza meg. A cementkőben kialakuló pórusstruktúra a víz-cement tényező, az ásványi kiegészítő anyagok, valamint a hidratációs fok függvénye (McGrath, 1996). Néhány ásványi kiegészítő anyag hidratációja hosszabb időt vesz igénybe (pl. pernye), és a hidratációs fok növekedésével nő a kloridionok behatoló képességével szembeni ellenálló képesség is (Tang - Nilsson, 1992; Bamforth, 1995).

A cementkő pórusstruktúráját az is jelentősen befolyásolja, hogy a beton hőérlelt volt-e, vagy sem. A hőérleléssel gyorsítható a beton korai szilárdulásának folyamata, és ekkor a klorid behatolással szembeni ellenálló képessége is nagyobb. Korosabb betonokban azonban a hőérlelt beton klorid diffúziós koefficiense lesz nagyobb, tehát ellenálló képessége a kloridpenetrációval szemben romlik. Mindez a hőérlelés közben kialakult durvább hidrát szerkezet (kristályszerkezet), valamint a kialakuló mikrorepedések következménye (Detwiler et al., 1991; Cao - Detwiler, 1996).

A kloridionok behatolását a betonba a beton kloridion megkötő képessége is befolyásolja. A kloridionok egy része kémiai, más része fizikailag képes megkötődni a cementkőben. Mindez csökkenti a diffúzió mértékét. Mindazonáltal, minthogy a diffúziós koefficiens az állandósult állapot elérése után mérik, feltételezik, hogy az összes kloridkötési folyamat végbement már az állandósult állapot eléréséig. Amennyiben az állandósult állapot még nem valósult meg, ez azt jelenti, hogy a kloridionok kötés folyamata még nem teljes. A kloridion megkötő képességet a kötőanyag (cement) tulajdonságai befolyásolják. A cement kiegészítő anyagok is részt vesznek a kloridkötés mechanizmusában (Rasheeduzafar, 1992; Kopecskó - Balázs, 2007). A cementek C<sub>3</sub>A tartalmának növelése is egyértelműen növeli a kloridion megkötő képességet (Midgely - Illston, 1984; Hansson - Sorenson, 1990).

### **3.3 A kloridion behatolás hosszú időtartamú vizsgálati módszerei**

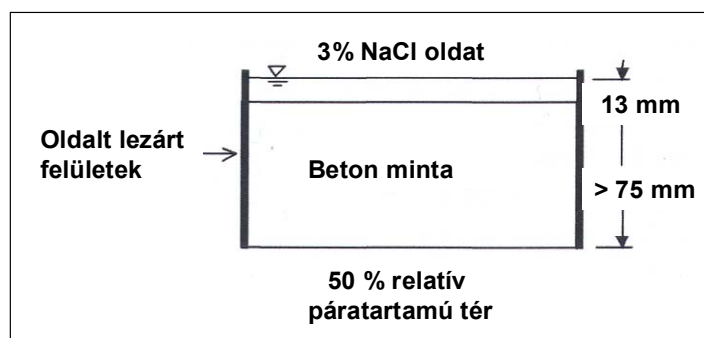
#### **3.3.1: „Ponding” teszt a beton kloridionok behatolásával szembeni ellenálló képességének vizsgálatára**

A vizsgálatot a nemzetközi szakirodalomban „ponding test” néven említik (pond = tócsa, tavacska) (AASHTO T259 szabványos módszer). A vizsgálati elrendezést a 9. ábrán mutatjuk be. A sókezelés a próbatest utókezelései után, 43 napos korban kezdődik és 90 napon át tart. A kezelés időtartama alatt a próbatest felületén áll a sóoldat. A kezelés után a próbatestet a szabványban foglaltak szerint, a felülettel párhuzamosan, 0,5 inch (1,27 cm) vastagságú szeletekre vágják, majd vizsgálják a szeletekből nyert porminta kloridion tartalmát. A 0,5 inch vastagságú szeleteket más mérési módszerek kifejlesztői vastagnak találták a kloridbehatolási görbe megfelelően érzékeny felvételéhez. Ezért korszerűbb vágóeszközökkel, száraz vágással megpróbálnak vékonyabb szeletekhez jutni.

A „ponding” teszt eredménye egy egydimenziós kloridbehatolási görbe, ami azonban nem csak a diffúzió függvénye. Miután az utókezelt mintákat 28 napig hagyják száradni, az első mechanizmus, amely beindítja a transzportfolyamatot, a kezdeti szorpciós hatás lesz. A pórusok az oldatot gyorsan felszívják.

A próbatest alján a próbatest szabad felülete 50%-os relatív páratérben áll, ez tulajdonképpen egy mérsékelt nedves környezet. Az oldószer (víz) párolgásával ez

szívóhatást fog létrehozni. Ez a hatás a vizsgálat teljes időtartama alatt hozzáadódik a diffúziós kloridion transzporthoz.



9. ábra: A „salt ponding” teszt szabványos vizsgálat elrendezése

Jobb minőségű (nagyobb szilárdságú) betonok esetén az egyedi szeletekből képzett átlagos kloridion tartalmak meghatározásával, a 90 napos vizsgálati időtartam mellett még nem lehet megfelelő kloridbehatolási görbét felvenni. Az ilyen betonokra javasolják a kezelési időtartamot meghosszabbítani.

### 3.3.2 Térfogati diffúziós teszt

A térfogati diffúziós vizsgálat (Bulk Diffusion Test) kifejlesztéséhez a diffúzió mérésének a „ponding teszt” (3.3.1 fejezet) során felmerülő megoldandó kérdések vezettek. Több hasonló fejlesztés közül a NordTest szabványosította először ezt a vizsgálati módszert (NTBuild 443).

Az egyik legfontosabb különbség a két vizsgálati módszer között a próbatestek utókezelésének, valamint tárolásának körülményei. Az NTBuild 443 szerinti vizsgálatnál a 28 napos száraz körülmények között történő tárolás helyett a próbatestet mésvízzel telítik (mésvíz alatt tárolják). Ezzel ki lehet küszöbölni az AASHTO T259 „ponding teszt” esetén jelentkező kezdeti szorpciós hatást. Ezen kívül a NordTest vizsgálatban a kezelt felületen kívül a próbatest minden oldala zárt.

A mintákat fúróval veszik a próbatestekből, a furatlisztet gyűjtik össze. A furatporból a kloridion tartalmat az AASHTO T260 alapján határozzák meg nedves analitikai módszerrel.

## 3.4 A kloridionok behatolásának gyors vizsgálati módszerei

### 3.4.1 Gyors klorid behatolási vizsgálat (RCPT)

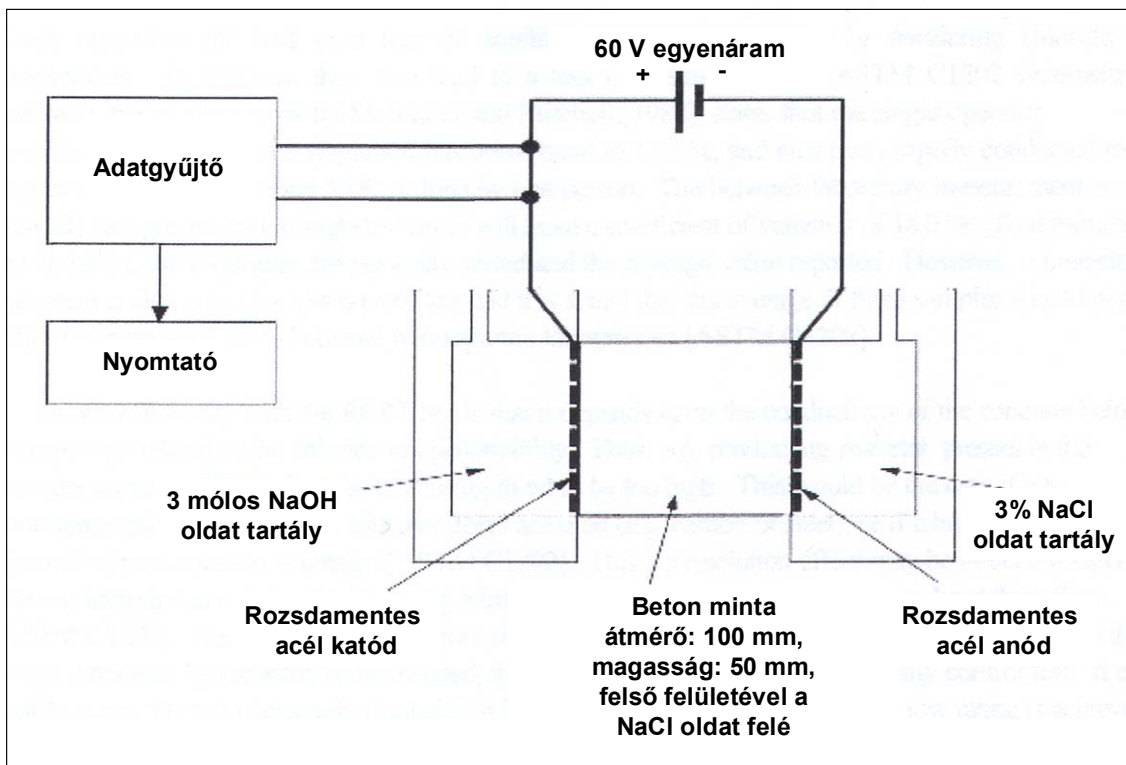
A beton elektromosan indikált kloridion behatolással szembeni ellenálló képesség vizsgálata során a kloridionok mozgását egyenárammal idézik elő (AASHTO T227, illetve ASTM C1202). A vizsgálatot vízzel telített betonkorongokon végzik el. A vizsgálati elrendezést a 10. ábrán mutatjuk be.

A vizsgálat neve (RCPT = rapid chloride permeability test) nem pontos, ugyanis nem az áteresztőképességet, hanem az ionelmozdulást mérik.

A módszert kritikával illetik, a következő szempontok miatt:

- az áram az összes pórusoldatban jelenlevő ion elmozdulásával arányos, nemcsak a kloridionokéval,
- a mérés az állandósult (steady-state) állapot elérése előtt zajlik,

- a feszültség a hőmérséklet emelkedését okozza, különösen alacsony minőségű betonok esetén. A hőmérséklet emelkedése tovább növeli az időegység alatt áthaladt töltésmennyiséget.



10. ábra: A NordTest NTBuild 443 elrendezése

Másik nehézség, hogy a mérési eredményt megváltoztatják azok a betonban jelenlevő anyagok, amelyek növeli a beton vezetőképességét. Ilyen lehet pl. a korróziós inhibitor, valamint a vezetőképesség szilárósítás (acélszál, karbonszál).

Mindezen nehézségek ellenére a módszert széles körben alkalmazzák, mert jól korrelál a más mérésekből nyert diffúziós koefficienssel.

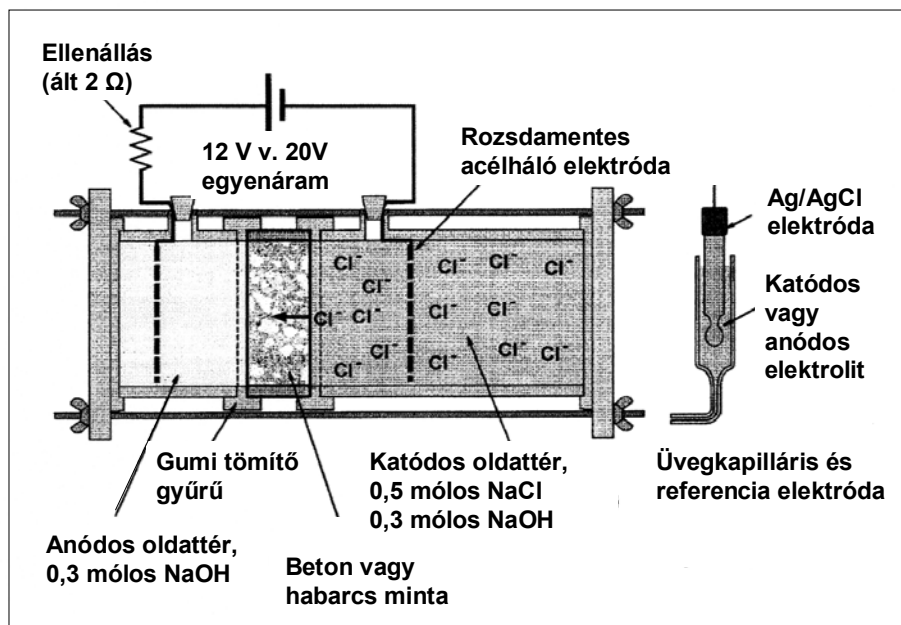
A 4. táblázat értékeivel az RCPT vizsgálat alapján minősítik a betonokat a kloridionok behatoló képessége alapján.

4. táblázat: A kloridionok behatoló képességének értékelése az RCPT vizsgálat alapján, az ASTM C1202 szerint

Áthaladt töltésmennyiség (Coulomb)	A kloridionok behatoló képessége
4000 <	nagy
2000 – 4000	mérsékelt
1000 – 2000	kicsi
100 – 1000	nagyon kicsi
<100	elhanyagolható

### 3.4.2 Elektromos migrációs módszerek

A kloridionok mozgása mérés közben gyakran felgyorsul, ha elektromos teret alakítunk ki, és az kisebb intenzitású, mint az RCPT módszer esetén alkalmazott. A mérési adatokat ennek megfelelően eltérően gyűjthetjük, így lehetőség lesz az ionelmozdulás jobb értékelésére (ellentétben azzal az egyszerű méréstechnikával, amellyel csak az áthaladt töltésmennyiséget tudjuk mérni). A vizsgálati elrendezést a 11. ábrán mutatjuk be.



11. ábra: Tipikus migrációs cella (Hooton - Titherington, 2004)

Az ionelmozdulás leírására oldatban, elektromos tér hatására a Nernst-Planck egyenletet használják (Andrade, 1993):

$$-J_i = D_i \cdot \partial C_i(x) / \partial x + [z_i F / RT] \cdot DC_i \cdot \partial E(x) / \partial x + C_i v_i(x) \quad , \text{ ahol}$$

- $J_i$  az  $i$  ionos komponens fluxusa,
- $D_i$  az  $i$  ionos komponens diffúziós koefficiense,
- $C_i(x)$  az  $i$  ionos komponens koncentrációja az  $x$  helyzet függvényében,
- $z_i$  az  $i$  ionos komponens töltése,
- $F$  Faraday állandó,
- $R$  egyetemes gázállandó,
- $T$  hőmérséklet,
- $E(x)$  az alkalmazott elektromos potenciál az  $x$  koordináta függvényében,
- $v_i(x)$  az  $i$  ionos komponens áramlási sebessége.

Az egyenlet tényezőit a következő fogalmakkal helyettesíthetjük:

$$\text{flux} = \text{tisza diffúzió} + \text{migráció elektromos tér hatására} + \text{konvekció}$$

Amennyiben nincs konvekció (nincs nyomás vagy nedvességtartalom gradiens), valamint eltekinthetünk a diffúziótól (ami elfogadható 10-15 V-nál nagyobb mérőfeszültség alkalmazása esetén), az egyenletet a következő alakra egyszerűsíthetjük:

$$J = [z_i F D C_i / RT] \cdot \partial E(x) / \partial x .$$

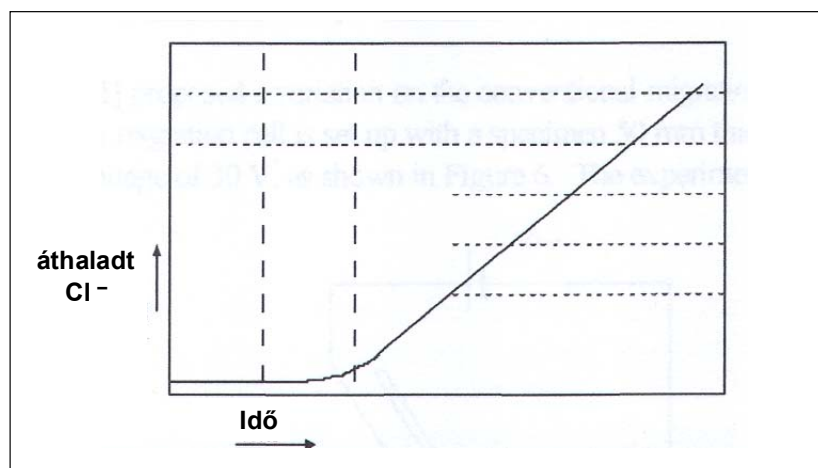
Ezt az egyenletet akkor használhatjuk, ha

- a feszültségesés lineáris,
- a kloridion koncentráció konstans a cellában,
- az állandósult állapotot elértük és
- a betonminta és az oldat felmelegedése elhanyagolható.

Mindazonáltal nem szükséges kis feszültség értékekkel dolgozni, hogy megóvjuk a mérési eredményeket a felmelegedés hatásától. 60 V feszültségnél 16 °C hőmérséklet emelkedést tapasztaltak, amit elhanyagolhatónak tekintettek (El-Belbol - Buenfeld, 1989). Ugyanakkor a nagyobb feszültség értékek egyéb említésre méltó negatív hatással nem jártak (mint pl. hidrogéngáz fejlődés vagy az elektródok gyors tönkremenetele).

Az AASHTO T227 további hátránya is kiküszöbölhető a módszerrel, ugyanis az anódos cella kloridion koncentrációját is vizsgálják szakaszosan. Ezzel a beton kezdeti kloridion koncentrációját is figyelembe veszik, illetve azt, hogy az áthaladt kloridionok miatt a cella koncentráció változik (12. ábra).

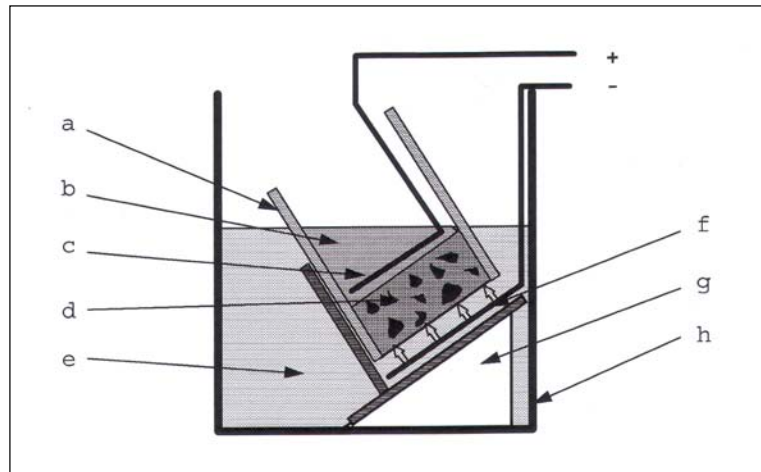
Míg az RCPT módszer hátránya, hogy a felmelegedés hatással van a mérési eredményekre (újabbban azonban már hűtőbordákkal ellátott cellákat is gyártanak ennek a kiküszöbölésére), úgy az elektromos migrációs mérés esetén a vezetőképes anyagok befolyásolják ezt (pl. NaNO<sub>2</sub> inhibitor, mint elektrolit, vagy acélbetét, vezetőképes szálerősítés).



12. ábra: Tipikus migrációs görbe, az áram hatására áthaladt kloridionok mennyisége az idő függvényében

### 3.4.3 Gyors migrációs vizsgálat (CTH vagy HTC vizsgálat)

Tang és Nilsson (1991) javaslatára egy speciális migrációs cellát fejlesztettek, amit egyedisége miatt az előző módszertől (3.4.2 fejezet) elkülönítve mutatunk be. A vizsgálati elrendezést a 13. ábrán mutatjuk be.



13. ábra: Gyors migrációs vagy HTC vizsgálat (Tang - Nilsson, 1991)  
 Jelmagyarázat: a – gumi gyűrű, b – anódos oldat, c – anód, d – próbatest, e – katódos oldat, f – katód, g – műanyag támaszték, h – műanyag doboz

Eltérően az elektromos migrációs módszertől (3.4.2 fejezet), az anódos cella kloridion koncentrációját itt nem mérik. Helyette a mérést csak egy adott időtartam alatt végzik (ált. 8 óra), a próbatestet kiveszik a cellából, majd a kezelt felületre merőlegesen, a palást mentén elhasítják. A próbatest egyik felén kolorimetriásan,  $\text{AgNO}_3$  oldattal meghatározzák a kloridion behatolás mélységét, majd a másik feléből nedves analitikai módszerrel kimutatják a kloridion koncentrációt a felülettől mért távolság függvényében (pl. furatlisztből) és felveszik a kloridpenetrációs jelleggörbét.

A vezetőképességű anyagok ennek a módszernek a hatékonyságát kevésbé befolyásolják. A módszert az NTBuild 492 szabványban tovább fejlesztették.

### 3.5 A vizsgálati módszerek összehasonlítása

A kloridionok transzportja a betonban egy összetett, több mechanizmusú jelenség. A vizsgálati módszerek mindegyikének vannak előnyei és hátrányai. A különböző módszerek lehetőségeinek és korlátainak pontos megértése segíthet eldönteni, hogy az adott szituációban melyik vizsgálat alkalmazása helyes és a legmegfelelőbb. A kloriddiffúziós együttható megállapításához biztonságosan általában egy hosszú és egy rövid időtartamú mérés eredményének felhasználásával jutnak.

### 3.6 Ásványi kiegészítő anyagok hatása a kloridionok vándorlására

A tenger melléki alkalmazás esetén a betonnal szemben támasztott egyik legfontosabb követelmény a kloridion behatolással szembeni ellenálló képesség. A különböző ásványi kiegészítő anyagok hatását vizsgálták, többféle utókezelés esetén. A kötőanyagok a következők voltak: portlandcement, portlandcement 30 % pernyével helyettesítve, valamint portlandcement 50 % kohósalakkal helyettesítve. Az utókezelések: (i) vízben tárolás 7 napig, (ii) levegőn tárolás, valamint (iii) 12 órán át 65 °C-os vízben történő tárolás. A klorid behatolást folyamatos 5 %-os sóoldatos „ponding teszttel”, valamint ciklikus „ponding teszttel” vizsgálták, három különböző töménységű sóoldattal tárolva (2 %, 5 % és 15 %). A ciklikus teszt esetén 12 óránként követték egymást a száraz és nedves periódusok. Mindezeket túl a betonok korának és a sóoldatos kezelés időtartamának hatását is figyelték.

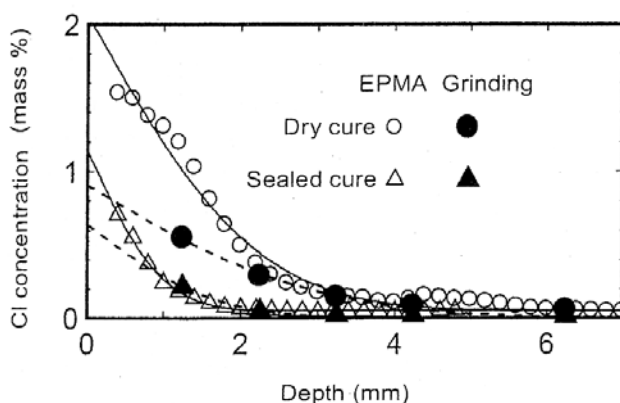


Megfigyeléseik a következők: a 15 %-os sóoldattal végzett ciklikus teszt felgyorsította a kloridionok behatolását, és jellegzetesebb kloridion behatolási frontot kaptak, mint a 2 %-os vagy 5 %-os sóoldat esetében. Jó korrelációt találtak a folyamatos és a ciklikus „ponding teszt” eredményeire. A 7 – 56 napos korú mintákon megkezdett sókezelés eredményei nem mutattak összefüggést a minták korával. Ugyanakkor a portlandcement esetében megfigyelhető volt a vizsgálati időtartam hatása (3 – 14 napig tartó kezelések). Mindhárom kötőanyagra a levegőn tárolt mintákban volt a legnagyobb a klorid behatolás, ill. a vízben tárolt mintákban volt a legkisebb. A kohósalak tartalmú betonok ellenálló képessége bizonyult a legkedvezőbbnek mindhárom utókezelés esetén. Azt is megállapították, hogy a vízfelvétel kevéssé függ össze a kloridionok behatolásával (Chang - Marosszék, 1997).

Hosokawa és munkatársai (2004) felismerték, hogy Fick II. törvényének megoldása csak akkor használható fel a látszólagos diffúziós koefficiens ( $D_a$ ) kiszámításához, ha a kloridkötési izotermák lineárisak. Tanulmányozták a számítással nyert  $D_a$  pontosságát is.

A kloridion koncentráció mérését, amely a  $D_a$  (látszólagos diffúziós koefficiens) hibáját okozhatja, a vizsgált mintaszeletek vastagsága befolyásolja. Az elektron mikroanalízis (EPMA, a pásztázó elektron mikroszkóphoz - SEM - csatlakoztatható kiegészítő méréstechnika) segítségével nagyszámú koncentráció mérés lehetséges, lényegesen kisebb vastagságú szeleteken. Ezáltal sokkal pontosabb klorid behatolási jelleggörbe vehető fel, valamint a számolt diffúziós koefficiens is pontosabbá válik (14. ábra).

Az EPMA vizsgálat alkalmazása a klorid behatolással szemben nagy teljesítő képességű betonok tanulmányozása esetén nyújt különösen nagy segítséget. A szerzők kohósalak, valamint metakaolin tartalmú betonok  $D_a$  (látszólagos diffúziós koefficiens) értékét határozták meg EPMA módszerrel. Megállapították, hogy a metakaolin tartalmú betonok kloridionokkal szembeni ellenálló képessége háromszorosa a kohósalak tartalmú betonokénak, míg a cement típusának a nagy teljesítő képességű betonoknál nincs hatása az ellenálló képességre (Hosokawa et al., 2004).



14. ábra: Ultra nagy szilárdságú betonban mért kloridion koncentráció jelleggörbék, hagyományos szeleteléssel előállított mintákból (Grinding), illetve EPMA módszerrel, a beton utókezelése: (i) szárazon tárolt (Dry cure), (ii) víztelített mintán (Sealed cure) (Hosokawa et al., 2004).

Hisada és munkatársai (1999) portlandcementet és ásványi kiegészítő anyag (pernye, kohósalak és szilikafüst) felhasználásával készített habarcs kloridion ellenálló képességét vizsgálták. Migrációs cellában mérték az egyenáram hatására időegység alatt áthaladt töltésmennyiséget.

Azonos víz-cement és adalékanyag-kötőanyag tényezők mellett a kloridionok mozgékonyasága azokban a mintákban volt kisebb, amelyek kohósalakot vagy szilikafüstöt tartalmaztak. A kloridionok elektrokémiai migrációjára (vándorlására) hatással van mind a salaktartalom, mind a szilikafüst tartalom. Mindazonáltal, az egyenáram hatására a kloridionok koncentrációja a kohósalak tartalmú habarcs mintákban megnőtt, míg a szilikafüst tartalmú mintákban csak kismértékű növekedés mutatott ki. A pernye tartalmú habarcs mintákban a kloridkoncentráció az egyenáram hatására majdnem teljesen azonos a szilikafüst tartalmú mintákban mérttel (Hisada et al., 1999).

A 90 napos korban elkezdett „ponding teszt” és a gyorsított kloridmigrációs vizsgálat (ACMT) közötti összefüggések tisztázására végeztek vizsgálatokat. Normál portlandcementtel és ásványi kiegészítő anyaggal kevert cementekkel készített betonokat vizsgáltak. A víz-kötőanyag tényező 0,35, 0,45, 0,55 és 0,65 volt. A kutatásban az összes kloridtartalmat és a kloridionok behatolási mélységét vizsgálták a „ponding teszt” után, majd Fick II. törvényével a vizsgálati eredményekből meghatározták a diffúziós koefficiens.

A nem állandósult állapotra meghatározott diffúziós koefficiens korábbi kutatásukból, Fick II. törvényének módosításával, az ACMT vizsgálatból nyerték (Yang - Cho, 2003). Az összehasonlítás azt mutatta, hogy a „ponding tesztből” nyert diffúziós koefficiens, valamint az ACMT vizsgálatból nyert (non-steady-state) diffúziós koefficiens lineárisan korrelál. A „ponding tesztből” nyert diffúziós koefficiens nőtt a növekvő víz-cement tényezővel. A pernye-, illetve kohósalak tartalom a pórusstruktúrára és a pórusok alakjára kedvező hatással volt, a diffúziós koefficiens csökkent (Yang és Wang, 2004).

#### 4. MEGÁLLAPÍTÁSOK

Az acélbetétek korróziójáért nem az összes kloridion tartalom a felelős, mert csak a szabad kloridionok képesek agresszív reakcióba lépni az acéllal. A kloridionok megoszlása a három lehetséges előfordulási módban nem állandó, hanem az állapotjelzők függvényében egyensúlyi folyamat. Az egyensúlyi állapot miatt a pórusolatban mindig van szabad kloridion (Neville, 1995; Nilsson et al., 1996). A kloridionok hatásával foglalkozó kutatások egy része a kloridionok vándorlásával, behatolásával (migráció, penetráció) foglalkozik, míg másik része a kloridkötés mechanizmusát tanulmányozza. Az acélbetét tönkremenetelére a két folyamat együttesen gyakorol hatást, ezért mindkettő széleskörű ismerete szükséges.

Az acélbetét takarás optimalizálása mellett a másik lehetőség olyan nagy teljesítőképességű betonok előállítása, amelyek kis permeabilitással és jó ellenálló képességgel rendelkeznek. A betontechnológiával elérhető, kloridionok vándorlása szempontjából legkedvezőtlenebb fizikai paraméterek elérése után a kloridionok behatolását az acélbetétig már csak egyetlen tényező befolyásolhatja, a kialakult hidrátfázisok kloridion megkötő képessége (Hooton et al., 2004). A tiszta portlandcement felhasználása mellett sok előnyös tulajdonsága miatt előtérbe kerültek az ásványi kiegészítő tartalmú cementek. Mindazonáltal ezen cementek felhasználásával a cementipar széndioxid kibocsátása is csökkenthető.

Különböző ásványi kiegészítő anyag tartalmú cementek kloridion megkötő képességét tanulmányoztuk. Kísérleteink alapján összefoglalva a következőket állapítottuk meg:

- a vizsgált, örölt granulált kohósalak kiegészítő anyagot tartalmazó cementek több kémiai kötött kloridiont tartalmaznak, mint a vizsgált tiszta

- portlandcement (CEM I 2,5 N) vagy a vizsgált pernye és mészköliszt kiegészítő anyagot tartalmazó cement (CEM II/B-M (V-L) 32,5 R),
- a nagyobb kohósalak tartalmú cement felhasználása esetén nagyobb kémiai megkötött kloridion mennyiséget tapasztaltunk (CEM III/B 32,5 N-S > CEM III/A 32,5 N > CEM II/B-S 32,5 R),
  - a gőzöléssel szilárdított cementpépekben több a kémiai kötött kloridion tartalom, tehát a gőzölt cementpékek hidrátfázisaiból több Friedel-só keletkezik,
  - a gőzölés a legnagyobb mértékben a (kohósalakot legnagyobb arányban tartalmazó) CEM III/B 32,5 N-S jelű cement kloridion megkötő képességét növelte meg,
  - a cementek kloridion megkötő képessége nőtt a minták korával.

Az acélbetét korrózió kezdetének előrejelzéséhez a kloridion megkötő képesség megállapítása mellett szükség van a kloridionok vándorlásának tanulmányozására is. A szakirodalom áttekintése alapján a kloridion vándorlást az alkalmazott víz-cement tényező, a cementösszetétel és -tartalom mellett az ásványi kiegészítő anyag tartalom minősége és mennyisége is jelentősen befolyásolja. Jelenleg folyó kutatásunkban a cementek ásványi kiegészítő anyag tartalmának a kloridionok vándorlására gyakorolt hatását vizsgáljuk.

## 5. KÖSZÖNETNYILVÁNÍTÁS

Köszönetet mondunk a Duna-Dráva Cement Kft.-nek, hogy a lezárult, az ásványi kiegészítő anyag tartalmú cementek kloridion megkötő képességével foglalkozó kísérletsorozatot támogatta a 29790-003-ÉA/2005 projekt keretében, valamint, hogy a jelenleg folyó, kloridmigrációs kísérletsorozatot támogatja a 34467-003-ÉA/2007 kutatás-fejlesztési projekt keretében.

## 6. HIVATKOZÁSOK

- Andrade, C. (1993), „Calculation of chloride diffusion coefficients in concrete from ionic migration measurements”, *Cement and Concrete Research*, Vol. 23/3. pp. 724-742.
- Bamforth, P.B. (1995), „Improving the durability of concrete using mineral admixtures”, *Concrete durability in the Arabian Gulf*, Proceedengs, pp. 1-26.
- Balázs Gy. (1963), „Betonszilárdítás a gőzölés és kalcium-klorid együttes alkalmazásával”, *Kandidátusi értekezés*, Budapest, Építőanyagok Tanszék, p: 98.
- Balázs Gy. (1994), „Beton és vasbeton. Alapismeretek története.”, *Akadémiai Kiadó*, Budapest, pp. 193-194.
- Balázs Gy. (1996), „Beton és vasbeton. Magasépítési beton és vasbeton szerkezetek története.”, *Akadémiai Kiadó*, Budapest, pp. 596-610.
- Balázs Gy. és Tóth E. (szerkesztők) (1997), „Beton és vasbeton szerkezetek diagnosztikája, I. Általános diagnosztikai vizsgálatok”, *Műegyetemi Kiadó*, Budapest, pp. 45-54.
- Balázs Gy. és Zsigovics I. (1984), „Berendezés nyomóerő átadására meglévő vagy új anyag- és szerkezetvizsgáló gépekhez”, 195330 lajstromszámú szabadalom, Budapest, 1984.
- Breit, W. (2001), „Kritischer korrosionsauslösender Chloridgehalt. Sachstand und neuere Untersuchungen”, *Betontechnische Berichte*, 1998-2000. *Verein Deutscher Zementwerke e.V. Forschungsinstitut der Zementindustrie*, pp. 145-167.
- Cao, Y and Detwiler, R.J. (1995), „Backscatter electron imaging of cement pastes cured at elevated temperatures”, *Cement and Concrete Research*, Vol. 25/3, pp. 627-638.

- Chang, Z.T. and Marosszeky, M. (1997), „Chloride penetration and water absorption into portlandcement, fly ash and slag concrete under different curing conditions”, *American Concrete Institute*, S. P. 1997/1, pp. 349-362.
- Detwiler, R.J.; Kjellsen, K.O. and Gjorv, O.E. (1991), „Resistance to chloride intrusion of concrete cured at different temperatures”, *ACI Materials Journal*, Vol. 88/1, pp. 19-24.
- Dhir, R. K.; El-Mohr, M. A. K. and Dyer; T. D. (1996), „Chloride binding in GGBS concrete”, *Cement and Concrete Research*, Vol. 26 (12), pp. 1767-1773.
- Dombi J. (1979), „Építőanyagok szilárdsága és szilárdságvizsgálata. 1. Nyomószilárdság.”, *SZIKKTI 61. sz. tudományos közlemény*, SZIKKTI. Budapest, található Kausay T.: <http://www.betonopus.hu/szikkti/szikkti-bko-kutat.htm> honlapján.
- El-Belbol, S.M. and Buenfeld, N.R. (1989), „Accelerated chloride diffusion test”, *Materials Society Symposium Proceedings*, Vol. 137. pp. 203-208.
- Friedel, P. M. (1897), „Sur un Chloro-aluminate de Calcium Hydraté se Maclant par Compression”, *Bulletin Soc. Franc. Minéral*, Vol 19, pp. 122-136.
- Glasser, F. P. and Zhang, L. (2001), „High-performance cement matrices based on calcium sulfoaluminate – belite compositions”, *Cement and Concrete Research*, Vol 31 (12), pp. 1881-1886.
- Hansson, C.M. and Sorenson, B. (1990), „The threshold concentration of chloride in concrete for initiation of corrosion”, *Corrosion Rates of Steel in Concrete*, ASTM SP 1065, 99.3-16.
- Hooton, R.D. and Titherington, M.P. (2004), „Chlorid resistance of high-performance concretes subjected to accelerated curing”, *Cement and Concrete Research*, Vol. 34. pp. 1561-1567.
- Hosokawa, Y., Yamada, K., Mori, D. and Kim, D.S. (2004), „A study on measuring high precision chloride ion concentration profiles and evaluating the chloride penetration resistance of some types of admixtures by using EPMA”, *Journal of Research of the Taiheiyō Cement Corporation*, Vol. 147., pp. 5-11.
- Kausay T. (2001), „Beton adalék-anyagok alkali reakciója”, található Kausay T.: <http://www.betonopus.hu/notesz/alkali-reakcio/alkali-reakcio.pdf> honlapján, pp. 1-7.
- Kopecskó K. (2006), „ A gőzölés hatása a cement klinkerek és cementek kloridion megkötő képességére”, PhD értekezés, p.100.
- Kopecskó, K. and Balázs, Gy. (2007), „Effect of GGBS Additive on Chloride Ion Binding Capacity of Slag Cements”, *Proceedings of the 3rd CCC (CCC2007) organised by Hungarian Group of fib*, Hungary, pp. 87-92.
- Lukas, W. (1983), „Zur Frage Chlorid-bildung und Korrosion von Stahl im Beton”, *Kolloquium Chloridkorrosion*, Wien
- Luo, R.; Cai, Y.; Wang, C. and Huang, X. (2003), „A study of chloride binding and diffusion in GGBS concrete”, *Cement and Concrete Research*, Vol 33 (1), pp. 1-7.
- McGrath, P. (1996), „Development of test methods for predicting chloride penetration into high performance concrete”, *PhD Thesis*, Department of Civil Engineering, University of Toronto
- Midgley, H. G. and Illston, J. M. (1984), „The penetration of chlorides into hardened cement pastes”, *Cement and Concrete Research*, Vol. 14, pp. 546-558.
- Neville, A. M. (1995), „Properties of concrete”, *Longman House, Essex, England*, Fourth and Final Edition, pp. 569-571.
- Nilsson, L.-O.; Poulsen, E.; Sandberg, P.; Sørensen, H. E. and Klinghoffer, O. (1996), „HETEK, Chloride penetration into concrete, State-of-the-Art, Transport

- processes, corrosion initiation, test methods and predictions models”, *The Road Directorate, Copenhagen*, Editor: Frederiksen, J. M., Report No. 53/1996, pp. 14-17.
- Page, C. L. and Veenesland, N. R. (1983), „Pore solution composition and chloride binding capacity of silica-fume cement pastes”, *Materials of Construction*, Vol. 16, pp. 19-25.
- Rasheeduzafar; Dakhil, F.D., Bader, M.A. and Khan, M.M. (1992), „Performance of corrosion resisting steels in chloride bearing concrete”, *ACI Materials Journal*, Vol. 89/5, pp.439-448.
- Schiessl, P. (1993), „Repair Strategies for Concrete Structures Damaged by Reinforcement Corrosion”, *4<sup>th</sup> International Conference on Deterioration and Repair of Reinforced Concrete in the Arabian Gulf*, 10-13 October 1993, Bahrain. Proceedengs (1993), Vol 1, pp. 1-63.
- Tang, L. and Nilsson, L.-O. (1992), „Chloride diffusivity in high strength concrete”, *Nordic Concrete Research*, Vol. 11, pp. 162-170.
- Thomas, M.D.A., Pantazopoulou, S.J. and Martin-Perez, B. (1995), „Service life modelling of reinforced concrete structures exposed to chlorides – A literature review”, *prepared for the Ministry of Transportation*, Ontario, University of Toronto.
- Ujhelyi J. (1992), „A betonstruktúra vizsgálati módszerei”, *OTKA 3000*, ÉTI tanulmány, Budapest.
- Ujhelyi J. (2005), „A betonismeretek”, *egyetemi tankönyv, Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem, Építőmérnöki Kar, Szerkezetépítő Szakmérnöki Szak – Betontechnológia Ágazat*, Műegyetemi Kiadó, Budapest, pp. 183-187.
- Volkwein, A. (1987), „Chlorideindringen und Stahlkorrosion durch Chlorid”, *Baustoffinstitut der Technischen Universität München*, Fachtagung, pp. 17-22.
- Yang, C.C. and Cho, S.W. (2003), „An electrochemical method for accelerated chloride migration test of diffusion coefficient in cement-based materials”, *Materials Chemistry and Physics*, Vol. 81, pp. 116-125.
- Yang, C.C. and Wang, L.C. (2004), „The diffusion characteristic of concrete with mineral admixtures between salt ponding test and accelerated chloride migration test”, *Materials Chemistry and Physics*, Vol. 85, pp. 266-272.

## 7. HIVATKOZOTT SZABVÁNYOK

- AASHTO T259-80 „Standard Method of Test for Resistance of Concrete to Chloride Penetration” American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C., U.S.A., 1980.
- AASHTO T260-94 „Standard Method for Sampling and Testing for Chloride Ion in Concrete and Concrete Raw Materials” American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C., U.S.A., 1994.
- AASHTO T277-93 „Electrical Indication of Concrete’s Ability to Resist Chloride” American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C., U.S.A., 1993.
- ASTM C1202-94 „Standard Method for Electrical Indication of Chloride’s Ability to Resis Chloride”, 1994
- MSZ 4798–1:2004 Beton. 1. rész Műszaki feltételek, teljesítőképesség, készítés és megfeleléség.
- MSZ EN 196-3:1990 Cementvizsgálati módszerek. 3. rész A kötési idő és a térfogatállandóság meghatározása.
- MSZ EN 206–1:2002 alkalmazási feltételei Magyarországon.

# NAGY TARTÓSSÁGÚ BETON TERVEZÉSÉNEK NÉHÁNY KÖVETELMÉNYE

*Dr. Kausay Tibor*

*BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszék*

*1111 Budapest, Műegyetem rkp. 3-9.*

*betonopu@t-online.hu*

## ÖSSZEFOGLALÁS

Nagy tartósságú beton esetén az általánosnál is gondosabban kell ellenőrizni, hogy a beton a szerkezettervezés során előírt nyomószilárdsági osztálynak megfelel-e. A beton nyomószilárdság szerinti elfogadása vagy elvetése a vizsgálati módszernek, a vizsgálati eredmények értékelésének és a megfelelőségi feltételeknek is függvénye. Az előadásban az alulmaradási tágasság próbatest mérettől és tárolási módtól függő hatását, a vizsgálati eredmények értékelését befolyásoló alulmaradási tényező értékének szerepét vizsgáljuk. Számpéldákon keresztül mutatjuk be az elfogadási valószínűség és az alulmaradási tényező jelentőségét a megfelelőség igazolási eljárásban. Módszert ajánlunk a nyomószilárdság-megfelelőség igazolási eljárás megbízhatóságának fokozására és szorgalmazzuk annak alkalmazását, különösen a nagy tartósságú betonok átadás-átvételi eljárásában.

## 1. BEVEZETÉS

A nagy tartósságú beton készítésének számos feltétele van, amelyek közül az egyik a betontervezés alapvető kérdéseinek tisztázása. E feladat megoldásához járulhat hozzá a betontervezés néhány elemének vizsgálata abból a szempontból, hogy azok milyen mértékben segítik elő a nagy tartósságú beton előállítását.

Az alapvető betontervezési kérdések vizsgálata során abból indulhatunk ki, hogy elsődlegesnek tekintjük a szerkezet tervezett használati élettartamát, és olyan betontervezési feltételeket fogalmazzunk meg, amelyeknek megfelelő beton a teljesítőképességét megtartva, biztonsággal, károsodás nélkül szolgálja a kellőképpen karbantartott, rendeltetésszerűen használt szerkezetet a tervezett használati élettartam alatt. Az MSZ EN 1992-1-1:2005 (Eurocode 2) szerint az épületek és egyéb szokásos építmények tervezett használati élettartama 50 év, a monumentális épületek, hidak és más építőmérnöki szerkezetek (pl. közlekedésépítési, vízepítési stb. műtárgyak) tervezett használati élettartama 100 év. Az első esetben a beton legalább tartós, a második esetben mindenképpen nagy tartósságú legyen.

A nagy tartósságú beton nem feltétlenül nagyszilárdságú, tehát nem a nagy szilárdság, hanem az jellemzi, hogy a 100 év tervezett használati élettartam alatt biztonsággal hordja egyrészt a terhelési és hőmérsékleti, másrészt a környezeti hatásokat. A hatásokkal szembeni ellenállás egyik feltétele, hogy a beton nyomószilárdságának tapasztalati jellemző értéke feleljen meg a nyomószilárdság tervezési értékéből származtatott előírt jellemző (karakterisztikus) értéknek, amely nagyobb, vagy legalább azonos értékű kell legyen, mint az igénybevételből meghatározott nyomófeszültségből számított megengedett legkisebb jellemző érték. Kérdés azonban, hogy a nyomószilárdság jellemző értékét miként határozzuk meg.

A nyomószilárdság jellemző értékének meghatározását befolyásolja a nyomószilárdság vizsgálati eredmények értékelésének módja és az elfogadási valószínűség szintjétől is függő alulmaradási tényező értéke, amelyet érdemes vizsgálat tárgyává tenni.

A 100 év tervezett használati élettartamú szerkezetbe beépítésre kerülő beton átadás-átvételi eljárásában alkalmazott módszer követelményrendszerének megbízhatósága (szigorúsága) meghaladhatja az üzemi gyártásellenőrzés szokásos szintjét. Ez annál inkább is megengedett, mert az európai termékszabványok a gyártói megfelelés igazolás kiadásának minimum feltételeit adják meg, és nem tárgyalják a termék adott építési célú alkalmazhatóságának követelményeit és ehhez illesztett átadás-átvételi feltételeit. Ezeket az európai termékszabvány vagy a vonatkozó tervezési/építési szabvány nemzeti alkalmazási dokumentumában (újabbán nemzeti mellékletnek nevezik), illetve a megfelelő nemzeti szabványban kell előírni.

## 2. AZ IGÉNYBEVÉTEL ÉS A TEHERBÍRÁS TERVEZÉSI ÉRTÉKE

A tartószerkezet teherbírása akkor megfelelő, ha a teherbírás tervezési értéke ( $R_d$ ) az igénybevétel tervezési értékénél ( $E_d$ )<sup>1</sup> a tartó minden keresztmetszetében nagyobb, azzal legfeljebb egyenlő:

$$R_d \geq E_d \quad (1)$$

Az (1) összefüggésben az igénybevétel tervezési értéke ( $E_d$ ) az állandó jellegű terhelő erők és hatások (önsúly, földnyomás, víznyomás, támaszmozgás, lassú alakváltozás, feszítés, saruellenállás stb.) és az esetleges jellegű terhelő erők és hatások (hasznos terhek, szélhatás, hőmérsékleti hatás, saruellenállás, víz és jég mozgása, építési terhek stb.) hatáskombinációból határozható meg (Szalai et al., 2005). Az igénybevétel tervezési értéke axiális (tengelyirányú) igénybevétel esetén általában normálerő, illetve hajlítónyomaték ( $M_{Ed}$ ), tangenciális (érintőleges) igénybevétel esetén általában nyíróerő, illetve csavarónyomaték.

Például a kéttámaszú hajlított vasbeton tartó hajlítási teherbírása akkor megfelelő, ha a tartó minden keresztmetszetében az

$$M_{Rd} \geq M_{ED} \quad (2)$$

feltétel teljesül, azaz a tartó hajlítónyomaték bírásának tervezési értéke ( $M_{Rd}$ ) a hajlítónyomaték igénybevétel tervezési értékénél ( $M_{ED}$ ) minden keresztmetszetben nagyobb, illetve azzal legfeljebb egyenlő. Az  $M_{Ed}$  hajlítónyomaték által a betonban ébresztett nyomófeszültség értékét ( $\sigma_{cu3}$ ) az  $M_{Ed}$  hajlítónyomaték és a keresztmetszet méretének adataiból lehet kiszámítani.

Például 500 N/mm<sup>2</sup> folyáshatárú, 200000 N/mm<sup>2</sup> kezdeti húzási rugalmassági modulusú (korábban B60.50 jelű<sup>2</sup>) betonacél esetén, ha a betonacél biztonsági tényezője<sup>3</sup>, továbbá a hajlított vasbeton tartó keresztmetszetének szélessége  $b$ , és a acélbetét hatásvonalának a nyomott szélső száltól való távolsága (egy sor húzott acélbetét esetén), azaz a keresztmetszet hatékony magassága  $d$ , a betonban ébredő legnagyobb nyomófeszültség – mint igénybevétel – tervezési értéke (*l. ábra*):

$$\sigma_{cu3} = 2,7 \cdot \frac{M_{Ed}}{d^2 \cdot b} \quad (3)$$

<sup>1</sup> Az igénybevétel tervezési értékének korábbi jele (ENV 1992-1-1:1991)  $S_d$  volt.

<sup>2</sup> Megfelel az MSZ EN 1992-1-1:2005 (Eurocode 2) C.1. táblázata szerinti 500 N/mm<sup>2</sup> folyáshatárú, C duktilitási (szívóssági) osztályú, ill. a prEN 10080-1:2004 szerinti S 500 C jelű betonacélnak.

<sup>3</sup> Az MSZ EN 1992-1-1:2005 (Eurocode 2) a biztonsági tényezőt parciális tényezőnek nevezi.

Követelmény, hogy a beton nyomószilárdsági osztályához tartozó nyomószilárdság – mint teherbírás – tervezési értéke<sup>4</sup> ( $f_{cd}$ ) az igénybevételből számított nyomófeszültség – mint igénybevétel – tervezési értékénél ( $\sigma_{cu3}$ ) nagyobb, vagy azzal legalább azonos értékű legyen:

$$f_{cd} \geq \sigma_{cu3} \quad (4)$$

A beton nyomószilárdságának (teherbírásának) tervezési értékéből ( $f_{cd}$ ) a beton nyomószilárdsági osztályához tartozó előírt jellemző értékre ( $f_{ck,cyl}$ ), illetve a nyomófeszültség tervezési értékéből ( $\sigma_{cu3}$ ) a 28 napos korú beton, végig vízben tárolt próbahengeren értelmezett nyomószilárdságának megengedett jellemző értékére ( $f_{ck,cyl,min}$ ) a tartós szilárdság figyelembevételére szolgáló csökkentő tényező ( $\alpha_{cc}$ )<sup>5</sup> és a beton biztonsági (parciális) tényezője ( $\gamma_c$ )<sup>6</sup> számításba vételével jutunk:

$$f_{ck,cyl} = \frac{\gamma_c}{\alpha_{cc}} \cdot f_{cd}$$

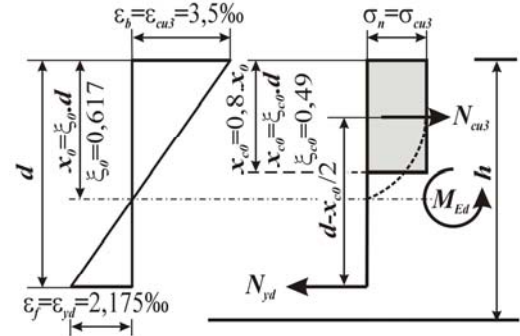
$$\text{és } f_{ck,cyl,min} = \frac{\gamma_c}{\alpha_{cc}} \cdot \sigma_{cu3} \quad (5),$$

következésképpen a beton nyomószilárdsági osztályához tartozó előírt jellemző érték ( $f_{ck,cyl}$ ) a megengedett legkisebb jellemző értékénél ( $f_{ck,cyl,min}$ ) nagyobb, vagy azzal legalább egyenlő értékű (2. ábra):

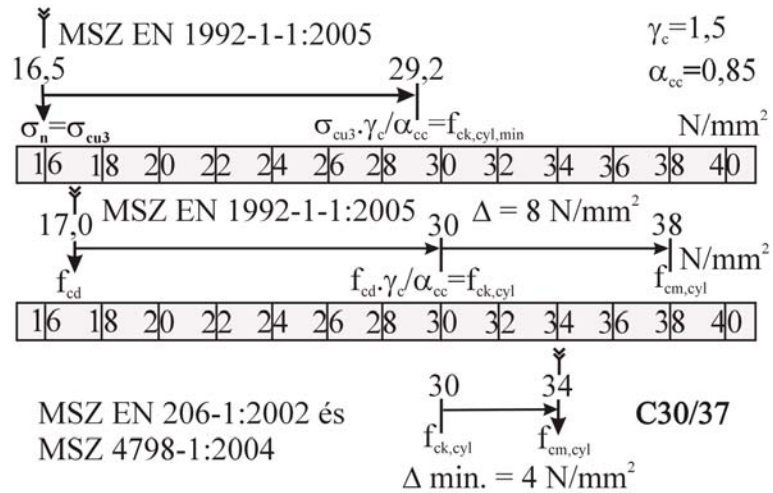
$$f_{ck,cyl} \geq f_{ck,cyl,min} \quad (6)$$

Megjegyzés:

- Az MSZ EN 1992-1-1:2005 szabvány a zsugorodás végértékét a beton nyomószilárdságának próbahengeren értelmezett, előírt jellemző értékéből ( $f_{ck,cyl}$ ), míg a 28 napos kortól eltérő korú beton átlagos nyomószilárdságát és húzószilárdságát, a rugalmassági modulust, a  $\sigma - \varepsilon$  diagram jellegzetes pontjaihoz tartozó alakváltozási értékeket, a zsugorodás alapértékét, a kúszási tényező alapértékét a nyomószilárdság próbahengeren értelmezett, előírt átlag értékéből ( $f_{cm,cyl}$ ) határozza meg. A kúszási tényező végértékét, ha a nyomófeszültség az első terhelés időpontjában a  $0,45 \cdot f_{ck,cyl}$  értéket nem haladja meg, a nyomószilárdság jellemző értékéből ( $f_{ck,cyl}$ ), ha meghaladja, akkor az átlag értékéből ( $f_{cm,cyl}$ ) kell kiszámítani (Szalai et al., 2005).



1. ábra: Példa a hajlított keresztmetszet alakváltozás és feszültség megoszlására



2. ábra: A beton nyomószilárdsága tervezési, jellemző és átlag értékének összevetése a tartós szilárdság figyelembevételével

<sup>4</sup> Lényegében megfelel a korábbi beton (nyomó-) határfeszültségnek, amelynek a jele  $\sigma_{bH}$  volt.

<sup>5</sup> Értéke  $\alpha_{cc} = 0,85$  (MSZ EN 1992-1-1:2005 szabvány 3.1.6. szakasza szerint)

<sup>6</sup> Értéke teherbírási határállapot vizsgálata során, tartós és ideiglenes tervezési állapotban általában  $\gamma_c = 1,5$  (MSZ EN 1992-1-1:2005 szabvány 2.4.2.4. szakasza és 2.1N. táblázata szerint)



- Az MSZ EN 1992-1-1:2005 szabvány 3.1. táblázata szerint

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ N/mm}^2,$$

ahol  $f_{cm}$  a beton nyomószilárdságának szabványos próbahengeren értelmezett, előírt átlag értéke, és  $f_{ck}$  a beton nyomószilárdságának szabványos próbahengeren értelmezett, előírt jellemző értéke, azaz

$$f_{cm,cyl} = f_{ck,cyl} + 8 \text{ N/mm}^2 \quad (7)$$

- Az MSZ EN 206-1:2002, illetve az MSZ 4798-1:2004 szabvány 14. táblázata szerint a megfelelés 1. feltétele a nyomószilárdságra a kezdeti gyártás során, ha a vizsgálati eredmények száma  $n = 3$ , akkor

$$\leq \text{C50/60 nyomószilárdsági osztályú beton esetén: } f_{cm} = f_{ck} + 4 \text{ N/mm}^2 \quad (8)$$

$$\text{és } \geq \text{C55/67 nyomószilárdsági osztályú beton esetén: } f_{cm} = f_{ck} + 5 \text{ N/mm}^2 \quad (9)$$

ahol  $f_{cm}$  a beton nyomószilárdságának előírt átlag értéke, és  $f_{ck}$  a beton nyomószilárdságának előírt jellemző értéke, függetlenül a szabványos próbatest alakjától.

A betonok nyomószilárdságának tervezési értéke, előírt jellemző és átlag értéke közötti, MSZ EN 1992-1-1:2005 szabvány szerinti kapcsolatot az 1. táblázatban tüntettük fel. Megállapítható, hogy

- egyrészt az MSZ EN 1992-1-1:2005 szabványban az  $f_{ck}$  jel mindig a 28 napos korú, végig víz alatt tárolt, 150 mm átmérőjű és 300 mm magas próbahengerek nyomószilárdságának jellemző értékét, és az  $f_{cm}$  jel mindig a hengersizilárdság átlagát jelöli,
- másrészt a nyomószilárdság alulmaradási tágasságának ( $f_{cm} - f_{ck}$ ) értelmezése az MSZ EN 1992-1-1:2005 és az MSZ EN 206-1:2002, illetve az MSZ 4798-1:2004 szabványban általában eltérő.

1. táblázat: A közönséges, normál szilárdságú betonok nyomószilárdságának tervezési értéke, előírt jellemző és átlag értéke az MSZ EN 1992-1-1:2005 (Eurocode 2) szabványban

A beton nyomószilárdsági osztálya									
C8/10	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
A beton nyomószilárdságának (teherbírásának) tervezési értéke a tartós szilárdság figyelembevételével, $\text{N/mm}^2$ , $f_{cd}$ (4)									
4,5	6,8	9,1	11,3	14,2	17,0	19,8	22,7	25,5	28,3
A beton nyomószilárdságának (teherbírásának) próbahengeren értelmezett, előírt jellemző értéke (MSZ EN 1992-1-1:2005 szabvány 3.1. táblázat), $\text{N/mm}^2$ , $f_{ck,cyl}$ (5)									
8	12	16	20	25	30	35	40	45	50
A beton nyomószilárdságának (teherbírásának) próbahengeren értelmezett, előírt átlag értéke (MSZ EN 1992-1-1:2005 szabvány 3.1. táblázat), $\text{N/mm}^2$ , $f_{cm,cyl}$ (7)									
16	20	24	28	33	38	43	48	53	58

### 3. AZ ALULMARADÁSI TÁGASSÁG KONVENCÍÓJA

A beton nyomószilárdságának követelményét szabvány szerint a küszöbértékkel írjuk elő. A követelménynek való megfelelés ellenőrzése során – akár próbakeverésről, akár a kezdeti gyártás ellenőrzéséről, akár folyamatos, vagy azonosító vagy átadás-átvételi vizsgálatról van szó – a laboratóriumban az egyes próbatestek nyomószilárdságának megmérésére, és ebből a

tétel átlagos nyomószilárdságának – mint „mérési” eredménynek a kiszámítására van lehetőség. E mérési eredmény és a küszöbérték kapcsolatának meghatározása konvención, megegyezésen alapul, amelyet az MSZ EN 1992-1-1:2005 szabvány 3.1. táblázata, az MSZ EN 206-1:2002 és MSZ 4798-1:2004 szabvány 8.2.1.3. fejezete, az MSZ 4798-1:2004 szabvány N2. fejezete és az ezekhez kapcsolódó részek tartalmazzák.

A konvenció következetes alkalmazása, hogy a küszöbérték meghatározása a próbatest alakjától és tárolási módjától függően ne vezethessen különböző eredményekre. A gondolatmenet alapvetései a következők:

1. Az MSZ EN 1992-1-1:2005 szabvány konvenciója a végig víz alatt tárolt próbahengerekre vonatkozik. Ugyanis a 3.1.2. szakasz szerint „ennek a szabványnak a nyomószilárdsági osztályai a 28 napos korban (meghatározott)  $f_{ck}$  hengersizilárdság jellemző értékére vonatkoznak...”. Ebben a szabványban  $f_{ck}$  jellel mindig a hengersizilárdság jellemző értékét,  $f_{cm}$  jellel mindig a hengersizilárdság átlagát jelölik. A konvenció alakja, mint a (7) összefüggésben láttuk:  $f_{cm} = f_{ck} + 8$  [N/mm<sup>2</sup>].
2. Az MSZ EN 206-1:2002 szabvány annak 1. ábrája szerint az MSZ EN 1992-1-1:2005 és az MSZ ENV 13670-1:2000 szabvánnyal egyenértékű, mégis nyilvánvaló, hogy a beton megfelelőségének feltételei (MSZ EN 206-1:2002) ki kell szolgálják a tervező által megadott követelményeket (MSZ EN 1992-1-1:2005). Ezért az EN 206-1 szabvány 14. táblázata szerinti konvenciók ( $f_{cm} = f_{ck} + 4$  vagy  $f_{cm} = f_{ck} + 1,48 \cdot \sigma$ , vagy  $f_{ci} \geq f_{ck} - 4$ ) is alapvetően a szabványos, vízzel telített állapotban meghatározott hengersizilárdságra vonatkoznak.
3. Tekintettel a sok éves hazai gyakorlatra, az MSZ 4798-1:2004 szabvány dőlt betűs konvenciói a vegyesen tárolt próbakockák nyomószilárdsági értékeihez tartoznak (például a 14. táblázatban: „A  $\sigma$  szórást nem szabad  $\leq C50/60$  esetén 3 N/mm<sup>2</sup>-nél,  $\geq C55/67$  esetén pedig  $\sigma \geq 5$  N/mm<sup>2</sup> kisebb értékre felvenni,, stb.).
4. Nem engedhető meg, hogy a beton küszöbszilárdsága (jellemző értéke, nyomószilárdsági osztálya) akárcsak esetenként is a próbatest alakjától és tárolási módjától függjön, ezért a  $\Delta$  „alulmaradási tágasság”-ra (az akár konstans, akár a szórás függvénye) vonatkozó konvenciót következetesen kell alkalmazni.

Legyen az MSZ EN 206-1:2002 szerint például:

$$f_{cm,cyl} = f_{ck,cyl} + 4 \quad (10)$$

továbbá:

$$f_{ci,cyl} = \frac{f_{ci,cube,H}}{1,39} \quad \text{és} \quad f_{cm,cyl} = \frac{f_{cm,cube,H}}{1,39} \quad \text{és} \quad f_{ck,cyl} = \frac{f_{ck,cube,H}}{1,39} \quad (11)$$

Helyettesítsük be a két utóbbit a (10) egyenletbe:

$$\frac{f_{cm,cube,H}}{1,39} = \frac{f_{ck,cube,H}}{1,39} + 4 \quad \text{és ezt rendezve: } f_{cm,cube,H} = f_{ck,cube,H} + 5,6 \quad (12)$$

Tehát az alulmaradási tágasság konvencióját eltorzítjuk, ha az MSZ EN 206-1:2002 szabványban szereplő  $\Delta = 4$  értéket alkalmazzuk a vegyesen tárolt próbakockákra, mert azokra az alulmaradási tágasság torzítatlan, helyes értéke:  $\Delta = 5,6$ .

Ugyanerre a megállapításra jutunk nem csak az alulmaradási tágasság bármely konstans értéke (pl. 6, 8, 12 stb.), hanem a  $\Delta = \lambda \cdot \sigma$  vagy  $\Delta = t \cdot \sigma$ , illetve  $\Delta = \lambda \cdot s$  vagy  $\Delta = t \cdot s$  szorzat esetén is.

Legyen az MSZ EN 206-1:2002 szerint például:

$$f_{cm,cyl} = f_{ck,cyl} + 1,48 \cdot \sigma_{15,cyl},$$

amiből következik, hogy

$$f_{cm,cube,H} = f_{ck,cube,H} + 1,48 \cdot 1,39 \cdot \sigma_{15,cyl} \text{ azaz } \sigma_{15,cube,H} = 1,39 \cdot \sigma_{15,cyl}$$

tehát, ha  $\sigma_{15,cube,min,H} = 3 \text{ N/mm}^2$ , akkor  $\sigma_{15,cyl,min} = 3/1,39 = 2,2 \text{ N/mm}^2$ . (13)

A 3. ábrán az alulmaradási tágasság mértékének – a vegyesen tárolt 150 mm élhosszúságú próbakockák nyomószilárdságának értékelésére gyakorolt – hatását tanulmányozzuk. A 3. ábra vízszintes tengelyén az átlagos nyomószilárdságot, függőleges tengelyén a nyomószilárdság jellemző értékét tüntettük fel. A 3. ábra vízszintes vonalai a vegyesen tárolt próbakockák kockaszilárdságának előírt jellemző értékét fejezik ki, az MSZ 4798-1:2004 szabvány NAD 5.3. táblázata szerint.

A 3. ábrán az átlósan haladó felső egyenes az  $f_{ck,cube,H} = f_{cm,cube,H} - 4$  megfelelőségi feltételt, a vele párhuzamosan, ugyancsak átlósan futó alsó egyenes az  $f_{ck,cube,H} = f_{cm,cube,H} - 5,6$  megfelelőségi feltételt jeleníti meg. A felső átlós egyenes azt az esetet fejezi ki, amikor az MSZ EN 206-1:2002 szabvány 14. táblázatának  $f_{ck} = f_{cm} - 4$  megfelelőségi feltételét vegyesen tárolt 150 mm élhosszúságú próbakockák nyomószilárdságának értékelésére alkalmazzuk; az alsó átlós egyenes pedig azt az esetet írja le, amikor vegyesen tárolt 150 mm élhosszúságú próbakockák nyomószilárdságának értékelésére a fentiekben javasolt  $f_{ck,cube,H} = f_{cm,cube,H} - 5,6$  összefüggést használjuk. A 3. ábrán az alulmaradási tágasság mértéke kritikus tartományainak határát azonos függőleges vonalakkal ábrázoltuk, az  $f_{cm,cube,H} = 1,6 \text{ N/mm}^2$  szélességű tartományokat pedig vízszintes vonalakkal jelöltük.

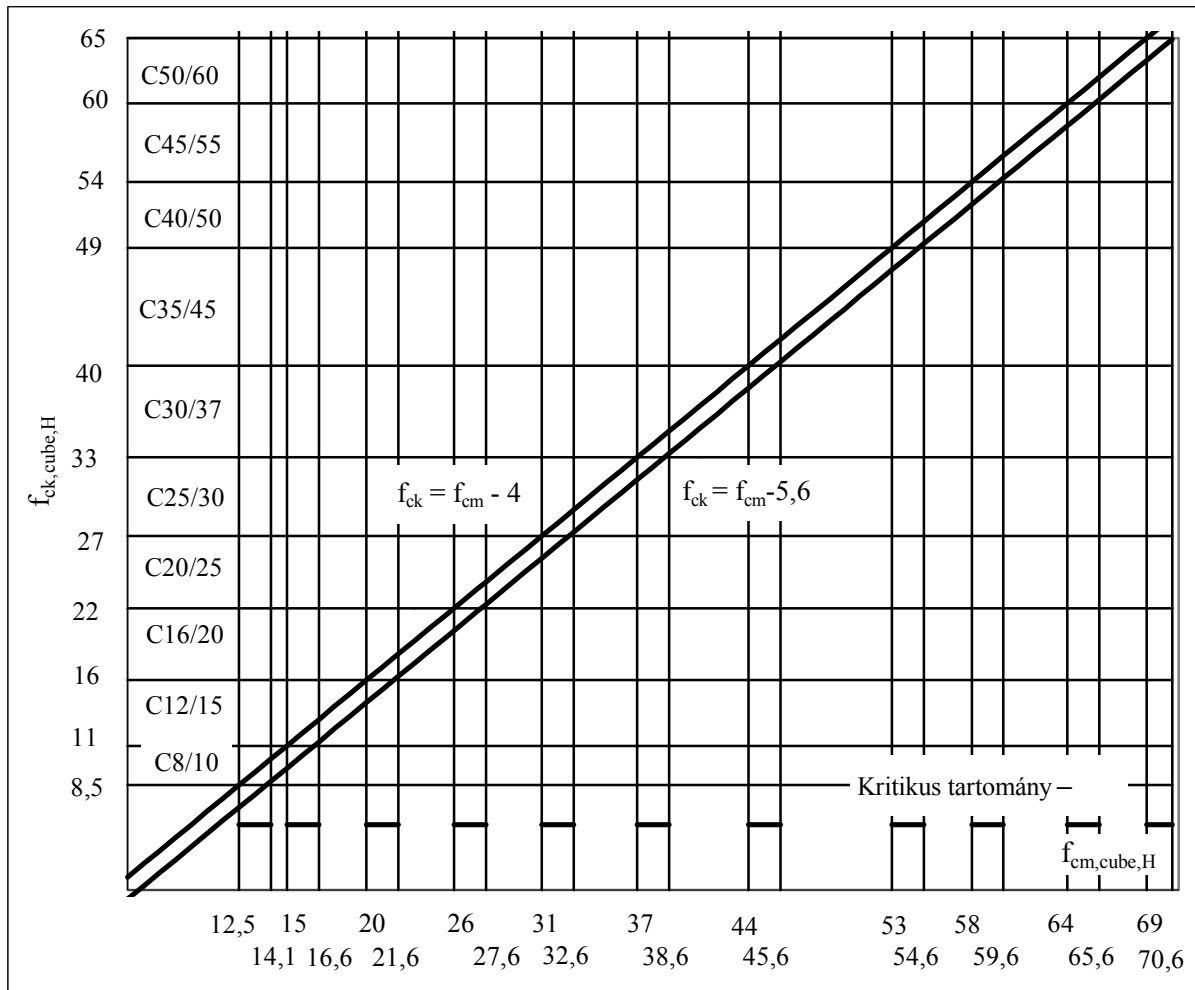
A nyomószilárdsági osztályokhoz tartozó, a 3. ábrán megfigyelhető kritikus tartományok a 2. táblázat szerintiék.

Valamely kritikus tartományba eső, vegyesen tárolt 150 mm élhosszúságú próbakockákon meghatározott átlagos nyomószilárdságú beton nyomószilárdsági osztálya az alulmaradási tágasság mértékétől függ. Például az  $f_{cm,cube,H} = 37,8 \text{ N/mm}^2$  átlagos nyomószilárdságú beton nyomószilárdsági osztálya az  $f_{ck,cube,H} = f_{cm,cube,H} - 4$  megfelelőségi feltétel szerint C30/37, míg az  $f_{ck,cube,H} = f_{cm,cube,H} - 5,6$  megfelelőségi feltétel szerint C25/30. Ezért helyes, ha a vegyesen tárolt 150 mm élhosszúságú próbakockák nyomószilárdság vizsgálati eredményét a hengersizilárdságok értékelésével azonos eredményre vezető,  $f_{ck,cube,H} = f_{cm,cube,H} - 5,6$  megfelelőségi feltétellel értékeljük.

Minthogy azonban az alulmaradási tényező MSZ EN 206-1 szerinti megfelelőségi feltételeinek megváltoztatása akár végig víz alatt, akár vegyesen tárolt próbakockák esetén nem lehetséges, és az MSZ 4798-1 szabványban is körülményes lenne, tehát nem vállalható, ezért a mérési eredmény és a küszöbérték kapcsolatot kifejező konvenció következetes alkalmazása érdekében az MSZ 4798-1:2004 szabvány módosítására vonatkozó javaslat úgy szól, hogy a „150 mm élhosszúságú, vegyesen (vagy végig víz alatt) tárolt próbakockákon mért egyes nyomószilárdsági eredményeket a 150 mm átmérőjű, 300 mm magas, végig víz alatt tárolt próbahenger nyomószilárdságára kell átszámítani, és ezeket az átszámított egyes nyomószilárdságokat kell az EN 206-1 szerinti megfelelőségi feltételek mellett értékelni, illetve az átlagos nyomószilárdság és a nyomószilárdság tapasztalati jellemző értékének kiszámításához alkalmazni...”, általában mindig, de különösképpen nagy tartósságú beton esetén.

Az alulmaradási tágasság függőségére a 3. táblázat tartalmaz példákat.

3. ábra: Az alulmaradási tágasság mértékének hatása



2. táblázat: A nyomószilárdsági osztályokhoz tartozó, a 3. ábra szerinti kritikus tartományok

Kritikus tartomány határai, $f_{cm,cube,H}$	Nyomószilárdsági osztály a kritikus tartományban az	
	$f_{ck,cube,H} = f_{cm,cube,H} - 4$	$f_{ck,cube,H} = f_{cm,cube,H} - 5,6$
megfelelőségi feltétel szerint		
12,5 – 14,1	C8/10	C6/8
15,0 – 16,6	C12/15	C8/10
20,0 – 21,6	C16/20	C12/15
26,0 – 27,6	C20/25	C16/20
31,0 – 32,6	C25/30	C20/25
37,0 – 38,6	C30/37	C25/30
44,0 – 45,6	C35/45	C30/37
53,0 – 54,6	C40/50	C35/45
58,0 – 59,6	C45/55	C40/50
64,0 – 65,6	C50/60	C45/55
69,0 – 70,6	C55/67	C50/60

### 3. táblázat: Példák az alulmaradási tágasság függőségére

	Vegyesen tárolt kocka	Vegyesen tárolt kocka	JAVASOLT SZÁMÍTÁS-MÓD	Víz alatt tárolt henger	Példa arra, hogy az "alulmaradási tágasság"-nak ( $\Delta$ ) a próbatest alakjától és tárolási módjától kell függenie.
<b>MSZ 4798-1 esete</b>					
Átlag	27	27	Átlag/1,39=	19,4	
Küszöb = átlag - 4	23			15,4	
Küszöb = átlag - 1,39x4=5,6		21,4			
$f_{ck,cube,H}$ követelmény	22	16			
Nyomószilárdsági osztály	C16/20	C12/15		C12/15	Henger eredménye a vegyesen tárolt kocka (ha $\Delta=4$ ) eredményével <b>nem</b> egyezik meg.
Átlag	28	28	Átlag/1,39=	20,1	
Küszöb = átlag - 4	24			16,1	
Küszöb = átlag - 1,39x4=5,6		22,4			
$f_{ck,cube,H}$ követelmény	22	22			
Nyomószilárdsági osztály	C16/20	C16/20		C16/20	
Átlag	30	30	Átlag/1,39=	21,6	
Küszöb = átlag - 4	26			17,6	
Küszöb = átlag - 1,39x4=5,6		24,4			
$f_{ck,cube,H}$ követelmény	22	22			
Nyomószilárdsági osztály	C16/20	C16/20		C16/20	
Átlag	31	31	Átlag/1,39=	22,3	
Küszöb = átlag - 4	27			18,3	
Küszöb = átlag - 1,39x4=5,6		25,4			
$f_{ck,cube,H}$ követelmény	27	22			
Nyomószilárdsági osztály	C20/25	C16/20		C16/20	Henger eredménye a vegyesen tárolt kocka (ha $\Delta=4$ ) eredményével <b>nem</b> egyezik meg.
Átlag	32	32	Átlag/1,39=	23,0	
Küszöb = átlag - 4	28			19,0	
Küszöb = átlag - 1,39x4=5,6		26,4			
$f_{ck,cube,H}$ követelmény	27	22			
Nyomószilárdsági osztály	C20/25	C16/20		C16/20	Henger eredménye a vegyesen tárolt kocka (ha $\Delta=4$ ) eredményével <b>nem</b> egyezik meg.
Ezzel a módszerrel ( $\Delta=5,1$ ) a víz alatt tárolt kocka eredménye mindig megegyezik a henger eredményével					
	Víz alatt tárolt kocka	Víz alatt tárolt kocka	JAVASOLT SZÁMÍTÁS-MÓD	Víz alatt tárolt henger	Példa arra, hogy az "alulmaradási tágasság"-nak ( $\Delta$ ) a próbatest alakjától és tárolási módjától kell függenie.
<b>EN 206-1 esete</b>					
Átlag	24,5	24,5	Átlag/1,28=	19,1	
Küszöb = átlag - 4	20,5			15,1	
Küszöb = átlag - 1,28x4=5,1		19,4			
Nyomószilárdsági osztály	C16/20	C12/15		C12/15	Henger eredménye a víz alatt tárolt kocka (ha $\Delta=4$ ) eredményével <b>nem</b> egyezik meg.
Ezzel a módszerrel ( $\Delta=5,1$ ) a víz alatt tárolt kocka eredménye mindig megegyezik a henger eredményével					
	Víz alatt tárolt kocka	Víz alatt tárolt kocka	JAVASOLT SZÁMÍTÁS-MÓD	Víz alatt tárolt henger	Példa arra, hogy az "alulmaradási tágasság"-nak ( $\Delta$ ) a próbatest alakjától és tárolási módjától kell függenie.
<b>EUROCODE 2 esete</b>					
Átlag	28,5	28,5	Átlag/1,28=	22,3	
Küszöb = átlag - 8	20,5			14,3	
Küszöb = átlag - 1,28x8=10,2		18,3			
Nyomószilárdsági osztály	C16/20	C12/15		C12/15	Henger eredménye a víz alatt tárolt kocka (ha $\Delta=8$ ) eredményével <b>nem</b> egyezik meg.
Ezzel a módszerrel ( $\Delta=10,2$ ) a víz alatt tárolt kocka eredménye mindig megegyezik a henger eredményével					

#### 4. A BETON NYOMÓSZILÁRDSÁGÁNAK ELFOGADÁSA

A betontechnológia a beton nyomószilárdságának megfelelőségét általában 28 napos korú, vegyesen tárolt, 150 mm élhosszúságú próbakockákkal ellenőrzi.

Az MSZ EN 206-1:2002 európai szabvány, illetve annak nemzeti alkalmazási dokumentuma, az MSZ 4798-1:2004 szabvány 5.5.1.2. szakasza és N2. fejezete szerint C50/60 nyomószilárdsági osztályig:

$f_{c,cube}/f_{c,cyl} = 0,97/0,76$  a végig víz alatt tárolt, 150 mm élhosszúságú közönséges beton próbakocka és 150 mm átmérőjű, 300 mm magas próbahenger nyomószilárdságának hányadosa, és

$f_{c,cube}/f_{c,cube,H} = 0,92$  a végig víz alatt tárolt és a vegyesen tárolt, 150 mm élhosszúságú közönséges beton próbakocka nyomószilárdságának hányadosa,

azaz a vegyesen tárolt, 150 mm élhosszúságú közönséges beton próbakocka nyomószilárdságának ( $f_{c,cube,H}$ ) és a végig víz alatt tárolt, 150 mm átmérőjű, 300 mm magas közönséges beton próbahenger nyomószilárdságának ( $f_{c,cyl}$ ) kapcsolata:

$$f_{c,cube,H} = 0,97/(0,76 \cdot 0,92) \cdot f_{c,cyl} \sim 1,387 \cdot f_{c,cyl} \sim 1,39 \cdot f_{c,cyl} \quad (14),$$

amelyet behelyettesítve a (7) jelű összefüggés jobb és bal oldalába:

$$f_{cm,cube,H}/1,39 = (f_{ck,cube,H}/1,39) + 8 \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (15),$$

majd ebből az

$$f_{cm,cube,H} = f_{ck,cube,H} + 11 = (f_{ck,cube}/0,92) + 11 \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (16)$$

összefüggésre jutunk, amely a 28 napos korú, vegyesen tárolt, 150 mm élhosszúságú próbakocka nyomószilárdsága átlag értékének és jellemző értékének MSZ EN 1992-1-1:2005 szerinti kapcsolatát fejezi ki C50/60 nyomószilárdsági osztályig.

Az MSZ EN 1992-1-1:2005 felfogásában tehát például a C30/37 nyomószilárdsági osztályú beton 28 napos korú, vegyesen tárolt, 150 mm élhosszúságú próbakockákon meghatározott nyomószilárdságának átlag értéke legalább

$$f_{cm,cube,H} = f_{ck,cube,H} + 11 = (f_{ck,cube}/0,92) + 11 = (37/0,92) + 11 = 40 + 11 = 51 \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (17)$$

kell legyen.

E példát alkalmazva, az MSZ 4798-1:2004 szabvány alapján a C30/37 nyomószilárdsági osztályú beton 28 napos korú, vegyesen tárolt, 150 mm élhosszúságú próbakockákon meghatározott átlag nyomószilárdsága – a (17) szerinti  $f_{cm,cube,H} = 51 \text{ N/mm}^2$  helyett – kezdeti gyártás és  $n = 3$  vizsgálati eredmény esetén csak  $f_{cm,cube,H} = f_{ck,cube,H} + 4 = 40 + 4 = 44 \text{ N/mm}^2$ , illetve folyamatos gyártás és legalább  $n = 15$  próbakocka esetén szintén csak  $f_{cm,cube,H} = f_{ck,cube,H} + 1,48 \cdot \sigma_{min} = 40 + 1,48 \cdot 3 = 40 + 4 = 44 \text{ N/mm}^2$ . Ez lényegében egy nyomószilárdsági osztály különbséget fejez ki.

Ha a statikai méretezés során – és most a környezeti feltételektől vonatkoztassunk el – az adódik, hogy a feladat  $f_{cd} = 17 \text{ N/mm}^2$  tervezési értékű betonnal oldható meg, akkor a tervező az MSZ EN 1992-1-1:2005 alapján C30/37 nyomószilárdságú betont fog kiírni. Ehhez a beton nyomószilárdsági osztályhoz a (17) szerint vegyesen tárolt próbakockákon értelmezett  $f_{cm,cube,H} = 51 \text{ N/mm}^2$  átlag szilárdság tartozik, a betongyár pedig az MSZ 4798-1:2004 alapján feltehetően a fenti, vegyesen tárolt próbakockán értelmezett  $f_{cm,cube,H} = 44 \text{ N/mm}^2$  átlag

nyomószilárdságú betonnal fogja teljesíteni. Ez utóbbi az MSZ EN 1992-1-1:2005 felfogása szerint, (16) alapján csak  $f_{ck,cube} = 0,92 \cdot (f_{ck,cube,H} - 11) = 30 \text{ N/mm}^2$  jellemző értéket és C25/30 nyomószilárdsági osztályt képvisel.

Az eltérés a jellemző érték és az átlag érték kapcsolatának eltérő számításmódjából, más szóval a nyomószilárdság alulmaradási tágasságának ( $f_{cm} - f_{ck}$ ) eltérő értelmezéséből fakad, amelyet az MSZ EN 206-1:2002, illetve MSZ 4798-1:2004 szabvány 8.2.1.3. szakasza szerinti alulmaradási tényező ( $\lambda_n$ ) értékének szokatlansága tovább színesít.

Eszerint folyamatos gyártás és legalább  $n = 15$  próbakocka esetén a nyomószilárdság 1. feltétele:

$$f_{cm,test} \geq f_{cm} = f_{ck} + \lambda_{15} \cdot \sigma = f_{ck} + 1,48 \cdot \sigma \quad (18)$$

ahol  $\lambda_{15} = 1,48$  az ún. *Taerwe*-féle (Taerwe,1986) alulmaradási tényező, és  $\sigma$  a kezdeti gyártásból, legalább 35 minta vizsgálata alapján meghatározott elméleti szórás. A  $\sigma$  elméleti szórás figyelembe veendő legkisebb értéke vegyesen tárolt, 150 mm élhosszúságú próbakockák esetén:

- ha a beton nyomószilárdsági osztálya  $\leq$  C50/60:  $3 \text{ N/mm}^2$ ;
- ha a beton nyomószilárdsági osztálya  $\geq$  C55/67:  $5 \text{ N/mm}^2$ ;
- továbbá valamennyi beton esetére:  $0,63 \cdot \sigma \leq s_n \leq 1,37 \cdot \sigma$ , azaz a folyamatos gyártásból legalább 15 minta vizsgálata alapján meghatározott  $s_n$  tapasztalati szórás a kezdeti gyártásból legalább 35 minta vizsgálata alapján meghatározott  $\sigma$  elméleti szórás 0,63-szorosánál kisebb és 1,37-szorosánál nagyobb nem lehet.

Ha a szórásra vonatkozó fenti szabványos feltétel teljesül, akkor a kezdeti gyártás időszakából meghatározott  $\sigma$  elméleti szórás alkalmazható a folyamatos gyártás időszakában a megfelelőség ellenőrzésére. Ha nem teljesül, akkor a rendelkezésre álló utolsó, legalább 35 minta (folyamatos gyártásról lévén szó, legalább 35 próbatest) vizsgálata alapján új  $\sigma$  elméleti szórás értéket kell meghatározni.

Ha a gyártó nem tudja a kezdeti gyártásra vonatkozó elméleti szórásának értékét bizonyítani, akkor az MSZ 4798-1:2004 szabvány 8.2.1.3. szakasza szerint a próbatestek alakjától és tárolásmódjától függetlenül  $\sigma \geq 6 \text{ N/mm}^2$  értékkel kell számolni.

Az MSZ EN 1992-1-1:2005 és az MSZ EN 206-1:2002 szabványok a beton nyomószilárdságának megfelelőségét a 150 mm átmérőjű, 300 mm magas, végig víz alatt tárolt próbahengerek nyomószilárdsága alapján ítélik meg, következésképpen a megfelelőségi feltételek is ezekre a szabványos próbahengerekre vonatkoznak. Ezért a 150 mm élhosszúságú, vegyesen (vagy végig víz alatt) tárolt próbakockákon mért nyomószilárdsági eredmények értékelése során akkor járunk el helyesen, ha az egyes mérési eredményeket a 150 mm átmérőjű, 300 mm magas, végig víz alatt tárolt próbahenger nyomószilárdságára átszámítjuk, és ezeket az átszámított nyomószilárdságokat értékeljük a megfelelőségi feltételek figyelembevételével.

A (14) összefüggés szerint a 150 mm élhosszúságú, vegyesen tárolt próbakocka és a 150 mm átmérőjű, 300 mm magas, végig víz alatt tárolt próbahenger nyomószilárdságának hányadosa C50/60 nyomószilárdsági osztályig bezárólag  $f_{c,cube,H}/f_{c,cyl} = 0,92 \cdot 0,97/0,76 \sim 1,39$ . Értelmszerűen alkalmazva az MSZ 4798-1:2004 szabvány NAD 3.2. megjegyzése szerinti átszámítást, a 150 mm élhosszúságú, vegyesen tárolt egyedi próbakockán mért  $f_{ci,cube,test,H}$  nyomószilárdságot az  $f_{c,cube,H}/f_{c,cyl} = 1,39$  átszámítási tényezővel elosztva jutunk a 150 mm átmérőjű, 300 mm magas, végig víz alatt tárolt egyedi próbahenger  $f_{ci,cyl,test}$  nyomószilárdságára:

$$f_{ci,cyl,test} = f_{ci,cube,test,H} / 1,39 \quad (19)$$

A (14) összefüggésből az is következik, hogy a 150 mm átmérőjű, 300 mm magas, végig víz alatt tárolt próbahengerekre vonatkozó  $\sigma_{c,cyl}$  megengedett legkisebb elméleti szórás értéket úgy kapjuk meg, ha a 150 mm élhosszúságú, vegyesen tárolt próbakockákra vonatkozó  $\sigma_{c,cube,H}$  megengedett legkisebb elméleti szórás értéket az  $f_{c,cube,H}/f_{c,cyl} = 1,39$  átszámítási tényezővel elosztjuk, például  $\leq C50/60$  beton nyomószilárdsági osztály esetén:

$$\sigma_{c,cyl} = \sigma_{c,cube,H} / 1,39 = 3 / 1,39 = 2,2 \text{ N/mm}^2 \quad (20)$$

A folyamatos gyártás nyomószilárdság vizsgálati eredményeinek ilyen módon történő értékelésére, a Taerwe-féle alulmaradási tényező alkalmazásával a 4. táblázat tartalmaz számpéldát.

4. táblázat: Számpélda a folyamatos gyártás nyomószilárdság vizsgálati eredményeinek értékelésére a Taerwe-féle alulmaradási tényező alkalmazásával

Minta jele (1 minta = 1 próbatest)	Próba- kocka $f_{ci,cube,test,H}$	Próba- henger $f_{ci,cyl,test}$	2. feltétel $f_{ci,cyl,test} \geq f_{ck,cyl} - 4$
1.	45,6	32,8	34,0 > 21,0
2.	43,9	31,6	32,7 > 21,0
3.	42,8	30,8	31,9 > 21,0
4.	46,4	33,4	34,5 > 21,0
5.	49,2	35,4	35,5 > 21,0
6.	43,3	31,2	32,3 > 21,0
7.	43,5	31,3	32,4 > 21,0
8.	45,4	32,7	33,8 > 21,0
9.	47,3	34,0	35,2 > 21,0
10.	43,4	31,2	32,4 > 21,0
11.	45,2	32,5	33,7 > 21,0
12.	43,0	30,9	32,1 > 21,0
13.	42,1	30,3	31,7 > 21,0
14.	44,7	32,2	33,3 > 21,0
15.	43,3	31,2	32,3 > 21,0
$f_{cm,cyl,test} =$		32,1	átlag
$s_{15} =$		1,4	szórás
$s_{min} =$		2,2	szórás legalább
$\sigma_{35} =$		1,77 $\rightarrow$ 2,2	= $\sigma_{min}$ kezdeti gyártásból
$0,63 \cdot \sigma_{min} = 1,39 < s_{min} = 2,2 < 3,01 = 1,37 \cdot \sigma_{min}$			
$f_{ck,cyl,test} = f_{cm,cyl,test} - 1,48 \cdot \sigma_{min} = 32,1 - 3,3 = 28,8$			
1. feltétel			
$f_{ck,cyl,test} =$		28,8 > 25 = $f_{ck,cyl}$	
$f_{cm,cyl,test} =$		32,1 > 28,3 = $f_{cm,cyl} = f_{ck,cyl} + 1,48 \cdot \sigma_{min}$	
Nyomószilárdsági osztály: C25/30		Mértékegység: N/mm <sup>2</sup>	

## 5. ALULMARADÁSI TÉNYEZŐ

Az MSZ EN 206-1:2002 és MSZ 4798-1:2004 betonszabványok 14. táblázatában, a folyamatos gyártás nyomószilárdsági megfelelőségének 1. feltételében szereplő alulmaradási tényezőnek azt a  $\lambda_n$  szorzót nevezzük, amellyel a nyomószilárdság vizsgálati eredmények  $s_n$ , illetve  $\sigma$  szórását megszorozva, és a  $\lambda_n \cdot s_n$ , illetve  $\lambda_n \cdot \sigma$  szorzatot (alulmaradási tágasság) a



nyomószilárdság  $f_{cm}$  átlag értékéből kivonva az  $f_{ck}$  jellemző értékre jutunk. Jele a *Taerwe*-féle eloszlás esetén:  $\lambda_n$ , a *Student*-féle  $t$ -eloszlás esetén:  $t_n$ .

Az új betonszabványokban (MSZ EN 206-1:2002 és MSZ 4798-1:2004) a folyamatos gyártás nyomószilárdsági megfelelőségének 1. feltételében szereplő, az  $n = 15$  mintaszámhoz tartozó  $\lambda_{15} = 1,48$  értékű alulmaradási tényező lényegében a korábbi betonszabványban (MSZ 4720-2:1980) szereplő *Student*-tényező szerepét tölti be. A *Student*-tényező értéke a mintaszámtól függ, értéke a korábbi betonszabványban minden esetben legalább 1,645, de kis elemszámú minta esetén ennél lényegesen nagyobb volt. A szabványváltozás – ezen a ponton legalábbis – egyértelműen a gyártónak kedvez, hiszen minél kisebb az 1. feltételbeli szorzó, annál könnyebb a feltételt kielégíteni. A *Taerwe*-féle  $\lambda_{15} = 1,48$  értékű alulmaradási tényező és a korábbi szabványban szereplő, *Student*-féle  $t_n$  tényező viszonyának értelmezéséhez át kell gondolnunk a nyomószilárdsági osztályba sorolás alapelveit. Előre kell bocsátanunk, hogy mind a korábbi szabványban szereplő alulmaradási tényező, mind az 1,48-os érték statisztikailag korrekt, de – és ez a különbség igazi oka – teljességgel eltérő körülmények között. A következőkben döntően *Taerwe* (1986) és *Zäschke* (1994) dolgozataira támaszkodunk.

A beton nyomószilárdsági osztályokba sorolásának alapja az a követelmény, hogy amennyiben a beton beépítésre kerülő teljes mennyiségének nyomószilárdságát meg tudnánk vizsgálni (és így teljesen meg tudnánk határozni a nyomószilárdság eloszlását), akkor az így kapott eredmények 95%-ának el kellene érnie az előre meghatározott, előírt  $f_{ck}$  szilárdsági küszöböt, amit előírt jellemző értéknek hívunk. Ugyanezt mondhatjuk úgy is, hogy a nyomószilárdság eloszlásának 5%-os kvantilise ( $f_{ck,test}$ ) nagyobb vagy egyenlő, mint  $f_{ck}$  ( $f_{ck} \leq f_{ck,test}$ ).

A beton nyomószilárdságának jellemző értékéhez a teljes mintának az a hányada tartozik, amely nem éri el az  $f_{ck}$  nyomószilárdsági küszöböt. Az alulmaradási hányad szokásos jelölése  $p$ , amely értelemszerűen egy 0 és 1 közötti szám (gyakran százalékos formában kifejezve). Az  $f_{ck} \leq f_{ck,test}$  követelményt az alulmaradási hányad segítségével  $p \leq 5\%$  formában írhatjuk le.

Ha a  $p$  értékét ismernénk, akkor a dolog rendkívül egyszerű volna, hiszen  $p \leq 5\%$  esetén elfogadjuk a mintát, ellenkező esetben elutasítjuk. Természetesen a  $p$  értékét sohasem ismerjük (hiszen ehhez a teljes betonmennyiséget meg kellene vizsgálni), így különböző statisztikai eljárásokra van szükség. Valamennyi alkalmazott eljárás közös jellemzője, hogy feltételezi a beton nyomószilárdsága során kapott eredmények normális (*Gauss*-féle) eloszlását. A továbbiak során feltételezzük, hogy a vizsgálati eredmények egy általunk nem ismert  $\mu$  várható értékű és  $\sigma$  szórású normális eloszlást követnek: ez esetben az eloszlás 5%-os kvantilise az  $f_{ck,test} = \mu - 1,645 \cdot \sigma$  formulával számolható.

A korábbi MSZ 4720-2:1980 szabványban szereplő *Student*-tényezőket elemi matematikai statisztikai tények magyarázzák. Ha ismerjük a nyomószilárdság  $\sigma$  szórását, akkor a vizsgálati eredmények  $f_{cm,test}$  átlaga a  $\mu$  várható érték torzítatlan becslését adja, és így  $f_{cm,test} - 1,645 \cdot \sigma$  az 5%-os kvantilis egy természetes becslése. Az MSZ 4720-2:1980 szabványban szerepelt  $f_{ck} \leq f_{cm,test} - 1,645 \cdot \sigma$  feltétel pontosan azt fejezte ki, hogy az 5%-os kvantilis becslött értékének ( $f_{ck,test}$ ) az előírt szilárdsági küszöb ( $f_{ck}$ ) felett kell maradnia.

Ha nem ismerjük a szórást, akkor a helyzet némileg bonyolultabb, hiszen a szórást is becsülni kell.

$$\text{Ez esetben az } \frac{f_{cm} - \mu}{\sigma_n} \sqrt{\frac{n}{n-1}} \quad (21)$$

mennyiség ún.  $n - 1$  szabadságfokú *Student*-féle  $t$ -eloszlást követ, és az 5%-os kvantilis értéke a  $t_n$ -eloszlás táblázatból vett értékének segítségével becsülhető (8. táblázat).

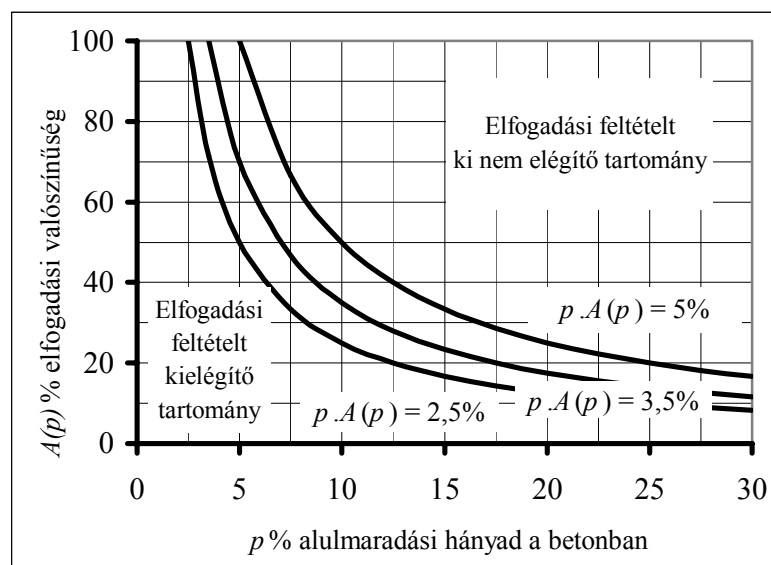
Az MSZ 4720-2:1980 szabványban szereplő eljárások mind ismert, mind ismeretlen szórás esetén a rendelkezésre álló adatok alapján becsülték az  $f_{ck,test}$  tapasztalati jellemző értéket, majd az így kapott becslést összehasonlították az  $f_{ck}$  kritikus, előírt jellemző értékkel. Az alapul szolgáló valószínűségi eloszlások szimmetrikussága miatt az így kapott eljárás jellemzője, hogy ha a gyártó éppen „kritikusan jó” betont gyártott (azaz  $p = 5\%$ ), akkor a beton körülbelül 50% valószínűséggel került elfogadásra. Ha bevezetjük az adott  $p$  jellemző értékű beton  $A(p)$  elfogadási valószínűségét, — amely azt mondja meg, hogy a  $p$  alumaradási hányadú betont milyen valószínűséggel fogjuk elfogadni, — akkor ez azt jelenti, hogy  $A(0,05) \approx 0,5$ .

Az MSZ EN 206-1:2002 és MSZ 4798-1:2004 szabvány a beépítésre kerülő beton nyomószilárdsági megfelelőségét olyan módon kívánja biztosítani, amely egy tágabb kontextusban értelmezendő minőségbiztosítási rendszer része.

Bármely megfelelőségi feltételrendszer esetén értelmezhető az adott  $p$  jellemző értékű betonhoz tartozó  $A(p)$  elfogadási valószínűség.

Ha az  $A(p)$  mennyiséget a  $p$  függvényében ábrázoljuk, akkor az elfogadási görbét kapjuk (4. ábra). A 4. ábra felső görbéje olyan minőségbiztosítási rendszert testesít meg, amely minden  $p$  jellemző érték esetén teljesíti a  $p \cdot A(p) \leq 5\%$  feltételt.

Például:  
 ha  $p = 0,05$  akkor  $A(p) \leq 1,0$   
 ha  $p = 0,07$  akkor  $A(p) \leq 0,7$   
 ha  $p = 0,10$  akkor  $A(p) \leq 0,5$   
 ha  $p = 0,25$  akkor  $A(p) \leq 0,2$



4. ábra: Elfogadási görbe

Az új betonszabványok (MSZ EN 206-1:2002 és MSZ 4798-1:2004) megfelelőségi döntése alapjául a következő gondolatmenet szolgál (Taerwe, 1986 és Zäschke, 1994):

Bármiféle megfelelőségi feltétel felfogható egyfajta szűrőnek is: a megfelelőknek talált mintákat átengedi, a nem-megfelelőknek találtakat pedig visszatartja. Tétélezzük fel, hogy olyan anyagot vizsgálunk – például betonacélt – amelynek megfelelősége még a beépítés előtt ellenőrizhető, és a beépítés előtt a minőséget folyamatosan ellenőrizzük is, a megfelelőknek találtakat beépítjük, a nem-megfelelőket pedig tökéletes minőségűekkel helyettesítjük. Ekkor a megfelelőségi feltétel által megszárt sokaság minősége nyilván jobb lesz, és a  $p \cdot A(p) \leq 5\%$  feltétel biztosítja, hogy a megszárt sokaság  $p$  értéke már 5% alatt maradjon. Fontos kiemelni, hogy még ebben az esetben is, folyamatos (és nem szűrőpróbaszerű) ellenőrzést kell feltételeznünk.

Beton esetében a nem-megfelelőknek ítélt szállítmányokat nyilván nem lehet tökéletes minőségűekkel helyettesíteni, hiszen mire a nem-megfelelőség kiderül, addigra már rég beépítésre került az anyag. A  $p \cdot A(p) \leq 5\%$  feltétel akkor lesz értelmes, ha azt feltételezzük, hogy folyamatosan nyomon követjük, melyik beton szállítmány hová került beépítésre, és ahová olyan beton szállítmányt építettünk be, amely a vizsgálat során nem bizonyult megfelelőknek, azt a részt utólagosan megerősítjük, vagy más módon elérjük, hogy gyakorlati

szempontból tökéletes legyen. Azaz a nem-megfelelő szállítmányokat utólagosan „tökéletessé” transzformáljuk.

Ha a beépítésre kerülő beton szállítmányokat folyamatosan vizsgáljuk, és a nem megfelelőeket utólagosan „tökéletessé” transzformáljuk, akkor a  $p \cdot A(p) \leq 5\%$  feltétel valóban biztosítja, hogy a kész szerkezetben az  $f_{ck}$  szilárdsági küszöb (előírt jellemző érték) alatti nyomószilárdságú beton mennyisége 5% alatt maradjon.

Az új betonszabványok (MSZ EN 206-1:2002 és MSZ 4798-1:2004) 14. táblázatában a folyamatos gyártás nyomószilárdsági megfelelőségének 1. feltételében szereplő, az  $n = 15$  mintaszámhoz tartozó  $\lambda_{15} = 1,48$  értékű alulmaradási tényező egy ilyen, *folyamatos vizsgálatot és utólagos megerősítést feltételező* minőségbiztosítási rendszer részeként került meghatározásra. A kapott rendszer a  $p \cdot A(p) \leq 5\%$  feltételt valójában ki is fogja elégíteni (Zäschke, 1994). Például megengedi, hogy amennyiben a gyártó „kritikusan jó”, azaz  $p = 5\%$  alulmaradási hányadú betont készít, akkor az elfogadás  $A(0,05)$  valószínűsége 1,0 legyen (4. ábra felső görbéje, ahol  $A(0,05) = 1,0$ ). A  $\lambda_{15} = 1,48$  által szolgáltatott feltételrendszerrel  $A(0,05) \approx 0,7$ , azaz ha a gyártó „kritikusan jó” betont készít, akkor azt a feltételrendszer 0,7 körüli valószínűséggel fogja megfelelőnek minősíteni (4. ábra középső görbéje, ahol  $A(0,05) \approx 0,7$ ). Ez lényegesen kisebb, mint a  $p \cdot A(p) \leq 5\%$  alapfeltétel által megkövetelt 1,0, de lényegesen több, mint az MSZ 4720-2:1980 által biztosított 0,5 (4. ábra alsó görbéje, ahol  $A(0,05) = 0,5$ ). A biztonsági ráhagyás oka többek között, hogy a  $\lambda_{15} = 1,48$  alulmaradási tényező egy olyan modellben számolódik, amely az egyes vizsgálati eredmények között némi gyenge összefüggőséget is megenged. (Ha sokat mérünk, akkor az időben közeli mérések között lesz némi korreláció.) Ha feltételeznénk, hogy a mérési eredmények függetlenek, akkor  $\lambda_{15} = 1,48$  helyett 1,318 jönne ki. A  $\lambda_n$  alulmaradási tényezők egy ajánlott OC-görbéhez tartozó értékek, amelyeket numerikus szimulációval határoztak meg, a véletlen számok révén (Taerwe, 1986). A Taerwe-féle  $\lambda_n$  alulmaradási tényezők értékei a 8. táblázatban találhatóak.

Összehasonlítva tehát a régi MSZ 4720-2:1980 és az új MSZ EN 206-1:2002, illetve MSZ 4798-1:2004 szabványokat, a korábbi szabvány a beépített beton nyomószilárdságát egy szűrőpróbaszerűen is alkalmazható megfelelőségi feltétellel, az új szabványok pedig egy folyamatos nyomon követést és utólagos javítást feltételező minőségbiztosítási rendszer részeként alkalmazható megfelelőségi feltétellel kívánja biztosítani. Az MSZ EN 206-1:2002 és MSZ 4798-1:2004 szabványnak az a komoly hiányossága, hogy a szabványokba csak megfelelőségi feltétel került be, a folyamatos nyomon követés és utólagos javítás kötelezettsége nélkül.

Az előzőekben az új szabványoknak (MSZ EN 206-1:2002 és MSZ 4798-1:2004) csak az 1. nyomószilárdsági feltételével foglalkoztunk: ezt azért tehattük meg, mert gyakorlati tapasztalatok és szimulációs vizsgálatok szerint is a 2. feltétel szinte semmit nem élesít a feltételrendszeren (Zäschke, 1994).

## 6. A NYOMÓSZILÁRDSÁG MEGFELELŐSÉGÉNEK VIZSGÁLATA

A betonkeverék bevezetésének, gyártásának és alkalmazásának folyamata a következő:

- A megtervezett betonösszetétel megfelelőségét tetszőleges módon végzett laboratóriumi próbakeverésekkel kell ellenőrizni. A laboratóriumi próbakeverésekről a betonszabványok (MSZ EN 206-1:2002 és MSZ 4798-1:2004) nem ejtenek szót.
- A laboratóriumi próbakeverések tapasztalatai alapján kidolgozott üzemi betonösszetétel gyártási alkalmasságáról az üzemben megkevert első  $50 \text{ m}^3$  betont reprezentáló, legalább 3-3 próbatestből álló, legalább 3 minta (összesen 9 próbatest) nyomószilárdság vizsgálatával kell meggyőződni, a betonszabványok 8.2.1.3. szakasza szerint. Ez az üzemi próbakeverés az ún. „kezdeti gyártás” első, bevezető lépése, amelyre a betonösszetétel végleges meghatározása épül.

- Ezt követi a tulajdonképpeni kezdeti gyártás. A kezdeti gyártás a legalább 35 (egymás utáni, kihagyás nélküli) vizsgálati eredmény meghatározásáig tartó termelési időszak. A kezdeti gyártás során 3-3 próbatestből álló 35 mintát kell képezni, a kezdeti gyártás végéig 105 próbatest készül. A megfelelőségi feltételekkel a nem átfedő vizsgálati eredményeket (3 próbatest nyomószilárdságának átlaga) kell egybevetni. Ez a folyamat a kezdeti gyártás üzemi gyártásellenőrző vizsgálata, amely egyben a megfelelőség értékeléshez tartozó vizsgálat is. Ezt a vizsgálatot a betonszabványok 3.1.41. szakasza kezdeti vizsgálatnak nevezi. A betonszabványok a kezdeti vizsgálatok feltételeit a 9.5. szakaszban és az „A” mellékletben tárgyalják. A kezdeti gyártás végén meg kell határozni a legalább 35 vizsgálati eredmény szórását, amelyet elméleti szórásnak ( $\sigma$ ) lehet tekinteni. Kezdeti vizsgálatot csak a gyártó vagy megbízottja végezhet,
- A kezdeti gyártást a folyamatos gyártás követi. A beton folyamatos gyártása akkor kezdődik, amikor a kezdeti gyártásból már legalább 35 egymás utáni, kihagyás nélküli, azonos feltételekkel készített betonra vonatkozó vizsgálati eredményünk van, három hónapnál hosszabb, de legfeljebb 12 hónap idő alatt. A folyamatos gyártás eredménye legalább 15 egymás után következő, legfeljebb 12 hónap alatt végzett vizsgálat után, azaz az ún. folyamatos vizsgálatnál értékelhető. A mintákat a termelés során folyamatosan kell venni, de nem gyakrabban, mint 1 minta minden 25 m<sup>3</sup>-ből. Folyamatos gyártás során egy minta egy próbatestből áll(hat). A folyamatos gyártás kezdetén, amíg még 15 minta nem áll rendelkezésre, a minták számát a kezdeti gyártás végén vett mintákkal kell kiegészíteni. A folyamatos gyártás eredményének értékeléséhez meg kell adni a legalább 15 vizsgálati eredményt, a legalább 15 vizsgálati eredmény átlagát, valamint ki kell számítani a legalább 15 vizsgálati eredmény tapasztalati szórását ( $s$ ). A folyamatos vizsgálat során találkozunk először a *Taerwe*-féle alulmaradási tényezővel, ugyanis a beton a folyamatos gyártás során a tervezett nyomószilárdsági osztálynak akkor felel meg, ha egyikként a (18) alatti megfelelőségi feltételként teljesül, ahol  $\sigma$  a kezdeti gyártásból legalább 35 minta vizsgálata alapján meghatározott elméleti szórás, és 1,48 a 15 vizsgálati eredményhez tartozó *Taerwe*-féle alulmaradási tényező ( $\lambda_{15}$ ) értéke.  
Folyamatos vizsgálatot is csak a gyártó vagy megbízottja végezhet, amelynek eredménye alapján a gyártó – ha szükséges, tanúsító szervezet bevonásával – megfelelőségi nyilatkozatot tesz.
- A megfelelőségi nyilatkozat megbízhatóságát a beton megrendelője (vevő = kivitelező, előregyártó) vagy megbízottja kétely esetén azonosító vizsgálattal, vagy az átadás-átvételi eljárás folyamataként átadás-átvételi vizsgálattal ellenőrzi.
- A beton nyomószilárdság azonosító vizsgálatát — az MSZ EN 206-1:2002 és az MSZ 4798-1:2004 szabvány B melléklete szerint — akkor kell végezni, ha meg akarunk győződni arról, hogy
  - a kérdéses friss beton ugyanahhoz az alapsokasághoz tartozik-e, amelyre a gyártó a jellemző szilárdság megfelelőségét igazolta;
  - a kérdéses friss beton a gyártó által szavatolt szilárdsági jelnek és esetleg egyéb szavatolt tulajdonságnak megfelel-e, ha a megfelelőség igazolása érdekében a gyártó nem végzett vizsgálatokat;
  - a szerkezetbe már bedolgozott szilárd beton a gyártó által szavatolt szilárdsági jelnek megfelel-e.

Értelmezésünk szerint azonosító vizsgálatot végez a független laboratórium, ha nem a kezdeti vagy a folyamatos gyártás megfelelőségének vizsgálatával bízták meg (azt a gyártó vagy más laboratórium végezte), hanem — akár a gyártó, akár a megrendelő (építető, felhasználó, előíró) megbízásából — csak annak megállapítása a feladata, hogy a szóban forgó beton a gyártó által megadott nyomószilárdsági osztálynak

megfelel-e. Ugyanilyen azonosító vizsgálatot végezhet a megrendelő, illetve a kivitelező is saját laboratóriumában. Az azonosító vizsgálat feltételeiben célszerű a gyártóval megegyezni, és a vizsgálatot a gyártó bevonásával végezni.

- A *átadás-átvételi eljárás* folyamataként a megfelelőségi nyilatkozat megbízhatóságát a beton megrendelője (vevő = kivitelező, előregyártó) vagy megbízottja az azonosító vizsgálatához hasonlóan, *átadás-átvételi vizsgálattal* ellenőrzi. A vizsgálatához kivett minták „*n*” számát és a mintavétel helyét az érdekelt felek (előíró, gyártó, felhasználó) írásban (jegyzőkönyvben) rögzített megegyezése alapján kell meghatározni. Az átadás-átvételi vizsgálatot a betonszabványok nem tárgyalják.

## 7. ÁTADÁS-ÁTVÉTELI VIZSGÁLAT NAGY TARTÓSSÁGÚ BETON ESETÉN

A beton átadás-átvételi eljárásának kimenetele, a tétel elfogadása vagy elutasítása az átadás-átvételi vizsgálat eredményétől függ. Szerkezeteink biztonsága szempontjából is méltányolható, ha ebben az eljárásban az új betonszabványok alapelvétől eltérően az átadó és az átvevő kockázata azonos, más szóval, ha a  $p = 5\%$  alulmaradási hányadú beton elfogadási valószínűsége  $A = 50\%$ , és a nyomószilárdság vizsgálat mérési eredményeit ennek az elfogadási feltételnek ( $p \cdot A(p) = 2,5\%$ ) megfelelően értékeljük.

Javaslatunk az új betonszabványokkal nem ellentétes, az azokban foglaltaknál szigorúbb, a beton és vasbeton szerkezetek biztonságát fokozó megfelelőségi feltételekre vezet, amelyek alkalmazása során a meg nem felelő nyomószilárdságú beton nyomon követésére, megerősítésére stb. nincs szükség. A módszert az érdekelt felek külön megállapodás alapján alkalmazhatják. Minthogy a nyomon követés és a hibás betonok kijavítása (kicserélése) egyébként sem lehetséges, már az 50 évre tervezett használati élettartamú betonok esetén is ajánlott, a 100 évre tervezett használati élettartamú betonok esetére pedig előírandó az 50:50 %-os átadás:visszautasítási valószínűséghez tartozó *Student*-féle alulmaradási tényező alkalmazása.

Az átadás-átvételi vizsgálat javasolt megfelelőségi feltételeinek matematikai statisztikai alapja nem idegen sem az új (MSZ EN 206-1:2002 és MSZ 4798-1:2004), sem a régi (MSZ 4719:1982 és MSZ 4720-2:1980) betonszabványoktól, és a következőkben foglalható össze:

- nem teszünk különbséget a gyártásközi ellenőrzés tanusításával vagy tanusítása nélkül készült beton átadás-átvételi vizsgálata között;
- a beton megfelelőségét a vizsgált minták nyomószilárdságának átlaga, szórása és a mintaszám alapján határozzuk meg;
- feltételezzük, hogy a vizsgálati eredmények követik a *Gauss*-eloszlást;
- a jellemző értéket a *Gauss*-eloszlás alapján az 5 %-os alulmaradási szinthez rendeljük oly módon, hogy az átadás-átvételi eljárásban az elfogadási valószínűség a kritikusan megfelelő betonra nézve közelítőleg 50-50 %, az elfogadási feltétel  $p \cdot A(p) = 2,5\%$  legyen, szemben az MSZ EN 206-1:2002 és MSZ 4798-1:2004 szabvány rendelkezésével, amely szerint a folyamatos gyártás során az átadás-visszautasítás valószínűsége kritikusan megfelelő betonnál közelítőleg 70-30 %, és az elfogadási feltétel  $p \cdot A(p) = 3,5\%$  (*Taerwe*, 1986);

- a jellemző értéket több mint 40 minta esetén az  $f_{ck} = f_{cm} - 1,645 \cdot \sigma$  (22)

összefüggésből, ennél kevesebb minta ( $n$ ) esetén az  $f_{ck} = f_{cm} - t_n \cdot s_n$  (23)

összefüggésből határozzuk meg, ahol  $\sigma$  az elméleti szórás,  $s_n$  a tapasztalati szórás,  $t_n$  a *Student*-tényező (*Stange et al.*, 1966) értéke az  $n$  mintaszám függvényében;

- feltételezzük, hogy a C50/60 nyomószilárdsági osztályig bezárólag a 150 mm élhosszúságú, vegyesen tárolt próbakocka és a 150 mm átmérőjű, 300 mm magas, végig víz alatt tárolt próbahenger nyomószilárdságának összefüggése ( $f_{ci,cube,H} = 1,39 \cdot f_{ci,cyl}$ ), amely a szórások előírt értékére is fennáll, azaz  $\sigma_{cube,H} = 1,39 \cdot \sigma_{cyl}$ , illetve  $s_{cube,H} = 1,39 \cdot s_{cyl}$ ;
- a minta egy próbatestből is állhat;
- a kidolgozott eljárás értelemszerűen a végig víz alatt tárolt szabványos próbakockák és próbahengerek vizsgálata esetén is alkalmazható.

A beton a tervezett nyomószilárdsági osztálynak megfelel, ha a következő megfelelőségi feltételek egyidejűleg teljesülnek:

1. feltétel:

$$f_{cm,cyl,test} \geq f_{cm,cyl} = f_{ck,cyl} + t_n \cdot s_n \quad (24)$$

ahol  $s_n$  értéke nem lehet kisebb, mint az 5. táblázatban szereplő megengedett legkisebb szórás ( $s_{min}$ );

$t_n$  az 5 %-os alulmaradási hányadhoz és  $n$  mintaszámhoz tartozó,  $n - 1$  szabadságfokú Student-tényező, 50 %-os elfogadási valószínűség mellett, amelynek értékeit a 8. táblázat tartalmazza.

2. feltétel:

≤ C50/60 osztályú közönséges beton esetén:  $f_{ci,cyl} \geq f_{ck,cyl} - 4$ ;

≥ C55/67 osztályú nagyszilárdságú beton esetén:  $f_{ci,cyl} \geq 0,9 \cdot f_{ck,cyl}$ .

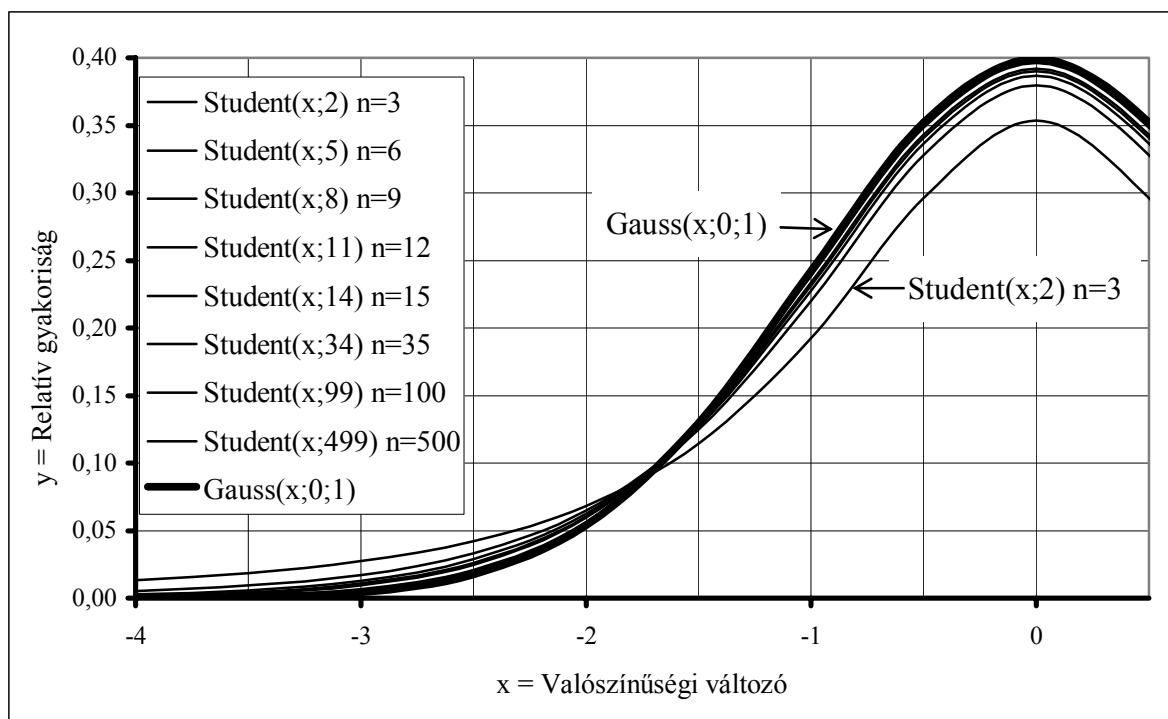
A mintaszámot, a szórás megengedett legkisebb értékét a próbatestek nyomószilárdságának javasolt átadás-átvételi vizsgálata esetére az 5. táblázat tartalmazza.

A nyomószilárdság átadás-átvételi vizsgálata minősítési tételeinek nagyságát és a nyomószilárdság vizsgálati próbatestek darabszámát a következő szempontok alapján kell kijelölni:

- egy tételbe az egyazon keverőben, azonos technológiával, azonos összetétellel készült, egy adott szerkezeti elembe (vagy egy időben épülő azonos szerkezeti elemekbe), egy egymást követő legfeljebb öt termelési napon, folyamatosan bedolgozott beton sorolható;
- egy tétel nyomószilárdság szerinti minősítéséhez a próbatestek darabszáma az 5. táblázatban szereplő darabszámnál kevesebb nem lehet;
- a próbatestek mintavételét a tételen belül egyenletesen kell elosztani.

5. táblázat: A próbatestek szükséges darabszáma és a szórás legkisebb, megengedett értéke nyomószilárdság átadás-átvételi vizsgálata esetén

Nyomószilárdsági osztály	C8/10 – C16/20		C20/25 – C50/60	C55/67 – C100/115
Környezeti osztály	XN(H), X0b(H), X0v(H)	Többi környezeti osztály	Valamennyi környezeti osztály	
Próbatestek darabszáma, legalább, $n$ db	200 m <sup>3</sup>	150 m <sup>3</sup>	100 m <sup>3</sup>	50 m <sup>3</sup>
	beton térfogatonként legalább 1 db, de tételenként legalább db			
	3	6	9	9
Szórás legkisebb, megengedett értéke, vegyesen tárolt, 150 mm élhosszúságú próbakockák esetén, $s_{min,cube,H}$ N/mm <sup>2</sup>				
$s_{min,cube,H}$ N/mm <sup>2</sup>	2	3	3	5
Szórás legkisebb, megengedett értéke, végig víz alatt tárolt, 150 mm átmérőjű és 300 mm magas próbahengerek esetén, illetve ezekre vonatkoztatva, $s_{min,cyl}$ N/mm <sup>2</sup>				
$s_{min,cyl}$ N/mm <sup>2</sup>	1,4	2,2	2,2	3,6



5. ábra: Gauss- és Student-eloszlások standardizált sűrűségfüggvénye

A nagy tartósságú beton átadás-átvételi megfelelőségi feltételek szerinti minősítésére 9 minta (9 próbakocka) vizsgálati eredménye alapján a 6. táblázatban mutatunk be példát.

A 7. táblázat számpéldájában a 6. táblázat nyomószilárdság vizsgálati eredményeit – összehasonlításként a Student-tényező alkalmazásával végzett átadás-átvételi vizsgálat eredményeinek értékelésével (6. táblázat) – a „rég”, MSZ 4719:1982 és MSZ 4720-2:1980 szabványok szerint, valamint az „új”, MSZ EN 206-1:2002 és MSZ 4798-1:2004 szabvány B1. táblázata azonossági feltétele szerint értékeltük.

6. táblázat: Számpélda a nagy tartósságú beton nyomószilárdság vizsgálati eredményeinek értékelésére átadás-átvételi vizsgálat esetén, a Student-tényező alkalmazásával

Minta jele (1 minta = 1 próbatest)	Próba- kocka $f_{ci,cube,test,H}$	Próba- henger $f_{ci,cyl,test}$	2. feltétel $f_{ci,cyl,test} \geq f_{ck,cyl} - 4$
1.	48,7	35,1	$35,1 > 21,0$
2.	47,7	34,4	$34,4 > 21,0$
3.	44,5	32,1	$32,1 > 21,0$
4.	46,6	33,6	$33,6 > 21,0$
5.	45,8	33,0	$33,0 > 21,0$
6.	47,6	34,3	$34,3 > 21,0$
7.	43,1	31,1	$31,1 > 21,0$
8.	43,8	31,6	$31,6 > 21,0$
9.	46,2	33,3	$33,3 > 21,0$
		$f_{cm,cyl,test} = 33,2$	átlag
		$s_9 = 1,37$	szórás
		$s_{min} = 2,2$	szórás legalább
		$t_9 = 1,86$	Student-tényező
		$f_{ck,cyl,test} = f_{cm,cyl,test} - t_9 \cdot s_{min} = 33,2 - 4,1 = 29,1$	
1. feltétel			
$f_{ck,cyl,test} = 29,1 > 25,0 = f_{ck,cyl}$			
$f_{cm,cyl,test} = 33,2 > 29,1 = f_{cm,cyl} = f_{ck,cyl} + t_9 \cdot s_{min}$			
Nyomószilárdsági osztály: C25/30		Mértékegység: N/mm <sup>2</sup>	

7. táblázat: Számpélda a 6. táblázat nyomószilárdság vizsgálati eredményeinek a „rég” (MSZ 4719:1982 és MSZ 4720-2:1980) és az „új” (MSZ EN 206-1:2002, MSZ 4798-1:2004 szabvány B1. táblázata) betonszabványok szerint értékelésére

Minta jele (1 minta = 1 próbatest)	Próbakocka $f_{ci,cube,test,H}$	Jellemzők	Értékelés az MSZ 4719, MSZ 4720-2, MÉASZ ME- 04.19 szerint	Értékelés az MSZ EN 206-1, MSZ 4798-1 szerint
1.	48,7			
2.	47,7			
3.	44,5	Szórás legalább	2,0	(3,0)
4.	46,6	$s_{min,cube,H} =$		
5.	45,8	<i>Student</i> -tényező $t_9 =$	1,82	–
6.	47,6	Ferdeségi tényező $k_R =$	1,24	–
7.	43,1	$R_{k,cube,test,H} =$	46,0 – 4,5 =	–
8.	43,8	$R_{m,cube,test,H} - k_R \cdot t_9 \cdot s_{min,cube,H}$	41,5	–
9.	46,2	$R_{k,cube,test,H} = R_{m,cube,test,H}$	–	46,0 – 4 =
Átlag $R_{m,cube,test,H} =$	46,0	– 4	–	42,0
Szórás $s_{9,cube,H} =$	1,89	$R_{k,cube,test,H} \geq R_{k,cube,H}$	41,5 > 40,0	42,0 > 40,0
Mértékegység: N/mm <sup>2</sup>	Feltétel:	$R_{k,cube,H} \rightarrow R_{k,cvl}$	40,0 → 35,0	40,0 → 30,0
Nyomószilárdsági osztály:			C35	C30/37

8. táblázat: Alulmaradási tényezők

Mintaszám $m$ $n$	<i>Taerwe</i> - tényező $\lambda_n$  ( <i>Taerwe</i> , 1986)	<i>Student</i> - tényező $t_n$  ( <i>Stange</i> et al., 1966)	Szabadság fok a <i>Student</i> - féle $t$ -eloszlás esetén $n - 1$
2		6,314	1
3	2,67	2,920	2
4	2,20	2,353	3
5	1,99	2,132	4
6	1,87	2,015	5
7	1,77	1,943	6
8	1,72	1,895	7
9	1,67	1,860	8
10	1,62	1,833	9
11	1,58	1,812	10
12	1,55	1,796	11
13	1,52	1,782	12
14	1,50	1,771	13
15	1,48	1,761	14
20		1,729	19
30		1,699	29
		1,645	$\infty$

A 8. táblázatban (a *Taerwe*-tényező mellett) az egyoldali 5 %-os alulmaradási hányadhoz tartozó *Student*-tényező értékei találhatóak, 50 %-os elfogadási valószínűség esetére (*Stange* et al., 1966). A 8. táblázatban szereplő *Student*-tényező az  $N(0,1)$  eloszlású  $t$ -eloszlás – egyoldali 5 %-os alulmaradási hányadához tartozó –  $t_{95\%,f}$  valószínűségi változója ( $p = 0,05$  értékhez tartozó kvantilise, küszöb értéke, ha  $n$  a mintaszám, és ha  $n - 1$  a  $t$ -eloszlás szabadságfoka).

A 8. táblázatbeli *Student*-tényező értékek bizonyos mértékig eltérnek az MSZ 4720-2:1980 szabvány *Student*-tényezőitől, mert az utóbbiakat közelítő számítással határozták meg (*Owen*, 1962; *Palotás*, 1979, 9.93.4. szakasz; *Szalai*, 1982, 2.8.5. szakasz).

Ha  $n \rightarrow \infty$ , akkor a *Student*-féle  $t$ -eloszlás a *Gauss*-féle normális eloszláshoz tart (5. ábra).



## 8. MEGÁLLAPÍTÁSOK

Az MSZ EN 1992-1-1:2005 (Eurocode 2) szerint az épületek és egyéb szokásos építmények tervezett használati élettartama 50 év, a monumentális épületek, hidak és más építőmérnöki szerkezetek (pl. közlekedéscsatornák, vízpótlási stb. műtárgyak) tervezett használati élettartama 100 év, amely második esetben a beton mindenképpen nagy tartósságú legyen. A nagy tartósságú beton nem feltétlenül nagyszilárdságú, hanem az jellemzi, hogy a 100 év tervezett használati élettartam alatt biztonsággal hordja egyrészt a terhelési és hőmérsékleti, másrészt a környezeti hatásokat. A hatásokkal szembeni ellenállás egyik feltétele – nemcsak nagy tartósságú beton esetén – hogy a beton nyomószilárdságának tapasztalati jellemző értéke kellő biztonsággal feleljen meg a nyomószilárdság tervezési értékéből származtatott előírt jellemző (karakterisztikus) értéknek.

Ennek érdekében az alulmaradási tágasság próbatest mérettől és tárolási módtól függő hatását kiküszöbölendő a 150 mm élhosszúságú, vegyesen (vagy végig víz alatt) tárolt próbakockákon mért egyes nyomószilárdsági eredményeket a 150 mm átmérőjű, 300 mm magas, végig víz alatt tárolt próbahenger nyomószilárdságára kell átszámítani, és ezeket az átszámított egyes nyomószilárdságokat kell az MSZ EN 206-1:2002 szerinti megfeleléségi feltételek mellett értékelni, illetve az átlagos nyomószilárdság és a nyomószilárdság tapasztalati jellemző értékének kiszámításához alkalmazni.

Az új betonszabványok (MSZ EN 206-1:2002 és MSZ 4798-1:2004) szerint a gyártás kezdeti és folyamatos szakaszában a betont a gyártó vizsgálja, és a folyamatosan gyártott beton vizsgálati eredményeiből 70-30 %-os átadás-visszautasítási valószínűségre meghatározott jellemző érték alapján megfeleléségi nyilatkozatot tesz. A megfeleléségi nyilatkozat megbízhatóságát a beton megrendelője átadás-átvételi vizsgálattal ellenőrzi. A folyamatos és az átadás-átvételi vizsgálat eredményének értékelését jelentősen befolyásolja a jellemző érték kiszámításának módszere, amiben az alulmaradási tényező értékének van meghatározó szerepe. Szerkezeteink biztonsága és tartóssága szempontjából a nyomószilárdság vizsgálati eredményeket – általában, de a 100 év használati élettartamú, nagy tartósságú betonok esetén feltétlenül – olyan, a *Student*-tényezőt használó módszerrel kell értékelni, amelyben az átadó és az átvevő kockázata 50-50 %.

## 9. JELÖLÉSEK

$A(p)$	$p$ alulmaradási hányadú beton elfogadási valószínűsége
$C$	közönséges beton nyomószilárdsági osztályának betűjele
$f$	<i>Student</i> -féle $t$ -eloszlás szabadságfoka
$f_c$	beton nyomószilárdsága
$f_{cd}$	beton nyomószilárdságának tervezési értéke
$f_{ci}$	beton nyomószilárdságának egyes tapasztalati értéke
$f_{ck}$	beton nyomószilárdságának előírt jellemző (karakterisztikus) értéke
$f_{cm}$	beton nyomószilárdságának előírt átlag értéke
$f_{cm,test}$	beton nyomószilárdságának tapasztalati átlag értéke
$f_{c,cube}$	végig víz alatt tárolt, 150 mm élhosszúságú beton próbakocka előírt nyomószilárdsága
$f_{c,cube,H}$	vegyesen tárolt, 150 mm élhosszúságú beton próbakocka előírt nyomószilárdsága
$f_{ci,cube,test,H}$	vegyesen tárolt, 150 mm élhosszúságú beton próbakocka nyomószilárdságának egyes tapasztalati értéke
$f_{ck,cube,H}$	vegyesen tárolt, 150 mm élhosszúságú beton próbakockák nyomószilárdságának előírt jellemző (karakterisztikus) értéke

$f_{cm,cube,H}$	vegyesen tárolt, 150 mm élhosszúságú beton próbakockák nyomószilárdságának előírt átlag értéke
$f_{cm,cube,test,H}$	vegyesen tárolt, 150 mm élhosszúságú beton próbakockák nyomószilárdságának tapasztalati átlag értéke
$f_{c,cyl}$	végig víz alatt tárolt, 150 mm átmérőjű, 300 mm magas beton próbahenger előírt nyomószilárdsága
$f_{ci,cyl,test}$	végig víz alatt tárolt, 150 mm átmérőjű, 300 mm magas beton próbahenger nyomószilárdságának egyes tapasztalati értéke
$f_{ck,cyl}$	végig víz alatt tárolt, 150 mm átmérőjű, 300 mm magas beton próbahengerek nyomószilárdságának előírt jellemző (karakterisztikus) értéke
$f_{ck,cyl,test}$	végig víz alatt tárolt, 150 mm átmérőjű, 300 mm magas beton próbahengerek nyomószilárdságának tapasztalati jellemző (karakterisztikus) értéke
$f_{cm,cyl}$	végig víz alatt tárolt, 150 mm átmérőjű, 300 mm magas beton próbahengerek nyomószilárdságának előírt átlag értéke
$f_{cm,cyl,test}$	végig víz alatt tárolt, 150 mm átmérőjű, 300 mm magas beton próbahengerek nyomószilárdságának tapasztalati átlag értéke
$L(p,n,c)$	<i>Poisson</i> -féle eloszlás eloszlásfüggvény
$n$	mintaszám
$p$	alulmaradási hányad
$p(x)$	valószínűségi sűrűségfüggvény
$R_{cube,test}$	vegyesen tárolt, 150 mm élhosszúságú beton próbakocka nyomószilárdságának egyes tapasztalati értéke az MSZ 4720-2:1980 szabvány szerint
$R_{k,cube}$	vegyesen tárolt, 150 mm élhosszúságú beton próbakockák nyomószilárdságának előírt jellemző értéke az MSZ 4720-2:1980 szabvány szerint
$R_{k,cube,test}$	vegyesen tárolt, 150 mm élhosszúságú beton próbakockák nyomószilárdságának tapasztalati jellemző értéke az MSZ 4720-2:1980 szabvány szerint
$R_{m,cube,test}$	vegyesen tárolt, 150 mm élhosszúságú beton próbakockák nyomószilárdságának tapasztalati átlag értéke az MSZ 4720-2:1980 szabvány szerint
$R_{k,cyl}$	vegyesen tárolt, 150 mm átmérőjű, 300 mm magas beton próbahengerek nyomószilárdságának előírt jellemző értéke az MSZ 4720-2:1980 szabvány szerint
$s_{min}$	végig víz alatt tárolt, 150 mm átmérőjű, 300 mm magas beton próbahengerek nyomószilárdságának előírt legkisebb szórása
$s_n$	végig víz alatt tárolt, 150 mm átmérőjű, 300 mm magas beton próbahengerek nyomószilárdságának tapasztalati szórása
$t_n$	<i>Student</i> -tényező
$x$	valószínűségi változó
$\alpha_{cc}$	tartós szilárdsági tényező
$\Delta$	alulmaradási tágasság
$\sigma$	végig víz alatt tárolt, 150 mm átmérőjű, 300 mm magas beton próbahengerek nyomószilárdságának elméleti szórása
$\sigma_{min}$	végig víz alatt tárolt, 150 mm átmérőjű, 300 mm magas beton próbahengerek nyomószilárdságának előírt legkisebb elméleti szórása
$\sigma_n$	beton nyomószilárdságának ismeretlen valószínűségi elméleti szórása
$\gamma_c$	betonszilárdság biztonsági tényezője
$\lambda_n$	alulmaradási tényező
$\mu$	beton nyomószilárdságának valószínűségi várható értéke

## 10. KÖSZÖNETNYILVÁNÍTÁS

A szerző köszönetét fejezi ki *dr. Megyesi Zoltán okl. matematikusnak*, aki az új betonszabványok megfelelőségi feltételeinek matematikai értelmezésében volt szíves hathatós segítséget nyújtani.

## 11. HIVATKOZÁSOK

MSZ 4719:1982 „Betonok”

MSZ 4720-2:1980 „A beton minőségének ellenőrzése. Általános tulajdonságok ellenőrzése”

MSZ 4798-1:2004 „Beton. 1. rész: Műszaki feltételek, teljesítőképesség, készítés és megfelelőség, valamint az MSZ EN 206-1 alkalmazási feltételei Magyarországon”

MSZ 15022-1:1986 „Építmények teherhordó szerkezeteinek erőtan tervezése. Vasbeton szerkezetek”

MSZ EN 206-1:2002 „Beton. 1. rész: Műszaki feltételek, teljesítőképesség, készítés és megfelelőség”

MSZ EN 1992-1-1:2005 „Eurocode 2: Betonszerkezetek tervezése. 1-1. rész: Általános és az épületekre vonatkozó szabályok”

MSZ ENV 13670-1:2000 „Betonszerkezetek kivitelezése. 1. rész: Általános előírások”

MÉÁSZ ME-04.19:1995 „Beton és vasbeton készítése. 6. fejezet: Vizsgálat, minőség-ellenőrzés, minőségtanúsítás. Műszaki előírás”

Felix M., Bláha K. (1964), „Matematikai statisztika a vegyiparban”, *Műszaki Könyvkiadó, Budapest*

Owen, D. B. (1962), „Handbook of statistical tables”, *Addison-Wesley Publishing Company, Reading, Massachusetts, Palo alto – London*

Palotás L. (1979), „Mérnöki szerkezetek anyagana 1. Általános anyagismeret”, *Akadémiai Kiadó, Budapest*

Stange, K., Henning, H.-J. (1966), „Formeln und Tabellen der mathematischen Statistik”, *Springer-Verlag, Berlin/Heidelberg/New York*

Szalai K. (szerk.) (1982), „A beton minőségellenőrzése”, *Szabványkiadó, Budapest*

Szalai K., Huszár Zs., Kovács T. (2005), „Közúti betonhidak tervezése az Eurocode alapján” és „Közúti hidakat terhelő erők és hatások az Eurocode alapján”, *Kézirat, BME Hidak és Szerkezetek Tanszék, Budapest*

Taerwe, L. (1986), „A General Basis for the Selection of Compliance Criteria”, *IABSE Proceedings P-102/86*, pp. 113-127, ETH-Hönggerberg, Zürich

Zäschke, W. (1994), „Conformity Criteria for Compressive Strength of Concrete”, *Concrete Precasting Plant and Technology*, 9/1994, pp. 94-100, *Bauverlag GmbH, Wiesbaden*

## A KORRÓZIÓ TERJEDÉSE A BETONACÉLOKBAN

*Dr. Tóth Zoltán kandidátus, főiskolai tanár, Dr. Molnár Viktor PhD, egyetemi docens  
Széchenyi István Egyetem  
9026 Győr, Egyetem tér 1.  
Email: molnarv@sze.hu*

### ÖSSZEFOGLALÁS

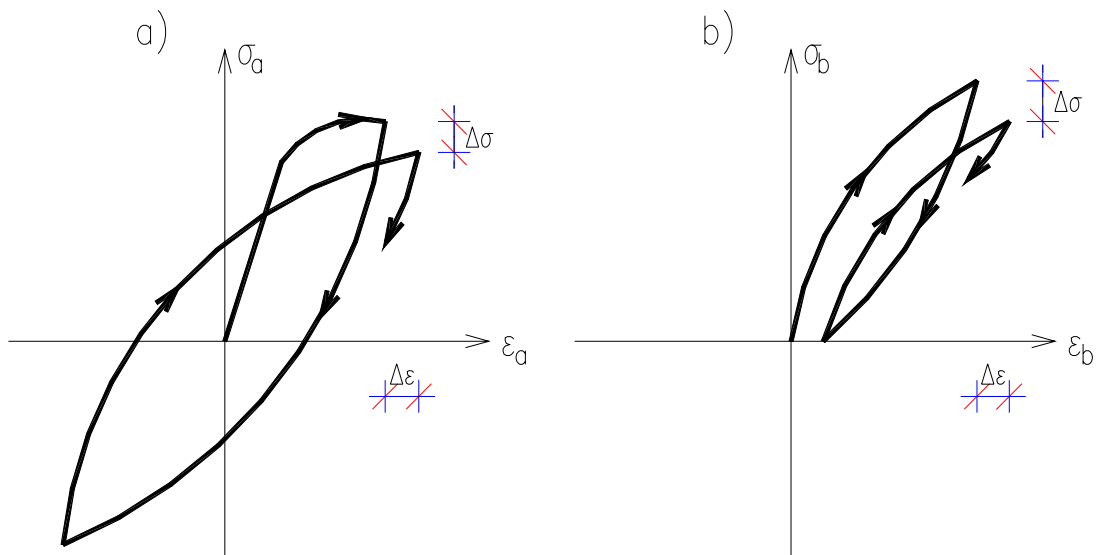
A topográfiai (domborzati) viszonyok miatt Magyarországon igen sok vasbeton hídnál lehet arra számítani, hogy ütközésből származó betonfedés hiány, ill. acélbetét sérülés keletkezik, majd a szabadba került acélbetéteken sókorrózió okozta, lyukkorrózió lép fel. Ezen felületi, ill. folytonossági hiányok fáradási törés kiindulópontjai lehetnek. A hidaknál előforduló nagy teherismétlés okozta fárasztó igénybevétel hatására, a felületi hibák növekedése várható, amelyek törésmechanikai elvek segítségével vizsgálhatók. A vizsgálataink során azt tapasztaltuk, hogy a hidak fáradási terheinek gyakorisága a különböző szabványok előírásaival szemben ( $10^6$ - $2 \times 10^6$ ), 100 éves élettartamot feltételezve,  $50 \times 10^6$ - $100 \times 10^6$  között van. A mesterséges felületi bemetszésekkel gyengített bebetonozott betonacélok változó amplitúdókkal végzett fáradásvizsgálata egyértelműen igazolta a repedés növekedésének lassulását.

### 1. BEVEZETÉS

Napjainkra a betontartósság vizsgálatának fontossága egyenrangúvá vált a mechanikai hatások vizsgálatának fontosságával. A vasbeton szerkezetek tartósságát igen sok tényező befolyásolja, többek között a betonfedés hiánya okozta acélbetét korrózió. Ha a betonfedés tönkremegy, a korrózió megtámadja a vasalást. A szabadba került vasalás a korrodálódás felgyorsulása mellett még sebezhetővé is válik – pl. a hidak világában járműütközés okozta – lokális mechanikai károsodásokkal szemben, amelyek a betéteken felületi sérüléseket okozhatnak. Így halmozott károsodás állhat fenn kisebb ürszelvénymagasságok esetén. Ez pedig a betétek fáradásához vezethet, ami a vasbetonszerkezetek tartósságát igen károsan befolyásolhatja. Ezért betontakarási hiányosság miatt korróziós károsodást szenvedett, mechanikailag sérült betonacélok tönkremenetelét vizsgáltuk. Fentiek elvégzéséhez felhasználtuk a fáradás-, a rugalmas-képlékeny törésmechanika- és az alakváltozási munka elméleteit és ezek segítségével vizsgáltuk a sérülés növekedését ismétlődő terhek hatására. Végül laboratóriumi kísérlettel vizsgáltuk a hiba terjedését természetes nagyságú modellen.

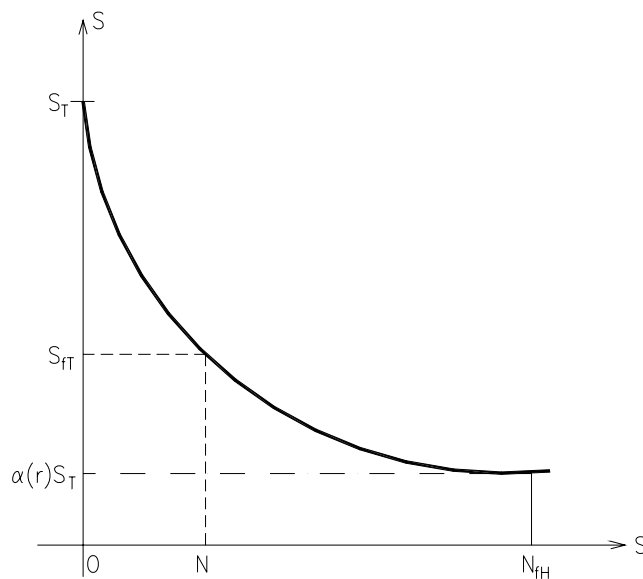
### 2. AZ ACÉLBETÉTEK FÁRADÁSA

A acél-, ill. a feszítőbetétek gyakran ismétlődő terhek hatására kifáradnak, aminek teherbírási és merevségi degradáció a következménye. A teherismétlések számának növekedésével a határfeszültség folyamatosan csökken miközben az alakváltozás nő (1. ábra).



1. ábra: Az acél és a beton szilárdsági és merevségi degradációjának szemléltetése

A legismertebb Wöhler féle fáradáselmélet az anyagok fáradását hiperbolával írja le, (2. ábra (1)), amelyet ma gyakran linearizált formában vagy szemilogaritmikus, ill. kettős logaritmikus koordináta rendszerben ábrázolnak.



2. ábra: A Wöhler-féle fáradási (S-N) diagram

A Wöhler szerinti fáradási törvény

$$S_{rT}^m \times N = \alpha^m \times (R) \times S_T^m \times N_{rH} \quad (1)$$

(R)  $\Rightarrow -1 \leq r = S_{\min} / S_{\max} \leq 1$  lengési tartományhoz rendelhető módosító tényező, amelynek értékei különböző kutatók szerint a következők, (1. táblázat). (A jelölések magyarázata a 14. pontban látható.)

Kutató		R
Johnson-Goodman		$3/(2-r)$
Gobel		$(r+3)/2$
Jasper	$r \leq 0$	$\sqrt{\frac{2}{1+r^2}}$
	$r \geq 0$	$\sqrt{\frac{2}{1-r^2}}$
Odin		$\sqrt{\frac{2}{1-r}}$
Walker-Forman		$(1-r)^n$

1. táblázat:  $-1 \leq r = S_{\min} / S_{\max} \leq 1$  lengési tartományhoz rendelhető módosító tényezők

A Wöhler-féle kísérleti állandót a kutatók (Gaede, Aas-Jakobsen, Holmen, Siemen, Hordijk) állandó amplitúdójú stacioner lengéstartományban, betonoknál  $N_{FH}=10^6$ , acéloknál  $N_{FH}=2 \times 10^6$  határlengésszámmal közép- és nagyszilárdságú betonokra határozták meg. Eredményeik szerint a kísérleti állandó egyirányú nyomásnál C25-C50-es betonszilárdsági tartományban  $m=30-20$ ,  $R > C50$  tartományban pedig  $m=20-15$ .

Az acél fáradásának kutatása során a kutatók egyirányú húzókérdéseinek eredményét Hächchen és Ponomariov foglalták össze, (2. táblázat).

Kutató	$R_T$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\alpha$ (r=1)	m
Hächchen (1956)	$\leq 500$	0,6	10
	$500 < R_T \leq 700$	0,5	8
	$700 < R_T \leq 1200$	0,4	6,5
Ponomariov (1962)	$R_T > 1200$	0,35	5

2. táblázat: m kísérleti állandók az acél egyirányú húzókérdése során

Az acél fáradásának kutatása során a kutatók (Zsukov, Stribeck, Mailander) az acélok lengőszilárdságának becslésére ( $r = -1$  esetére), a törési és a folyási feszültség ismeretében empirikus összefüggéseket adtak meg.

$$S_{FH} = 0,27 \cdot R_T + 185 \quad (\text{Zsukov}) \quad (2/a)$$

$$S_{FH} = 0,285 \cdot (R_T + R_F) \quad (\text{Stribeck}) \quad (2/b)$$

$$S_{FH} = 0,25 \cdot (R_T + R_F) + 50 \quad (\text{Mailander}) \quad (2/c)$$

Ahol  $R_T$  a törő,  $R_F$  a folyási feszültség.

## 2.1 Lineáris fáradási modellek

A fáradási vizsgálatok eredményeit nemzetközi ajánlások linearizált bilineáris, ill. trilineáris formában, szem-, ill. kettős logaritmikus koordináta rendszerben adják meg.

Bilineáris diagramok

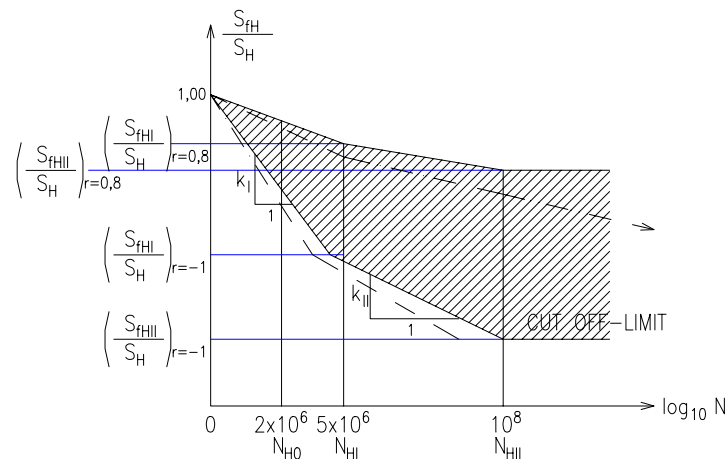
$$\frac{S_{fH}}{S_H} = 1 - k_I \cdot \log N \quad \text{ahol: } 1 < N < N_{HI} = 5 \cdot 10^6 \quad (3)$$

Trilineáris diagramok

$$1 \leq N \leq N_{HI} \text{ tartományban: } \frac{S_{fH}}{S_H} = 1 - k_I \cdot \log N \quad (3/a)$$

$$N_{HI} \leq N \leq N_{HII} \text{ tartományban: } \frac{S_{fHII}}{S_H} = 1 - K_{II} \cdot \log N \quad (3/b)$$

Látható, hogy a linearizált modell egyenes szakaszainak dőlésszöge változó és végül vízszintes egyenesbe megy át, ami mutatja, hogy a fáradás folyamata lecsengett, azonban a sérült és korrodálódott elemek fáradása felgyorsul és elveszíti kifáradásának alsó határértékét, mivel a fáradási folyamat nem stabilizálódik. Ezt mutatja az eredményvonal (3. ábra).



3. ábra: A betonacél fáradási görbéje sérülésmentes és sérült állapot esetén

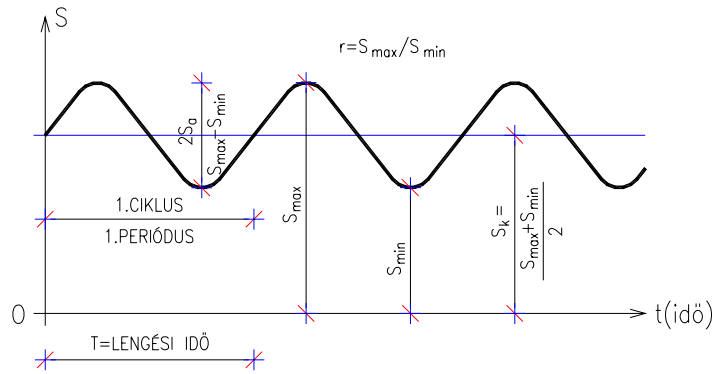
## 2.2 A fáradt törés határfeltételei

A fáradt törés bekövetkezését az ismétlődő terhek által kiváltott feszültségek szélső értékei  $S_{\max}$  és  $S_{\min}$  határozzák meg. Ezek ismeretében kiszámítható:

- a lengések amplitúdója: 
$$S_a = \frac{S_{\max} - S_{\min}}{2} \quad (4)$$

- a lengés-amplitúdók középértéke: 
$$S_k = \frac{S_{\max} + S_{\min}}{2} \quad (5)$$

- a lengés tágassága, (4. ábra) 
$$-1,0 \leq r = \frac{S_{\min}}{S_{\max}} \leq 1,0 \quad (6)$$



4. ábra: Az állandó teher-amplitúdóval végzett fárasztó vizsgálat lengéssjellemzői

Ezek ismeretében a törés bekövetkezésének feltétele különböző kutatók szerint:

- Goodman szerint:  $\frac{S_a}{S_{FT}} + \frac{S_k}{S_T} = 1$  (7/a)
- Soderberger szerint:  $\frac{S_a}{S_{FT}} + \frac{S_k}{S_T} = 1$  (7/b)
- Gerber szerint:  $\frac{S_a}{S_{FT}} + \left(\frac{S_k}{S_T}\right)^2 = 1$  (7/c)
- Morrow szerint:  $\frac{S_a}{S_T} + \frac{S_k}{\sigma_c} = 1$  (7/d)

A jelölések magyarázata a 9. pontban látható.

### 2.3 Az eddigi laboratóriumi fáradási vizsgálatok kritikai értékelése

A fáradás vizsgálatok végrehajtását előírások szabályozzák ( pl. DIN-50100 ), azonban ezeket is kritika tárgyává kell tenni, mivel:

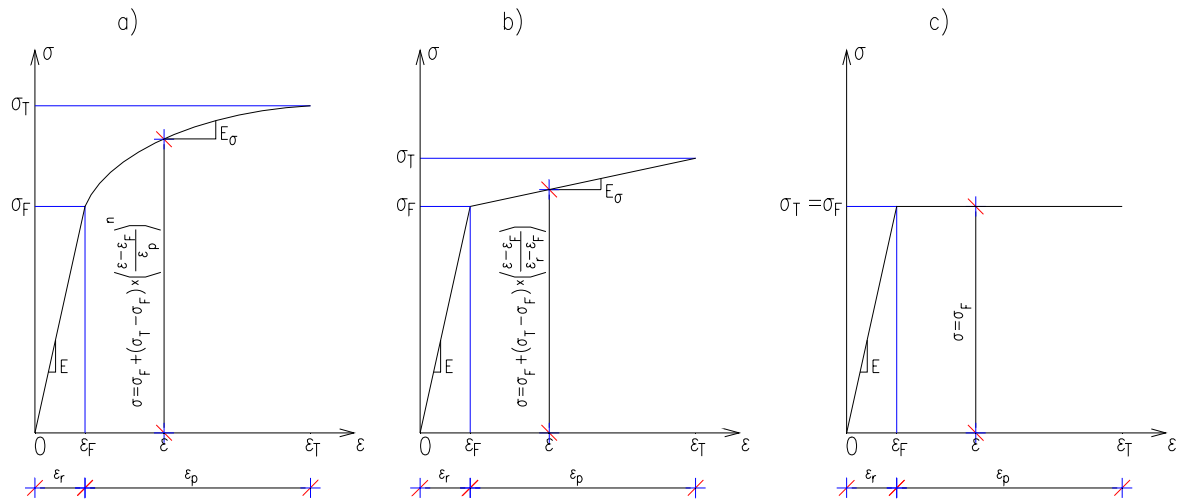
- a teherismétlődések száma az előírások szerinti  $N=10^6$  -  $2 \times 10^6$ -nal szemben tényleges forgalomszámlálási adatok szerint  $N= 10^{10}$ - $10^{15}$  teherismétlési számot is elérheti 100 éves élettartalommal számolva;
- így a fáradási folyamat lecsengését (stabilizálódását)  $N= 10^8$ - $10^{12}$  lengésváltozás határozza meg, az-az az  $N= 10^6$ - $2 \times 10^6$  lengésszámhoz rendelt  $S_{th}$  érték a fáradási diagramnak nem a végértéke, hanem egy közbenső pontjának felel meg;
- fenti értékek meghatározásához a kísérleteket ép, sérülésmentes próbatesteken végezték el, míg a sérült vasbeton hídszerkezeteken egy konszolidálás nélküli fáradási folyamat játszódik le.

### 3. ACÉL ANYAGTÖRVÉNYEK

Fentiek tudomásulvételével a sérült vasbeton hídszerkezetek fáradása csak tényleges teherspektrumok és kimért feszültség-amplitúdók birtokában elemezhető.



A fáradási vizsgálatok egyértelműen igazolják, hogy a hibás – berepedt, korrodálódott – elemek fáradási folyamatának lecsengése felgyorsul, a kifáradás rövidebb idő alatt következnek be. **Eme jelenség magyarázata a lineár-rugalmas és a rugalmas-képlékeny törésmechanikai alapelvek mentén fogalmazható meg (5. ábra).**



5. ábra: Az acélok idealizált feszültség-alakváltozás diagramjai: a.) lineárisan rugalmas-képlékeny, b.) bilineáris rugalmas-képlékeny, c.) bilineáris tökéletesen rugalmas-tökéletesen képlékeny anyagmodellek

Griffith megfogalmazása szerint a repedés növekedése akkor következik be, ha a szerkezetben annyi energia halmozódik fel, amennyi a repedés növekedéséhez szükséges. Az energia megmaradásának elvéből kiindulva felírható:

$$\frac{dU}{da} (F - U) = \frac{dW}{da} \quad (8)$$

- ahol:  $F$  = a külső erők munkája  
 $U$  = a belső erők munkája  
 $W$  = a repedés növekedéséhez – töréshez – szükséges munka  
 $a$  = a gyengítés mélysége

### 3.1 A lineárisan rugalmas törésmechanika energiatétele

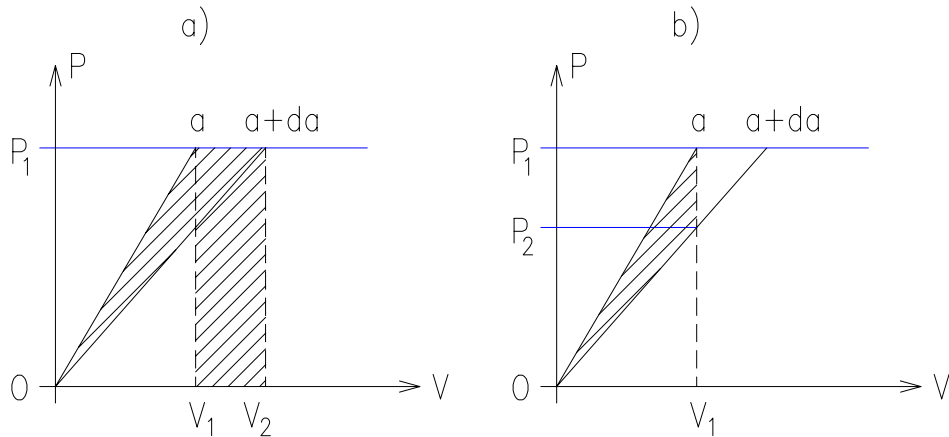
Az energia tétel értelmezése a lineárisan rugalmas tartományban a (6. ábra) szerint:

$$\frac{dw}{da} = \frac{1}{2} P_1 (v_2 - v_1) - P_1 (v_2 - v_1) \quad (9/a) \quad \text{vagy}$$

$$\frac{dw}{da} = \frac{1}{2} P_1 (v_2 - v_1) = G \quad (9/b)$$

egyenlőség alapján fogalmazható meg, ahol a „ $G$ ” rugalmas állapotban a repedés terjedéséhez szükséges, az egységnyi keresztmetszeti területre vonatkoztatott fajlagos energia  $\text{Nmm}^{-1}$ -ben kifejezve, azaz

$$G = \frac{K^2}{E} = \frac{\beta^2 \pi \sigma^2 a}{E} \quad (10)$$



$$a) \frac{dW}{da} = \frac{1}{2} P_1 (V_2 - V_1)$$

$$b) \frac{dW}{da} = \frac{1}{2} (P_2 - P_1) V_1$$

6. ábra: Az energia tétel értelmezése: a.) állandó erő-, b.) állandó alakváltozás figyelembevételével

### 3.2 A rugalmas-képlékeny törésmechanika energiatétele

A törés folyamata gyakran a képlékeny tartományban cseng le. Ebben az esetben a jellemző törési paraméter az ún. „J” kontúrintegrál. Mechanikai tartalmát tekintve megegyezik G-vel a képlékeny tartományra kiterjesztve. A törési feltétel ebben az esetben is:

$$-\frac{dU}{da} = \frac{dw}{da} \quad (11)$$

egyenlőség fejezi ki.

A töréskor felemésztett energia két részre bontható, a rugalmas és a képlékeny tartományban felemésztett fajlagos energiára, azaz:

$$I = \frac{dw}{da} = \left( \frac{dw}{da} \right)_R + \left( \frac{dw}{da} \right)_p = I_r + I_p \quad (12/a)$$

$$\text{ahol: } I_r = \left( \frac{dw}{da} \right)_p = \frac{\beta^2 \pi \sigma^2 a}{E} = \frac{K^2}{E} = G \quad (12/b)$$

valamint a Ramberg-Osgood modell elfogadásával

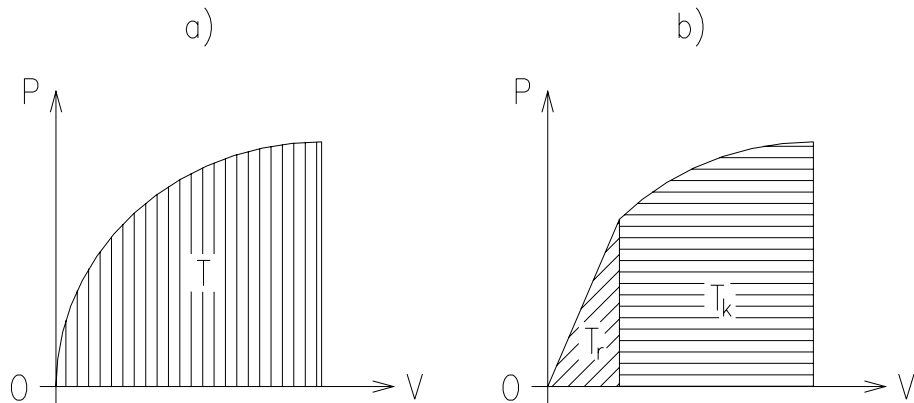
$$I_p = \left( \frac{dw}{da} \right)_p = \frac{B * \beta^{m+1} * a}{E_p} \quad (12/c)$$

ahol a „B” és „m” kísérleti állandók (jó közelítéssel B=6; m=7), a képlékeny tartomány „kvasi” Joung modulusa ( $E_p = 2 \times 10^{12} \text{N/mm}^2$ )

A rugalmas szakaszon belül  $E_p = E$  a rendes rugalmassági modulus.

A sérülés csúcánál kialakuló képlékeny tartomány kis terjedelme lehetőséget nyújt egyszerűsítésre. Az egyszerűsítési törekvések közül alkalmazásra javasoljuk Irwin javaslatát, miszerint:

A „J” integrál valódi értéke a vizsgált próbatest minőségétől, méretétől, valamint a hiba nagyságától, alakjától és helyzetétől függően, széles határok között változik. A vizsgálatok elvi alapja a mért erő-alakváltozási összefüggések alapján meghatározható alakváltozási energia (7. ábra).



7. ábra: Az J integrál kísérleti meghatározásának elvi alapja

A vizsgálatok Rice és Sumpter eredményei alapján:

$$J = \frac{2T}{A_h}; \quad \text{illetve} \quad J = \frac{\eta_r * T_r + \eta_k * T_k}{A_h} \quad (13)$$

ahol:

$T$  = a nem lineárisan viselkedő anyag esetén az erő-alakváltozási diagram (P-v) területe

$T_r$ , ill.  $T_k$  a rugalmas-képlékeny anyag erő-alakváltozási diagramjának (rugalmas és képlékeny szakaszok) részterületei.

$\eta_r = 1,7-2,0$  a rugalmas tartomány szorzója

$\eta_k = 1,1-1,2$  a képlékeny tartomány szorzója

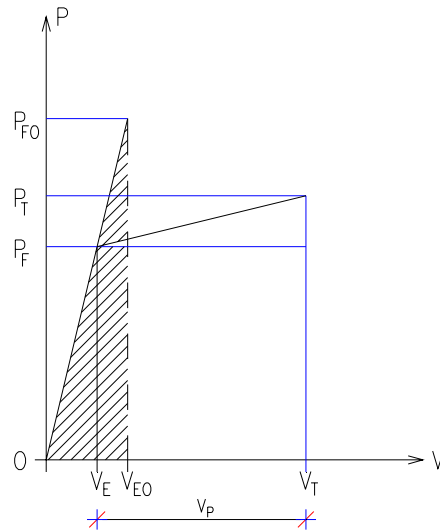
$A_h$  = a képlékeny állapotban levő hasznos (csökkentett keresztmetszet).

### 3.3 A húzott acélbetétek alakváltozási munkája

A húzott betonacél alakváltozási munkája az alkalmazott anyagmodelltől függetlenül a P-v erő-alakváltozás diagram területével azonos, vagyis:

$$U = \int P(v) dv \quad (14)$$

Ez alapján vizsgáljuk az összes alakváltozási munka (rugalmas és képlékeny) mennyiségét (8. ábra).



8. ábra: A bilineáris erő és alakváltozási modell linearizálása

A levezetés mellőzésével, az ideálisan rugalmas – képlékeny modell esetében ( $P_T=P_F$ )

A duktilitási tényező:

$$D = 1 + 2 \frac{V_P}{V_E} + \left( \frac{P_T}{P_F} - 1 \right) \frac{V_P}{V_E} \quad (15)$$

és

$$P_{f0} = P_F \sqrt{2d_v - 1}. \quad (16)$$

#### 4. A KONTÚRINTEGRÁL ÉRTELMEZÉSE A FELÜLETÜKÖN SÉRÜLT KÖRACÉL RUDAK TÖRÉSMECHANIKAI VIZSGÁLATÁBAN

A J kontúrintegrál értéke acél és műanyag lemezek esetében kidolgozott, de ismeretlen sérült köracélok (betonacélok) esetén nem.

A fáradt törés, ezen belül a sérült elemek fáradási folyamatának számszerű követéséhez az J kontúrintegrál megbízható támaszpontot nyújt, mivel a rugalmas lineáris tartomány alakváltozási munkáján túlmenően, a nem lineáris képlékeny tartomány alakváltozási munkáját is kifejezésre juttatja. Ezért fokozott jelentősége van a szokványos hídépítési betonacélok korróziós fáradásának vizsgálatában, amelyek jelentős képlékeny tartománnyal is rendelkeznek.

Elfogadva az 5.b ábra szerinti bilineáris anyagmodellt, a teljes alakváltozási munka és a lineárisan rugalmas alakváltozási munka viszonyszámát – amint azt az előző pontban bemutattuk a duktilitási tényezővel fejezhetjük ki, amely a fajlagos megnyúlások megjelenítésével az alábbi alakra hozható:

$$D = D_\varepsilon = 1 + 2 \cdot \frac{\varepsilon_p L}{\varepsilon_F L} + \left( \frac{\sigma_T A}{\sigma_F A} - 1 \right) \frac{\varepsilon_p L}{\varepsilon_F L} = 1 + 2 \frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_F} + \left( \frac{\sigma_T}{\sigma_F} - 1 \right) \frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_F} \quad (17)$$

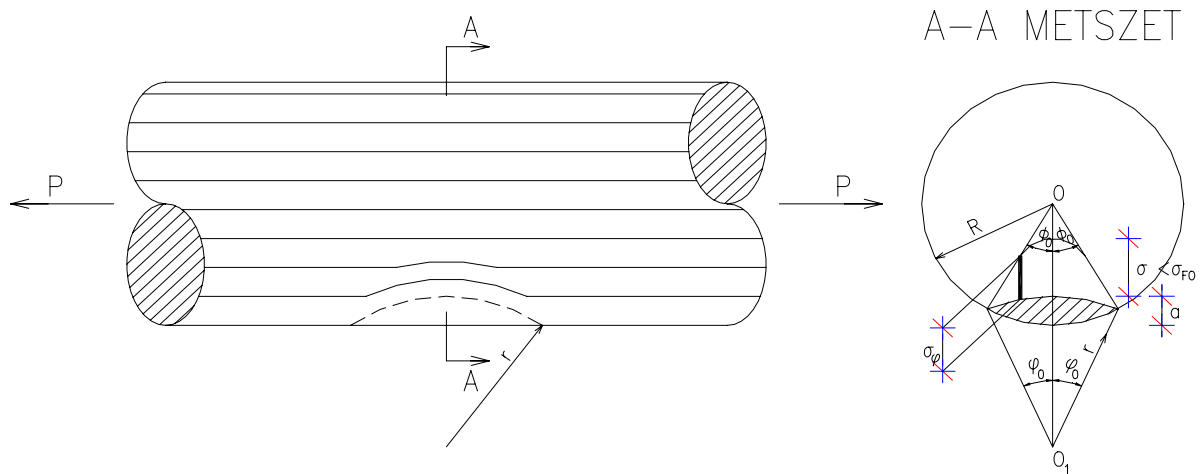
A linearizált rugalmas – képlékeny anyagmodell (8. ábra) alkalmazásával a J kontúrintegrál fizikai tartalmát a

$$J = \frac{dw}{da} = \frac{1}{2} \frac{P_o}{A_h} = \frac{1}{2E} \int_o^s \sigma_o \varepsilon_o ds \quad (18)$$

összefüggéssel fejezi ki, ahol:

„s” a repedés vagy sérülés területének kifejtett hossza.

Feltételezve, hogy a felületi sérülés az r sugarú gömb felületét követi az R sugarú betonacélba hatolva, az elemi kontúrintegrál értékét a (9. ábra) szerinti jelölésekkel és sérülési kontúrral számolva – a levezetés mellőzésével – az (19) összefüggéssel határozhatjuk meg, ahol  $\nu=0,33$  a Poisson szám.



$$a = R(1 - \cos\Phi_0) + r(1 - \cos\phi_0); \quad \frac{R}{r} = \gamma$$

$$= [\gamma(1 - \cos\Phi_0) + (1 - \cos\phi_0)]r$$

$$a = \frac{a}{\gamma(1 - \cos\Phi_0) + (1 - \cos\phi_0)}; \quad \sigma_\phi = \sigma_{F0} \left( 1 - \frac{\sin\phi}{\sin\phi_0} \right)$$

9. ábra: A sérült betonacél feszültségi és geometriai jellemzői

$$J_t = J_R + J_K = 2 \frac{(1 - \nu^2)}{2F} \cdot G_F^2 \cdot \nu \cdot D_\varepsilon \int_o^{\phi_0} \left( 1 - \frac{\sin\phi}{\sin\phi_0} \right)^2 d\phi =$$

$$= \frac{(1 - \nu)^2}{F} * \sigma^2 * r * D_\varepsilon * \left[ \phi + 2 \frac{\cos\phi}{\sin\phi} + \frac{1}{\sin^2\phi_0} \left( \frac{\phi}{2} - \frac{1}{4} \sin 2\phi \right) \right]_{\phi_0} \quad (19)$$

A lineárisan rugalmas tartomány terjedelmét a központi  $\phi$  szöggel kifejezve:

$$\sigma_{F0} \left( 1 - \frac{\sin\sigma\phi}{\sin\sigma_o} \right) = \sigma_F \quad (20/a)$$

egyenlőségből állapíthatjuk meg, a

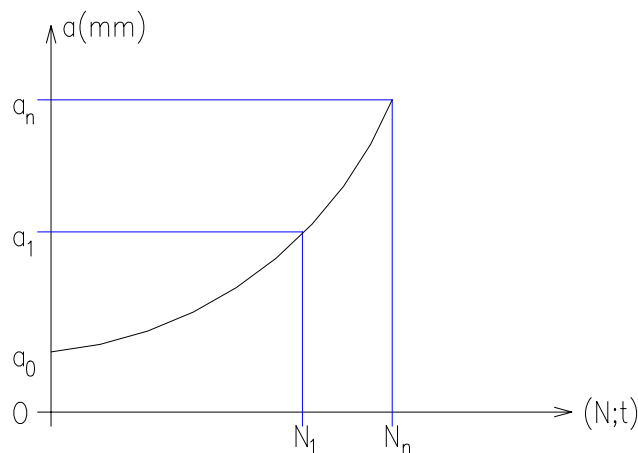
$$\sin \phi_p = \left( \frac{1}{\sqrt{D_\varepsilon}} \right) * \sin \phi_o \quad (20/b)$$

összefüggés segítségével.

## 5. A SÉRÜLÉS TERJEDELMÉNEK NÖVEKEDÉSE FÁRASZTÓ (ISMÉTLŐDŐ) TEHER HATÁSÁRA

Vizsgálatunk középpontjában sérült és korrodálódott, alacsony- és közepes szilárdságú, képlékeny tartománnyal rendelkező betonacélok állnak. Fáradás-vizsgálatukat lineár-rugalmas, valamint a rugalmas-képlékeny törésmechanikai elvek szerint végeztük.

A kezdeti sérülés, ill. felületi hiba a teherismétlődések számának növekedésével, ill. az idő múlásával nő (10. ábra).



10. ábra: A sérülés növekedése az ismétlődések számának, vagy az idő múlásának függvényében

A felületi sérülés terjedése, a lineárisan-rugalmas törésmechanika alapján Paris szerint (1964) a

$$\frac{da}{dN} = A(\Delta K)^n \quad (21/a)$$

egyenlettel közelíthető, ahol:

$\frac{da}{dN}$  mm/ciklus az N ciklus által kiváltott korróziós mélység növekedése

„A” kísérleti állandó, melynek értéke a az acélminőségtől függően, külföldi kísérletek szerint  $10^{-8}$ - $10^{-13}$  mm/ciklus határok között változik

„n” kísérleti állandó 4-15 között változhat

„ $\Delta K$ ” a húzott betonacél feszültségintenzitási tényező tágassága a lengési amplitúdó függvényében.

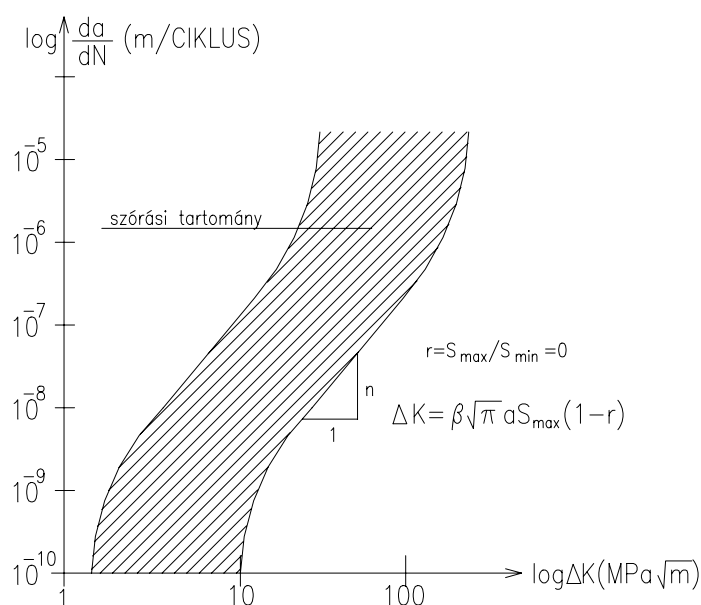
A rugalmas-képlékeny törésmechanika elvei szerint eljárva, a sérülés növekedésének folyamatát J kontúrintegrál segítségével is vizsgálhatjuk Radon (1980) szerint:

$$\frac{da}{dN} = C (\Delta J)^c \quad (21/b)$$

összefüggés segítségével, ahol:

„A” és „C” állandók laboratóriumi vizsgálatokkal határozhatók meg.

Az (20/a)-as összefüggést kettős logaritmus rendszerben ábrázolva, ha  $r = 0$ , akkor a (11. ábra) szerinti jelleggörbét nyerjük.



11. ábra: A sérülés terjedelmének növekedése a feszültségintenzitási amplitúdó összefüggésében a becsülhető szórási tartománnyal.

Ebből három tartományt különböztethetünk meg:

- ha  $\Delta K < 3 - 0$  (MPa $\sqrt{m}$ )  $\Rightarrow$  a károsodás nem terjed
- ha  $10 < \Delta K < 100$  (MPa $\sqrt{m}$ )  $\Rightarrow$  a károsodás terjedésének üteme  

$$\log \frac{da}{dN} = n \log \Delta K + \log A$$
- ha  $\Delta K > 100 - 150$  (MPa $\sqrt{m}$ )  $\Rightarrow$  a károsodás terjedésének üteme minden határon túl nő, a tönkremenetelt a  $\Delta K_c$  kritikus érték határozza meg.

A (21/b) egyenlet akkor ad megbízható eredményt ha:

$$R = S_{\min}/S_{\max} \Rightarrow 0$$

Negatív  $r$  érték egyidejű húzást-nyomást jelent, erre az esetre Paris képlete érvénytelen, azonban a nyomott betonacélokból olyan alacsony a feszültségintenzitás, hogy a fáradás szóba se jöhet.

## 6. LABORATÓRIUMI KÍSÉRLETEK

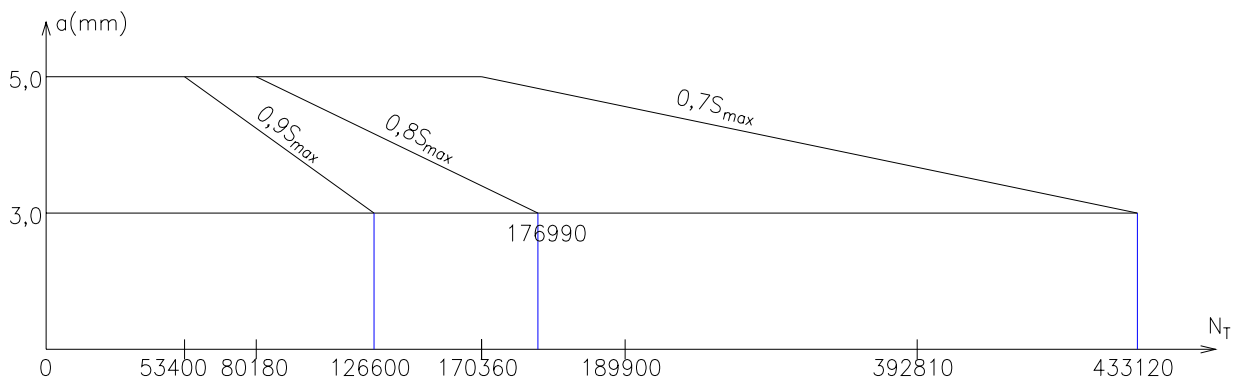
Laboratóriumban fárasztó vizsgálatokat végeztünk B60.50 minőségű, 20 mm átmérőjű betonacélokkal, amelyeken 3mm-es és 6 mm-es kör-cikk alakú keresztmetszet-gyengítést hoztunk létre. Ugyancsak fárasztóvizsgálatnak vetettük alá egy vasbeton gerendát, amelyben mind gyengítetlen mind gyengített húzott vasbetéteket helyeztünk el. A minimális terhelés 10 kN volt, a maximális pedig 150 kN-nak a 90%, 80%, ill. 70%-a:

$$S_{1max} = 0,9 S_T = 135 \text{ kN}$$

$$S_{2max} = 0,8 S_T = 120 \text{ kN}$$

$$S_{3max} = 0,7 S_T = 105 \text{ kN}$$

A számítások közlésének mellőzésével, a vasbeton gerenda linearizált fáradási diagramját a közöljük (12 ábra).



12. ábra: A vasbeton gerenda linearizált fáradási diagramja

A vizsgálatok során figyelembe vettük:

- a sérülés ( $a_0$ ) kezdeti értékét
- a változó amplitúdójú feszültség ingadozásokat
- a fáradás késleltetését

- a képlékeny tartomány terjedelmét az:  $r_p = \frac{\Delta K^2}{6 \times \pi \times \sigma_F^2}$  alkalmazásával (Weeler, 1972)

A vizsgálat eredményeiből levonható következtetések:

- a gyengítés növelésével jelentős mértékben megnőtt a gyengítés terjedésének (növekedésének) sebessége
- a betonba ágyazott acélbetétek károsodásának terjedése (növekedése) lassabb volt mint a szabadon álló acélbetéteké.



## 7. A HIBA TERJEDÉSÉNEK VIZSGÁLATA TERMÉSZETES NAGYSÁGÚ MODELLEN

Az elméleti eredmények gyakorlati alkalmazását a 14. sz. út 12+577 km szelvényében lévő töbttámaszú folytatólagos vasbeton közúti híd pályalemezének kiragadásával mutatjuk be.

A hidat terhelő nehéz járművek típus szerinti adatait a vámoszabadi határátkelőn bejött tengelysúly ellenőrzési adataiból állítottuk össze (3. és 4. táblázat).

3. táblázat

Kódszám	Súly (kN)		Tengelyek súlya kN	Variációs tényező
	átlag	max		
1211	315,4	414	75,7-93, 0-69, 0-87, 3,89,0	0,19
1112	287,9	402	84,4-110,0, 0-74, 4-66, 7-66,5	0,24
113	299,1	416	79,0-112, 0-73, 0-74, 0-78,0	0,236

4. táblázat

Kódszám	Gyakoriság $N \cdot 10^6$ T év			$\Delta S_1$ N/mm <sup>2</sup>
	T = 50 év	T = 75 év	T = 100 év	
1211	8,70	13,49	18,27	22,10
1112	5,19	8,05	10,90	30,10
113	9,30	14,41	19,53	26,40

A pályalemez nyílásának középső keresztmetszetében végzett műszeres feszültségmérés eredményeinek elemzése alapján a kapott  $\Delta S_1$  feszültség-amplitudók nagyságát a (4. táblázat) tartalmazza. A bemenő spektrális adatok birtokában kezdeti  $a = 3$  mm-es korróziós károsodás terjedésének mértékét határoztuk meg a 4. pontban javasolt egyenletek alkalmazásával.

Az eredményeket az (5. és 6. táblázatban) foglaltuk össze.

5. táblázat

$\Delta S_1$ N/mm <sup>2</sup>	$N_1 10^6$ T = 1 év	$a_0 + \Delta a_1$ mm	$\Delta K_1$ N/mm <sup>3/2</sup>	$\frac{da}{dN}$ mm/cikl.	$\Delta a_1/\text{év}$ „mm
22,10	0,1827	3+0,000	67,83	$3,59 \cdot 10^{-6}$	0,656
26,40	0,1953	3+0,656	89,45	$1,087 \cdot 10^{-5}$	2,123
30,10	0,1090	3+2,779	128,22	$4,589 \cdot 10^{-5}$	5,002

6. táblázat

$\Delta S_1$ N/mm <sup>2</sup>	$N_1 10^6$ T = 1 év	$a_0 + \Delta a_1$ mm	$\Delta J_1$ N/mm	$\frac{da}{dN}$ mm/cikl.	$\Delta a_1/\text{év}$ „mm
22,10	0,1827	3+0,550	$2311,97 \cdot 10^{-5}$	$7,585 \cdot 10^{-7}$	0,1386
26,40	0,1953	3+0,1386	$3451,60 \cdot 10^{-5}$	$1,690 \cdot 10^{-6}$	0,3302
30,10	0,1090	3+0,4686	$4957,79 \cdot 10^{-5}$	$3,489 \cdot 10^{-6}$	0,3880

Az 5. és 6. táblázat eredményeinek összevetése egyértelműen igazolja, hogy a korróziós fáradás vizsgálatát a rugalmas–képlékeny tartomány teljes terjedelmére ki kell terjeszteni a degradációs állapotváltozás valóságghú megítéléséhez, mivel a betonacélok nagy képlékeny tartalékkal (képlékeny alakváltozással) rendelkeznek.

A rugalmas–képlékeny törésmechanika tételei szerint kiszámított ciklikus repedésterjedés arról tanúskodik, hogy a képlékeny tartomány bevonásával a mm/ciklusban kifejezhető fáradási sebessége a rugalmas állapothoz képest jelentősen csökkent, annak mindössze:  $0,380/5,002 = 0,07596$ , az-az 7,6 %-a.

## 8. MEGÁLLAPÍTÁSOK

Összefoglalásképpen megállapíthatjuk, hogy

1. A régebben épített hidaknál mindenképpen számolni kell a betonacélokban az olvasztó-sóból származó kloridion tartalom okozta lyukkorrózióval, ill. ütközési sérülésekkel. Ez a betonacél felületén egy felületi hiba, folytonossági hiány, amelynek a fásztást okozó terhek hatására bekövetkező továbbterjedését a törésmechanikai elvek alapján kell figyelembe venni.
2. A fáradási terhek gyakorisága a hidak 100 éves élettartamát tekintve 50 és 100 millió közöttinek tekinthető.
3. A korróziós károsodást szimuláló mesterséges rovasokkal gyengített acélbetétek változó amplitudókkal történt fáradásvizsgálata egyértelműen igazolta a repedésterjedés sebességének lelassulását a nagyfokú duktilitás eredményeként, tehát a K feszültségintenzitási tényező helyett a J kontúrintegrált kell alkalmazni.

## 9. JELÖLÉSEK

$\alpha(r)$	$r = -1$ lengéstágassághoz tartozó csökkentő tényező $N = N_{FH}$ esetén
$a$	a gyengítés mélysége
$A$	a próbatest keresztmetszeti területe
$D$	duktilitási tényező
$Da/dN$	$N$ ciklus által kiváltott korróziós mélység-növekedés
$E$	rugalmassági modulus
$F$	a külső erők munkája
$G$	repedés terjedéséhez szükséges munka
$J$	kontúrintegrál
$L$	a próbatest mért hossza
$m$	anyag- és anyagminőség szerinti (kísérleti) állandó
$N$	ciklusszám
$N$	teherismétlődések száma
$N_{FH}$	teherismétlődések számának végértéke (vízszintes aszimptota) ahol további degradáció nem várható
$\eta_r$	a rugalmas tartomány szorzója
$\eta_k$	a képlékeny tartomány szorzója
$P$	törőerő
$P$	állandó erő

(R)	$-1 \leq r = S_{\min} / S_{\max} \leq 1$ lengési tartományhoz rendelhető módosító tényező,
$\sigma_c$	az acél ridegtörési szilárdsága
S	repedés, sérülés kifejtett hossza
$S_{FT}^m$	fáradási törőszilárdság
$S_T^m$	statikus törőszilárdság
$S_T$	az acél szakítószilárdsága
$S_F$	az acél folyási határa
T	erő-alakváltozás diagram területe
$T_r$ , ill. $T_k$	erő-alakváltozás diagram rugalmas, ill. képlékeny szakaszának területei
U	a belső erők munkája
V	alakváltozás
V	repedés
W	a repedés terjedéséhez (töréshez) szükséges munka

## 10. HIVATKOZÁSOK

- Hänchen, R. (1956), „Neue Festigkeitsberechnung für Maschinenbau”, *K. Hauser Verlag*, München
- Paris, P. C. (1964), „The Fracture Mechanics Approach to Fatigue”, *Proc. 10 th Sajmore Army Materials N.Y.*
- Ponomariov, S. D. (1962), „Gépelemek méretezése törésre” (oroszul), *Goszizdat*, Moszkva
- Radon, I. C. (1980), „Fracture and Fatigue”, *Proc. of the 30 Coll. on Fracture*, Pergamon Press London
- Weeler, O. E. (1972), „Spectrum Loading and Crack Growth” *Trans. ASME. I.*, Vol. 94.

## KÖRNYEZETI HATÁSOK A BETONSZERKEZETEKRE

Csányi Erika, Dr. Balázs György  
 BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszék  
 1111 Budapest, Műegyetem rakpart 3.  
[erika.csanyi@freemail.hu](mailto:erika.csanyi@freemail.hu)

### ÖSSZEFOGLALÁS

Az emberi tevékenység számos területén jelentkező erőteljes fejlődés óhatatlanul maga után vonta környezetünk nagymértékű elszennyeződését. A levegő összetételében végbemenő változások komoly hatással lehetnek az élő szervezetekre, de a látszólag kevésbé érzékeny anyagok élettartamát is befolyásolhatják.

Mintegy húsz éven át tanulmányoztuk a hazai levegőszennyezettségi helyzetet, a betonban emiatt keletkező vegyületeket, valamint a korrózió várható mértékét esettanulmányokkal és laboratóriumi kísérletekkel. Utóbbiakat agresszív oldatok hatásának vizsgálatával is kiegészítettük.

### 1. LEVEGŐSZENNYEZŐ ANYAGOK

#### 1.1. Források, megjelenési formák

A hazai levegőszennyezettség mértékét az Országos Tudományos Kutatási Alap támogatásával kezdtük tanulmányozni (Balázs - Cziczó – Deméné, 1990)

A gázhalmazállapotú *kénvegyületek* közül a légkörben a következők találhatóak mérhető mennyiségben: kén-dioxid (SO<sub>2</sub>), szén-oxi-szulfid (COS), szén-diszulfid (CS<sub>2</sub>), kén-hidrogén, (H<sub>2</sub>S), dimetil-szulfid [(CH<sub>3</sub>)<sub>2</sub>S]. Ezek közül az emberi tevékenység elsősorban a kén-dioxid mennyiségét befolyásolja, a többi vegyület nagyjából egyenletesen oszlik el a Föld felszínén. Légköri oxidatív hatások következtében az utóbbiakból is keletkezik kén-dioxid.

A légkörben jelenlévő vízzel a kén-dioxid kénessavvá (H<sub>2</sub>SO<sub>3</sub>), illetve az oxidációval keletkező kén-trioxid (SO<sub>3</sub>) kénsavvá (H<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>) alakul.

Az előbbieken ismertetett gáz- és folyadékállapotú kénvegyületeken kívül szilárd ammónium-szulfát [(NH<sub>4</sub>)<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>] szemcsék is előfordulnak a légkörben (*1. táblázat*).

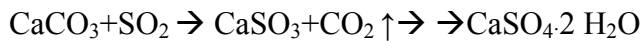
1. *táblázat*: A légköri kénvegyületek megjelenési formái  
 (Horváth, 1986, Mészáros, 1997)

SO <sub>2</sub> gáz	
SO <sub>3</sub> gáz	SO <sub>2</sub> + O → SO <sub>3</sub> vagy SO <sub>2</sub> + hv → SO <sub>2</sub> · SO <sub>2</sub> · + 2O <sub>2</sub> → → SO <sub>3</sub> + ózon
H <sub>2</sub> SO <sub>3</sub> folyadék	SO <sub>2</sub> + H <sub>2</sub> O → H <sub>2</sub> SO <sub>3</sub> kénessav
H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> folyadék	SO <sub>3</sub> + H <sub>2</sub> O → H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> kénsav
(NH <sub>4</sub> ) <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> szilárd	NH <sub>3</sub> + H <sub>2</sub> O → NH <sub>4</sub> OH ammónia            ammónium-hidroxid 2NH <sub>4</sub> OH + H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> → (NH <sub>4</sub> ) <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> + 2H <sub>2</sub> O ammónium-szulfát

A kénvegyületek 30-40 %-a természetes eredetű (szerves anyagok, üledékek bomlása, vulkáni tevékenység, stb.), 60-70 %-a mesterséges, ember okozta kibocsátásból származik (széntüzelésű erőművek, kohászat, kőolaj-feldolgozás, egyéb iparágak és tevékenységek).

A kén-dioxid kibocsátás 30 %-os csökkentésére megállapodás született az európai országokban, melyhez hazánk is csatlakozott.

A kibocsátás csökkentési lehetőségei: nemesebb tüzelőanyagok felhasználása, fűtőanyagok kéntelenítése, füstgázok meszes/mészköves kéntelenítése (ez a leggyakoribb megoldás), melynek során a kén-dioxid gáz vízben rosszul oldódó kalcium-szulfáttá alakul az alábbi kémiai reakció szerint:



A légköri *nitrogénvegyületek* egyik csoportja az oxidok, melyek közül a nitrogén-monoxid (NO) és a nitrogén-dioxid (NO<sub>2</sub>) egymásba átalakulhat (jelölésük emiatt NO<sub>x</sub>). Ezek az oxidok savképzők. A kéjgáz néven ismert dinitrogén-oxid (N<sub>2</sub>O) nem agresszív vegyület.

A légkörben jelenlévő víz hatására a nitrogén-monoxidból és dioxidból salétromossav, illetve salétromsav keletkezik. Előbbi rövid időn belül salétromsavvá alakul. A savgőzök hosszú ideig megmaradhatnak gáz halmazállapotban (ellentétben a kénsavval) vagy elnyelődnek a felhőkben és csapadékcseppekben.

Az ammónia (NH<sub>3</sub>) bázikus nitrogénvegyület, mely egyes kutatók szerint részben közömbösíti a légköri savas alkotókat.

A nitrogénvegyületek megjelenési formáit a 2. táblázatban összegeztük.

2. táblázat: A légköri nitrogénvegyületek megjelenési formái  
(Horváth, 1986, Mészáros, 1997)

NO gáz	
NO <sub>2</sub> gáz	
HNO <sub>2</sub> folyadék	NO + H <sub>2</sub> O → HNO <sub>2</sub> (salétromossav)
HNO <sub>3</sub> folyadék	NO <sub>2</sub> + H <sub>2</sub> O → HNO <sub>3</sub> (salétromsav)
NH <sub>4</sub> NO <sub>3</sub> szilárd	NH <sub>3</sub> + H <sub>2</sub> O → NH <sub>4</sub> OH ammónia ammónium-hidroxid
	NH <sub>4</sub> OH + HNO <sub>3</sub> → NH <sub>4</sub> NO <sub>3</sub> + H <sub>2</sub> O ammónium-nitrát
NH <sub>3</sub> gáz	ammónia (bázikus vegyület) NH <sub>3</sub> + H <sub>2</sub> O → NH <sub>4</sub> OH

Természetes forrásokból származik a légköri nitrogénvegyületek 70-80 %-a (talajok kibocsátása, villámlás, biomassza égése, stb.), míg az emberi tevékenység részesedése 20-30 %, melynek nagy része a tüzeléssel és a közlekedéssel hozható összefüggésbe; ezek mellett az ipari tevékenység szerepe alárendelt.

A nitrátok jól oldódnak vízben, ezért a kibocsátott gázok mennyiségét nehéz csökkenteni.

A szén ciklus forgalma nyomán, az élő szervezeteken keresztül évezredek alatt gyakorlatilag ugyanannyi *szén-dioxid* (CO<sub>2</sub>) került a levegőbe, mint amennyi onnan eltávozott. Az utóbbi évszázad során a fosszilis tüzelőanyagok elégetésének növekedésével és bizonyos mezőgazdasági tevékenységek hatására egyre több szén-dioxid jutott a légkörbe; hatása közismert.

A szén-dioxid stabil vegyület, vízben bizonyos mértékig oldódik, miközben részben gyenge savvá, szénsavvá (H<sub>2</sub>CO<sub>3</sub>) alakul.

A 3. táblázatban megadunk néhány németországi városban korábban mért szennyezettségi adatot.

3. táblázat: Levegőszennyező anyagok koncentrációja néhány német nagyvárosban (Holzmann, 1983)

Anyag neve	Koncentráció, mg/m <sup>3</sup> levegő
SO <sub>2</sub>	0,03-0,05
NO	0,04-0,1
NO <sub>2</sub>	0,05-0,07
CO <sub>2</sub>	671-697
CO	0,9-1,5

A környezetvédelmi intézkedések hatékony bevezetése előtt iparvidékeken nem volt ritka a 0,1-0,2 mg/m<sup>3</sup>-es kén-dioxid koncentráció; extrém szennyezett területeken pedig 5 mg/m<sup>3</sup>. Sűrűn lakott, nagy forgalmú településeken 1,5 mg/m<sup>3</sup> nitrogén-dioxid koncentrációt is mértek.

Elemi *fluor* (F<sub>2</sub>) és a belőle víz hatására képződő hidrogén-fluorid (HF) főként alumínium- és üvegyártás, zománcművek tevékenysége során kerül a légtérbe.

A *klór* (Cl<sub>2</sub>) kibocsátás elsősorban papír- és műanyaggyártáshoz, fertőtlenítőszer használatahoz köthető. Az elemi klór vízzel sósavat (HCl) képez.

A *szilárd levegőszennyező anyagok* fő alkotói a tüzelésből eredő pernye és korom, a talajfelszínről, cementiparból, kohászatból és számos más iparágból, mezőgazdasági tevékenységből származó por, amelynek összetétele igen változó.

A szilárd szennyeződések 10 µm-nél nagyobb részecskéit ülepedő pornak, a hosszabb ideig lebegve maradó, 10 µm -nél kisebb szemcseméretű részeit pedig szálló pornak nevezik.

Az építmények felületén megtapadó por összetételét tekintve általában nem korrozív, de nagy fajlagos felülete révén egyéb levegőszennyező anyagokat köt meg és azokat tartósan az építőanyagok felületére „közvetíti”. Különösen veszélyes az olyan por, amely szulfátot vagy kloridokat tartalmaz és nedvszívó.

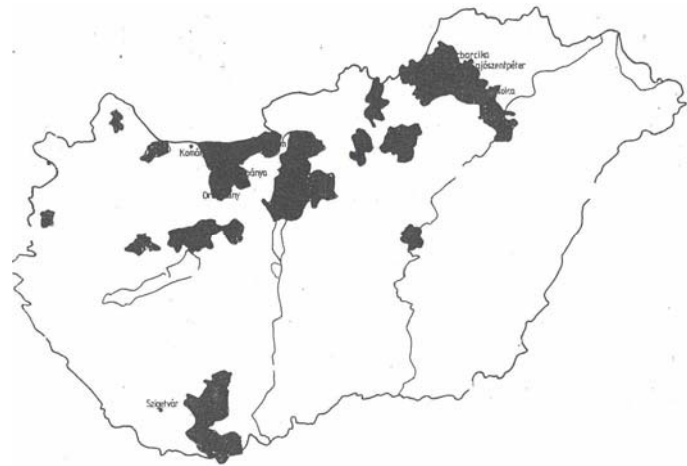
Ismeretes, hogy a természetben tiszta víz nem fordul elő, mert természetes folyamat révén az esővíz legalább szénsavat tartalmaz. A szennyezők nélküli eső is enyhén savas kémhatású (pH ~ 5,6) a következő folyamat miatt:



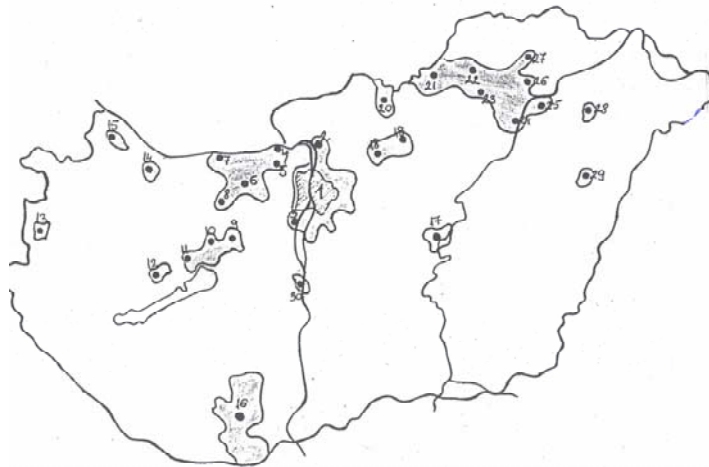
*Legsavasabb esők* többnyire olyan területeken alakulnak ki, ahol az ipartelepeket, erőműveket, kohókat völgybe telepítették, ahol nagy kéntartalmú, gyenge minőségű barnaszenet, lignitet tüzelnek el, vagy kéntartalmú érceket dolgoznak fel.

## 1.2. Hazai levegőszennyezettségi helyzet

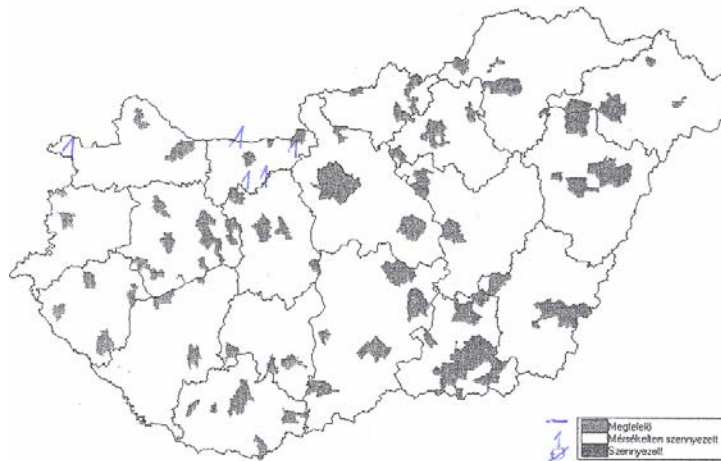
Magyarország légszennyezettségét 1974 óta rendszeresen vizsgálják a megyei és fővárosi intézmények (korábban KÖJÁL, napjainkban az ÁNTSZ hatáskörében). A vizsgálatok mintavételi, módszertani vonatkozásait és az adatfeldolgozási rendszert az Országos Környezetegészségügyi Intézet irányítja. A feldolgozás természetesen az élő szervezetekre vonatkozó határértékeket veszi figyelembe, a mérési eredmények azonban a mérnöki szervezetek anyagainak viselkedése szempontjából is jól hasznosíthatók. Az 1-3. ábrán a kén-dioxiddal, nitrogén-dioxiddal és ülepedő porral jelentősen szennyezett területeket mutatjuk be három vizsgálati időszakban.



a)



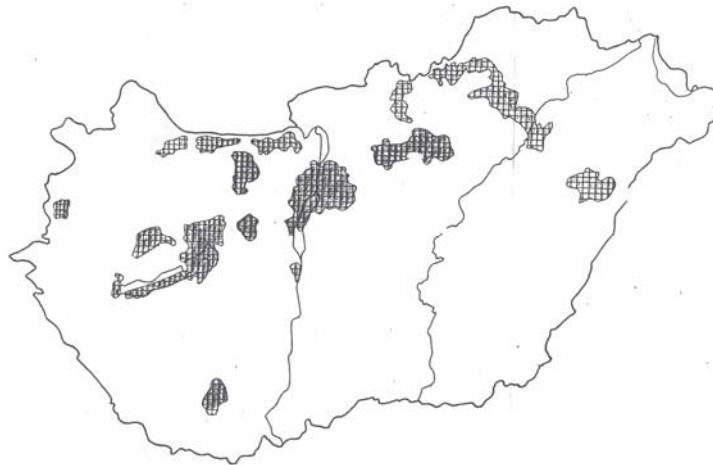
b)



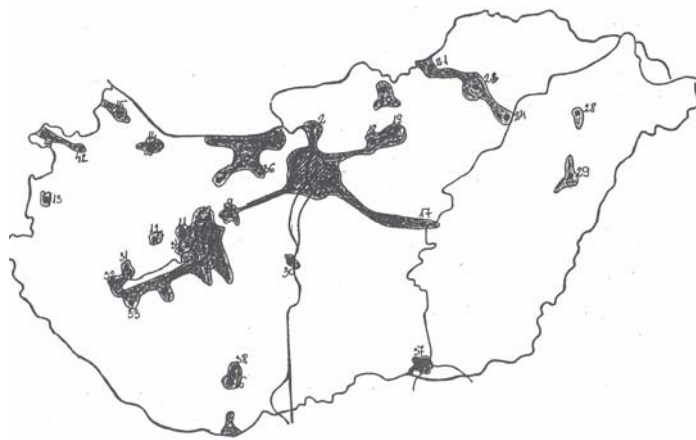
Kategóriák	SO <sub>2</sub> , NO <sub>2</sub>
Megfelelő	nincs túllépés
Mérsékeltlen szennyezett	<10%
Szennyezett	>10%

c)

1. ábra: Kén-dioxiddal szennyezett települések: a) 1984/85, b) 1994/95, c) 2003/04  
 Forrás: (a) és b) Országos Közegészségügyi Intézet,  
 c) Fodor József Országos Közegészségügyi Központ Környezetegészségügyi Intézete



a)



b)



Kategóriák	SO <sub>2</sub> , NO <sub>2</sub>
Megfelelo	nincs túllépés
Mersékeltlen szennyezett	<10%
Szennyezett	>10%

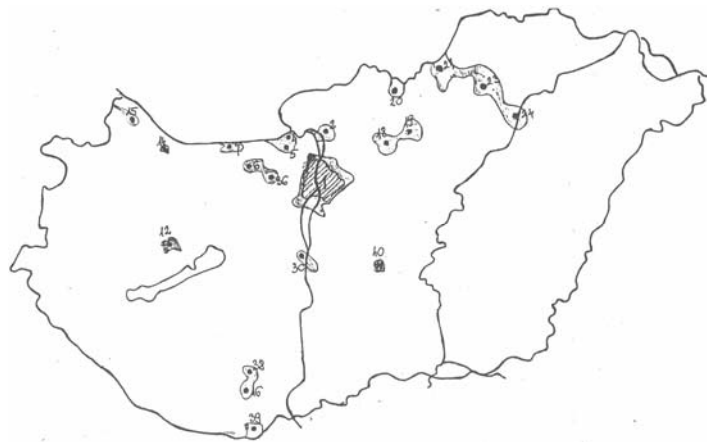
c)

2. ábra: Nitrogén-dioxiddal szennyezett települések: a) 1984/85, b) 1994/95, c) 2003/04  
 Forrás: (a) és b) Országos Közegészségügyi Intézet,  
 c) Fodor József Országos Közegészségügyi Központ Környezetegészségügyi Intézete

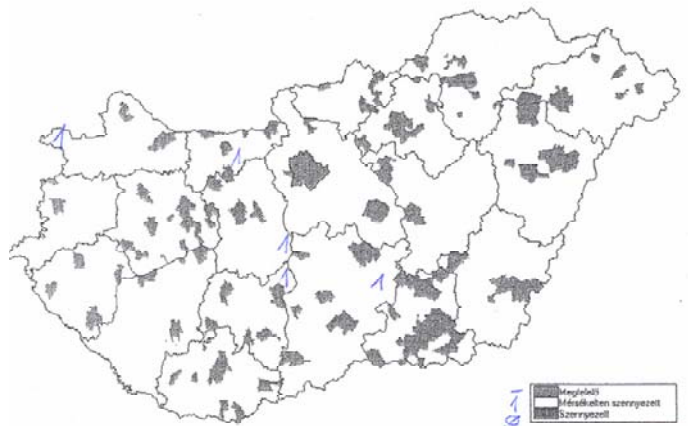




a)



b)



Kategóriák	UP
Megfelelő	<10%
Mérsékelt szennyezett	10-30%
Szennyezett	>30%

c)

3. ábra: Üledék porral szennyezett települések: a) 1984/85, b) 1994/95, c) 2003/04  
 Forrás: (a) és b) Országos Közegészségügyi Intézet,  
 c) Fodor József Országos Közegészségügyi Központ Környezetegészségügyi Intézete

Az ábrák alapján megállapítható, hogy az ipari termelés jelentősen visszaesett a '90-es évek elején, ugyanakkor a gépjárműforgalom és ezzel együtt a nitrogén-oxid terhelés is megnőtt. Tekintettel arra, hogy a felmérés egészségügyi szempontokat vesz figyelembe, továbbá időközben mi is átvettük az EU határértékeket, emiatt a térképek összevetése – az előbbi tendenciákon kívül - nem célszerű.

A 4. ábra a hazai csapadékvíz savasságát szemlélteti korábbi adatok alapján.



4. ábra: A csapadékvíz pH-ja hazánkban (Horváth, 1986)

Az európai csapadékvizek pH értékeit figyelembe véve hazánk a középmezőnyben foglal helyet. A részletes elemzési adatok szerint a savasságot elsősorban a légköri kénvegyületek okozzák.

A különböző szabványok (pl. a betonokra, vasbetonokra vonatkozók) mérések alapján határértékeket állapítanak meg, hogy egy adott fajta légköri szennyeződésből mekkora az a mennyiség, amit már károsnak tekinthetünk. A besorolás függ a levegő nedvességtartalmától is. [MÉASZ ME-04.19:1995]

## 2. ESETTANULMÁNYOK VASBETON SZERKEZETEKEN

### 2.1. Helyszíni és laboratóriumi vizsgálatok

A levegőszennyezettség hatását a legszennyezettebb területeken lévő beton műtárgyakra az Országos Tudományos Kutatási Alap és az Országos Műszaki Fejlesztési Bizottság támogatásával kezdtük tanulmányozni (Balázs-Csányi, 1994, 2002 és Balázs-Csányi-Balázs L. Gy, 2002).

A helyszíni vizsgálatokhoz és mintavételhez – a szennyezettségi térképek (1. és 2. ábra) alapján – 20 évnél idősebb vasbeton szerkezeteket választottunk ki. Arra törekedtünk, hogy sokféle rendeltetésű műtárgy legyen közöttük, így közúti híd, ipari épület, utak menti kerítés, lámpaoszlop stb.

Kidolgoztuk a vizsgálat módszerét. A helyszíni szemrevételezés után a vizsgált szerkezet kijelölt helyeinek környezetében – ha arra a műtárgy tulajdonosa vagy kezelője lehetőséget adott – 3-3 darab, 50 mm-es átmérőjű, kb. 150 mm hosszú magmintát fűrtünk. A magmintákat a továbbiakban laboratóriumban szeleteltük: külső részükből 5-10 mm-es szeleteket vágunk a kémiai vizsgálatokhoz; a legbelső részből kivágott hengeren a szilárdságot határoztuk meg, a középső hengeres részen pedig a vízfelvételt, porozitást vizsgáltuk.

A műtárgyak valamennyi próbavételi helyén útvefűróval 3-3 egymáshoz közeli lyukból 30-50 mm mélységig, centiméterenként pormintát vettünk. A három azonos mélységű

rétegből származó, egymáshoz közeli lyukból vett por keverékét használtuk az alábbi kémiai vizsgálatokhoz:

- pH mérés: a porminták 1:2 arányú desztillált vizes szuszpenziójában elektrometriásan,
- kloridion tartalom: a porminták híg salétromsavas szűrleteiben Mohr-féle argentometriás módszerrel,
- nitrát- és nitrition tartalom: a porminták desztillált vizes szűrleteiben Nitrate-Test-tel,
- szulfátion tartalom: híg sósavas oldás után bárium-kloriddal lecsapva, gravimetriás módszerrel, magminta szeleteken,
- izzítási veszteség (a kötőanyag tartalom jellemzéséhez): a minták 1000°C-os tömegvesztésének mérésével, magminta szeleteken,
- sósavban oldható rész (a kötőanyag tartalom jellemzéséhez): híg sósavval oldható rész mérésével, magminta szeleteken.

A mag- vagy pormintavételi helyek széleinek lepattintásával nyert friss törési felületeken - fenolftalein indikátor 1 %-os alkoholos oldatával - megvizsgáltuk a karbonátosodási mélységet is.

Az észak-magyarországi műtárgyak helyszíni és laboratóriumi vizsgálatainak eredményeit a 4. táblázatban foglaltuk össze.

4. táblázat: Beton és vasbeton műtárgyak helyszíni és laboratóriumi vizsgálatának eredményei (1992-2000)

Vizsgálat tárgya	Vizsgált réteg mélysége mm	Szulfátion $\text{SO}_4^{2-}$		Nitrátion $\text{NO}_3^-$	Kloridion $\text{Cl}^-$	pH	Karbonátosodási mélység mm	Nyomószilárdság $\text{N/mm}^2$	Vízfelvétel, m%
		betonra	cementre						
		tartalom, tömeg %							
<b>Kerítés/ oszlop</b> Bp. Váci úti kerítés (kora: 90 év)	0-10	2,05	14,0	0,05	0,03	10,0	20	24,0	4,9
	10-20	0,71	4,9	0,06	0,02	10,9			
	20-30	0,63	4,3	<0,01	0,01	11,9			
Tokodaltáró, távvezeték-tartó oszlop (kora: 60 év)	0-10	0,85	8,2	<0,01	<0,01	10,9	10-20	10,0	6,5
	10-20	0,68	3,9	<0,01	<0,01	11,5			
	40-50	0,42	2,7	<0,01	<0,01	11,8			
Dömös, távvezeték-tartó oszlopalap (kora: 60 év)	0-10	0,69	3,8	<0,01	<0,01	10,5	20-30	7,2	7,5
	10-20	0,35	3,0	<0,01	~0	10,8			
	40-50	0,32	3,1	<0,01	~0	11,0			
<b>Vasúti hidak</b> Illatos út (kora: 41 év)	0-10	0,75	4,3	0,02	0,18 (0,03)*	8,3	30-40	22,7	2,8
	10-20	0,24	1,9	<0,01	0,08 (0,01)*	8,3			
	20-30	0,23	1,9	<0,01	0,05 (0,01)*	8,3			
Érdi híd (kora: 81 év)	0-10	0,31	2-3**	0,04	0,04	11,4	1-3	32,1	2,8
	10-20	0,40	3-4**	<0,01	0,02	11,7			
	20-30	0,39	3-4**	<0,01	0,03	11,9			

#### 4. táblázat folytatása

<b>Közüti hidak</b> Sajó híd (kora: 35 év)	0-10	0,70	7,5	0,08	0,08	11,7	2	20,7	5,6
	10-20	0,41	4,0	0,07	0,05	11,7			
	20-30	0,30	2,2	<0,01	0,01	11,9			
Tardona patak- híd (kora: 35 év)	0-10	0,73	4,6	<0,01	0,07	11,1	8	18,9	3,4
	10-20	0,52	3,6	<0,01	0,08	11,7			
	20-30	0,37	3,9	<0,01	0,06	11,8			
Nyíregyháza, Ér patak-híd (kora: 45 év)	0-10	0,64	6,1	<0,01	0,04	9,2	-	12,5	5,5
	10-20	0,17	5,3	<0,01	0,06	9,3			
	20-30	0,35	2,7	<0,01	0,05	9,6			
Győri híd (kora: 24 év)	0-10	0,79	4,5	0,05	0,06	11,0	2-6	24,0	5,5
	10-20	0,64	6,2	<0,01	0,03	11,9			
	20-30	0,32	3,1	<0,01	0,02	12,0			
Nyíregyháza (kora: 20 év)	0-10	0,38	4,5	0,02	0,03	9,8	-	20,7	6,4
	10-20	0,42	4,2	<0,01	0,04	10,2			
	20-30	0,45	3,4	<0,01	0,10	11,8			
Budaörs, Károly király úti felüljáró híd, pillér (kora: 37 év)	0-10	1,34	-	0,27	0,01	10,2	8	-	3,0
	10-20	0,70	4,2	0,15	<0,01	10,2			
Budaörs, Károly király úti felüljáró, rézsű (kora: 37 év)	0-10	0,85	6,6	0,02	0,19	10,1	-	-	2,6
	10-20	0,49	4,3	0,05	0,17	10,6			
	20-30	0,44	3,5	0,03	0,29	11,7			
<b>Cement- gyárak</b> DCM Lepold kemence alap (kora: 30 év)	0-10	0,87	4,7	<0,01	-	10,3	6	34,8	3,1
	10-20	0,54	3,3	<0,01	-	11,4			
	20-30	0,31	3,1	<0,01	-	12,0			
Lábatlan, iszapkád melletti támfal (kora. 35 év)	0-10	1,65	4,7	<0,01	-	11,4	10-12	9,8	6,4
	10-20	0,40	5,6	<0,01	-	11,3			
	20-30	0,33	2,7	<0,01	-	11,5			
Lábatlan, közút melletti támfal (kora. 35 év)	0-10	1,20	3,3	0,02	-	10,8	8-10	9,4	6,5
	10-20	0,35	4,5	<0,01	-	10,5			
	20-30	0,33	2,7	<0,01	-	11,5			
<b>Vegyüzemek</b> Borsodchem Rt. savtartály tartályerreg (kora: 30 év)	0-10	0,56	3,6	4,04	<0,01	8,9	8-10	17,4	6,8
	10-20	0,50	4,1	5,69	<0,01	9,5			
	20-30	0,36	2,8	5,55	<0,01	9,8			
	50-60	-	-	-	-	11,2			
TVM kénsavgyártó üzem, bunker (kora: 42 év)	0-10	1,60	6,6	<0,01	<0,01	11,7	3-5	17,0	5,2
	10-20	0,65	2,8	<0,01	<0,01	12,1			
	20-30	0,60	2,7	<0,01	<0,01	12,1			

\* Az első érték esőtől védett, a zárójelben megadott esőnek kitett helyről származó mintára vonatkozik

\*\* Pormintákon mért tájékoztató érték

## 2.2. Az esettanulmányok vizsgálati eredményeinek értékelése

A betonokban mért szulfátion-tartalom általában a legkülső, 10 mm-es rétegben volt a legnagyobb, de az is előfordult, hogy az alatta lévő rétegben. Ez azzal magyarázható, hogy a keletkező gipsz egy részét az eső kimossa.

A belső rétegek szulfátion tartalma a cementek eredeti gipszkomponenséből adódik, így a külső rétegekben mért értékeket is célszerű erre vonatkoztatni. Eszerint a szulfátfeldúsulás mértéke a 90 éves Váci út (2-es főközlekedési út) menti kerítésben volt a legnagyobb, (kb. 3,3-szoros), továbbá a 60 éves tokodaltárai távvezeték tartó oszlopban és a Sajó-híd betonjában. Utóbbi fiatalabb, de itt a kazinbarcikai iparkörzet szennyező hatása jelentős.

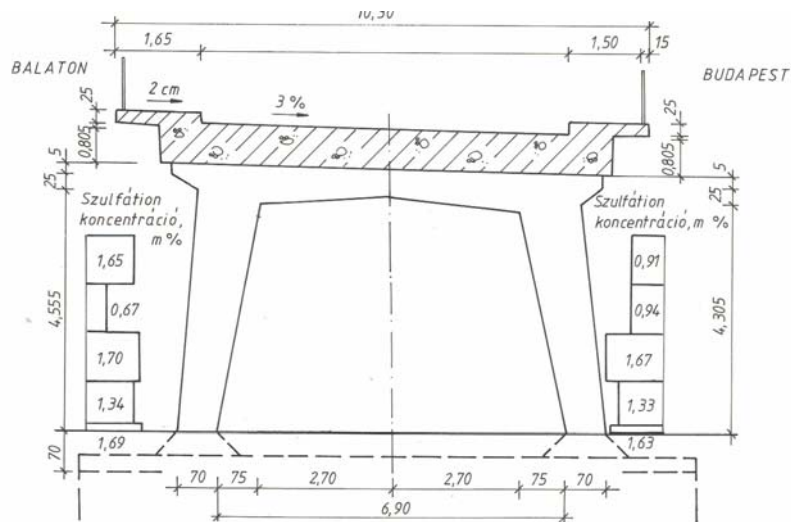
Olyan helyen, ahol levegőt szennyező forrás nincs a közelben (pl. Dömös), még kis szilárdságú, nagy pórustartalmú beton esetén is elhanyagolható volt a szulfátion beépülés.

Igen nagy nitrácion-tartalmat mértünk a Borsodchem Rt. vizsgált műtárgyában, még 3 cm mélységben is. Ennek oka az, hogy a keletkező nitrátvegyületek vízben jól oldódnak, s így az esővízzel bejuthatnak a mélyebb rétegekbe is. A felszíni részből ugyanakkor ki is oldódhat a nitrátok nagy része.

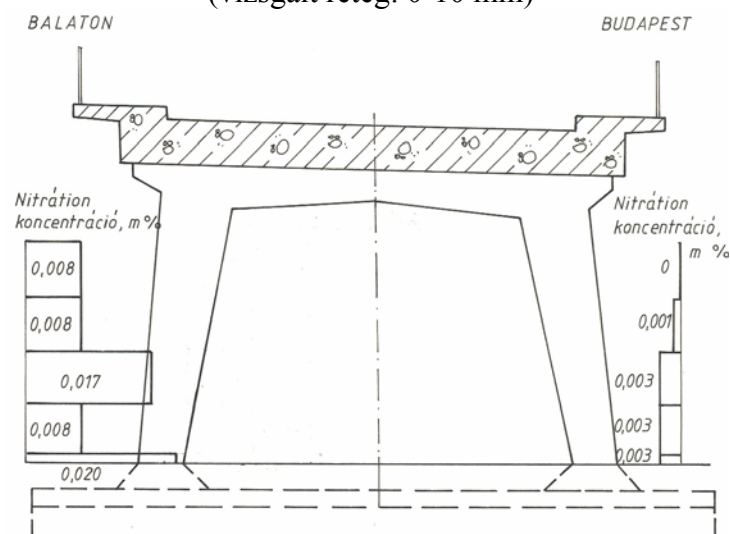
Az előbbieknél kisebb, de jól mérhető nitrácion-tartalmakat észleltünk nagy forgalmú utak mentén elhelyezkedő műtárgyakban (Váci úti kerítés, Sajó híd, Győri híd).

Az elbontás előtt álló Károly király úti felüljáró híd betonpillérének szennyezettségét a magasság függvényében is vizsgáltuk. A külső 0-10 mm-es rétegre vonatkozó eredményeket bemutató 5-7. ábrák jól szemléltetik, hogy a kloridionok beépülése a magassággal egyértelműen csökken, míg a szulfát-és nitrácionok esetén többnyire egyenletes a feldúsulás.

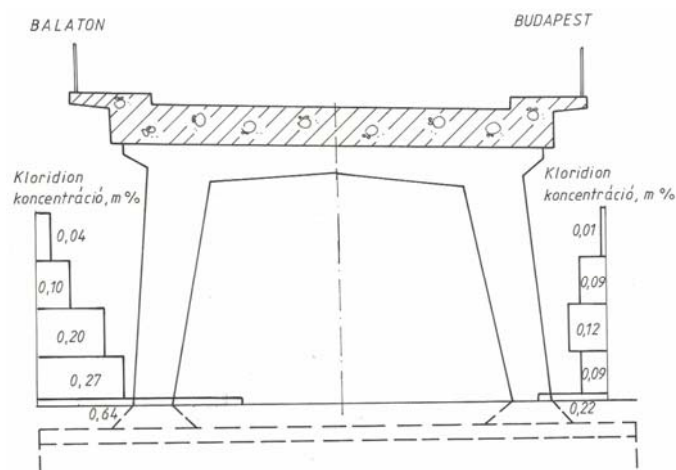
Az ábrákon az is látató, hogy a szennyezőanyagok koncentrációja függ a kitettség helyzetétől is.



5. ábra: Szulfátion koncentráció a Károly király úti M7 felüljáró pillérében (vizsgált réteg: 0-10 mm)



6. ábra: Nitrácion koncentráció a Károly király úti M7 felüljáró pillérében (vizsgált réteg: 0-10 mm)



7. ábra: Kloridion koncentráció a Károly király úti M7 felüljáró pillérében (vizsgált réteg: 0-10 mm)

### 3. KÍSÉRLETEK AGRESSZÍV KÖZEKKBEN

Agresszív gázterek és oldatok vasbetonokra gyakorolt hatásának tanulmányozására az Országos Tudományos Kutatási Alap támogatásával folytattunk modellkísérleteket (Balázs-Csányi, 2002 és Balázs-Csányi-Balázs L. Gy, 2002).

#### 3.1. Próbatetek

A próbatetek készítéséhez CEM II/A-V 32,5 és CEM II/A-S 32,4 jelű cementet használtunk. A választás oka azon korábbi tapasztalatunkon alapult, hogy ezek a cementek agresszív közegekben eltérően viselkednek.

Az alkalmazott adalékanyag 16 mm-es maximális szemcseméretű volt, szemmegoszlása a B jelű határgörbét közelítette meg.

Az MSZ 4719:1982 szerinti C20-16/KK (cementadagolás: 370 kg/m<sup>3</sup>) és C12-16/KK (cementadagolás: 240 kg/m<sup>3</sup>) jelű betonokat terveztünk. A tartóssági vizsgálathoz 10x10x24 cm méretű betonhasábokat, a szilárdság és egyéb fizikai jellemzők vizsgálatához 15 cm élhosszúságú betonkockákat készítettünk.

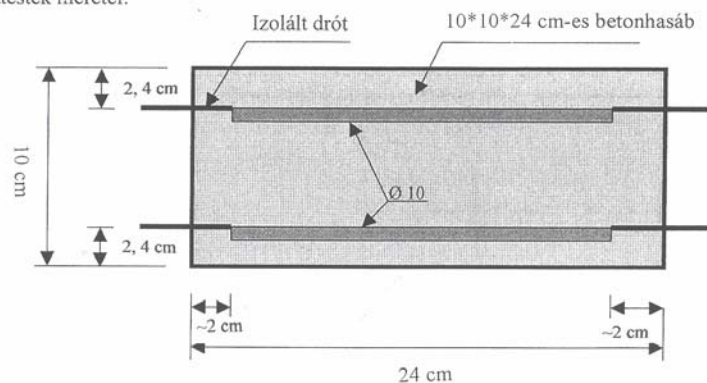
A korróziós kísérletekhez felhasznált betonhasábok két acélbetétet tartalmaztak. A C12 jelű betonok esetén a betonfedés 4-4 cm volt, míg a C20 jelű betonokból készítették közül az előbbieken kívül olyan testeket is vizsgáltunk, amelyekben a betontakarás 2-2 cm volt. A hasáb próbatetekbe a betonozással egyidőben helyeztük el az acélbetéteket. Betonozás előtt a kb. 20 cm-es hosszúságú acélbetéteket teljes felületükön megtisztítottuk, majd mindkét végükhöz műanyaggal bevont drótot hegesztettünk a későbbi potenciálméréshez való csatlakozáshoz. A hegesztési pontokat – a korrózió elkerülésére – epoxi gyanta alapú festékkel vontuk be.

A kísérleti betonok fizikai jellemzőit az 5. táblázat szemlélteti. A tartóssági vizsgálathoz készített próbatetek közül egy elvi elrendezést (két acélbetét esetére) a 8. ábrán mutatunk be.

5. táblázat: Kísérleti betonok fizikai jellemzői

Beton tervezett minősége (MSZ 4719-82)	Cementfajta	Testsűrűség kg/m <sup>3</sup>	Nyomószilárdság minősítési értéke N/mm <sup>2</sup>	Vízfelvétel tömeg %	Porozitás
C12-16/KK	CEM II/A-V 32,5	2140	14,5	5,8	0,18
C20-16/KK		2230	23,2	4,1	0,13
C12-16/KK	CEM II/A-S 32,5	2110	13,5	5,6	0,17
C20-16/KK		2265	22,9	4,3	22,9

A próbatetek méretei:



8. ábra: Acélbetéteket tartalmazó kísérleti betonhasáb elvi rajza

### 3.2. Vizsgálatok agresszív gázterekben

#### Gázterek kialakítása

Az agresszív gáztereket 200 literes műanyag kamrákban állítottuk elő, melyekbe – a megfelelő gázpalackokból (CO<sub>2</sub>, SO<sub>2</sub> és NO<sub>2</sub>) – műanyag csöveken, rotaméter közbeiktatásával adagoltuk időszakosan a gázokat.

A kamrák gáztartalmának egyenletességét a fedőlapra szerelt ventilátorokkal segítettük elő.

A gázkoncentrációkat naponta kétszer ellenőriztük: a SO<sub>2</sub> és NO<sub>2</sub> tartalmat IMR 2500 P típusú gázelemzővel mértük, a CO<sub>2</sub> koncentrációt pedig Orsat féle gázelemzővel.

A gázterek koncentrációja a kísérlet idején a következő értékek között változott:

CO<sub>2</sub> tér: 4-8 térfogat %,

SO<sub>2</sub> tér: 20-500 ppm,

NO<sub>2</sub> tér: 50-150 ppm.

A kamrákban kialakított állványokon egyszerre 4 db betonhasáb tárolását lehetett úgy megoldani, hogy a próbatetek minden felülete szabadon érintkezzék a gáztérrel.

A vizsgálati mintákkal azonos anyagú és kialakítású összehasonlító (kontroll) próbateteket laboratóriumi körülmények között, levegőn tároltuk.

A kísérletet a CEM II/A-S 32,5 jelű cementekkel készült próbatestekkel végeztük el.

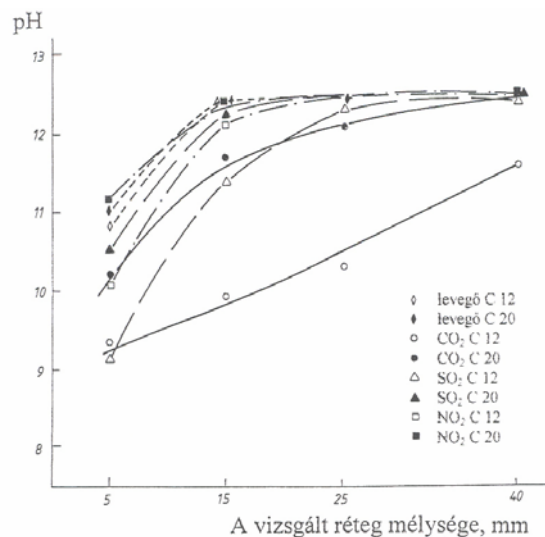
### Vizsgálati módszerek és eredmények

Négy hónapos tárolási idő alatt, illetve után a következő jellemzőket vizsgáltuk:

- acélbetétek korróziós állapotának időbeli követése CANIN típusú készülékkel (6. táblázat és 9. ábra),
- pH (10. ábra), a szulfát- és nitrátion tartalom (7. táblázat) futratpor mintákon a 2.1 pont szerint,
- híg sósavban oldható SiO<sub>2</sub> és CaO tartalom a cementkémiában szokásos módszerekkel furatpor mintákon, CaO/ SiO<sub>2</sub> arány (8. táblázat),
- fázisvizsgálatok műszeres kémiai analitikai (derivatográfias és röntgendiffraktometriás) módszerekkel (derivatogramok mennyiségi értékelése a 8. táblázatban),
- különböző mélységű rétegminták fizikai jellemzőinek, elsősorban porozitásának vizsgálata. (9. táblázat).

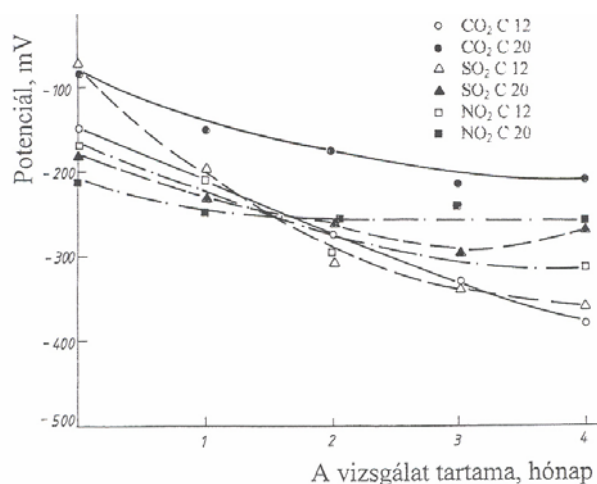
6. táblázat: Megfigyelések a különböző gázterekben tárolt betonhasábok hasított felületein (cement: CEM II/A-S 32,5; kezelési idő: 4 hónap)

Tároló tér	Beton jele	Betonacél állapota	Egyéb megfigyelés
Levegő	C12	Felülete fémes	-
	C20	Felülete fémes	-
CO <sub>2</sub>	C12	Keresztbordákon rozsdás	Rozsda a beton felületén
	C20	Felülete enyhén rozsdás	Alig észlelhető rozsdás a beton felületén
SO <sub>2</sub>	C12	Egyik hosszanti oldalon enyhén rozsdás	A beton felülete 2-5 mm mélységben sárga
	C20		A beton felülete sárga
NO <sub>2</sub>	C12	Felülete fémes	A beton felülete sárga
	C20	Felülete fémes	A beton felülete sárga



9. ábra: Különböző gázterekben tárolt betonhasábok pormintáinak pH értéke (cement: CEM II/A-S 32,5; kezelési idő: 4 hónap)





10. ábra: Különböző gázterekben tárolt betonhasábokon mért potenciálértékek (cement: CEM II/A-S 32,5; kezelési idő: 4 hónap)

7. táblázat: Különböző gázterekben tárolt betonhasábok pormintáinak részletes kémiai vizsgálati eredményei (cement: CEM II/A-S 32,5; kezelési idő: 4 hónap)

Beton jele	Vizsgált réteg mélysége mm	Sósavban oldható rész	Izzítási veszteség	Szulfácion tartalom		Nitrácion tartalom	Kalcium-karbonát tartalomból származó tömegveszteség**
				betonra vonatkozó	cementre* vonatkozó		
tömeg %							
C12	0-5	19,53	5,14	5,17	35,9	2,5	6,2
	5-10	17,63	5,09	1,21	9,6	0,4	4,2
	10-25	16,30	4,77	0,55	4,8	0,2	4,2
	25-40	16,53	4,55	0,41	3,4	nyomokban	4,1
C20	0-5	25,80	6,47	2,45	12,7	1,5	7,8
	5-10	18,98	5,12	0,92	6,6	0,1	6,7
	10-25	20,31	4,67	0,72	4,6	0,1	5,2
	25-40	23,08	5,54	0,58	3,3	nyomokban	4,9

\* A porminták izzítási vesztesége és sósavban oldható része alapján számított érték

\*\* 500 és 900 °C közötti tömegveszteség

8. táblázat: Különböző gázterekben tárolt betonhasábok pormintáinak sósavban oldható CaO és SiO<sub>2</sub> tartalma. Derivatográfiai fázisértékelési eredmények (cement: CEM II/A-S 32,5; kezelési idő: 4 hónap)

Tároló tér	Beton jele	Vizsgált réteg mélysége mm	Híg sósavban oldható CaO tartalom	Híg sósavban oldható SiO <sub>2</sub> tartalom	Kalcium-hidroxid fázis bomlásából származó víz	Kalcium-karbonát fázis bomlásából származó szén-dioxid	CaO/SiO <sub>2</sub> tömegarány
			tömeg %				
Levegő	C12	0-5	6,58	1,82	0,2	4,5	3,6
		10-25	6,87	1,94	0,3	2,3	3,5
	C20	0-5	9,65	2,95	0,5	2,2	3,3
		10-25	9,50	2,94	0,6	2,2	3,2
CO <sub>2</sub>	C12	0-5	7,34	0,50	~0	5,6	14,7
		10-25	8,16	0,57	~0	4,2	14,3
	C20	0-5	10,01	1,09	~0	5,8	9,2
		10-25	8,90	2,35	0,5	3,6	3,8
SO <sub>2</sub>	C12	0-5	8,78	0,52	~0	2,2	16,9
		10-25	7,72	2,26	0,3	2,8	3,4
	C20	0-5	10,16	1,40	~0	3,7	7,2
		10-25	9,35	2,66	0,4	3,5	3,5
NO <sub>2</sub>	C12	0-5	8,16	1,24	~0	3,1	6,6
		10-25	8,24	2,34	0,2	3,4	3,5
	C20	0-5	10,54	2,82	~0	2,7	3,7
		10-25	11,28	3,43	0,4	2,5	3,3

### 3.3. A gázterekben végzett vizsgálatok eredményeinek értékelése

A kohósalak tartalmú cementtel készített vizsgálati betonhasábokba beépített acélbetéteken a 4 hónapig CO<sub>2</sub> és SO<sub>2</sub> térben tárolt C12 jelű betonok esetén mértük a legnegatívabb *potenciált*, és ezeknél szemrevételezéssel is észleltük az acélbetétek kezdődő rozsdásodását.

A szennyezőanyagok hatására legjelentősebb változást az SO<sub>2</sub> térbe helyezett próbatestek mutatták, ahol a kisebb szilárdságú (C12) betonok felső, 5 mm-es rétegében a belső (25-40 mm-es) réteghez viszonyítva 10-szeres *szulfátion tartalmat* mértünk, míg a nagyobb szilárdságú (C20) betonoknál ez az érték kb. 4-szeres volt. A 25-40 mm mélységből vett furatpor minták szulfátion tartalma gyakorlatilag megfelelt a cementtel bevitt értéknek.

A NO<sub>2</sub>-os kezelés hatása az előbbihez hasonló volt. Itt is a külső rétegben mért szennyezőanyag koncentráció volt a legnagyobb: 2,5 tömeg% *nitrátiont* tartalmazott a C12 jelű beton, a C20 pedig 1,5 tömeg %-ot. A két érték aránya 1,7 körüli, míg a szulfátionok esetén 2,8, ugyanazon rétegmélységet figyelembe véve.

9. táblázat: Különböző gázterekben tárolt betonhasábok rétegmintáinak fizikai jellemzői  
(cement: CEM II/A-S 32,5; kezelési idő: 4 hónap)

Tároló tér	Beton jele	Vizsgált réteg mélysége mm	Testsűrűség kg/m <sup>3</sup>	Összes porozitás	Vízfelvétel tömeg %
Levegő	C12	0-10	2190	0,17	5,9
		30-40	2140	0,18	6,0
	C20	0-10	2280	0,12	4,6
		30-40	2261	0,12	4,6
CO <sub>2</sub>	C12	0-10	2201	0,16	3,2
		30-40	2175	0,17	4,7
	C20	0-10	2279	0,12	4,2
		30-40	2253	0,14	4,4
SO <sub>2</sub>	C12	0-10	2227	0,14	3,1
		30-40	2165	0,18	5,6
	C20	0-10	2288	0,12	3,8
		30-40	2253	0,14	4,1
NO <sub>2</sub>	C12	0-10	2236	0,14	3,2
		30-40	2184	0,16	5,9
	C20	0-10	2340	0,11	3,6
		30-40	2245	0,14	4,2

A CO<sub>2</sub> kezelés hatására bekövetkezett *karbonátosodás*, amit az 500 és 900 °C közötti tömegveszteség mértékével jellemeztünk, csak kismértékű eltérést mutatott a kétféle beton esetén. A felső, 5 mm-es rétegre vonatkozó érték 1,5, illetve 1,6-szorosa volt a 25-40 mm-es mélységűnek. A csekély különbséghez természetesen hozzájárult az is, hogy a nagyobb szilárdságú beton nagyobb cementtartalmából eleve több kalcium-hidroxid, s ennél fogva több karbonát is keletkezett.

Legjelentősebb *pH változás* a CO<sub>2</sub> térben tárolt C12 jelű beton esetén következett be, ahol 25-40 mm mélységben is 12 alatti értéket mértünk. Ebben az esetben már a betonon is megfigyeltünk rozsdanyomot a kettéhasított mintán. A SO<sub>2</sub> térben kezelt C12-es betonhasábok pH értéke szintén jelentősen csökkent. A többi minta kémhatása gyakorlatilag megegyezett a levegőn tároltakéval.

A 0-5 mm-es és 10-25 mm-es rétegekben meghatározott, híg sósavval oldható CaO és SiO<sub>2</sub> mennyiségéből számított *CaO/SiO<sub>2</sub> arány* lényegesen különbözött az egyes igénybevételek mintáinál. Míg a laboratóriumban tárolt beton próbatestek esetén ez az arány 3,2-3,6 közötti, azaz a cementekre vonatkozó értékekhez közeli volt, addig a gázterekben – változó nagyságban – ettől jelentősen eltért. A CO<sub>2</sub> kezelés okozta a legnagyobb változást: a kisebb szilárdságú beton mindkét vizsgált rétegében jelentősen megnőtt a CaO mennyisége a SiO<sub>2</sub>-hoz képest (14,5 körüli az arány). Az SO<sub>2</sub> kezelés a legkülső rétegben okozott hasonló nagyságú változást. A CaO mennyiségének növekedését a gázterekben tárolt többi beton külső rétegében is észleltük. Legkisebb változást a NO<sub>2</sub>-os kezelés okozott.

A *műszeres kémiai fázisvizsgálatokkal* elsősorban a kalcium-hidroxid, gipsz és a karbonát jelenlétét és mennyiségének alakulását követtük.

Legjelentősebb változást a kis szilárdságú (C12), SO<sub>2</sub> térben tárolt betonok felső rétegeről készült derivatogramon észleltük: megnőtt a gipsz csúcs intenzitása, hiányzott a

kalcium-hidroxid fázis, ugyanakkor 320-380 °C között kalcium-aluminát-hidrát bomlásából származó csúcs jelentkezett. Utóbbi fázist – kis mennyiségben – A NO<sub>2</sub> térben tárolt, kis szilárdságú betonok külső rétegében is megfigyeltük.

Ezek az eredmények jól egyeztek a röntgendiffrakciós felvételekkel. A cement trikalcium-aluminát fázisából keletkező ettringit egyetlen esetben sem jelentkezett. Részletes elemzések alapján az SO<sub>2</sub>-dal kezelt minta külső rétegében alumínium-oxid-hidrát jellemző vonalait lehetett azonosítani, az NO<sub>2</sub> vel kezelt mintában pedig magnézium-nitrátét. Korábbi, klinkerásványokkal végzett hasonló kísérleteink során, mind a kén-dioxidos, mind a nitrogén-dioxidos kezelés után a trikalcium-aluminát és tetraalkcium-aluminát-ferrit ásványok, illetve hidrátjaik esetén hasonló bomlási folyamatokat észleltünk.

A betonhasábok rétegmintáinak *fizikai jellemzői* közül a porozitás és a vízfelvétel közül utóbbi mutatott egyértelmű és jellegzetes változást. A levegőn tárolt minták vízfelvétele 4,6 (C12) és 6,0 (C20) tömeg % körüli volt és alig függött a réteg mélységétől. A gázterek mintái esetén mért értékek hasonló tendenciát mutattak, mint amelyet a CaO/SiO<sub>2</sub> arány változásánál észleltünk. Legjobban a CO<sub>2</sub>-vel kezelt, C12-es beton esetén csökkent a vízfelvétel (még 30-40 mm-es mélységben is). A többi minta külső rétegében volt számottevő vízfelvétel csökkenés; még a NO<sub>2</sub>-os légtér hatására is, ahol a CaO/SiO<sub>2</sub> arány csak kismértékben változott.

A porozitás és egyúttal a vízfelvétel csökkenését a gázterek hatására képződő és a pórusokban lerakódó, elsősorban kalcium-vegyületek okozták. Mennyiségük növekedésében pedig a potenciálméréshez szükséges nedvesítésnek is volt szerepe.

### 3.4. Vizsgálatok agresszív oldatokban

A savas eső és a betonszerkezetekkel érintkező talajvíz sóinak hatását vizsgáltuk 1 éves korú, C12 és C20 jelű betonból készített, 3.1. pont szerinti, acélbetétet tartalmazó próbatestekkel. A hasábokat rácsos tálcákon helyeztük el, és annyi oldatot öntöttünk a tálcákba, hogy az oldat kb. 10 mm-es magasságban érintkezzen a hasábokkal.

A kísérlethez a következő oldatokat használtuk:

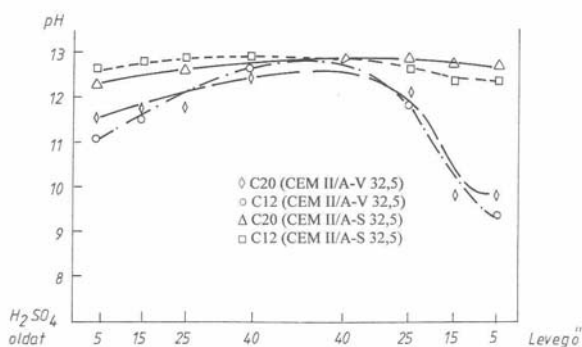
- desztillált víz,
- 5 %-os Na<sub>2</sub>SO<sub>4</sub> oldat,
- 4-es pH érték körüli H<sub>2</sub>SO<sub>4</sub> oldat,
- 5 %-os KNO<sub>3</sub> oldat,
- 4-es pH érték körüli HNO<sub>3</sub> oldat,
- 5 %-os NaCl oldat.

A kísérletet 20±3 °C-os, 50-60 % relatív páratartalmú laboratóriumi helyiségben végeztük. Az oldatokat kéthetente cseréltük, a párolgási veszteséget folyamatosan pótoltuk.

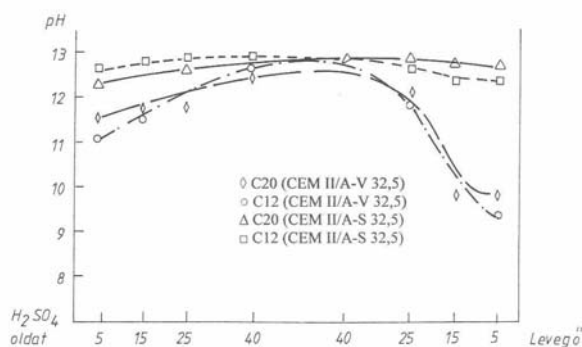
A vizsgálatok a pernyeportlandcementtel készített hasábokkal 1 évig, kohósalak tartalmúakkal 3 hónapig folytak.

A kezelés alatt CANIN készülékkel havonta vizsgáltuk az acélbetétek korróziós állapotát; a kísérlet végén pedig szemrevételezéssel tanulmányoztuk az elhasított próbatestekben az acélbetétek állapotát.

A betonhasábok kezelőoldat felőli és azzal ellentétes oldalán négy rétegmélységből vettünk pormintákat, melyek desztillált vizes szuszpenzióikban mértük a pH-t (*11. és 12. ábra*), vizes kivonataikban a nitrát és kloridion tartalmat, savas oldataikban pedig a szulfátiónt, a CaO és SiO<sub>2</sub> tartalmat.



11. ábra: Nátrium-szulfát oldattal érintkező beton próbatetek furatmintáinak pH értéke a kísérlet végén (cement: CEM II/A-V 32,5)



12. ábra: Kénsav oldattal érintkező beton próbatetek furatmintáinak pH értéke a kísérlet végén (cement: CEM II/A-V 32,5)

A kémiai elemzések eredményét a 10. táblázatban összegezzük.

10. táblázat: Különböző savak és sók oldataival érintkező betonhasábok furatpor mintáinak kémiai vizsgálati eredményei

Cement fajta	Beton jele	Kezelés ideje hónap	Vizsgált réteg		Szulfátion tartalom tömeg %				Nitrátion tartalom tömeg %	Klorid-ion tartalom tömeg %	
			mélysége mm	elhelyezkedése	*	**	*	**			
			kezelő oldat								
					Na <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>	H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>		KNO <sub>3</sub>	HNO <sub>3</sub>	NaCl	
CEM II/A-V 32,5	C20	12	0-5	kezelő oldat felől	2,63	11,2	2,70	20,1	0,1	0,5	2,46
			15-25		0,68	4,2	1,37	16,5	0,3	0,3	0,22
			15-25	légtér felől	0,75	6,3	0,47	7,1	0,3	0,4	1,02
			0-5		1,04	8,6	0,81	8,3	0,6	0,6	3,1
	C12	12	0-5	kezelő oldat felől	2,42	16,3	5,59	29,4	0,6	0,5	2,96
			15-25		0,62	4,0	1,99	18,0	0,4	0,3	0,31
			15-25	légtér felől	0,76	7,1	0,69	4,8	0,3	0,6	0,72
			0-5		1,45	51,0	2,9	7,8	1,1	1,0	2,84
CEM II/A-S 32,5	C20	3	0-5	kezelő oldat felől	2,31	7,6	0,75	12,5	0,5	1,0	0,22
			15-25		0,79	3,4	1,29	8,3	0,2	0,4	0,21
			15-25	légtér felől	0,68	5,0	0,92	4,2	<0,01	0,1	0,18
			0-5		1,05	8,4	3,54	18,7	0,1	0,1	0,79
	C12	3	0-5	kezelő oldat felől	2,93	13,7	0,82	2,3	0,6	0,8	1,55
			15-25		0,59	2,1	1,55	6,5	0,3	0,1	0,31
			15-25	légtér felől	0,73	8,2	0,73	5,4	0,1	0,1	0,40
			0-5		1,39	36,1	4,63	31,8	0,4	0,5	1,37

\* Betonra vonatkozó érték

\*\* Cementre vonatkozó érték

### 3.5. Az agresszív oldatokban végzett vizsgálatok eredményeinek értékelése

Szemrevételezéssel az 5%-os nátrium-klorid-oldattal érintkező, C12-es betonból készített hasábok acélbetétein észleltük a legjelentősebb korróziós nyomokat. A korrózió mértékét a betonfedés és a porozitás (közelítően a szilárdság) egyértelműen befolyásolta. A

szemrevételezéssel megállapított eredményeket a potenciálmérés eredményei is alátámasztották. A többi só-, illetve savas oldat esetén – a vizsgálat tartamán – nem következett be észlelhető acélkorrózió.

A különböző kezelőoldatok hatására többnyire a légtér felőli oldalon voltak a legnagyobbak a kémiai változások. Nátrium-szulfát oldat esetén a C12-es, pernyetartalmú cementtel készített hasábok 5 mm-es kérgében – 1 éves kezelés hatására – a cement gipsztartalmához viszonyítva 17-szeres, kohósalak tartalmú cement használata esetén – 3 hónapos kezelés hatására – 12-szeres szulfátion mennyiséget mértünk. A kezelőoldat felőli kéreg ugyanakkor jelentősen roncsolódott a nátrium-szulfát térfogat-növekedéssel járó kristályosodása miatt. Itt a pernyetartalmú cementtel készített betonban a szulfátion mennyisége 3,7 (C20), ill. 5,4-szeresére (C12)nőtt. Kénsavas kezelés hatására a roncsolódás és a légtér felőli kéregben a szulfátion mennyiségének növekedése fokozottan jelentkezett.

A kálium-nitrát és salétromsav oldat kb. azonos mértékű nitrátion-beépülést okozott. C12 jelű pernyetartalmú cement esetén a beton próbatestek légtér felőli kérgében mértük a legnagyobb, 1,1 % nitrátion-tartalmat. Nátrium-klorid oldat hatására a vizsgálati hasáb légtér felőli oldalán 3%, a beton belsejében 0,1% kloridion-tartalmat mértünk a beton tömegére vonatkoztatva. Utóbbi érték is elég lehet az acélbetét korróziójához.

A CaO/SiO<sub>2</sub> arányának vizsgálata a fenti változásokat alátámasztotta. Megvizsgáltuk a hasábok légtér felőli oldalán keletkezett sókivirágzást és a réteges hámlást. Kálium-nitrátos kezelés hatására gyakorlatilag kálium-nitrátból álló, erőteljes, a nátrium-klorid-oldat hatására pedig kisebb mértékű, nátrium-kloridból álló sókivirágzás jelent meg. A nátrium-szulfát hatására keletkező kevés kivirágzásból kristályvizes nátrium-szulfátot, gipszet, valamint kalcium-karbonátot azonosítottunk. A kénsavoldattal érintkező próbatestek felületéről főként gipszből álló réteget vált le, ezen kívül észleltük az alumínát-fázis kénsav hatására bekövetkező átalakulását.

#### 4. MEGÁLLAPÍTÁSOK

Az ipari termelés és a közúti közlekedés jelentősen terheli a levegőt, elsősorban SO<sub>2</sub> (kén-dioxid) és NO<sub>x</sub> (nitrogén-oxidok) kibocsátása által. Meglévő szerkezetek vizsgálata során azt kutattuk, hogy ez mennyire káros a vasbeton szerkezeteinkre (az acélbetét korróziójára). Vizsgáltuk egyúttal az utak jégmentesítő sózásának vasbetonra gyakorolt hatását is.

Valamennyi műtárgy betonjában észleltük a légszennyező SO<sub>2</sub> okozta gipszképződést. A szulfátion-tartalom a beton 10 mm-es kérgében volt a legnagyobb. Ipari üzemektől távol eső helyeken kicsi volt az értéke, míg az erősen szennyezett levegőjú körzetekben, idősebb betonban elérte a cementből származó szulfáttartalomnak a háromszorosát is.

Legnagyobb nitrátion-tartalmat a Borsodchem Rt. telepén lévő betonszerkezetben mértünk; oka a salétromsav tartályok közelsége és így a közvetlen savgőz hatása volt. Más helyeken a NO<sub>2</sub> beépülést elsősorban a közúti forgalom sűrűsége befolyásolta, és szintén a külső 10 mm-es réteg volt a legszennyezettebb.

Az M7 autópálya elbontásra szánt, Budaörs Károly király úti felüljárójának betonpillérén a szennyeződések koncentrációját magasság szerint is tanulmányozhattuk. A téli sózásból származó kloridion-tartalom az útpálya közelében volt a legnagyobb és felfelé rohamosan csökkent, ugyanakkor a többi vizsgált anion koncentrációja, amelyek közvetítésében nem a víznek, hanem elsősorban a levegőnek volt szerepe, nem függött ilyen egyértelműen a magasságtól. A vizsgálatok eredményei alapján a szennyezettség mértékét a pillér helyzete is befolyásolta.

Ha légszennyezésen kívül téli sózás nem érte a szerkezetet, akkor az általunk megvizsgált 20 és 70 év közötti műtárgyakon jelentős károsodást nem észleltünk az acélbetétek korróziója miatt. Az MSZ EN 206-1, illetve az MSZ 4798-1 szabvány a

karbonátos korrózióra vonatkozó környezeti osztályokban minimumként C20-C30 jelű betont ír elő.

Laboratóriumi modellkísérletekkel azt vizsgáltuk, hogy a cementfajta (pernye, illetve kohósalak tartalmú) és a beton porozitása hogyan befolyásolja agresszív gázterek, ( $\text{SO}_2$ ,  $\text{NO}_2$  és  $\text{CO}_2$ ), illetve oldatok (kénsav, salétromsav, nátrium-szulfát, kálium-nitrát, nátrium-klorid) hatását.

Pernye tartalmú cementtel készített betonokkal agresszív gázterekben végzett vizsgálataink szerint  $\text{SO}_2$  hatására porózus betonban (pl. C12 jelű beton) a szulfáttartalom az eredeti érték 7 – 10-szeresére nőtt a külső 5 mm-es rétegben. Mennyisége befelé rohamosan csökkent. A keletkezett gipsz növelte a betonkéreg tömörségét, csökkentette a vízfelvételt, de – különösen kisebb szilárdság esetén – a felületi réteg szétmorzsolódását eredményezte.

A  $\text{NO}_2$  kezelés eredményeként a nitrátion koncentráció a beton 5 mm-es kérgében 2,5 m% (C12 jelű beton), illetve 1,5 m% (C20 jelű beton) volt. A porozitástól egyértelműen függött a behatolás mélysége is. A beton kérgében keletkezett vegyületek ebben az esetben is megnövelték a tömörséget, ami a vízfelvétel csökkenésével járt.

A légszennyező anyagok okozta kémiai átalakulások hatása a  $\text{CaO/SiO}_2$  arány változásában is megnyilvánult. Laboratóriumban tárolt próbatestek külső kérgében ez az arány 3,2–3,6 közötti, ugyanakkor  $\text{SO}_2$  kezelés hatására 16,9,  $\text{CO}_2$  hatására 14 körüli, míg  $\text{NO}_2$  hatására csak maximum 6,6 volt.

Az alkalmazott kísérleti körülmények között legnagyobb mértékű pH csökkenés a  $\text{CO}_2$  térben kezelt betonok esetén következett be (a C12 jelű beton 25-40 mm-es rétegében is 12 alatti volt), legkisebb pedig a  $\text{NO}_2$  hatására.

A potenciálmérés eredményei összhangban voltak a kémiai vizsgálatokkal és a pH-mérés eredményeivel: legnegatívabb potenciált és egyúttal a legnagyobb változást a C12 jelű,  $\text{CO}_2$  térben tárolt betonokon mértünk, ahol az acélbetétek rozsdásodása már szemmel láthatóan is elkezdődött. Feltételezhető, hogy legalább C20 jelű betonban, legalább 20 mm betonfedés és kis nedvességtartalom esetén nem következik be az acélbetét korróziója még extrém mennyiségű légszennyeződés hatására sem.

Agresszív oldatokkal érintkező pernyét, illetve kohósalakot tartalmazó cementekkel készült betonok kezelő oldat felőli lapjait a salétromsav és a kénsav oldat a beton szilárdságától függetlenül egyaránt roncsolta; utóbbi az oldallapokon leveles hámlást is okozott. Kisebb mértékű, de hasonló elváltozást észleltünk a nátrium-szulfát oldat hatására is, de csak a C12 jelű betonok esetén.

A próbatestek felületén megjelent sókivirágzás részletes elemzése arra utal, hogy kénsavas kezelés hatására a cementek aluminát fázisa jelentősen átalakul.

A kezelő oldatokból származó ionok feldúsulása a nátrium-szulfát oldattal érintkező, kisebb szilárdságú beton próbatestek légtér felőli felső rétegében volt a legnagyobb: pernye tartalmú cementekkel készült betonok 12 hónapos kezelése után 17-szeres, kohósalakot tartalmazóknál 3 hónapos kezelés eredményeként 12-szeresre nőtt a szulfátion tartalom az eredeti értékhez viszonyítva. Ugyanitt a  $\text{CaO/SiO}_2$  arány az eredeti 3 körüli értékről 8-35 közöttire nőtt. Nagyobb feldúsulás többnyire a hosszabb ideig kezelt pernye tartalmú cementtel készített betonok esetén következett be.

Az acélbetéteken a vizsgálati idő alatt csak a nátrium-klorid oldattal érintkező próbatestek esetén lépett fel, ott is a kisebb szilárdságú (C12 jelű) beton levegővel érintkező részében volt előre haladottabb.

## 5. KÖSZÖNETNYILVÁNÍTÁS

Szerzők köszönetet mondanak az Országos Tudományos Kutatási Alapnak és az Országos Műszaki Fejlesztési Bizottságnak kutatásaikhoz az OTKA 3000, az OTKA T022067, OTKA T034467 és az OMFB 1085 sz. szerződéssel nyújtott támogatásért.

## 6. IRODALMI HIVATKOZÁSOK

- Balázs Gy., Cziczó T., Deméné Csányi E. (1990), „A levegő szennyezettsége hazánkban”, *Építőanyag*, No. 3., pp. 96-102.
- Balázs Gy., Csányi E. (2001), „A levegő szennyezettségének hatása a vasbeton tartósságára”, *Vasbetonépítés*, No. 3., pp. 89-94.
- Balázs Gy., Deméné Csányi E. (1994), „A légszennyeződés hatása vasúti hidakra”, *Sínek világa*, No. 1-2., pp. 36-39.
- Balázs Gy., Csányi E. (2001), „A vasbeton korróziója agresszív oldatokban”, *Építőanyag*, No. 4., pp. 119-129.
- Balázs Gy., Csányi E. (2002), „A levegő szennyezettségének hatása az acélbetétek korróziójára – Esettanulmányok I.”, *Vasbetonépítés*, No. 1., pp. 18-23.
- Balázs Gy., Csányi E., Balázs L. Gy. (2002), „A levegő szennyezettségének hatása az acélbetétek korróziójára – Esettanulmányok II.”, *Vasbetonépítés*, No. 2., pp. 44-49.
- Holzmann, Ph. (1986), „Forschung in der Bauindustrie: Beanspruchung von Stahlbeton – Konstruktionen in industrieller Atmosphäre”, *Technischer Bericht*, 1983. Juli
- Horváth L. (1986), „Savas esők”, *Gondolat zsebkönyvek*
- Mészáros E. (1997), „Levegőkémia”, *Veszprémi Egyetemi Kiadó*





## A SZULFÁTÁLLÓ CEMENTEK SZABVÁNYOSÍTÁSÁNAK KÉRDÉSEI

Dr. Révay Miklós, Laczkó László  
CEMKUT Cementipari Kutató-Fejlesztő Kft.  
1300 Bp. Pf. 230, e-mail: [cemkut@mcsz.hu](mailto:cemkut@mcsz.hu)

### ÖSSZEFOGLALÁS

A cementek szabványosításával foglalkozó illetékes műszaki bizottság (CEN/TC51) az általános felhasználású cementek mellett (MSZ EN 197-1) több különleges cement szabványát is kidolgozta (pl. kis hőfejlesztésű cementek, kis kezdőszilárdságú kohósalakcementek, stb.). A szulfátálló cementszabvány annak ellenére hiányzik a listáról, hogy az EU tagországok többségében gyártanak ilyen cementeket. A késedelem legfőbb oka, hogy nem sikerült egységes álláspontot kialakítani a szulfátállóság vizsgálatának kérdésében. Mivel szulfátálló cementszabványunk, a vizsgálati módszert is beleértve, ma már elavult, mi is bekapcsolódtunk a cementek szulfátállóságával, és annak vizsgálatával Európa-szerte folyó kutatómunkába. Ennek keretében különböző cementfajták szulfátállóságának összehasonlító vizsgálatát kezdtük el a legismertebb módszerekkel. Ismertetjük az eddigi eredményeket.

### 1. HELYZETISMERTETÉS

Az európai és a hazai szabványok, műszaki előírások a szulfátion tartalmú talajvizekben alkalmazandó betonokkal szemben különböző óvintézkedések betartását írják elő. Az európai betonszabvány a szulfátion tartalom függvényében (mg  $\text{SO}_4^{2-}/\text{l}$ ) a talajvizeket környezeti osztályokba sorolja. Ennek határértékeiből, valamint az ország talajvizeinek területi megoszlásából látható, hogy talajvizeink szulfátion tartalma mintegy 90 %-a mérsékelt, vagy nagymértékben agresszív kémiai környezetet jelent a beton számára (1. táblázat, Medgyesi, Amrich, 1978).

1. táblázat: Szulfátion-koncentráció környezeti osztályok, és az ország területi megoszlása

mg/l $\text{SO}_4^{2-}$	km <sup>2</sup>	%
<200	648	0,70
200-600	8539	9,18
600-3000	65685	70,60
3000-6000	14077	15,13
>6000	4087	4,39

Tekintsük át vázlatosan, milyen veszély fenyegeti a betont ilyen környezetben.

### 2. A SZULFÁTKORRÓZIÓ

A szulfátkorróziót döntően a megszilárdult cement kalcium-aluminát-hidrátjaiból a talajvíz szulfát-tartalmának hatására képződő kalcium-aluminát-szulfát-hidrátok, elsősorban a szekunder képződésű ettringit duzzasztó hatása okozza (pl.: Ferrari, 1935; Jones, 1938; Kühl, 1952; Thorwaldson, 1952; Mehta, Gjorv, 1974). Újabban azonban új vegyülettel, a főleg kis hőmérsékleten képződő taumazittal is bővült a szulfátkárosodást okozó vegyületek palettája (Crammond, 2002; Révay, Gável, 2002; Révay, Laczkó, 2006).

Hamarosan felismerték, hogy az ettringit korróziót a cement alumínium-oxid tartalmú fázisai közül elsősorban a C<sub>3</sub>A-ból képződő vegyületek átalakulása okozza (Thorwaldson, 1952.) Ez vezetett a szulfátálló ferro-portlandcementek gyártástechnológiájának kidolgozásához (Ferrari, 1934), amelyekben az Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub> elsősorban kalcium-aluminát-ferrit alakban van jelen. Ilyen cementet hazánkban már a harmincas évek óta gyártanak (Bereczky, Reichardt, 1970).

A szulfátálló cementek családja később kiegészült néhány heterogén cementtel is, ugyanis a hidraulikus kiegészítő anyagok, – amellet, hogy „hígítják” a klinker C<sub>3</sub>A-tartalmát – puccolános hatásuk (a sérülékeny portlandit C-S-H fázisokká alakítása) révén is javítják a szulfátállóságot (Nadu, 1980; Révay, Kovács, 1980; Révay, Kovács, 1986).

### 3. A SZULFÁTÁLLÓ CEMENTEK SZABVÁNYOSÍTÁSÁNAK HELYZETE EURÓPÁBAN

Magyarországhoz hasonlóan az európai országok többségében szintén gyártanak szulfátálló cementeket, azonban az egyes országok szabványai és műszaki előírásai annyira különbözőek, hogy cementek szabványosításáért felelős európai bizottság (CEN/TC 51) nem tudott kialakítani egységes követelményt a megfelelő termék- és vizsgálati szabványra vonatkozóan. Végül, mintegy harminc éves huzakodás után sikerült kiizzadni a hatályos európai szabványra egy olyan módosító javaslatot, amely már a szulfátálló cementeket is tartalmazza (2. táblázat).

2. táblázat: A szulfátálló, általános felhasználású cementek csoportjának hét tagja az EN 197-1: 2000/prA2:2006 szerint

Fő cementfajták	Az öt termék jelölése (a szulfátálló általános felhasználású cementek fajtái)		Összetétel (tömegszázalékban)				Mellékalkotórészek
			Klinker K	Kohósalak S	Természetes puccolán P	Savanyú pernye V	
CEM I	Szulfátálló portlandcement	CEM I... SR 0	95-100	-	-	-	0-5
		CEM I... SR 3					
		CEM I... SR 5					
CEM III	Szulfátálló kohósalak-cement	CEM III/B...-SR S	24-34	66-80	-	-	0-5
		CEM III/C...-SR S	5-19	81-95	-	-	0-5
CEM IV	Szulfátálló puccolán-cement	CEM IV/A-SR P	65-80		--20-35---		0-5
		CEM IV/B...-SR P	45-64		--36-55---		0-5

Az eddigi tapasztalatok alapján, úgy gondoljuk, ebből még egy ideig nem lesz szabvány, már csak azért sem, mert nem elegáns dolog a cementek kategorizálása szulfátállóságuk alapján, vizsgálati módszer nélkül. Erről pedig több évtizedes gyötrődés után a múlt évben állapították meg, hogy a kidolgozására tett erőfeszítések nem vezettek eredményre, ezért teljesen új alapokra helyezett kísérletek szükségesek.

### 4. A CEMENTEK SZULFÁTÁLLÓSÁGÁNAK VIZSGÁLATA

A következőkben összefoglaljuk az egyes nemzeti szabványokban szereplő, illetve más, széles körben elterjedt szulfátállóság vizsgálati módszerek jellemzőit (3. táblázat).

### 3. táblázat: A fontosabb szulfátállóság vizsgálati módszerek jellemzői

	ASTM C 1012	prEN 196-x:1995	prEN 196-x: 4. körlevél	Wittekindt (VDZ módosítás)	GOST 4798	Koch&Steinigger	MSZ 4717
A vizsgált paraméter	Duzzadás	Duzzadás	Duzzadás	Duzzadás	Relatív hajlítószilárdság	Relatív hajlítószilárdság	Duzzadás
Próbatest méret, mm	25x25x285	20x20x160	20x20x160	10x40x160	10x10x30	10x10x60	10x40x160
Felületarány mm <sup>2</sup> /mm <sup>3</sup>	0,17	0,21	0,21	0,26	0,47	0,43	0,26
Homok :cement :víz arány	2,75:1:0,75 salak, vagy puccolán keverékek folyóssága azonos a kontrol pc-vel	3:1:0,5	3:1:0,5	3:1:0,6	3:1:0,4	3:1:0,6	3:1:0,5
Homoktípus/eredet	ASTM C 109 tesztomok (Ottawai kvarchomok)	EN 196-1 tesztomok	EN 196-1 tesztomok	I, II német tesztomok	0,4-05 mm-es kvarchomok	I, II német tesztomok (finom és durva)	EN 196-1 szerinti közepes és durva tesztomok
Mérővég	Rozsdamentes acél	Rozsdamentes acél (kiálló, vagy süllyesztett)	Rozsdamentes acél (kiálló, vagy süllyesztett)	Rozsdamentes acél			Rozsdamentes acél
Tömörítés	Döngölés	Ejtés (10)	Ejtés (60)	Vibrálás		Ejtés (20)	Ejtés (20)
Tárolás	1 nap 35°C-on formában, majd 23°C-on vízben, 20MPa 50 mm-es kockasziárdság eléréséig	1 nap formában, 27 nap 20°C-os vízben	1 nap formában, 27 nap 20°C-os mésvízben	1 nap formában, 27 nap 20°C-os vízben	2 nap nedves levegőn, 13 nap vízben	1 nap nedves levegőn, 20 nap 20°C-os vízben	2 óra 80°C-os gőzölés
Oldat	Na <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>	Na <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>	Na <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>	Na <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>	(NH <sub>4</sub> ) <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>	Na <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>	Na <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>
Oldat konc. SO <sub>4</sub> g/l	33,8	16±0,5	16±0,5	29,8	1 és 2	29,8	29,8
Oldat hőmérséklet, °C	23	20	20	20, (újabbban 5)		20	20
Próbatest felület: oldattérfogat-arány (cm <sup>2</sup> /l)	461-358	408	408				
Oldatsere	1,2,3,4,8,13,15 hét, 4,6,9,12 hónap nincs	28 naponként	28 naponként	28 naponként			Hetenként
pH		nincs	nincs	nincs			
Tesztlimit	Szulfátállóság <0,1 0% duzz. 12 hónap után	Nincs előírás	Nincs előírás	≤ 0,5 % duzz 56 nap után	Hajlítószil. a kontrolhoz >80% 1,2,4,6 hónap után	Hajlítószil. a kontrolhoz >80% 77 nap után	≤ 0,4 % duzz 28 nap után
Ismételhetőség, %	15-22	>10	10	Kielégítő			
Összehasonlíthatóság, %	25-40	>50	20-50	gyenge			

Ezek közös jellemzői: a nagy felület-térfogatarányú próbatestek, és a természetesnél lényegesen nagyobb töménységű szulfátoldatok alkalmazása, a hosszváltozás mérésen alapuló, viszonylag gyors értékelés (két kivétellel), és a meglehetősen rossz reprodukálhatóság. A vizsgálati oldat pH-ja a szabályos időközönkénti oldatcserek után valamennyi módszernél ciklikusan változik, ami torzíthatja a vizsgálati eredményeket.

A hazai szabvány szerinti módszer a „lapos hasábot” (10x40x160 mm) alkalmazó „Wittekindt eljárásnak” olyan módosítása, amelynél a vizsgálati idő lerövidítése érdekében a szulfátoldatba helyezés előtti szilárdulási idő lerövidítése érdekében gőzkezelést (85°C, 2 óra), és a cementkő valamint a szulfátoldat intenzívebb érintkezésének biztosítása érdekében (a finom frakció elhagyásával) hiányos szemszerkezetű szabványhomokot alkalmazunk.

## 5. EGYSÉGESÍTÉSI TÖREKVVÉSEK

A nemzeti szabványok közötti különbségek kiküszöbölése érdekében szükségesnek látszott egy „európai szulfátállóság vizsgálati módszer” kifejlesztése. A munka 1991-ben kezdődött. A 13 laboratóriumban végrehajtott program célkitűzése a reprodukálhatóság javítása, valamint a szulfátálló, és a nem szulfátálló cementek biztonságos megkülönböztethetősége volt. A vizsgálatok azonban nem hozták meg a várt eredményt, ezért 1998-ban megállapították, hogy a továbbfejlesztéshez alapvetően új megközelítés szükséges. A kutatás irányelveit 2004 elején a NANOCEM program keretében szervezett tanácskozáson, a következőképpen határozták meg:

- a szulfátkorrózió mechanizmusának, különösen a cementfajta, a szulfátkoncentráció, és a hőmérséklet szerepének további kutatása;
- a laborvizsgálatokkal meghatározott, és a természetes körülmények között tapasztalt teljesítőképesség közötti összefüggés tisztázása;
- a vizsgálati módszer gyorsítási lehetőségei és annak korlátai;
- a deformációméréstől eltérő paraméterek alkalmazása a szulfátkorrózió kialakulásának megfigyelésére;
- a taumazit szulfátkorrózióban betöltött szerepének tisztázása.

A vizsgálatok még nem zárultak le, de már sikerült egységes álláspontra jutni az ismeretlen új cementek u. n. „első típusvizsgálata” során alkalmazandó eljárás legfőbb jellemzőiről. Ezek a következők:

- 40x40x160 mm-es hasábróbatestek és szabványhomok alkalmazása;  
*Indoklás:* előnyös a szabványos szilárdságvizsgálattal azonos próbatest-méret és homok használata;
- homok: cement: vízarány = 3,375: 1 : 0,6;  
*Indoklás:* A vizsgálat gyorsítását szolgálja a v/c növelése a szabványos szilárdságvizsgálathoz (v/c = 0,5) képest. (Az egyetlen konszenzussal elfogadott gyorsítási módszer.)
- előszilárdítás: 4 hétig 35°C hőmérsékletű mésvízben;
- tárolás legalább 1 évig a regionális átlaghőmérsékletű (így nálunk 10°C-os) 10 g/l  $SO_4^{2-}$  koncentrációjú, állandó pH-jú ( $8 \pm 0,5$ )  $Na_2SO_4$  oldatban, illetve a kontroll próbatestek esetén ugyanilyen hőmérsékletű mésvízben.  
*Indoklás:* A nagyobb szulfátkoncentráció ugyan gyorsítja a folyamatot, de a természetes körülményektől való nagy eltérés – különösen a heterogén cementeknél – torzítja az eredményeket. A talajvíz hőmérséklettől melegebb tárolóoldat alkalmazása – pl. a taumazit képződés lehetőségének korlátozása miatt – rontja a természetes körülményekkel való összehasonlítás lehetőségét.
- az értékelés alapja szulfátoldatban és a mésvízben tárolt próbatestek (0,5), 1, esetleg 2 éves relatív szilárdsága (követelmény:  $R_{szulfát}/R_{mésvíz} \geq 0,8$ ).  
*Indoklás:* A próbatest duzzadás, különösen a heterogén cementeknél nem jellemzi egyértelműen a tényleges szulfátállóságot, ezért csak a homogén portlandcementek, vagy legfeljebb a kis kiegészítőanyag tartalmú heterogén cementek esetén alkalmazható.

Mivel a hazai szulfátálló cementszabvány már megérett a korszerűsítésre, másrészt az utóbbi években számos új termék jelent meg a cementpiacon, úgy gondoltuk, időszerű a nyitott kérdések tisztázása egy részletes kísérleti program keretében.

4. táblázat: A cementek kémiai vizsgálata

CEM		I 32,5 R-S	II/A-V 32,5 R-S	III/A 32,5 N	V/A (S-V) 32,5 N	III/A 32,5 N-S	V/A (S,V) 32,5 N	I 52,5 N	I 42,5 N HSR/NA
<b>Kémiai összetétel</b>									
izz. veszt.	%	1,24	1,03	0,77	5,09	0,77	1,36	1,25	2,25
SiO <sub>2</sub>	%	20,55						19,44	
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	%	4,16						5,25	
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	%	6,04						3,92	
TiO <sub>2</sub>	%	0,26						0,31	
CaO	%	61,96						63,82	
MgO	%	2,12						1,34	
K <sub>2</sub> O	%	0,42	0,54	0,47	0,78	0,77	0,96	0,70	0,65
Na <sub>2</sub> O	%	0,31	0,34	0,29	0,30	0,37	0,32	0,28	0,24
Na <sub>2</sub> O <sub>equ</sub>	%	0,58	0,69	0,60	0,81	0,85	0,94	0,74	0,66
SO <sub>3</sub>	%	2,60	3,01	2,40	2,74	1,96	3,00	3,36	3,22
oldhatatlan szabad CaO	%	2,40	7,07	0,14	7,26	1,74	15,68	0,10	9,23
	%	2,12						0,31	
<b>Modulusok</b>									
AM		0,69	-	-	-	-	-	1,34	-
SM		2,01	-	-	-	-	-	2,12	-
TT		0,85	-	-	-	-	-	0,91	-
Kst	%	87,41	-	-	-	-	-	94,04	-
<b>Ásványi összetétel</b>									
C <sub>3</sub> S	%	43,43	-	-	-	-	-	53,26	-
C <sub>2</sub> S	%	26,20	-	-	-	-	-	15,60	-
C <sub>3</sub> A	%	0,76	-	-	-	-	-	7,25	-
C <sub>4</sub> AF	%	18,36	-	-	-	-	-	11,92	-
C <sub>2</sub> F	%	-	-	-	-	-	-	-	-
CaSO <sub>4</sub>	%	4,42	-	-	-	-	-	5,71	-
<b>Cement összetétel</b>									
Klinker	%	95,84	84,91	52,22	67,40	56,28	44,25	94,62	59,04
Kohósalak	%	-	-	43,94	-	40,58	22,07	-	23,51
Pernye/puccolán	%	-	10,27	-	17,9	-	28,88	-	12,3
Mészke	%	-	-	-	10,32	-	-	-	-
Ca-szulfát*	%	4,16	4,82	3,84	4,38	3,14	4,80	5,38	5,15

5. táblázat: A cementek fizikai-mechanikai vizsgálata

CEM		L1 I 32,5 R-S	L2 II/A-V 32,5 R-S	H3 III/A 32,5 N	H5 V/A (S-V) 32,5 N	V3 III/B 32,5 N-S	V5 V/A (S,V) 32,5 N	B1 I 52,5N	K1 I 42,5 N HSR/NA
Sűrűség	g/cm <sup>3</sup>	3,20	3,10	2,96	2,84	3,06	2,93	3,17	3,30
Fajlagos f.	cm <sup>2</sup> /g	3100	3890	3810	4320	4680	4560	4680	3140
Kötésvíz	%	27,8	25,8	30,4	33,4	30,0	31,0	30,0	28,9
Kötés kezd	perc	170	110	130	200	210	200	100	140
Kötés vége	perc	250	180	230	270	300	320	170	260
2 nap		15,4/3,3	15,4/2,8	-	-	-	-	30,8/7,1	
7 nap		-	-	24,0/4,9	21,4/4,2	20,1/5,3	21,4/3,0	-	
28 nap		39,6/7,1	41,1/6,9	46,9/7,8	40,0/7,5	40,4/8,7	1,3/8,4	59,8/8,3	

## 6. KÍSÉRLETEK

Kísérleti programunkba néhány jellemző cementfajta (hét hazai és egy külföldi) ismertebb szulfátállóság vizsgálati módszerekkel, valamint az első típusvizsgálatra ajánlott eljárás (továbbiakban: CEN/TC51 ajánlás) szerinti vizsgálatát vettük fel.

### 6.1 A cementek kémiai és fizikai-mechanikai vizsgálata

A cementek kémiai és fizikai-mechanikai vizsgálati eredményei alapján (4. és 5. táblázat) megállapítható, hogy a CEM I cementek (homogén portlandcementek) kémiai jellemzői megfelelnek a várakozásnak. A heterogén cementek MSZ ENV 196-4 szerint meghatározott összetétele az eddigi tapasztalatok szerint meglehetősen pontatlan, így az eredmények csak tájékoztató jellegűek.

A fizikai-mechanikai vizsgálatok közül említésre érdemes a nagy kiegészítő-anyag tartalmú cementek nagyobb fajlagos felülete. A kötés és szilárdságvizsgálatok eredményei is megfelelnek a várakozásnak.

### 6.2. Szulfátállóság vizsgálatok

A cementek szulfátállóságát az MSZ 4737, az ehhez hasonló „Wittekindt-eljárás”, az ASTM C 452 és 1012, valamint a első típusvizsgálatra ajánlott módszer (továbbiakban: CEN/TC51 ajánlás) szerint vizsgáltuk.

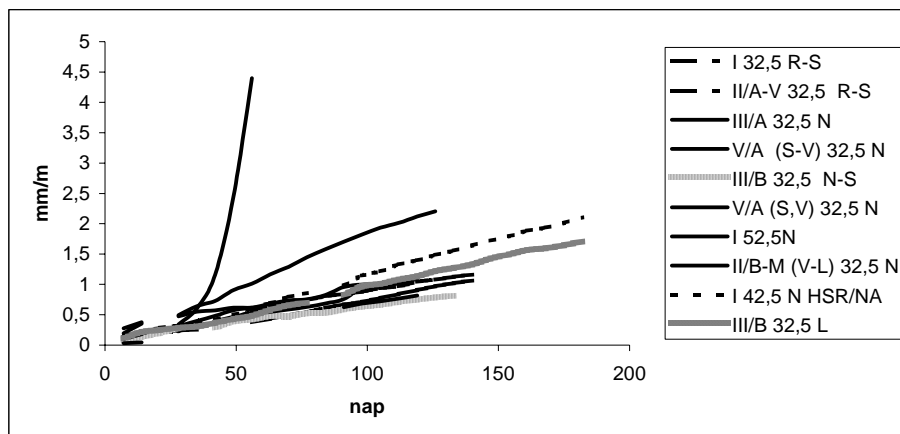
#### 6.2.1. Vizsgálatok az MSZ 4737 szabvány szerint

##### *A módszer elve*

196-1 szerinti közepes és durva szabványhomok 1 : 1 arányú keverékével és a szokásos cementtartalommal megfelelően kialakított sablonokban a hiányos szemszerkezetű szabványhomok használatával 10x40x160 mm-es, mérővéggel ellátott lapos hasábokat készítünk. 70 perc 20°C-on tárolás után a sablonnal együtt gőzöljük (felfűtés: 90 perc, izotermikus gőzölés: 85°C, 2 óra, természetes lehűtés 40°C-ra), kizsaluzás után 1 napig 20°C-os vízben tárolás, majd hossz mérés után 20°C-on 4,4 mm%-os nátrium-szulfát oldatban tároljuk, és hetenként mérjük a hosszváltozást. A cement szulfátállónak minősül, ha a 28 napos lineáris hossznövekedés (h)  $\leq 0,4 \text{ mm/m}$ .

Az eredmények (6. táblázat, 1. ábra) értékeléséhez megjegyezzük, hogy az egyik (nem szulfátálló) CEM I cement (B1. jelű) 28 napos szulfátduzzadása szokatlanul kedvező ( $H = 0,341 \text{ mm/m}$ ), és erősen eltér a szokásostól a duzzadási görbe jellege is. Mivel ilyen jelenséget máskor is tapasztalunk, a rendellenesség jellemzésére bevezettük a duzzadási jelleg fogalmát (a 14 és 28 napos duzzadás különbségének a 14 napos duzzadással képzett hányadosa, lásd: 6. táblázat). Ennek alapján pedig „lassuló” ( $J \leq 0,8$ ), „lineáris” ( $J = 0,8-1,2$ ) és „gyorsuló duzzadásúnak” ( $J \geq 1,2$ ) minősítettük a cementeket. Ez utóbbiaknál pedig az értékelés alapja a 28 napos duzzadás helyett a 28 és 14 napos duzzadás különbségének kétszerese. (Ezt a javaslatot azonban még nem tartalmazza a szabvány.)

1. ábra: Szulfátduzzadás az MSZ 4737 szerint



6. táblázat: A cementek lineáris hosszváltozása az MSZ 4737 szabvány szerint

	I 32,5 R-S	II/A-V 32,5 R-S	III/A 32,5 N	V/A (S-V) 32,5 N	III/B 32,5 N-S	V/A (S-V) 32,5 N	I 52,5 N	I 42,5 N HSR/NA
	L1	L2	H3	H5	V3	V5	B1	K1
7	0,073	0,057	0,195	0,278	0,085	0,155	0,03	0,131
14	0,129	0,139	0,353	0,377	0,136	0,22	0,042	0,192
21	0,212	0,212			0,201			0,286
28	<u>0,243</u>	<u>0,229</u>	<u>0,491</u>	<u>0,472</u>	<u>0,281</u>	<u>0,317</u>	<u>0,341</u>	<u>0,316</u>
35	0,255	0,408	0,642	0,55			0,603	0,356
42			0,728	0,569	0,286	0,394	1,158	0,417
49		0,417	0,906	0,617	0,389	0,467	2,453	0,502
56	0,375	0,561	1,013	0,616	0,423	0,531	4,397	0,606
63	0,434	0,631	1,164	0,681	0,481	0,547		0,691
70	0,492	0,688	1,289	0,734	0,477	0,588		0,794
77	0,545	0,741	1,448	0,755	0,522	0,63		0,859
84	0,612	0,805	1,58	0,825	0,531	0,684		
91	0,67	0,841	1,703	0,959	0,589	0,758		0,982
98	0,712	0,881	1,823	0,997	0,634	0,95		1,145
105	0,773	0,938	1,934	1,003	0,663	0,95		1,216
112	0,839	0,97	2,013	1,059	0,712	1,019		1,33
119	0,906	1,042	2,117		0,75	1,091		1,394
126	0,969	1,08	2,203		0,786			1,486
133	1,019	1,125			0,814			1,555
140	1,064	1,161						1,641
147								1,719
154								1,794
161								1,883
168								1,936
175								2,013
182								2,106
$J = (h_{28} - h_{14}) / h_{14}$	0,88	0,65	0,39	0,25	1,07	0,44	7,12	0,65
Duzzadás jellege	lineáris	lassuló	lassuló	lassuló	lineáris	lassuló	gyorsuló	lassuló
Korrigált duzzadás: $D = 2(h_{28} - h_{14})$							<u>0,600</u>	



## 6.2.2. Az ASTM C 452. szabvány szerinti vizsgálatok

### A módszer elve

A szabványos eljárást a homogén portlandcementek minősítésére dolgozták ki, mi azonban valamennyi cementre elvégeztük a vizsgálatot.

Az eljárás a következő:

400 g cement  $\text{SO}_3$  tartalmát gipszadagolással 7 %-ra növeljük, ebből 1100 g ASTM-szabványhomok és 194 ml víz felhasználásával készített habarcsból (esetünkben 40x40x160 mm-es) mérővéges próbatesteket készítünk. 1 nap 20°C-os nedves térben tárolás után kiszaluzzuk, majd 30 perces 20°C-os vízben tárolás után elvégezzük az alpmérést. A próbatesteket ismét vízbe helyezve 14 napos korban mérjük a lineáris hosszváltozást. A szabvány szerint a 0,040 %-nál ( $0,4 \text{ mm/m}$ ) kisebb duzzadású homogén portlandcementeket tekintjük szulfátállóknak.

7. táblázat: A cementek lineáris hosszváltozása az ASTM C 452. szabvány szerint (%)

	L1	L2	H3	H5	V3	V5	B1	K1
CEM	I 32,5 R-S	II/A-V 32,5 R-S	III/A 32,5 N	V/A (S-V) 32,5 N	III/B 32,5 N-S N	V/A (S-V) 32,5 N	I 52,5 N	I 42,5 N HSR/NA
Hosszváltozás, 7 nap, %	0,023	0,036	0,046	0,035	0,048	0,029	0,025	0,018
Hosszváltozás, 14 nap, %	<u>0,040</u>	0,063	0,081	0,062	0,084	0,051	<u>0,044</u>	<u>0,032</u>

A vizsgálati eredmények alapján (7. táblázat) a CEM I cementek közül a két legkisebb  $\text{C}_3\text{A}$  tartalmú cement (L1, K1) duzzadása a várakozásnak megfelelően nem lépi túl a szulfátálló cementekre megadott 0,04 %-os limitet. Kissé meghaladja ezt a nagyobb  $\text{C}_3\text{A}$  tartalmú CEM I 52,5 N cement (B1).

A heterogén cementek duzzadása 27-110 %-kal nagyobb a szulfátálló homogén portlandcementekre megadott felső határnál, de mint erre utaltunk, a szabvány ezekre nem vonatkozik.

## 6.2.3. Az ASTM C 1012. szabvány szerinti vizsgálatok

### A módszer elve

Az eljárást a heterogén cementek minősítésére dolgozták ki. Mi most is valamennyi cementre elvégeztük a vizsgálatot. Ennek menete a következő:

1375 g ASTM szabványhomok, 500 g cement, és 242 ml víz felhasználásával készített habarcsból (40x40x160 mm-es) mérővéges próbatesteket készítünk, majd a sablonokkal együtt 24 óráig 20°C-os nedves térben, ezután a sablonokat vízzáróan lefedve 24 óráig 35°C hőmérsékletű vízben, ezt követően 20 MPa szilárdság eléréséig 20°C mészvízben tároljuk. Ezután kiszaluzunk, és elvégezzük az alpmérést. (A szilárdsági követelményt külön készített próbatesteken ellenőrizzük.) Majd 1 éves korig 50 g/liter töménységű  $\text{Na}_2\text{SO}_4$  oldatban tároljuk. A minősítő érték a 180 napos duzzadás. A követelmény a szulfátálló cementekre legfeljebb 0,1 % ( $1 \text{ mm/m}$ ) duzzadás.

8. táblázat: A cementek lineáris hosszváltozása az ASTM C 1012. szabvány szerint (%)

CEM	L1 I 32,5 R-S	L2 II/A-V 32,5 R-S	H3 III/B 32,5 N	H5 V/A (S-V) 32,5 N	V3 III/A 32,5 N	V5 V/A (S-V) 32,5 N	B1 III/B 32,5 N-S	K1 I 42,5 N HSR/NA
7	0,075	-0,013	-0,002	-0,001	0,000	0,106	0,000	0,031
14	0,074	-0,014	0,008	-0,001	-0,004	0,113	0,002	0,007
21	0,075	-0,008	-0,007	0,001	0,001	0,111	0,011	0,009
28	0,043	-0,039	-0,006	-0,003	-0,011	0,103	-0,001	0,006
56	0,089	0,014	0,006	0,003	-0,011	0,101	0,017	0,034
91	0,091	0,028	0,014	0,014	0,002	0,108	0,031	0,031
105	0,101	0,039	0,019	0,022	0,016	0,125	0,029	0,037
147	0,096	0,039	0,027	0,032	0,019	0,123	0,036	-0,024
182	0,111	0,056	0,028	0,034	0,026	0,128	0,045	0,051

A vizsgálati eredmények alapján (8. táblázat) a heterogén cementek közül csak puccoláncement (CEM V/A) nem felel meg a követelménynek. A homogén portlandcementek vizsgálati eredményeit nem értékeltük.

#### 6.2.4. A „Wittekindt- módszer (VDZ szerinti módosítással)

##### A módszer elve

Közepes és durva szabványhomok 1 : 1 arányú keverékével 3 : 1 : 0,6 homok : cement: vízarányval készített habarcsból a megfelelően kialakított sablonokban vibrálással 10x40x160 mm-es, mérővéggel ellátott lapos hasábokat készítünk, ezeket 1 napos korban kiszaluzzuk és 28 napos korig 20°C-os vízben tároljuk, majd 29,8 g/liter SO<sub>4</sub><sup>2-</sup> koncentrációjú Na<sub>2</sub>SO<sub>4</sub> oldatban tároljuk. A hosszváltozást 7 naponként mérjük, az értékelés 56 nap után történik, a megengedett duzzadás ≤ 0,5 mm/m. A vizsgálati eredmények alapján (9. táblázat) tartalmazza.

9. táblázat: A cementek lineáris hosszváltozása a „Wittekindt-módszer” szerint

CEM	L1 I 32,5 R-S	L2 II/A-V 32,5 R-S	H3 III/B 32,5 N	H5 V/A (S-V)- 32,5 N	V3 III/B 32,5 N-S	V5 V/A (S-V) 32,5 N	B1 I 52,5 N	K1 I 42,5 N HSR/NA
7	0,031	0,169	0,018	0,025	0,007	0,005	0,032	0,009
14	0,062	0,174	0,037	0,050	0,015	0,009	0,338	0,020
21	0,090	0,200	0,187	0,122	0,022	0,049	0,406	0,028
28	0,122	0,262	0,203	0,187	0,028	0,090	0,425	0,037
35	0,156	0,356	0,219	0,206	0,034	0,131	0,450	0,044
42	0,194	0,362	0,237	0,250	0,038	0,156	0,459	0,050
49	0,205	0,381	0,269	0,294	0,094	0,217	0,469	0,056
56	<b>0,231</b>	<b>0,394</b>	<b>0,381</b>	<b>0,325</b>	<b>0,194</b>	<b>0,288</b>	<b>0,544</b>	<b>0,069</b>

A vizsgálati eredmények szerint (9. táblázat) B1 jelű CEM I 52,5 N cementet kivéve a cementek kielégítik a követelményt.

## 6.2.5. A CEN/TC 51 ajánlás

### A módszer elve

A 3,375 : 1 : 0,6 homok : cement : víz aránnyal készített próbatesteket 1 napos korban kiszaluzzuk, majd 28 napos korig 35°C hőmérsékletű telített mészvízben előszilárdítjuk, ezután 10 g/liter  $\text{SO}_4^{2-}$  koncentrációjú,  $8 \pm 0,5$  állandó pH értéken tartott  $\text{Na}_2\text{SO}_4$  oldatban tároljuk. 1, 2, 3, 6 és 12 hónapos korban szilárdságvizsgálatokat végzünk, és ezeket összehasonlítjuk az azonos hőmérsékleten telített mészvízben tárolt próbatestek szilárdságával. Követelmény:  $R_{\text{szulfát}}/R_{\text{mészvíz}} \geq 0,8$ .

10. táblázat: A cementek szilárdságvizsgálata a CEN/TC 51 ajánlása szerint

Jelölés	L1	L2	H3	H5	V3	V5	B1	K1
Megnevezés	I 32,5 R-S	III/A-V 32,5 R-S	III/A 32,5 N	V/A (S-V) 32,5 N	III/B 32,5 N-S	V/A (S-V) 32,5 N	I 52,5 N	I 42,5 N HSR/NA
Na <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> oldatban tárolt próbatestek nyomószilárdsága, MPa								
28 nap	29,3	35,2	43,6	35,3	38,1	38,8	44,2	39,5
56 nap	34,4	36,4	41,6	34,0	37,8	34,0	36,7	41,7
91 nap	36,0	38,2	44,8	35,0	39,6	35,0	39,5	42,1
182 nap	36,0	37,9	46,0	36,9	41,5	36,9	39,7	45,4
1 év								
Telített mészvízben tárolt próbatestek nyomószilárdsága, MPa								
28 nap	33,0	40,8	38,4	34,4	36,5	43,2	44,1	42,9
56 nap	34,7	42,0	38,4	34,5	35,8	42,2	48,8	42,3
91 nap	34,6	42,7	41,1	34,5	38,5	44,0	47,2	44,1
182 nap	34,7	43,0	43,6	34,6	40,5	45,8	52,9	45,3
1 év								
$R_{\text{szulfát}}/R_{\text{mészvíz}}$								
28 nap	0,89	0,86	1,14	1,03	1,05	0,90	1,00	0,92
56 nap	0,99	0,87	1,08	0,98	1,06	0,80	0,75	0,98
91 nap	1,04	0,90	1,09	1,01	1,03	0,80	0,84	0,95
182 nap	1,04	0,88	1,06	1,07	1,03	0,81	0,75	1,00
1 év								

Az előadás elhangzásakor a féléves adatok állnak rendelkezésre (10. táblázat). Ezek alapján megállapítható, hogy a V5 jelű CEM V/A (S-V) 32,5 N, valamint az B1 jelű CEM I 52,5 N kivételével a cementek kielégítik a CEN/TC 51 szerinti ajánlás szulfátállóság követelményeit.

## 7. MEGÁLLAPÍTÁSOK

Különböző típusú cementek szulfátállóságát a legismertebb, lineáris hosszváltozás mérésen alapuló módszerekkel vizsgálva megállapítottuk, hogy a cementek e vizsgálatok alapján kapott „szulfátállósági sorrendje” az egyes módszereknél erősen eltérő, így ezek egyike sem javasolható a cementek tényleges szulfátállóságának értékelésére. Ezért erre a célra a kidolgozandó új hazai szulfátálló cement termék és vizsgálati szabványban a CEN/TC 51 Műszaki Bizottság által a cementek első típusvizsgálatára javasolt módszert célszerű bevezetni.

## 8. HIVATKOZÁSOK

- Bereczky E., Reichardt E. (1970), „A magyar cementipar története”, Budapest
- Crammond, N. J. (2002), *1<sup>st</sup> Int. Conf. on Thaumasite in Cem. Mat.* Garston
- Ferrari, F. (1934), *Tonindustrie Zeitung*, Vol. 58, pp. 636.
- Ferrari, F. (1935), „Tonindustrie Zeitung”, Vol. 59., pp. 533.
- Jones, F. E. (1938), *Symp. Chem. Cem.* Stockholm
- Kühl, H. (1952), „Zement-Chemie”, Berlin
- Medgyesi I., Amrich L. (1984), „Építőanyag”, Vol. 30, pp. 136.
- Mehta, P. K., Gjorv, O. E (1974), *Journal of Testing Evaluation*, Vol. 2, No. 6.
- Nadu, M. (1980), *7<sup>th</sup> Int. Congr. Chem. Cem.*, Vol. 4., pp. 95., Paris
- Révay M., Gábel V. (2002), *1<sup>st</sup> Int. Conf. on Thaumasite in Cem. Mat.* Garston
- Révay M., Laczkó L. (2006), „Építőanyag”, Vol. 58, No. 2., pp. 47.
- Révay M., Kovács R. (1980), *7<sup>th</sup> Int. Congr. Chem. Cem.*, Vol. 3., pp. 34., Paris
- Révay M., Kovács R. (1986), „A cementek szulfátállósága és a szulfátállóság vizsgálata”,  
*SZIKKTI Tudományos Közlemények*, Vol. 87.
- Thorwaldson, T.(1952), *Symp. Chem. Cem.* London



## KÖNNYŰBETONOK TARTÓSSÁGA

*Dr. Józsa Zsuzsanna, Dr. Nemes Rita, Fenyvesi Olivér, Lublós Éva, Fischer Noémi, Czuppon Gábor*

*BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszék  
1111 Budapest Műegyetem rkp.3. zsjozsa@epito.bme.hu*

### ÖSSZEFOGLALÁS

Hazánkban könnyűbetonból méltatlanul kevés tartószerkezet épült, így tartósságát és időállóságát megépült külföldi példákra és a Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszékén az elmúlt 10 év alatt végzett kísérletek eredményeként mutatjuk be. A könnyűbetonok tartósságát leginkább meghatározó jellemzőkre – a szilárdságra, a vízfelvétele, a vízzáróságra, a fagyállóságra, az alkáliállóságára, zsugorodására, a repedésérzékenységre és a tűzterhelés után maradó szilárdságra - vonatkozó eredményeket foglaljuk össze. Megállapítható, hogy kellő összetételű könnyűbeton tartóssága a normálbetonéval azonos lehet.

### 1. BEVEZETÉS

Az építőanyagok tartóssága nagymértékben befolyásolja szerkezeteink, épületeink élettartamát; sok esetben a tartóssági tervezés magasabb szilárdsági osztályt követel meg betonok esetén, mint a statikai számítás.

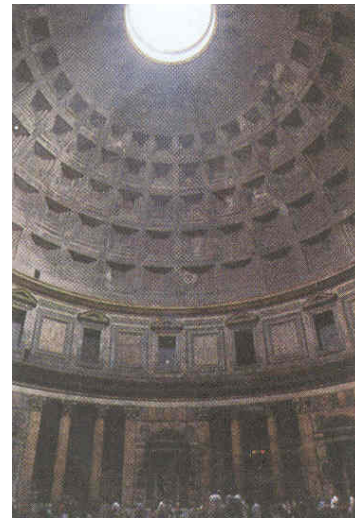
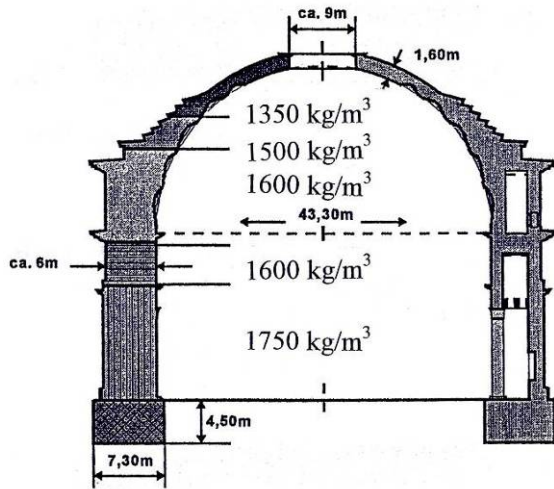
Az európai betonszabvány (EN 206-1) és annak magyar változata (MSZ 4798-1) a különböző környezeti osztályokhoz előírja többek között a minimális cementtartalom és maximális víz-cement tényező mellett a minimális szilárdságot is. Ez azonban csak hagyományos (kvarckavicsos, zúzottköves) betonok esetén értelmezhető (C jelű betonok). A könnyűbetonok a szilárdság szempontjából külön kategóriát jelentenek, mivel a tartósságot elsősorban a tömör cementkő váz biztosítja, míg a szilárdságot többnyire az adalékanyag határozza meg. Egy kis testsűrűségű, kis szilárdságú könnyű adalékanyaggal is készíthető jó tartóssági jellemzőkkel rendelkező, emellett viszonylag kis szilárdságú beton (kivéve a kopásállósági követelményt, ahol az adalékanyag kopásállósága szükséges).

Jelen cikkünkben a könnyűbetonok vízfelvétele, vízzárósága, fagyállósága, alkáliállósága, zsugorodása, repedésérzékenysége és a tűzterhelés után maradó szilárdsága foglalkozunk, az egyes területek eddigi kísérleti eredményeit bemutatva. A tartósságot nem csak a beton összetétele, hanem a szerkezeti kialakítások (pl. betonfedés, stb.) is befolyásolják, ezekre most nem térünk ki.

### 2. TARTÓS KÖNNYŰBETON SZERKEZETEK

A könnyűbetonok használata nem újdonság, már a Kr. u. 1-2. században is alkalmazták a Római Birodalomban a kupolák, pillérek és boltzatok építésénél (Pantheon, Colosseum). A 2. század elején épült Pantheon esetében például négy különböző testsűrűségű természetes puccolán kötőanyagú könnyűbetont használtak, fölfelé egyre könnyítve ezzel a szerkezet önsúlyát (1-2. ábra), könnyű tufaörleményt (1350 kg/m<sup>3</sup> testsűrűségű) tufaörleményt + téglatormeléket (1500-1600 kg/m<sup>3</sup>), travertin- és tufaörleményt (1750 kg/m<sup>3</sup>), az alapozáshoz pedig travertin örleményt használtak (Kollár, 1997). Az ókori rómaiak nagyszerű

teljesítményét bizonyítja mind statikai, mind pedig tartóssági szempontból, hogy a Pantheon az egyik legjobb állapotban fennmaradt római kori épület és kupolaméretét csak Fuller geodéziai kupolája tudta túlszárnyalni a XIX. században.



1. ábra: A római Pantheon keresztmetszetének vázlatja (Brameshuber, 2000).

2. ábra: A Pantheon kupolája belről (Briscoe, Philpott, 2005)

A Római Birodalom bukásával a beton és vele együtt a könnyűbeton is feledésbe merült. A szerkezeti könnyűbetont az újkorban először az Egyesült Államokban alkalmazták, elsősorban hidaknál és toronyházak építésénél (Park Plaza Hotel /Saint Louis 1928/, South Western Bell Telephone Company /Kansas City 1928/, Oakland- Bay-híd pályalemeze /San Fransisco 1936/, Prudential Life Building földemjei /Chicago/, Om Shell Plaza /Houston/) (Faust, 2003). Az 1940-es évektől Európában is megindult a könnyűbeton ipari előállítása, elsőként Dániában. Ebben az időben Amerika északi területein a tengeri (sós) levegő és a fagy miatt károsodott betonokat már könnyűbetonra cserélték. Az így elérhető önsúlycsökkentéssel biztosították, hogy nagyobb betonfedést alkalmazva szerkezeti átalakítások nélkül is megfelelt a szerkezet az új terhelési és tartóssági követelményeknek. A 60-as évek elején új építészeti stílust teremtett Amerikában a könnyűbeton alkalmazása. Ennek első példája az 1962-ben épült 180 m magas chicagói Marina City Towers (3. ábra).



3. ábra: Marina City Towers (fib, 2000)



4. ábra: Stovset híd (fib, 2000)

Magyarországon a salakbetont már 1865-ben is említik, de csak a 19-20. századforduló táján terjedt el. 1898-ban kiadott könyvben már szerepel ajánlott könnyű adalékanyagként a porfir és a téglatörmelék mellett (Sobo, 1898). A hazai salakok nagy kéntartalma miatt az alkalmazás az első világháborút követően egyre jobban háttérbe szorult, azon kedvezőtlen tulajdonsága miatt, hogy nedvesség hatására erősen duzzad és szilárdságából is veszít (Michailich, Haviár, 1966). Tufabeton kézi falazóelemeket gyártottak Andornaktályán 1920 körül (Balázs, 1996). Az 1950-es években könnyűbeton kutatások folytak az Építéstudományi Intézetben, majd az ebből alakult Betonolith Kft.-ben és a BME Építőanyagok Tanszékén. Az ipari alkalmazásra az ötvenes évek végétől került sor. 1957-ben megépült a bodrogkeresztúri tufabeton üzem, ahol könnyű falazóblokkokat gyártottak riolitufa vagy kohósalak felhasználásával. Ezt követően az országban több helyen gyártottak könnyűbeton falazóblokkokat és nagyméretű (1 m<sup>3</sup>-es) falpanelokat. A múlt század hatvanas, hetvenes éveiben 3-8 emeletes lakóházak készültek könnyűbetonból. Kohóhabsalak adalékanyagú öntött könnyűbetonból az első lakóházakat 1959-60-ban építették Szigetszentmiklóson, majd a hatvanas években még kb. 3000 lakást Budapesten és a nagyobb városokban. 1995-ben jelent meg a *Beton és vasbeton készítése* c. műszaki előírás, ennek 14. fejezete igen részletesen és alaposan adja meg a könnyűbeton készítésére vonatkozó ismereteket. (Ujhelyi, 1995)

A könnyűbetont ma már szinte minden területen elterjedten alkalmazzák. A híd- és magasépítés mellett elterjedt az alagútépítésben és az olajfűró-tornyoknál is. Feszített szerkezetekben is alkalmazható (hiperbolikus héj Speyerben (Romic, 1985)). Szabadabb építészeti kialakítást tesz lehetővé, erre az egyik legjobb példa a bilbaoi Guggenheim Múzeum (fib, 2000). Napjainkban a könnyűbeton-alkalmazásban az Egyesült Államok, Japán, Németország és a skandináv országok járnak az élen, leggyakrabban hidakat építenek. (4. ábra). Magyarországon szerkezeti könnyűbetont csak ritkán használnak, ma elsősorban javítások vagy megerősítések esetén alkalmazzák.

### 3. A KÖNNYŰBETONOK TARTÓSSÁGÁT MEGHATÁROZÓ TÉNYEZŐK

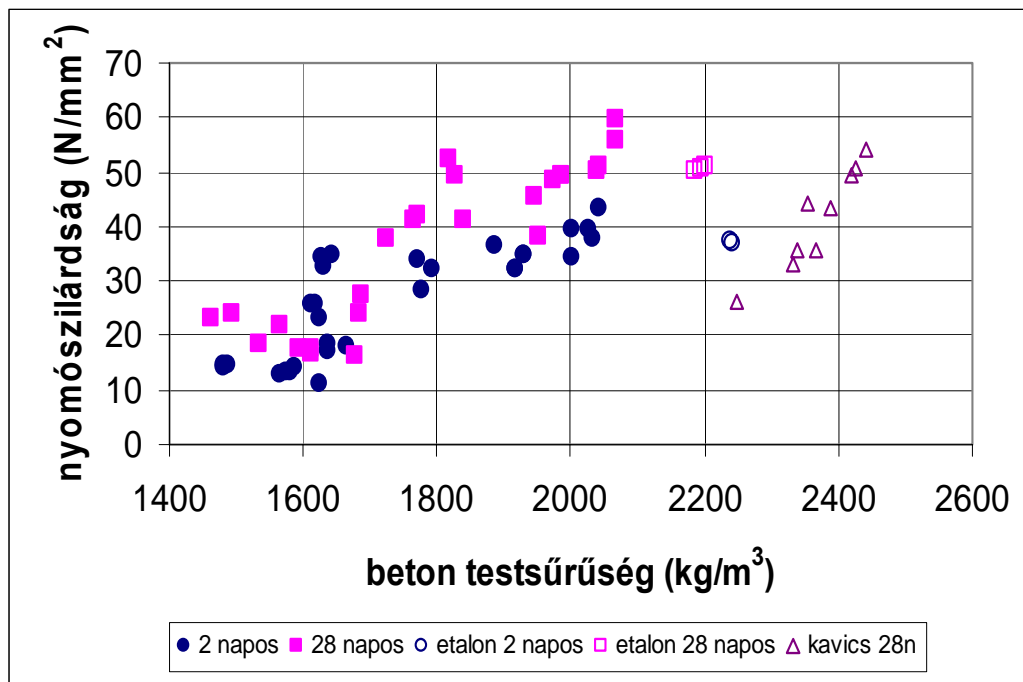
A beton a többi pórusos kőszerű anyaghoz hasonlóan, kisebb-nagyobb mértékben károsodhat különféle fizikai, kémiai, mechanikai és biológiai hatásoktól. A legtöbb károsító hatásban fontos szerepet játszik a víz: fagyhatás, jégmentesítő sózás, kémiai reakciók különféle vizes oldatokkal, térfogat-növekedést okozó kristályosodó sók, a beton alkotóinak reakciói egymással (alkáli-adalékanyag reakciók), stb. A folyamatok egy része csak a pórusrendszerrel függ, míg a kémiai folyamatokat a beton alkotói (cementfajta, vízminőség, adalékanyag kémiai és ásványi jellemzői) is befolyásolják az előbbin kívül. A károsodásban fontos szerepet játszó víz kívülről, a kapillárisokon át jut be a betonba.

#### 3.1. Kellő szilárdság

Tartós, nagyszilárdságú, teherhordó szerkezetekben (híd- és szerkezetépítésben) a könnyűbeton fajták közül kizárólag az adalékanyagok könnyűbetont alkalmazzák, ezért a továbbiakban olyan könnyűbetonokról lesz szó, amelyek ásványi eredetű könnyű adalékanyaggal készülnek, telítettek vagy túltelítettek, testűrőségük kiszáritott állapotban 800 és 2000 kg/m<sup>3</sup> közötti. Ezen belül is szerkezeti könnyűbetonnak nevezzük azokat, amelyek szilárdsági osztálya eléri az MSZ 4798-1 szerinti LC16/18-at. Jelölésük hasonló a hagyományos betonokéhoz, de a C (concrete) helyett az LC (lightweight concrete) rövidítés áll. További különbség, hogy nem csak a szilárdsági osztályt hanem a párhuzamos követelményként megjelenő testsűrűségi osztályt is meg kell adni. Kellően



tervezett összetétel esetén a normál betonával azonos szilárdság kisebb testsűrűséggel is elérhető el. (5. ábra)



5. ábra: Különböző összetételű könnyűbetonok és normálbetonok szilárdsága 2 és 28 napos korban

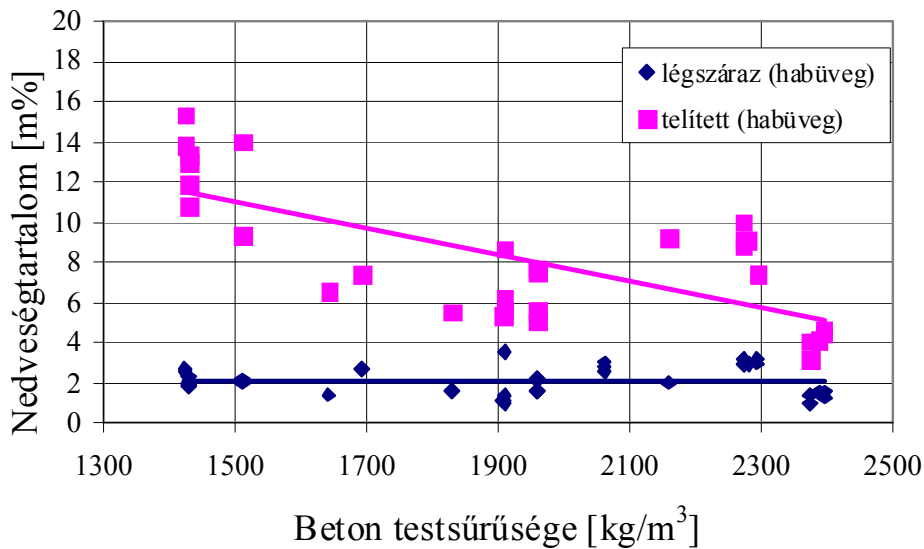
### 3.2. Vízfelvétel

A beton nedvességtartalma és vízfelvétele nagymértékben befolyásolja a szerkezet tartósságát, mivel a legtöbb károsító anyag (pl. klorid, szulfát, stb.) vízzel jut a betonba. Ezen kívül a korróziót okozó reakciók (pl. rozsdásodás) végbemeneteléhez is vízre van szükség. A könnyűbetonok nagyobb porozitása miatt nedvességtartalma légszáraz állapotban is nagyobb lehet a hagyományos betonokénál, ami tartósság szempontjából kedvezőtlen, ezért ennek számszerű ismerete célszerű.

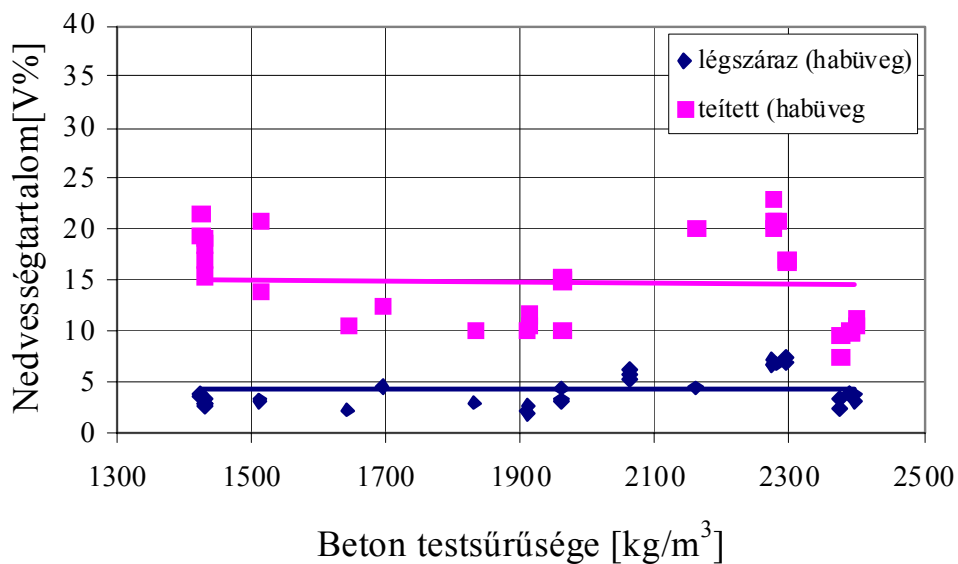
Széles beton-testsűrűségi tartományban vizsgáltuk, hogy a különböző könnyű adalékanyagokkal készített beton próbatestek nedvességtartalma hogyan változik légszáraz és telített állapotban. A szárítást 105 °C-on, a telítést víz alatt, tömegállandóságig végeztük.

A légszáraz állapotban mért nedvességtartalom azonosnak tekinthető minden vizsgált duzzasztott üveghabkavics, duzzasztott agyagkavics adalékanyagú betonra és a hagyományos kvarckavics adalékanyagú betonra az adalékanyag típusától és a beton testsűrűségétől függetlenül (6-7. ábra). Ha a nedvességtartalmat tömegszázalékban adjuk meg (6. ábra), akkor a telített állapotban a nedvességtartalom a beton testsűrűségének növekedésével csökken, ez lineáris összefüggéssel közelíthető, de a szórás nagyobb, mint a légszáraz állapot esetén.

Ha a nedvességtartalom értékeket térfogatszázalékban adjuk meg látható, hogy mind a légszáraz, mind a telített állapot közel azonos a testsűrűségtől függetlenül (7. ábra), tehát az érték könnyen számításba vehető.



6. ábra: Légszáraz és telítési nedvességtartalom (m%) különböző testsűrűségű könnyű és normál betonok esetén 1.



7. ábra: Légszáraz és telítési nedvességtartalom (V%) különböző testsűrűségű könnyű és normál betonok esetén 2.

### 3.3. Vízjáróság

A könnyűbetonok vízjárósága – ugyanúgy mint a normál betonoké – elsősorban a cementkő vízjáróságától függ. Több éves vizsgálati tapasztalatunk során megállapítottuk, hogy a kellően túltelített könnyűbeton keverékek vízjárósága megfelelt az azonos cementpéppel készített kvarckavics adalékanyagú betonokénak, LC 16/18 feletti szilárdág esetén a könnyű adalékanyagoknak nem volt hatása a vízjáróságra. A korábban érvényes MSZ 4715-3 szerint több lépcsőben végzett vízjáróság vizsgálat során egy esetben sem hatolt be a víz a szabványos 120\*200\*200 mm-es próbatest harmadáig, jellemzően 10-20 mm közötti értéket mértünk (mintaként a 8. ábra duzzasztott agyagkaviccsal készített próbatesten mért vízbehatolást mutatja).



8. *ábra*: Duzzasztott agyagkavicssal készített próbatesten mért vízbehatolási mélység: 10-12 mm.

Ma könnyűbetonok esetén is az érvényes MSZ EN 12390-8:2002 szerinti vizsgálati módszerrel állapítják meg a megszilárdult beton felszínére, 72 órán keresztül ható  $500 \pm 50$  kPa nyomás alatti víz behatolásának mélységét. A vizsgálatra használt próbatestek lehetnek kocka, hasáb vagy henger alakúak, de élhosszúságuk illetve átmérőjük legalább 150 mm legyen. 72 óra után a próbatestet kettéhasítva határozzuk meg a nyomás alatti víz behatolási mélységét. Könnyűbetonokon a vízzáróságot kockán és a 4715-3 szerinti vízzárósági próbatesten végeztük. Még kevés vizsgálati eredmény áll rendelkezésünkre, de azok mind megfelelnek az XV3(H) környezeti (kítéti) osztály „fokozottan vízzáró” követelménynek. Példaként duzzasztott üveghabkavics adalékanyagú LC 30/33 beton vizsgálati eredményét mutatjuk a 9. *ábrán*.

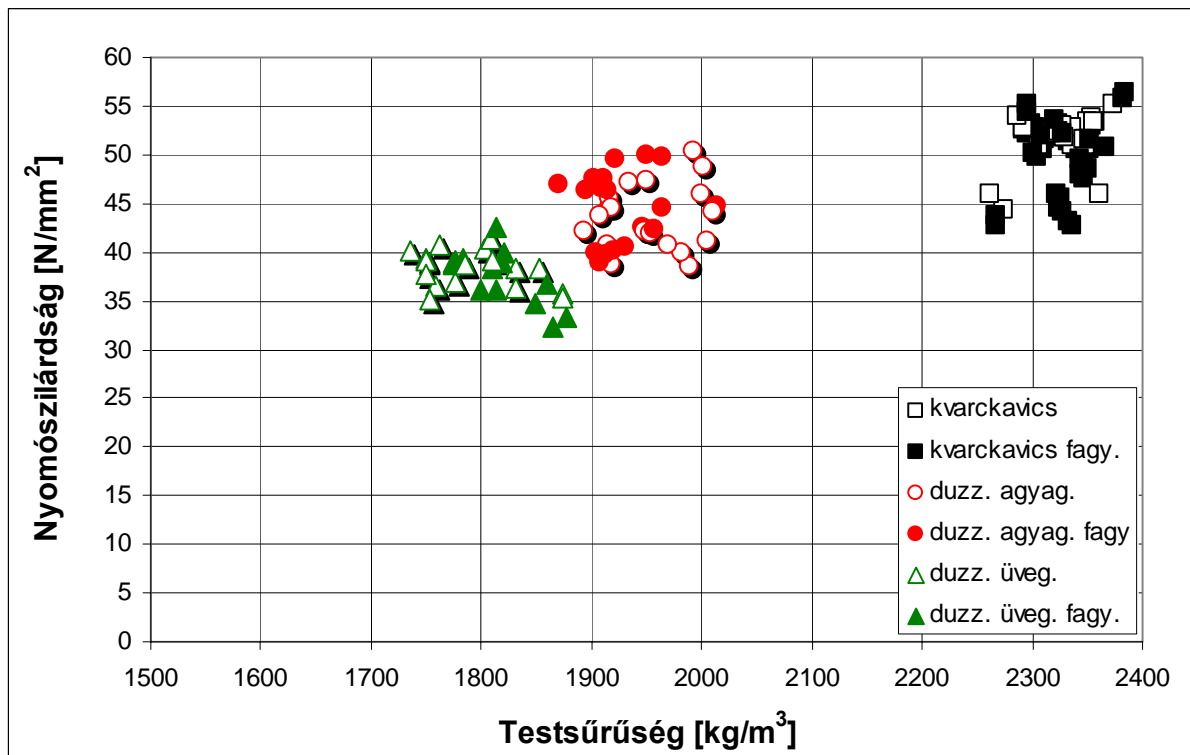


9. *ábra*: Duzzasztott üveghabkavicssal készített próbatesten mért vízbehatolási mélység 6-7 mm.

### 3.4. Fagyállóság

Hagyományosan a fagyállóságot az MSZ 4715-3 szerint vízzel telített 150 mm-es élhosszúságú kockákon kell vizsgálni, ezeket 25, 50, illetve 150 fagyasztási-olvasztási ciklusnak kell kitenni. A fagyasztást  $-20 \pm 3$  °C hőmérsékletű levegőn végezzük, míg a felolvasztás víz alatt, aminek a hőmérséklete nem haladhatja meg a  $+20 \pm 3$  °C. Egy ciklus körülbelül 9 óráig tart. Általában hat darab próbatest szükséges a vizsgálathoz, amelyek közül három van kitéve a fagyasztási-olvasztási ciklusoknak és a megmaradt (víz alatt tárolt) három összehasonlításként szolgál. Könnyűbetonok esetén ezt több összetételnél vizsgáltuk, és 50 ciklus után meghatároztuk a vizsgált próbatestek tömegvesztését és nyomószilárdságát. Ha a tömegvesztés nem haladja meg a 4 %-t, illetve a szilárdságcsökkenés, a kontrollmintákhoz viszonyítva a 25 %-t, akkor a beton megfelel a ciklusok számával definiált pl. f50 fagyállósági osztálynak. Ma a fagyállóság vizsgálatát az MSZ 4798 szerint végezzük, ekkor a lehűtés és az olvasztás sebessége is szabályozott.

Több fagyállóság vizsgálat eredményét foglaltuk össze a 10. ábrában: látható, hogy a fagyasztott próbatestek szilárdsága nem, vagy alig tér el a nem fagyasztott referenciabetonétól könnyűbetonok és normálbeton esetén egyaránt. A próbatestek felületén mállás, töredezettség nem volt tapasztalható, a fagyasztás utáni tömegvesztés pedig egyik keverék esetén sem haladta meg a 2 %-ot (az MSZ 4798 szabvány 5%-ot enged meg). A kvarckavics adalékanyagú betonok nyomó- illetve hajlító-húzó szilárdság csökkenése (3-5 %) nagyobb, mint a könnyű adalékanyagú betonoké. A duzzasztott agyagkavicsból készített keverékek szilárdságcsökkenése jelentősen kisebb, mint a többi vizsgált keverék, itt 1% alatti csökkenést mértünk. Megállapítható, hogy könnyűbetonok fagyasztással szemben tanúsított ellenállása jobb lehet, mint a normál adalékanyagú betonoké, ha azonos cementkő veszi körül az adalékanyag-szemeket.



10. ábra: Duzzasztott agyag- és duzzasztott üveghabkavicsal készített betonok fagyasztott és etalon nyomószilárdsága (a keverékek összetétele azonos, csak az adalékanyag különböző)

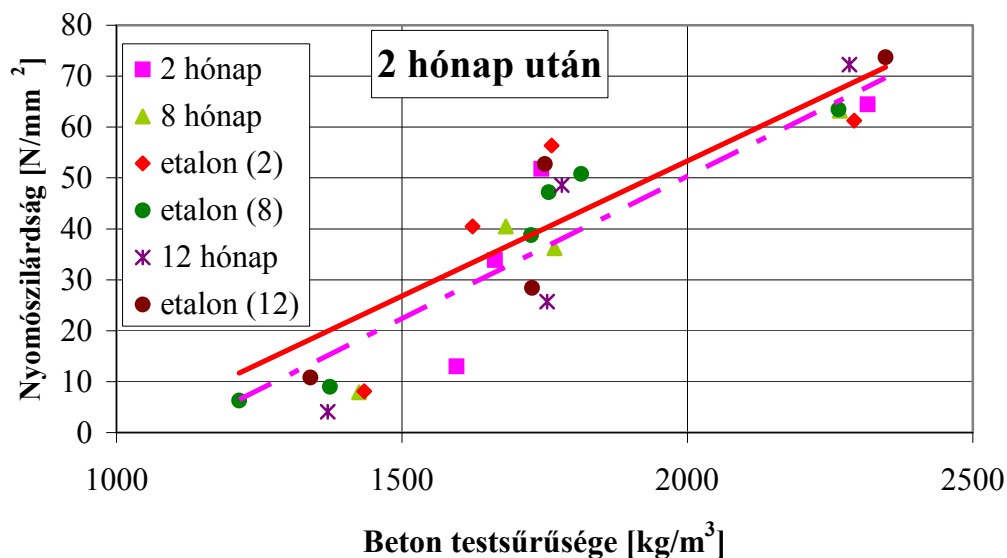
### 3.5. Alkáliállóság

Az MSZ EN 13055-1 szabványban meghatározott általános kémiai követelmény, hogy a könnyű adalékanyag nem tartalmazhat olyan mennyiségben káros alkotórészeket (pl.: kloridiont, szulfátiont, szerves anyagot), amelyek a kívánt területen beépítésre alkalmatlanná teszi. Minthogy az általunk vizsgált mindkét könnyű adalékanyagot (duzzasztott agyagkavics, duzzasztott üveghabkavics) nagy hőmérsékleten égetik ki, ezért szerves anyag a gyakorlatban nem fordulhat elő benne. A fenti szabvány viszont nem írja elő a könnyű adalékanyagok alkáli érzékenységének vizsgálatát, de bázikus rendszerekben csak alkáliálló adalékanyag alkalmazható, ezért üvegtermékek esetében ezt a vizsgálatot is nagyon fontosnak tartottuk, mert a tartósságot befolyásolja.

Az üveghabkavics minták alkáli érzékenységének jellemzésére a Német Vasbeton Egyesület - eredetileg természetes aprózódású homokos kavics adalékanyagokra kidolgozott - módszerét alkalmaztuk (DAfStb 12/86) Az alkáli érzékenység vizsgálatához a szemcséket 90 °C-on főztük egy órán át, a 4 mm-nél kisebb szemcsék esetében 4 m%-os, 4 mm-es vagy nagyobb szemcsék esetén pedig 10 m%-os NaOH oldatban. A vizsgált termék akkor alkalmazható beton-adalékanyagként, ha ennek hatására a megengedett mértéken felül nem puhul fel, nem deformálódik, és nem szenved tömegvesztést.

Vizsgálatunk szerint egyetlen fajta duzzasztott üveghabkavics adalékanyag szemcse sem deformálódott vagy puhult fel a NaOH oldatban való hőkezelés hatására, ezért a DAfStb 12/86 szerint alkáli-állónak tekinthetők.

Kiegészítésképpen elvégeztünk egy autoklávus vizsgálatot is 40 x 40 x 160 mm-es hasábokon az ASTM C 151-89 szabvány szerint, ekkor már a betonban való viselkedés vizsgálható, nem csak önmagában az adalékanyag. E vizsgálat esetén minden próbatest duzzadása 0,8 % alatt maradt, tehát ennek a követelménynek is megfelelt.

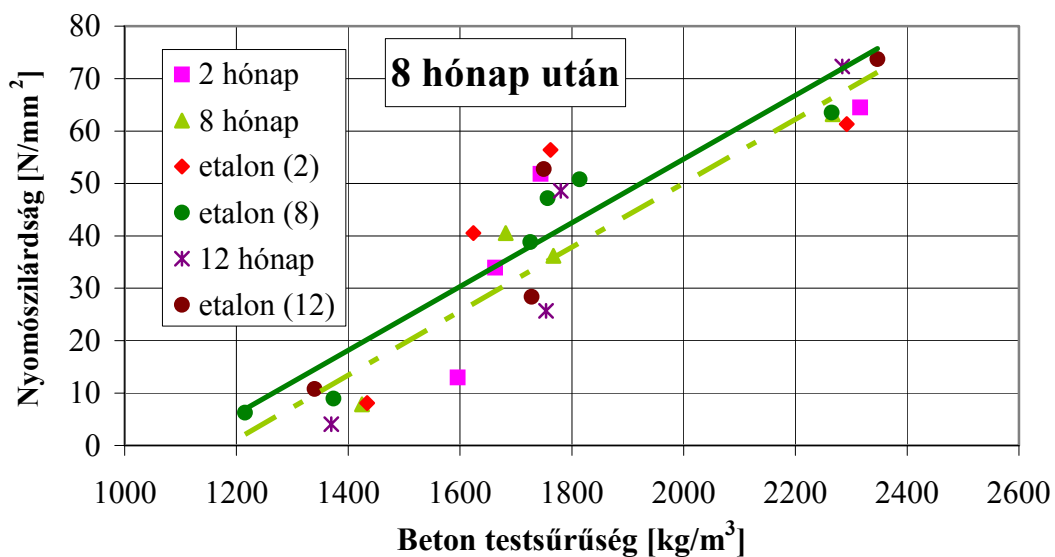


11. ábra: Különböző duzzasztott üveghabkavics adalékanyagokkal készített könnyűbeton és közönséges beton próbatestek nyomószilárdsága 2 hónapon át tartó 65 °C-on való tárolást követően és az azonos korú végig vízben (20 °C-on) tárolt etalon próbatesteken

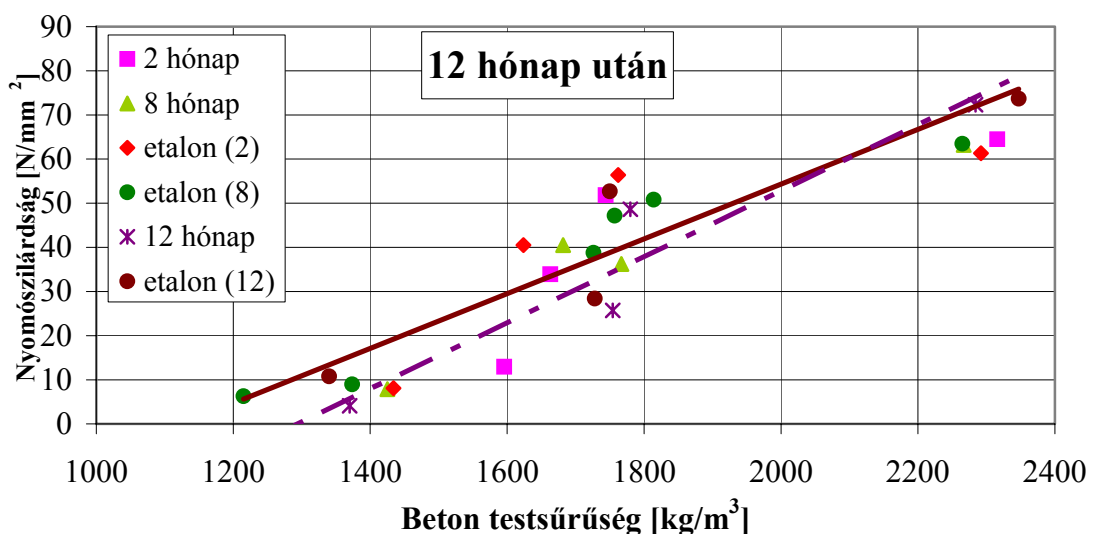
Mivel alkáliállóság szempontjából a fenti vizsgálatok egyikével sem tudtunk kimutatni különbséget az adalékanyagfajták között, ezért az üvegszálak betonban való korróziójának vizsgálatához hasonló (Orlowsky – Raupach, 2004) kísérleti tervet készítettünk, mely során két különböző szemcse-testsűrűségű bevonatos és egy bevonat nélküli duzzasztott

üveghabkavics adalékanyagos betont hasonlítottunk össze hagyományos kvarckavics adalékanyagos betonnal. A kavicsstartalom minden esetben 47 V% volt, a habarcs (cementpép + homok) összetétele azonos volt. A vizsgálathoz 40 x 40 x 160 mm-es hasábokat készítettünk. Az alkáliállóság vizsgálat érdekében 2 hetes korban a próbatestek felét  $65\pm 5$  °C-os vízbe helyeztük, a többit etalonként törésig laborhőmérsékleten (20 °C-on) vízben tároltuk. 2, 8 és 12 hónapos korban végeztünk hajlító-húzó- és nyomószilárdság vizsgálatot.

Ez a kísérlet kimutatta, hogy a duzzasztott üveghabkavics adalékanyagos betonok esetén a 65 °C-os vízben tárolt próbatesteken mért nyomószilárdság az első 8 hónapban 10-15 %-kal kisebbre adódott, mint a hozzá tartozó etalonon; a 2 és 8 hónapos mérés között változást nem tapasztaltunk. A bevonat nélküli, nyitott pórusos változaton viszont 12 hónap után jelentős szilárdságcsökkenés következett be (11-13. ábra). A kvarckavicsos beton gyakorlatilag nem veszített a szilárdságából.



12. ábra: Különböző duzzasztott üveghabkavics adalékanyagokkal készített könnyűbeton és közönséges beton próbatestek nyomószilárdsága 8 hónapon tartó át  $65$  °C-on való tárolást követően és az azonos korú végig víz alatt ( $20$  °C-on) tárolt etalon próbatesteken



13. ábra: Különböző duzzasztott üveghabkavics adalékanyagokkal készített könnyűbeton és közönséges beton próbatestek nyomószilárdsága 12 hónapon át tartó  $65$  °C-on való

tárolást követően és az azonos korú végig víz alatt (20 °C-on) tárolt etalon próbatesteken

### 3.6. Zsugorodás

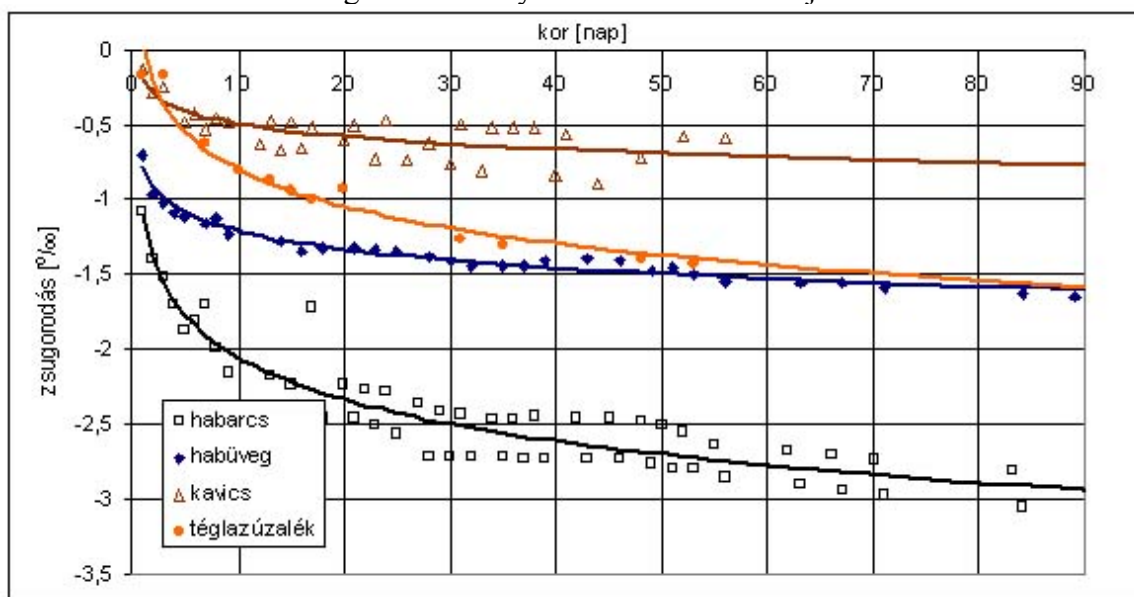
A megszilárdult cementhabarcs háromféle módon tartalmazhat vizet: a kémiaileg kötött vizet, fizikailag kötött vizet (ennek elvesztése kismértékű méretváltozást okoz) és kapilláris vizet (ami a környezet relatív nedvességtartalmának függvényében az anyag élettartama folyamán folyamatosan változik és alakváltozást okoz).

Rögtön a bedolgozást követően a keverékhez adagolt víz egy része párolgás útján eltávozik az anyagból, és zsugorodást okoz. Ennek mértéke nagyrészt a keverék víz-cement tényezőjétől és a felületet érő környezeti hatásoktól (napsütés, szél stb.) függ. A gátolt zsugorodás nem kívánt repedéseket okozhat. A könnyű adalékanyag – vízfelvétele miatt – belső utókezelésként megváltoztatja a folyamat időbeli lejátszódását.

Általában igaz, hogy a könnyűbetonok zsugorodása nagyobb, mint a hagyományos, kavics adalékanyagos betonoké. Ez két okra vezethető vissza. Az adalékanyag gyakorlatilag nem zsugorodik, tehát a zsugorodás a cementkő zsugorodásából adódik, így elsősorban a cementkötőtől függ a zsugorodás mértéke. A normál adalékanyagos betonoknál rendszerint a telített beton az optimális, ugyanakkor a könnyűbetonoknál túltelített betonra van szükségünk az eltérő teherviselési mód miatt. Ezért a nagyobb péptartalom nagyobb zsugorodást eredményezhet azonos víz-cement tényező és cement esetén is. Másrészt az adalékanyag akadályozza a cementkő-váz zsugorodását. Ennek mértéke az adalékanyag merevségétől függ. A könnyű adalékanyagok szilárdsága és merevsége sok esetben kisebb, mint a kvarckavicsé, ami szintén nagyobb zsugorodást idéz elő. A kis zsugorodás elérése betontervezési kérdés. (Brüll, 1988, Nemes, 2004)

Különböző típusú adalékanyagok (kvarckavics, duzzasztott üveghabkavics és téglazúzalék) hatását vizsgáltuk a zsugorodásra, a minél nagyobb mértékű zsugorodás elérése érdekében nagy cementadagolással. A habarcsösszetétel mindegyik adalékanyag esetén azonos volt és mindhárom típusú adalékanyagból 47 V%-ot alkalmaztunk. Minden alkalmazott adalékanyagból a 4/8 frakciót választottunk a vizsgálati próbatest kis mérete miatt.

A kísérlet során mért zsugorodási arányokat a 14. ábra mutatja.



14. ábra: Különböző adalékanyagok hatása a zsugorodásra

Jól látható, hogy mind a habüveg, mind a téglazúzalék esetén közel azonos zsugorodás játszódott le, és ez kb. kétszerese annak, mint amikor kvarckavicsot alkalmaztunk. Mivel ebben az esetben a péptartalom azonos volt, ez a különbség az adalékanyagok merevségkülönbségére vezethető vissza. A téglazúzalék és a habkavics esetén jól látható, hogy a kezdeti zsugorodás jelentősen eltér. Ennek feltételezhetően az adalékanyag nagy vízfelvétele az oka, amelynek következtében a téglazúzalék a keverés során a cementpép víztartalmának egy részét elszívja és azt a szilárdulás során folyamatosan adja le. A habüveg esetén a zsugorodás időbeli lefolyása (a görbe alakja) hasonló a normál betonéhoz, csak a mértéke nagyobb. Összehasonlításképpen a grafikonon feltüntettük az adalékanyag nélküli habarcs zsugorodását is, ami kb. a könnyűbetonénak a kétszeresére adódott, ez nagyjából megfelel az adalék-anyag/cementkő aránynak.

### 3.7. Repedésérzékenység

A fagy- és olvasztósóálló, a vízzáró, a fagyálló, (az MSZ 4798-1:2004 szerinti környezeti osztályok), stb. betonoknál alapvető követelmény a repedésmentesség elérése. A repedések kialakulása szempontjából megkülönböztetünk erő hatására kialakuló és nem erőhatás okozta repedéseket.

A beton korai időszakában kialakuló repedéseinek vizsgálata nem csupán statikai, de egyben betontechnológiai kérdés is. Ezen repedések mennyiségének csökkentése a száradási és a kötési zsugorodás esetén elérhető a víz-cement tényező és a finomrész tartalom csökkentésével, azonban vannak olyan betontípusok, ahol követelmény a nagy finomrész tartalom, például önterülő, illetve nagyszilárdságú betonok esetén.

A repedések mennyiségét csökkenthetjük szálerősítés, mint a beton szívósságát, energiaelnyelő képességét, hajlító-húzószilárdságát növelő kiegészítő anyag alkalmazásával. Ha korai zsugorodási repedésekről van szó, nem kötelező a beton húzószilárdságát növelő vastag és hosszú (általában acél anyagú) szálerősítések alkalmazása, elegendő vékony és rövid (műanyag vagy üvegszálakat) keverni a betonba, ezek is jelentősen csökkentik a keverék repedésérzékenységét, ráadásul az acélszálakkal ellentétben nem rozsdásodnak, aminek látszóbetonok esetén nagy jelentősége is lehet. További előnyként említhetjük a műanyag szálak kis gyártási költségét is. (Kovács, Balázs, 2004)

Már 4000 évvel ezelőtt az egyiptomiak is használtak szálerősítést az építkezések során leginkább állati szőröket és növényi rostokat keverve vályogtéglák alapanyagához. A szálerősített, cement alapú anyagok gyártása a XX. század elején merült fel. A 108 évvel ezelőtti műszaki színvonalon a szóba jöhető rostanyag cellulóz- vagy azbesztszálát jelentett.

Napjainkban az építőipari piacon lévő szálak nagyon széles skálán helyezkednek el, beszerezhetőek az egészen vékony szálaktól kezdve (8-10  $\mu\text{m}$ ) az 500  $\mu\text{m}$ -es vastagságig. Ugyanígy széles a választék a szálak anyagait tekintve: létezik acél, rozsdamentes acél, AR-üveg (alkáliálló), E-üveg (nem alkáliálló), polipropilén, poliakril-nitril, nylon, szén stb. (Józsa, Djember, Für Kovács, Seidl, 2004)

A szálas cement gyártásban az azbeszt kiváltását a vele szerzett pozitív tapasztalatok alapján a kezdeti időkben kis átmérőjű, rövid szálakkal oldották meg

Ha a vékony és rövid szálak esetében nem a cementkő helyett a húzóerőt felvevő „vasalást” látjuk, hanem a szálaktól a cementkőmátrix tulajdonságainak megváltoztatását várjuk el, akkor azt kell vizsgálnunk, hogy milyen mennyiség javítja legjobban a cementkőmátrix tulajdonságait. Az alsó határt a vállalászási gyakorlatból ismerjük: kb.  $0,5 \text{ kg/m}^3$ , ami  $0,1 \div 0,2$  térfogatszázaléknak felel meg. Az azbesztcement iparban ez (sok kísérlet eredménye alapján) a maximális száladagolás kb. 12 térfogat% környékén mozgott. Fel lehet tételeznünk, hogy a cementpépre vonatkozóan ez a mesterséges szálak vonatkozásában is a felső határ környékét jelzi, ennél több szál a cementpép már nem tud



befogadni. Ez a betonokban szokásosan alkalmazott, a cementpépre vonatkoztatott 1 térfogat%-nál jelentősen nagyobb érték a jövőben valószínűleg csak a különleges szálas cement termékeknél jöhet szóba. A vékony és rövid szálak optimális mennyiségének meghatározására további kísérletekre van szükség (Für Kovács, Seidl, 2004).

A repedésérzékenységi kísérletekhez olyan betonkeverékeket állítottunk össze, amelyek várhatóan nagymértékben zsugorodnak a szilárdulás korai 3-4 napos szakaszában. Kiindulásnak az osztrák Faserbeton Richtlinie 2002 című műszaki irányelvben javasolt recepturát tekintettük.

Azonos víz-cement tényező esetén a tiszta portlandcement köt leggyorsabban, ezért várhatóan az ilyen cementtel készült beton fog leggyorsabban zsugorodni (Für Kovács, Seidl, 2004), (Balázs, Borján et al 1979), így CEM I 42,5 N jelű cementtel dogoztunk. A cementadagolás  $360 \text{ kg/m}^3$  volt. A száradási zsugorodás hatása nagy finomrész-tartalommal és nagy víz-cement tényezővel nő. Ha több víz tud elpárologni a betonból, akkor nagyobb lesz a száradási zsugorodás mértéke is (Wittman, 1982). Előbbiek miatt  $140 \text{ kg/m}^3$  mészkőliszt adagolással és 0,61-es víz-cement tényezővel terveztük a keveréket. Az adalékanyag kvarchomok (0/4 frakció) és üveghabkavics vagy duzzasztott agyagkavics (4/8 és 8/16 frakció) volt.

Az osztrák műszaki irányelvnek megfelelően a terület mértékét minden keverék esetén 500 és 550 mm között állítottuk be folyósító adalékszer (Sika Viscocrete Neu 5) adagolásával azért, hogy a gyűrűs kísérlet (14. ábra) elvégezhető legyen. Így tudtuk biztosítani a vizsgálat eredményét jellemzően befolyásoló állandó v/c tényezőt minden recepturánál.

A zsugorodási repedésérzékenységet 4 cm vastag, 30 cm belső és 60 cm külső átmérőjű, gyűrű alakú próbatesteken vizsgáltuk (14. és 15. ábra). A próbatestek alakja is nagymértékben elősegíti a repedések kialakulását, de ezen felül még a gyűrűk külső peremének belső oldalára felhegesztett 12 darab  $40 \times 40$  mm-es acél lapka is, ami tovább gyengíti a próbatest repedésekkel szembeni ellenállását. Az 14. ábrán látszik, hogy a repedések kivétel nélkül ezekbe a repedésindító lamellákba futnak be.



14. ábra: Repedésindító lamellákkal ellátott sablon és próbatest repedésvizsgálathoz

A repedések kialakulása és mennyisége nagymértékben összefügg a beton összetételével, hőmérsékletével, a környezet hőmérsékletével, relatív páratartalmával, illetve légmozgásának sebességével. Ehhez a Faserbeton Richtlinie azt ajánlja, hogy állandó  $20 \text{ }^\circ\text{C}$ -os hőmérsékleten és 65%-os relatív páratartalom mellett egy szélcsatornába (15. ábra)

helyezzük el a gyűrűket, majd 2 és 7 óras kora között intenzív légmozgással segítsük elő annak száradását.

Mivel azt tapasztaltuk, hogy az 5 órás szélcsatornás vizsgálat nem szárította ki teljes keresztmetszetében a próbatesteket, ezért 1 napos korban további szárításnak vetettük alá a gyűrűket egy közönséges szárítószekrényben 60 °C-on további két napon keresztül. Fontos különbség volt a szélcsatornához képest, hogy itt már a próbatest mindkét szabad oldalán távozhatott a nedvesség és magasabb volt a hőmérséklet, ennek köszönhetően a száradás is gyorsabban következett be.

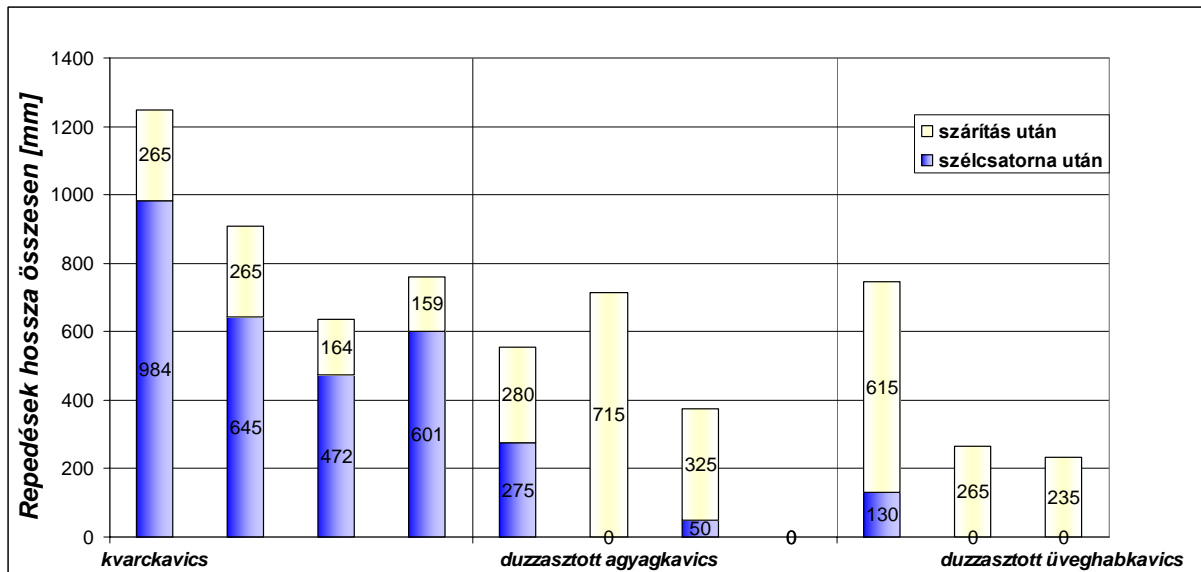


15. ábra: Szélcsatorna, benne a vizsgált betongyűrűkkel

Miután kivettük a szélcsatornából a próbatesteket, lemértük a kialakult repedések hosszát, majd összeadtuk az értékeket. Ugyanezt megismételtük a szárítószekrényes kezelés után is, és ezeket a mennyiségeket használtuk arra, hogy az egyes betonkeverékek repedésérzékenységét számszerűsítsük és összehasonlítsuk.

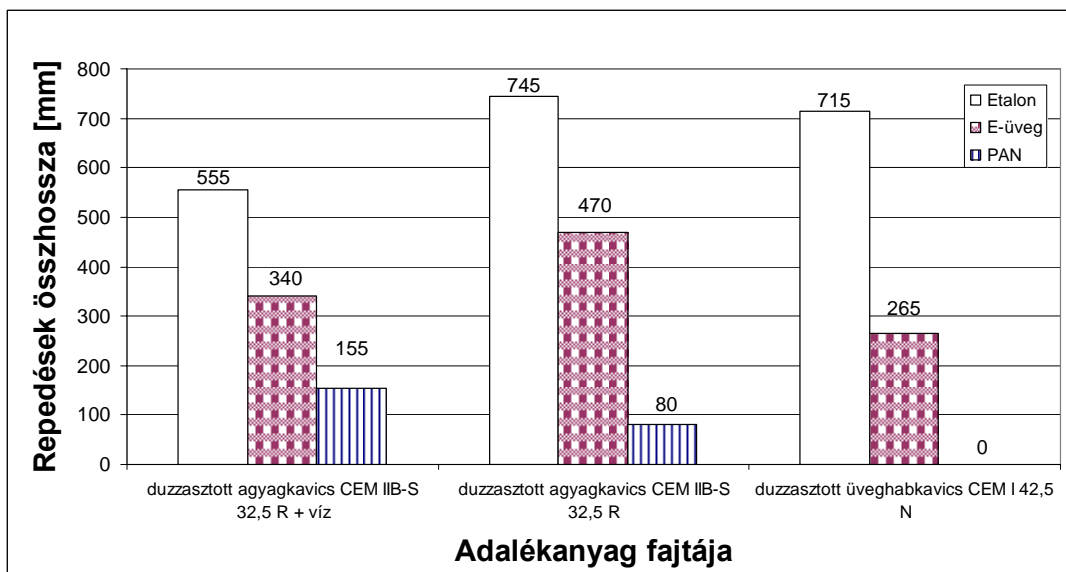
Minden keverék esetén azt tapasztaltuk, hogy a repedések mennyisége a szál nélkül készített keverék esetén volt a legnagyobb, 1 kg/m<sup>3</sup>-es száladagolásnál jelentősen csökken a repedések összes hossza (16. és 17. ábra). Jól látható az eredményekből, hogy a műanyag szál ennél az adagolásnál jóval hatékonyabban csökkenti a repedések mennyiségét, mint a vele azonos méretű üvegszál. Ez azzal magyarázható, hogy a szálak mennyiségét darabszámban értve nem tükrözi megfelelően a tömeg szerinti mennyiség, mivel az üveg körülbelül két és félszer nehezebb a műanyag szálnál, tehát ugyanakkora tömegű adagolás 0,46-szorosát, azaz kevesebb, mint feleannyi szálat jelent üveg esetén, mint műanyagnál. Ezért lehetséges, hogy azonos adagolás esetén a jobb húzószilárdságú üvegszál kevésbé tudja kifejteni repedéscsökkentő hatását.

Az osztrák műszaki előírás által ajánlott vizsgálat elegendő repedést tud előidézni kvarckavics adalékanyagok esetén, ahhoz, hogy össze tudjuk hasonlítani a szálerősített próbatesteken mért repedéshosszakokat az „ETALON” nem szálerősített próbatesten mérhető értékkel (16. ábra). A könnyűbeton próbatesteken viszont nagyon gyakran előfordul (mind a korábbi kísérletek, mind a legújabbak eredményein jól nyomon követhetően), hogy nem repednek meg a szélcsatornás vizsgálat hatására a próbatestek (18. és 20. ábra). Ezért könnyűbeton esetén nagyobb jelentősége van a szárítószekrényes vizsgálatnak, mivel csak erősebb szárítással juthatunk olyan eredményekhez, melyek híven tükrözik a keverékek közti különbségeket. Ha elfogadjuk a műszaki előírás azon kijelentését, hogy a szélcsatornás vizsgálat hűen modellezi egy valós szerkezet esetén a várható repedésérzékenység mértékét, akkor elmondhatjuk, hogy a könnyűbeton már szálerősítés nélkül is kevésbé érzékeny a száradási repedésekre, mint a normálbeton (16. ábra).

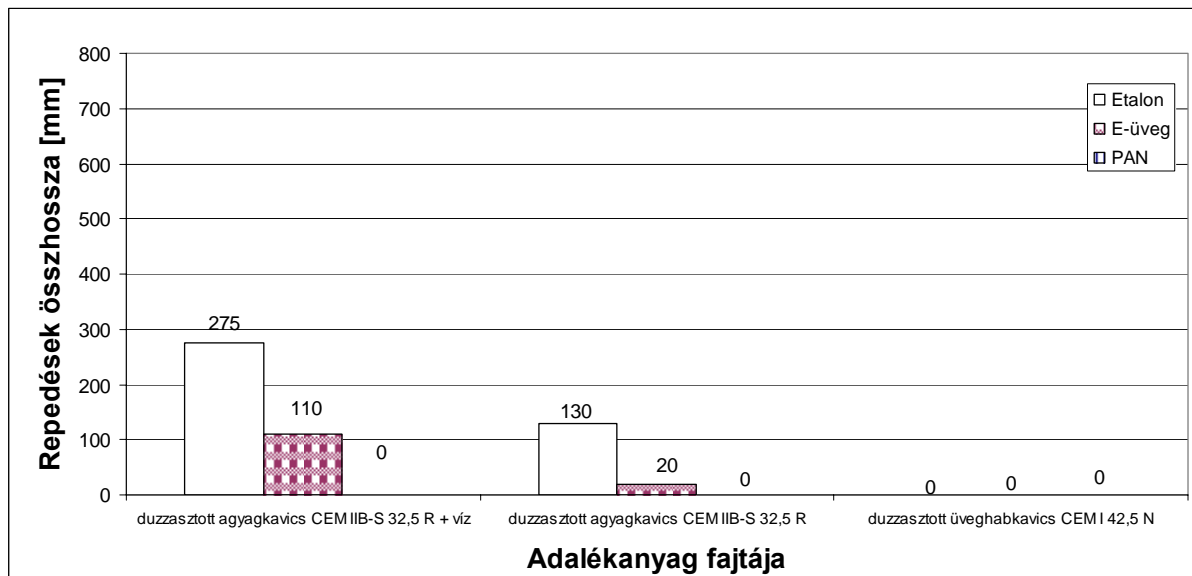


16. ábra: Szálerősítés nélküli (etalon) betongyűrűkön mért repedések összesített hossza szélcsatornás és szárítószekrényes kezelés után összesen

Bár a könnyűbetonok zsugorodása nagyobb mértékű, mint a normálbetonoké, (köszönhetően annak, hogy a rugalmasabb adalékanyag szemek kevésbé akadályozzák a zsugorodás lefolyását, mint a merevebbnek tekinthető kvarckavics szemcsék), ez a tendencia nem ültethető át teljes mértékben a repedésérzékenység esetére, még akkor sem, ha tudjuk, hogy a száradási zsugorodás és a száradási repedésérzékenység szorosan összefüggenek. Az un. belső utókezelés, azaz a könnyű adalékanyag szemek által a keveréskor felvett, majd a beton száradása alatt leadott víz a fent említett hatással ellentétes, lassítja a száradás folyamatát. Emiatt azonos betonmátrixnál könnyűbeton esetén csak később tud lejátszódni a zsugorodás, mint normálbetonoknál. Ugyanakkora alakváltozási teher már nagyobb szilárdságú cementkörre hat. Ha eléggé le tudjuk lassítani a zsugorodás lejátszódását, elkerülhetjük a repedések kialakulását.

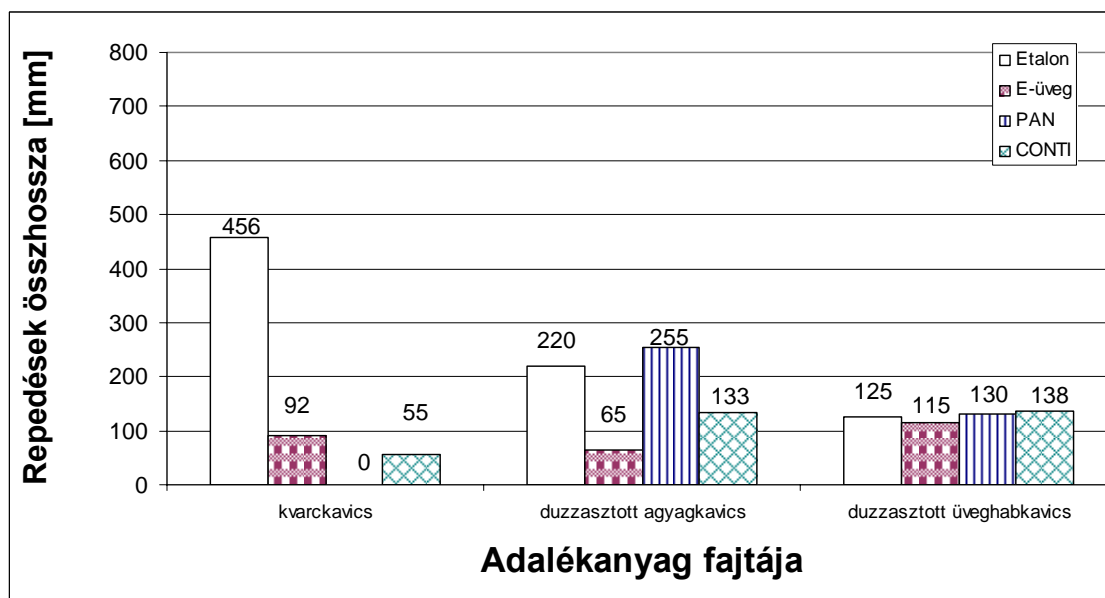


17. ábra: 1 kg/m<sup>3</sup> száladagolással készített könnyűbeton gyűrűkön mért repedések összesített hossza szélcsatornás és szárítószekrényes kezelés után

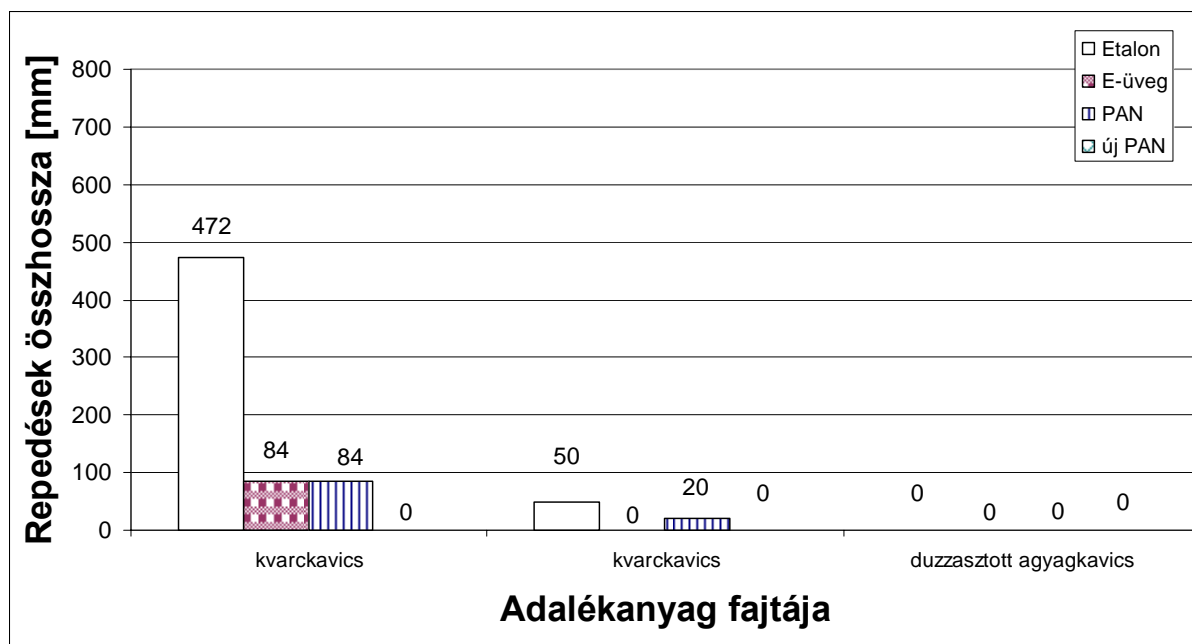


18. ábra: 1 kg/m<sup>3</sup> száladagolással készített könnyűbeton gyűrűkön mért repedések összesített hossza a szélcatornás vizsgálat után

Az 1 kg/m<sup>3</sup>-es száladagolású könnyűbetonnal ellentétben a 0,3 kg/m<sup>3</sup>-es adagolású próbatesteken nem tapasztaltunk értékelhető különbséget repedésérzékenység tekintetében. (19. és 20. ábra). Az etalon próbatesteken mért eredményekből látszik, hogy a kvarckavics adalékanyaggal készített beton sokkal érzékenyebben reagált a kísérletekre, azonos cementmátrixszal készítve (20. ábra). Ezek az eredmények jól megegyeznek a szakirodalomban fellelhető adatokkal, ahol is körülbelül 1 V%-ra teszik az általunk vizsgált vékony és rövid szálak hatékonyságának alsó határát. Mi is ezt tapasztaltuk könnyűbetonok esetén, normálbeton esetén pedig további kísérletek végzésére van szükség, hogy eldönthessük, mi a legkisebb hatékony száladagolás.



19. ábra: 0,3 kg/m<sup>3</sup> száladagolással készített könnyűbeton gyűrűkön mért repedések összesített hossza szélcatornás és szárítószekrényes kezelés után összesen



20. ábra: 0,3 kg/m<sup>3</sup> száladagolással készített könnyűbeton gyűrűkön mért repedések összesített hossza a szélsatornás vizsgálat után

További kísérletek folynak annak érdekében, hogy meghatározzuk a maximális alkalmazható száladagolás mennyiségét, illetve a legnagyobb, és még hatásos száladagolás mértékét a repedésérzékenység tekintetében.

### 3.8. Maradó nyomószilárdság alakulása hőterhelés hatására

A könnyűbeton szerkezetek esetén a felületek réteges leválásának esélye jelentősen megnő (Lindgard, Hammer, 2000). A réteges leválás három okra vezethető vissza: a keresztmetszet egyenlőtlen átmelegedése a cementkő és a könnyű adalékanyag különböző hővezetési tényezője miatt, az adalékanyag nedvességtartalmából származó vízgőz távozása következtében, továbbá a betonacél és a könnyűbeton különböző hőtágulása miatt (Faust, 2003). A könnyűbetonok alkalmazásakor a tűzterherre való méretezés során körültekintően kell eljárni: az adalékanyag megfelelő kiválasztása és az adalékanyag viselkedésének ismerete nagyon lényeges kérdés.

Laborkísérleteinkhez kvarckavicsot, 2-2 fajta duzzasztott agyagkavicsot és duzzasztott üveghabkavicsot használtunk. A kísérletek során a próbatesteket adott hőmérsékletre felmelegítettük, két órán át az adott hőmérsékleten tartottuk, majd szobahőmérsékletre visszahűlt állapotban vizsgáltuk.

A könnyűbeton felületének alakulását a hőterhelés során és azt követően szemrevételezéssel figyeltük meg. A duzzasztott agyagkavicsal készült könnyűbeton próbatestekből melegítéskor – szabad szemmel is láthatóan – víz távozott el (21. ábra). A duzzasztott agyagkavics adalékanyagú beton esetén a 800°C-os hőterhelés hatására a próbatestek sarkai esetenként letörttek. A tönkremenetelt vizsgálva megfigyeltük, hogy a repedések mindig az adalékanyag szemcsén futottak át (22. ábra).



21. ábra: A hőterhelés során a víz távozása a duzzasztott agyag adalékos könnyűbeton próbatestekből.



22. ábra: A duzzasztott agyag adalékos könnyűbeton próbatestek sarkainak lerepedése a 800°C hőterhelés hatására

A habüveg adalékanyaggal készült betonnal végzett kísérleteink során a következőket figyeltük meg:

- 800°C-on a habüveg1 jelű adalékanyag szemek tovább duzzadtak és a beton felületén kifolytak (23. ábra). Ez a habüveg gyártástechnológiájának következménye, mely során nem a maximális lehetséges méretre duzzasztották az adalékanyagot és a 800°C-os hőterheléssel a gyártás során elért maximális hőmérséklet miatt az adalékanyag tovább duzzadt.
- A habüveg2 jelű adalékanyag esetén a beton felületén nem figyeltünk meg elváltozásokat, de a próbatestek hasítása után észleltük, hogy a habüveg adalékanyag szemcsék a rendelkezésre álló helyen belül megfolytak.

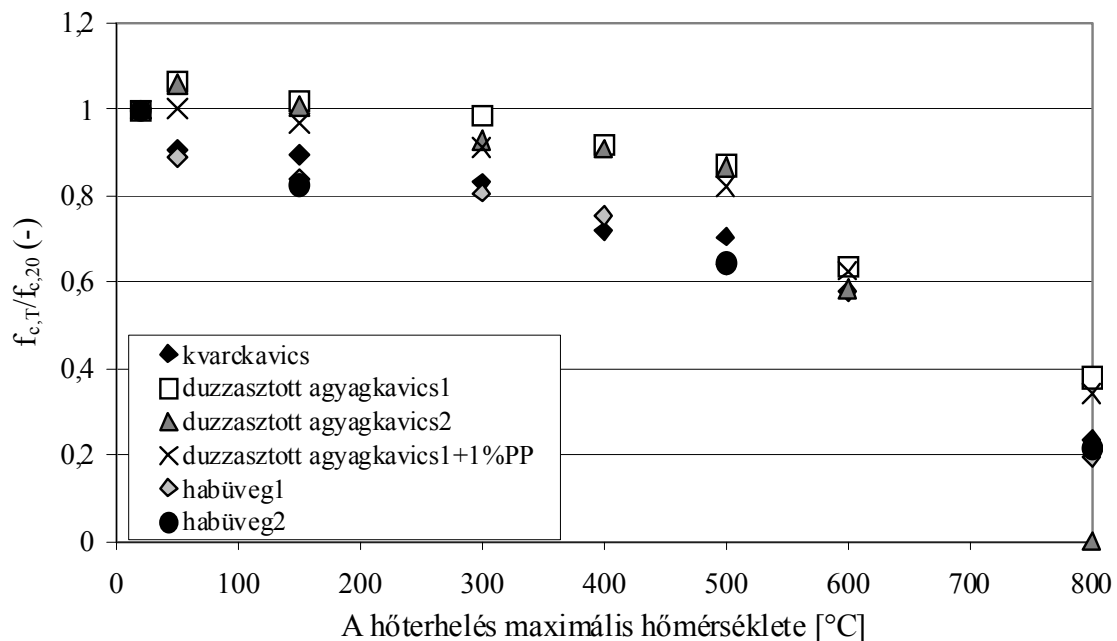
A polipropilén száladagolással készült könnyűbeton esetén nem következett be a próbatestek sarkainak lerepedése. A műanyag száladagolás a könnyűbetonok esetén kedvezően hatott.



23. ábra: A habüveg1 adalékanyagos beton felületén a 2 órán át tartó, 800°C-os hőterhelést követően a habüveg szemcse kifolyt

A betonok maradó relatív nyomószilárdság vizsgálatának eredményeit összehasonlítva a kvarckavics adalékanyagú betonnal a következő megállapításokat tesszük (24. ábra):

- 500°C felett a könnyűbetonok és a kvarckavics adalékanyagú betonok esetén is jelentős szilárdságsökkenéssel kell számolnunk a portlandit, majd 700°C körül a CSH-vegyületek bomlása miatt.
- A duzzasztott agyagkavics1 adalékanyagú beton maradó relatív nyomószilárdsága bármely hőterhelési szinten nagyobb, mint a kvarckavics adalékanyagú betoné. A maradó nyomószilárdság a két órás 800°C-os hőterhelést követően a kvarckavics adalékanyagú beton maradó nyomószilárdságánál mintegy 60%-kal volt nagyobb. Ezt eltérést a két betonfajta, lényegében eltérő teherviselési módja és a cementkő-adalékanyag kapcsolat különböző jellege indokolja.
- A duzzasztott agyagkavics2 adalékanyag alkalmazásakor a 800°C-os hőterhelés során a próbatestek a kemencében tönkrementek. Emiatt a duzzasztott agyagkavics adalékanyagú betonok esetén a 800°C-os hőterheléshez 0 N/mm<sup>2</sup>-es szilárdságot adtunk meg.
- A habüveg adalékanyagú beton a kvarckavics adalékanyagú betonhoz hasonlóan viselkedett, szilárdsági értékeik közel estek egymáshoz.



24. ábra: A könnyűbetonok maradó relatív nyomószilárdságának alakulása a hőterhelés maximális hőmérsékletének függvényében

#### 4. MEGÁLLAPÍTÁSOK

A BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszékén 10 éve folynak olyan vizsgálatok, amelyek igazolják, hogy a könnyűbeton méltatlanul mellőzött szerkezeti anyag. Tartósságát és időállóságát a Pantheon is bizonyítja.

Kellően kiválasztott anyagokból, megfelelően tervezett, legalább LC16/18 szilárdságú könnyűbetonból kisebb testsűrűséggel állítható elő olyan tartós szerkezet, aminek szilárdsága azonos a normálbetonéval. Vízfelvétele az alkalmazott könnyű adalékanyagtól függ, vízzárósága megfelel az XV3(H) környezeti osztály „fokozottan vízzáró követelményének”.

Megállapítható, hogy könnyűbetonok fagyasztással szemben tanúsított ellenállása jobb lehet, mint a normál adalékanyagú betonoké, ha azonos összetételű és mennyiségű cementkő veszi körül az adalékanyag-szemeket. 50 ciklus után a fagyasztott próbatestek szilárdsága nem, vagy alig tér el a nem fagyasztott referenciabetonétól könnyűbetonok és normálbeton esetén egyaránt. A próbatestek felületén mállás, töredezettség nem észlelhető, a fagyasztás utáni tömegvesztés pedig egyik keverék esetén sem haladta meg a 2 %-ot.

Az üveghabkavics minták alkáli érzékenységének jellemzésére a Német Vasbeton Egyesület - eredetileg természetes aprózódású homokos kavics adalékanyagokra kidolgozott - módszerét alkalmaztuk (Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: Richtlinie Alkalireaktion im Beton (12/86). Egyik duzzasztott üveghabkavics adalékanyag szemcse sem deformálódott vagy puhult fel a NaOH oldatban való hőkezelés hatására, ezért a DAfStb 12/86 szerint alkáli-állónak tekinthetők. Az autoklávós (ASTM, 1989) vizsgálat esetén minden próbatest duzzadása 0,8 % alatt maradt, tehát ennek a követelménynek is megfelelt. Csak 8 hónapos 65 °C-os vízben való tárolás után csökkent 10-15 %-kal a próbatesteken mért nyomószilárdság a hozzá tartozó etalonhoz képest. A 2 és 8 hónapos mérés között változást nem tapasztaltunk. A bevonat nélküli, nyitott pórusos üveghabkavicsok 12 hónap után károsodtak, ezért fontos a megfelelő adalékanyag kiválasztása.

A könnyűbetonok zsugorodása általában nagyobb, mint a hagyományos kavics adalékanyagoké, de mértéke és a folyamat lejtésződása az adalékanyag fajtájától, vízfelvételétől függ. Az un. belső utókezelés, azaz a könnyű adalékanyag szemek által a keveréskor felvett, majd a beton száradása alatt leadott víz a fent említett hatással ellentétes, lassítja a száradás folyamatát. Ez azért fontos, mivel így később tud csak lejtésződni azonos betonmátrixnál a zsugorodás a könnyűbetonban, mint normálbeton esetén, azaz magasabb szilárdságú már a cementkő azonos alakváltozási teher esetén, tehát ha eléggé le tudjuk lassítani a zsugorodás lejtésződását, elkerülhetjük a repedések kialakulását. Ezt szélcatornás repedésérzékenységi vizsgálatokkal is igazoltuk. A szálerősítéssel a repedésérzékenység tovább csökkenhető.

A könnyűbetonok tűzterhelés után maradó szilárdsága ugyanakkora vagy kedvezőbb, mint a normál betonoké és nagy mértékben függ a könnyű adalékanyag fajtájától.

A megfelelő összetételű könnyűbeton tartóssága a normálbetonéval azonos lehet, sőt egyes esetekben kedvezőbb is, tartószerkezetek építésére alkalmas. Előnyeit a világ sok országában kihasználják, reményeink szerint hazánkban is alkalmazzák majd.

## 5. KÖSZÖNETNYILVÁNÍTÁS

Ezúton szeretnénk köszönetet mondani mindazoknak, akik biztosították a kutatásunkhoz szükséges anyagokat és támogatták kutatómunkánkat az elmúlt években. A Geofil Kft., a Biotech Hugária Kft., a LiaBau Kft., és az Avers Kft. különösen kiemelkedő mértékben járult hozzá eredményeink létrejöttéhez.

## 6. HIVATKOZÁSOK

- ASTM, C 151-89 Standard Test Method for Autoclave Expansion of Hydraulic Cement  
Balázs Gy., Borján J., Cary Silva J., Liptay A., Zimonyi Gy. (1979), "A cement repedésérzékenysége", *Tudományos közlemények*, Budapest, HU ISSN 0324-3575  
Balázs Gy. (1996), „Beton és vasbeton III.”, *Akadémiai Kiadó*  
Brameshuber, W. (2000), *Architekten 1.*, Aachen 2000  
Briscoe, D., Philpott, R. (2005), „A világ 100 építészeti csodája”, *Alexandra Kiadó*



- Brüll L., Komlos K. (1988), "Early shrinkage of hardening cement pastes", *Evanston, USA*, ISBN 0 471 92057 6
- Cement-Beton Zsebkönyv 2007
- DAfStb (1986), „Richtlinie Alkalireaktion im Beton 12/86“, *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton*
- EN 206-1 Concrete – Part 1: Specification, performance, production and conformity, 2000
- Faserbeton Richtlinie 2002 Osztrák műszaki irányelv
- Faust, T. (2003), *Leichtbeton im Konstruktiven Ingenieurbau, Ernst&Sohn 2003*
- fib (2000) - Lightweight Aggregate Concrete, CEB-FIP guidance documents *bulletin 8. 2000*
- Für Kovács I., Seidl Á. (2004), "Üvegszálak alkalmazása a korai zsugorodás megakadályozására" hozzászólás a *Szálerősítésű betonok a kutatástól az alkalmazásig c. konferencia Üvegszálak szekciójához*, 2004. november 19., Budapest
- Józsa Zs., Djember Cs., Für Kovács I., Seidl Á. (2005), "Use of Glass and Synthetic Fibres Preventing Early Age Cracking of Normal and Lightweight Concrete", *Proc. 1st Central European Congress on Concrete Engineering*, Grác, Ausztria pp.125-130.
- Kollár L. (1997), „Vasbetonszerkezetek I”, *Műegyetemi Kiadó*
- Kovács I., Balázs Gy. L. (2004), "Structural performance of steel fibre reinforced concrete", *Műszaki könyvkiadó, BME Budapest*
- Lindgard J., Hammer T. A. (2000), „Fire resistance of structural lightweight aggregate concrete, a literature survey with focus on spalling”
- Mihailich Gy., Haviár Gy. (1966), „A vasbetonépítés kezdete és első létesítményei Magyarországon”, Budapest
- MSZ 4798-1 Magyar Szabvány – Beton (Magyar alkalmazási dokumentum)
- MSZ 4798-1 : 2004 Beton 1. rész: Műszaki feltételek, teljesítőképesség, készítés és megfelelés, valamint az MSZ EN 206-1 alkalmazási feltételei Magyarországon 2004
- MSZ EN 13055-1:2003 Könnyű kőanyag-halmazok. 1. rész: Könnyű kőanyag-halmazok (adalékanyagok) betonhoz, habarcsához és injektálóhabarcsához
- Nemes R. (2004), „Hulladékok felhasználásával készült könnyűbetonok zsugorodása” [http://adattar.atestor.hu:81/avl/cikkek/04\\_1\\_6-7.pdf](http://adattar.atestor.hu:81/avl/cikkek/04_1_6-7.pdf). Anyagvizsgálók lapja 2004.
- Orlowsky, J., Raupach, M. (2004), "Tensile Tests to Study the Long-term Behaviour of Textile Reinforced Concrete", *Proceeding of 1<sup>st</sup> International Symposium Innovative Materials and Technologies for Construction and Restoration*, Eds.: La Tegola, A. – Nanni, A., 6-9 June 2004, Lecce
- Romić, S., Lazić, M. (1985), „Armirani lakoagregatni beton”, *Beograd*
- Sobó J. (1898), „Középités tan I.”, *Országos Erdészeti Egyesület*
- Ujhelyi J. (1995), „Beton és Vasbeton készítése”, 14. fejelet Könnyűbeton *MÉÁSZ ME-04.19:1995* Budapest
- Wittmann, F. H.(ed) (1982), "Fundamental Research on Creep and Shrinkage of Concrete", *Hága, Hollandia*, ISBN 90 247 2549 6

## POLISZTIROL BETONOK TARTÓSSÁGA

*Dr. Kovács Károly*

*Építésügyi Minőségellenőrző Innovációs Kht.*

*1113 Budapest, Diószegi út 37. és e-mail: info@emi.hu*

### ÖSSZEFOGLALÁS

Több mint 35 éve kísérleti úton meghatároztuk a PSC alapvető tulajdonságait. Néhány kedvező összetétellel a vasalt panelek előregyártását alapoztuk meg. Meghatároztuk a panelek teherviselési, hőtechnikai tulajdonságait. A vizsgálatok befejeztével az elemeket másodlagosan hasznosítottuk. 35 év elteltével meghatároztuk a betonok nyomószilárdságát, a korróziós stabilitását, az acélarmatúrák védettségét.

Megállapítható, hogy az eredeti receptúrákkal előállított elemek anyagtanilag kiváló állapotban vannak. Továbbfejlesztésükkel ma is érdemes lenne foglalkozni.

### 1. BEVEZETÉS

A polisztirol habok tömeges gyártásának beindulása idején, az ötvenes években, felmerült annak a gondolata, hogy azokban ne csak lágy habokat, hanem merevebb, térelhatároló szerkezetként használható, jó hőszigetelő elemeket is készítsenek.

Ennek lehetősége abból adódik, hogy az expandált (EPS) habokat két lépcsőben állítják elő a polisztirol granulátumból.

A polisztirol granulátumot sztírol gyöngypolimerizációjával készítik.

A gyöngypolimerizáció lehetőséget ad rá, hogy a rendszerbe kis forráspontú anyagokat keverjenek. A polisztirol granulátum 0,1-0,3 mm átmérőjű gyöngyök halmazára, a gyöngyök testsűrűsége kb. 1000 kg/m<sup>3</sup>. Az expandálás első lépcsőjében a gyöngyöket 100°C alatti hőmérsékletre melegítik, amikor is a benne lévő hajtóanyagok elgőzölögnek és a termoplasztikus anyagot 1-5 mm átmérőjűre felfűjják. Így laza halmazt kapunk, amit kihűlése után vagy speciálisan kialakított sablonokba töltenek, 110-120°C-ra hevítenek 0,5-1,3 bar túlnyomás mellett, amikor a habgömbök összehegednek, vagy a laza halmazból cement-gipsz, vagy más kötőanyaggal habarcsszerű anyagot formálnak és ezután töltik-tömörítik zsaluzatban.

Az így megszilárduló anyagot nevezzük polisztirol betonnak (továbbiakban PSC-nek) annak ellenére, hogy a benne lévő maximális szemcsék mérete miatt inkább habarcsnak nevezhetnénk. Habarcsként csak akkor definiáljuk, ha habarcs funkciót látnak el (pl. vakolat).

Az így felhasznált polisztirol hab rugalmas-plasztikus tulajdonságú, mikrocellás szerkezetű. A cellák zárt szerkezetűek, így nedvességet csak nagyon kis mértékben vesznek fel (max. 1%-ban). A felvett nedvességet azonban gyakorlatilag sohasem engedik el.

A kis vízfelvétele teszi lehetővé, hogy cementtel-vízzel keverve könnyűbetonok készüljenek belőle.

A polisztirol habok felülete azonban nem víztaszító, így lehetővé válik, hogy a cementszuszpenzió jól rátapadjon.

A hab rendkívül kicsi sűrűsége teszi lehetővé, hogy rendkívül kis testsűrűségű betonok készülhessenek belőle.

Más könnyűadalekos betonok testsűrűsége 400-600 kg/m<sup>3</sup> alá nem vihető, a polisztirol betonok akár 200 kg/m<sup>3</sup> alatt is használható.

## 2. TÖRTÉNETISÉG

A PSC-t az ötvenes években az akkori NSZK-ban találták ki. A BASF vállalat szabadalmaztatta. A szabadalmi védettség lejárta után terjedt el a világban a hetvenes években, így ekkor került hazánkba is. A hernádi „Március 15.” Tsz. alkalmazta a Hunniahibrid rendszerben baromfi és egyéb állattartó épületekként.

Nagyon egyszerű technológiával állították elő az épület paneljeit. L szögvasból összehegesztették a panel vázát, beszaluzták, vasalták, kiöntötték PSC-vel.

Megszilárdulás után egyszerűen felállították, összeillesztették, hegesztéssel kötötték a paneleket, majd elkészítették az épülethez szükséges egyéb szerkezeteket.

Az épületek hosszú ideig jól kiszolgálták az állattartási technológiát.

A 22. ÁÉV főtechnológusa, Papp Aladár megbízta az Építőanyagok Tanszékét a panelok továbbfejlesztésével és a hozzá szükséges anyagtani összefüggések tisztázásával.

Így került sor a kutatás beindítására 1971-1972-ben.

## 3. A KUTATÁSI FELADATOK

### 3.1. Szakirodalom összefoglalása

A szakirodalom áttanulmányozása teremtette meg a lehetőséget a laboratóriumi kísérletek megtervezésére. A laboratóriumi munkáink későbbiekben jól visszaigazolták a szakirodalmi adatokat.

Elsősorban Köhling (1960), Runk (1966), Jahontova (1962), Hoefler (1973), Hohwiller (1968), Baum (1973) és Schneider (1979) adatai voltak értékesek, amelyek tisztázták a hajlító-húzó-, a nyomószilárdság testsűrűség, továbbá a rugalmassági modulus, térfogatállandóság, hőtechnikai tényezők, víz és páratechnikai tulajdonságok és a testsűrűség, cementtartalom összefüggéseit.

Ipari példákat adtak meg az alkalmazhatóságukra vonatkozóan.

A következőkben ezek nagyon rövid összefoglalóját adom meg.

Hoefler (1973) szerint tájékoztató jelleggel a következő összetételű betonokat lehet irányreceptúráként elfogadni abban az esetben, ha a polisztirol gyöngy felületét kellősítik.

A kellősítést végezhetik a bekeveréskor, vagy előtte.

Hatékonyabb az előzetes kellősítés, mert ennél a megoldásnál a keveréskor nem dörzsölődik le a kellősítőszer. Az ilyen a felületre felhordott és rögzített szereknek ugyanis előbb a keverővíz hatására gélesednie kell, miközben a keverés folyik.

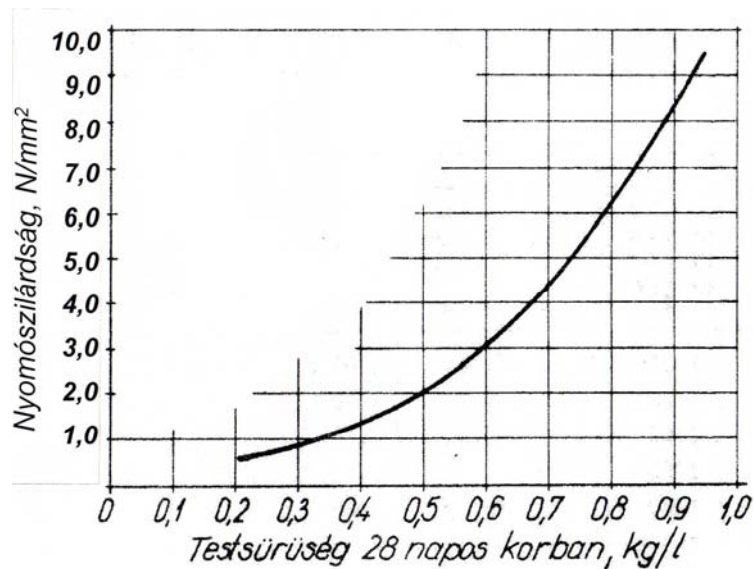
A kellősítés feladata a gyöngy felületén kialakuló nagyobb tapadóerő megteremtése.

A táblázatból kivehető az összetételhez tartozó várható szilárdsági érték is.

1. táblázat: Tájékoztató betonösszetétel helyszíni kellősítés esetén (Hoefler, 1973)

Frissbeton test-sűrűsége kg/m <sup>3</sup>	1 m <sup>3</sup> szilárdbetonhoz szükséges					28 napos szilárdság N/mm <sup>2</sup>	
	polisztirol gyöngy l	cement Z 275 kg	homok 0-1,5 kg	víz kg	v/c	nyomó	hajlító-húzó
300	1100	200	-	105	0,52	0,5	0,5
400	1100	285	-	120	0,42	1,0	0,7
500	1100	340	40	130	0,38	1,5	0,8
600	1085	380	90	140	0,37	2,5	0,9
700	1065	390	165	155	0,40	3,5	1,0
800	1040	390	260	165	0,42	4,5	1,1
900	1000	400	340	175	0,44	6,0	1,2
1000	950	400	433	180	0,45	8,5	1,3

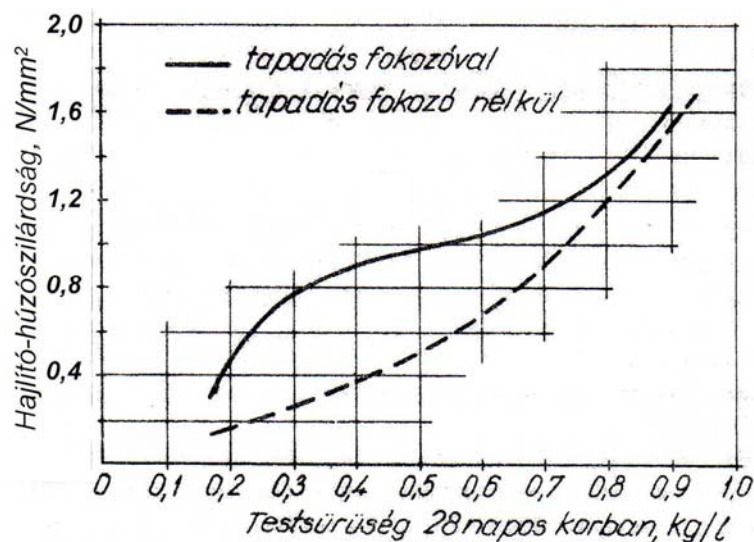
Az 1. ábrán bemutatom a testsűrűség-nyomószilárdság összefüggést.



1. ábra: Az összefüggés a 28 napos beton testsűrűsége és szilárdsága között  
a) nyomószilárdság

Azonnal felmerül a kérdés, hogy mennyire szükséges kellősiteni a felületet.

Hoefer (1973) vizsgálatai alapján erre elsősorban a 200-700 kg/m<sup>3</sup>-es testsűrűségek között van szükség, mert itt emeli meg jelentősen a hajlító-húzószilárdságot (2. ábra). (A mi vizsgálataink eredményei ettől eltérőek voltak.)



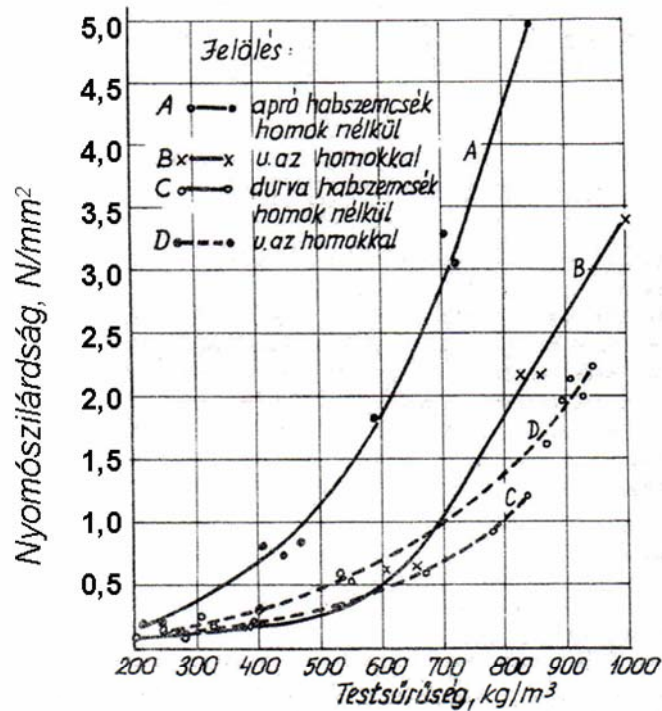
2. ábra: Az összefüggés a 28 napos beton testsűrűsége és szilárdsága között  
b) hajlító-húzószilárdság

Itt merül fel az egyéb tényezők hatása a beton tulajdonságaira vonatkozóan.

Elsősorban a nagyobb testsűrűségeknél homokot is használnak a cementkötőanyag mellett (1. táblázat).

A homok szemnagysága, összetétele, mennyisége jelentősen befolyásolja a beton tulajdonságait.

Az összefüggéseket Jahontova (1962) alapján a 3. ábrán mutatjuk be.



3. ábra: Összefüggés a beton testsűrűsége és nyomószilárdsága között

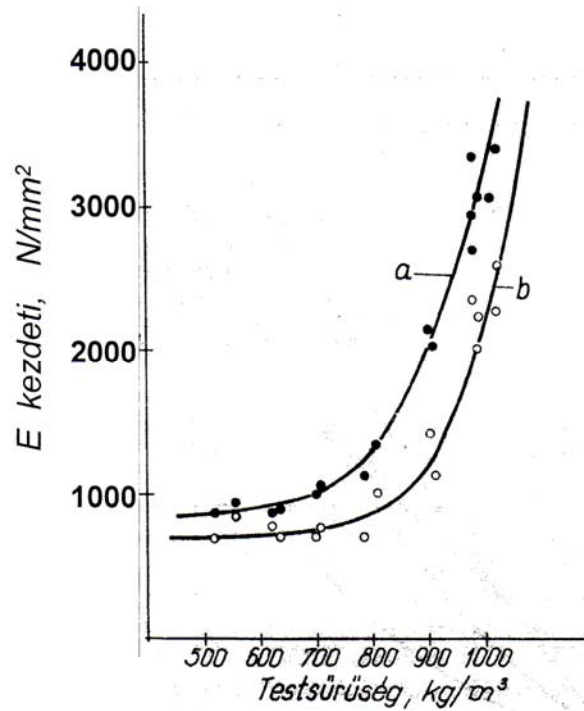
Természetesen ezzel összefüggően a habszemcsék nagysága is megváltoztatja a beton tulajdonságait.

Az 1. sz. táblázat adataiból látható, hogy a PSC-nél a nyomó- és a hajlító-húzószilárdság aránya eltér a szokásos betonoknál tapasztalt kb. 10:1-től.

A kisebb testsűrűségek esetén ez akár 1:1 is lehet.

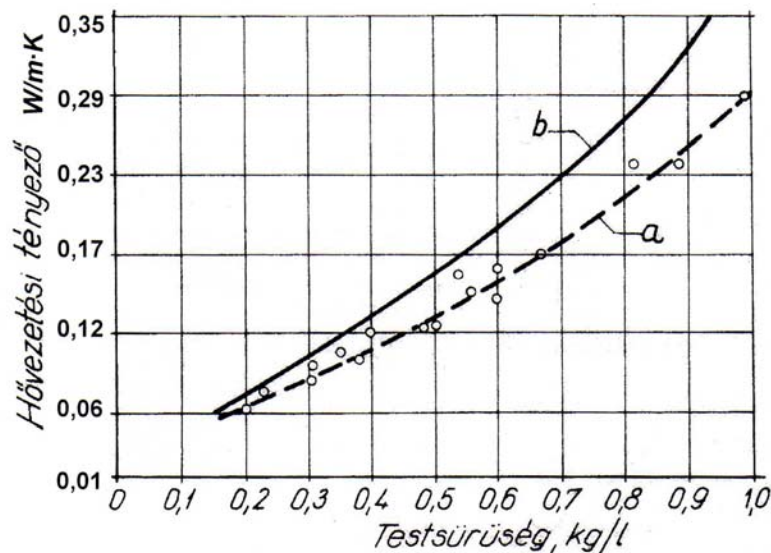
Ez azt jelenti, hogy ezekben az esetekben a polisztirol gyöngy alapanyag alaptulajdonságai érvényesüljenek, persze megfelelően kis abszolút értékek mellett.

Ahhoz, hogy a PSC erőtanit viselkedését jellemeznit tudjuk, ismernünk kell az alakváltozási tulajdonságait is. Baum (1973) szerint a testsűrűség függvényében a 4. ábrán látható görbék adódnak a kezdeti rugalmassági modulusok szerint.



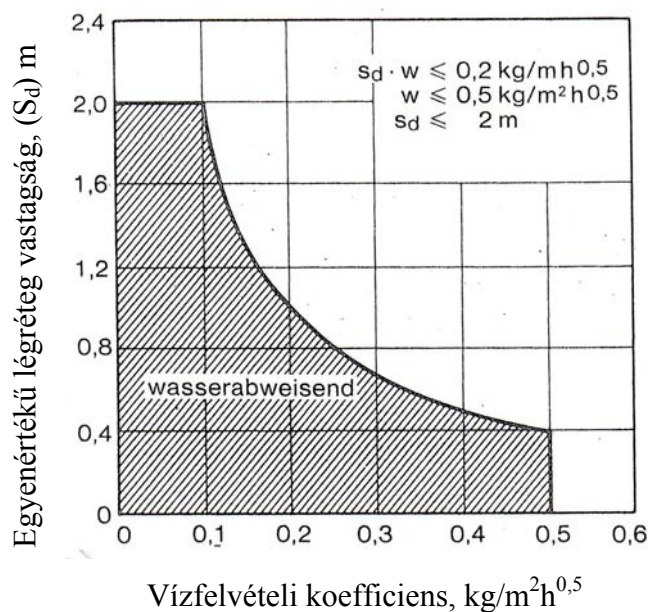
4. *ábra*: Nyomási E-modulus (Young-modulus) a beton testsűrűsége függvényében  
 a) a vizsgálati feszültség kb. a hengerszilárdság harmada;  
 b) a vizsgálati feszültség kb. a hengerszilárdság 1/12-e.

A PSC hővezetési tényezői és a testsűrűsége között Hoefler (1973) szerint az 5. *ábra* szerinti összefüggés áll.



5. *ábra*: Hővezetési tényező a testsűrűség függvényében.  
 a) mérési eredmények DIN 52612.1 lap szerint  
 b) számított értékek DIN 52612 szerint.

Általában a betonok víz- és páramozgására vonatkozó összefüggését a 6. *ábra* szemlélteti.



6.ábra: Vízszítóképesség kritériumai

A PSC-ék az ábrán jelölt kvázi hidrofób terület szélére sorolhatók, ha a kötőanyag mátrixban megteremtjük a hidrofób struktúrát (zárt gömbpórusok), akkor elérhető a telje hidrofobitás is.

A polisztirol gömböcskék felülete lassítja a vízáramlás sebességét egyrészt, mert a kapcsolódó felületi réteg tömörebb, mint a cement paszta struktúrája, másrészt megnövekedik a felszívódó víz útja a gömbök felületén.

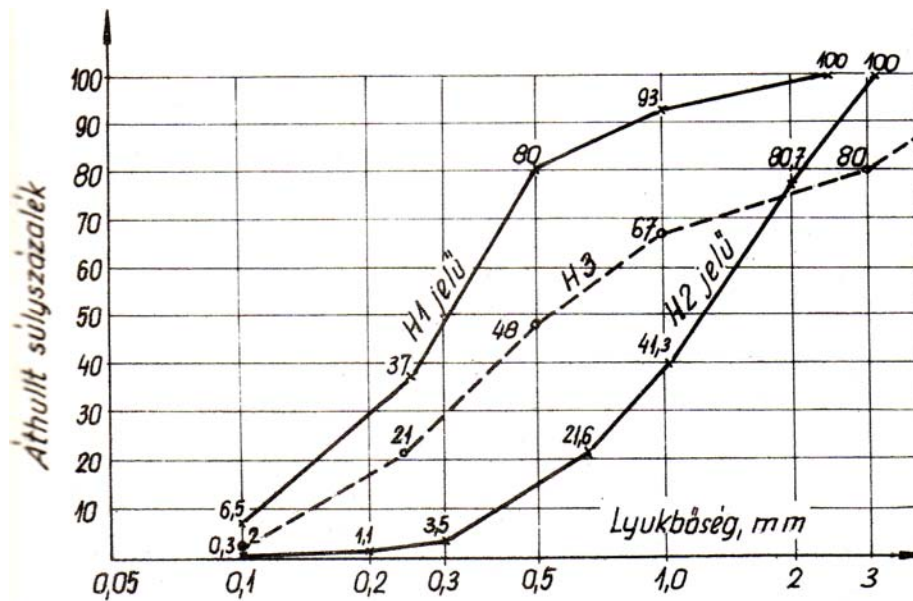
### 3.2. A kutatási feladat és eredményei

A PSC-ből sokféle szerkezet építhető meg (útalapok, takaréköregek, ill. ahhoz hasonló szerkezet könnyítések, hőszigetelő bevonatok, vakolatok, stb.).

A feladatunk az önhordó, sőt teherviselő vasalt panelek előállítására volt. Ehhez végig próbáltuk a PSC betonok különféle változatait.

A próbatesteinken mért szilárdsági, alakváltozási, hőszigetelési tulajdonságok az irodalomban találtakhoz hasonlóak, ezért erről csak összefoglaló jelleggel számolok be.

Kétféle homokkal készítettünk próbatesteket. Ezek szemcseösszetételét a 7. ábra szemlélteti.



7. ábra: Homokok szemmegoszlási görbéi

Az elkészült próbatestek szilárdsági és összetételi adatait a 2. táblázatban közöljük.

Kísérlet jele	Cement, kg	C : V : H 1 : H 2	Hajlító-	Nyomó-	Kiszáritott beton testsűrűsége N/mm <sup>2</sup>
	1 m <sup>3</sup> gyöngyhalmaz		szilárdság kp/cm <sup>2</sup>		
60	400	1:0; 32:0; 14:0; 11	0,53	1,30	564
61	355	1:0; 33:0; 28:0; 12	0,49	1,01	532
62	355	1:0; 33:0; 33:0; 06	0,50	0,86	569
63	400	1:0; 33:0; 20:0; 05	0,52	1,36	599
64	400	1:0; 33:0; 22:0; 03	0,58	1,82	599
65	355	1:0; 33:0; 37:0; 03	0,50	0,92	579
66	400	1:0; 31:0; 11:0; 14	0,53	0,87	539
67	445	1:0; 30:0; 10:0; 03	0,70	1,48	584
86	600	1:0; 33:0; 17:0; 075	1,383	4,335	929
87	525	1:0; 26:0; 26:0; 14	1,335	4,77	933
89	377	1:0; :0; 65:0; 34	0,884	2,395	855
90	312	1:0; 39:0; 93:0; 48	0,655	1,987	878
92	750	1:0; 34:0; 12:0; 05	1,662	5,162	931
93	625	1:0; 33:0; 24:0; 16	1,558	5,743	935
94	500	1:0; 38:0; 50:0; 25	1,431	4,125	948
95	375	1:0; 45:0; 93:0; 40	1,0263	3,613	902
96	300	1:0; 54:1; 25:0; 67	0,732	2,20	920

2. táblázat: H 2 és H2 jelű homokkal készített polisztirol gyöngyadalékos beton szilárdsága

Vizsgáltuk a betonok készítéséhez szükséges technológiai tényezők hatásait a tulajdonság kialakulására vonatkozóan.

Megállapítottuk a következőket:

- A PS gyöngyöt zárt, huzatmentes, száraz helyen kell tárolni.
- A keverés közönséges ejtődobos keverőben is végezhető.



- A keverés sorrendje szigorúan betartatandó, mert különben a keverés nehézségekbe ütközik. Ezek szerint:
  - A tiszta keverőbe a vizet mérjük be.
  - A cementtel-homokkal habarcsot készítünk. Ha szükséges az adalékszereket is beadagoljuk.
  - A PS-t fokozatosan úgy adagoljuk a keverékhez, hogy az adott mennyiség gyorsan összekeményedjen a habarccsal.
- A zsaluba vibrátorral, lehetőleg tű- és/vagy lapvibrátorral tömörítsük a betont. Túl vibrálni nem szabad, ezért a technológus az adott receptúrát, szerkezetméretet figyelembe véve állapítsa meg a tömörítési időt.
- Az utókezelést mindenképpen nedves körülmények között kell végezni, de víz alá helyezni tilos a betont. (A korai időkben kiúsznak a szemcsék.) Az utókezelés legalább egy hétig tartson.
- 3 naponál korábbi állapotban ne vegyük igénybe a betont.
- Sürgős esetekben 80°C alatt gőzölhető is a szerkezet, de nagyon fontos, hogy előtte legalább 2 órát pihentessük a betont. A gőzölés növeli a szerkezet zsugorodását.
- A PSC zsugorodása viszonylag nagy, de a zsugorodás mértékadó része a korai időkben végbemegy.  
1000 kg/m<sup>3</sup> testsűrűségű betonok zsugorodása jelentősen nagyobb, mint a normál testsűrűségűeké (1-2%).

3. táblázat: A polisztiroltartalom változásának a hatása a beton szilárdságára

Kísérlet jele	Cement, kg	C : V : H 2	Hajlító-	Nyomó-	Kiszáritott beton testsűrűsége kg/m <sup>3</sup>
	1 m <sup>3</sup> gyöngyhalmaz		szilárdság N/mm <sup>2</sup>		
122	2500	1:0,46:3,0	2,836	14,4	1918
123	1660	1:0,46:3,0	2,526	13,166	1891
124	1250	1:0,35:0,23	1,986	9,406	1717
125	1000	1:0,46:3,0	1,900	7,406	1596
126	837	1:0,46:3,0	1,706	6,413	1549
127	715	1:0,46:3,0	1,88	6,160	1504
128	625	1:0,46:3,0	1,206	4,806	1439
129	555	1:0,46:3,0	1,153	2,506	1302
130	500	1:0,46:3,0	0,916	2,606	1202
131	440	1:0,46:3,0	0,803	1,426	1156
132	417	1:0,46:3,0	0,723	1,700	1128
133	385	1:0,46:3,0	0,82	2,533	1074
134	357	1:0,46:3,0	0,600	1,260	1126
135	250	1:0,46:3,0	0,313	0,400	876
136	200	1:0,46:3,0	0,23	0,296	767
137	287	1:0,46:3,0	0,393	0,623	992
138	222	1:0,46:3,0	0,236	0,430	943

A panelek gyártásánál alapvető gondot jelentett a vasalás korrózióvédelme.

Erre annak idején két mód kínálkozott.

- Az acélbetét felületét korrózióvédő anyaggal vonjuk be.
- A paneleket szendvicselemekként képezzük ki, azaz a hőszigetelő magra kétoldalt tömör kéregbetont-habarcstot hordunk fel, ebben a rétegben helyezük el az vasalást.

Az első megoldást egyéb könnyűszerkezetekben, betonokban annak idején már használták.

Érdekes módon a korrózióvédelmet különféle festékek felhordásával, ill. bitumenes anyagokba való mártással képzelték el.

Ma már megállapítható, hogy ezek biztosan nem voltak jó megoldások.

Az ilyen rendszerű bevonatok erősen gátolták az acélbetét tapadását a betonmátrixhoz.

Az ilyenfajta bevonatolási technológia helyes anyagtani megoldása csak később alakult ki az epoxigyanták felhordásával, ami biztosította az acélhoz hasonló rugalmassági modulusú bevonati réteget.

Normál betonszerkezetekben való alkalmazásuk ma már elterjedt megoldást jelent erősen korrozív környezetű vasbeton szerkezetek kialakításánál, bár jelenleg is folyik a vita a biztonságukról. Az epoxi réteg megsérülésekor, ami könnyen előfordulhat szállításkor-szereléskor, a korrózió azonnal és intenzíven indul meg a hibahelyeken az ún. szellőzési galvánelem kialakulásával.

A pótlólagos korrózióvédelem szükségességét már abban az időben is vitattuk, a következő megfontolás alapján.

- A polisztirol gyöngy lég- és vízfelvevő képessége nem nagyobb a cementpépénél, ezért az acélhoz nem jut több oxigén, mintha normál betonban volna.
- Az acélbetétet cementbázisú massa veszi körül, tehát, ha az nem karbonátosodik nagyobb mértékben, mint a tömör normálbeton, akkor nincs nagyobb korróziós veszély sem.

A nagyobb korróziós veszélyt elsősorban az okozza, hogy a pillekönnyű polisztirol gyöngyöknek az acélbetéthez való tömörödése helyenként nem olyan mértékű, mint a normál adalékanyagok esetében, ezért helyi fellazulások fordulhatnak elő.

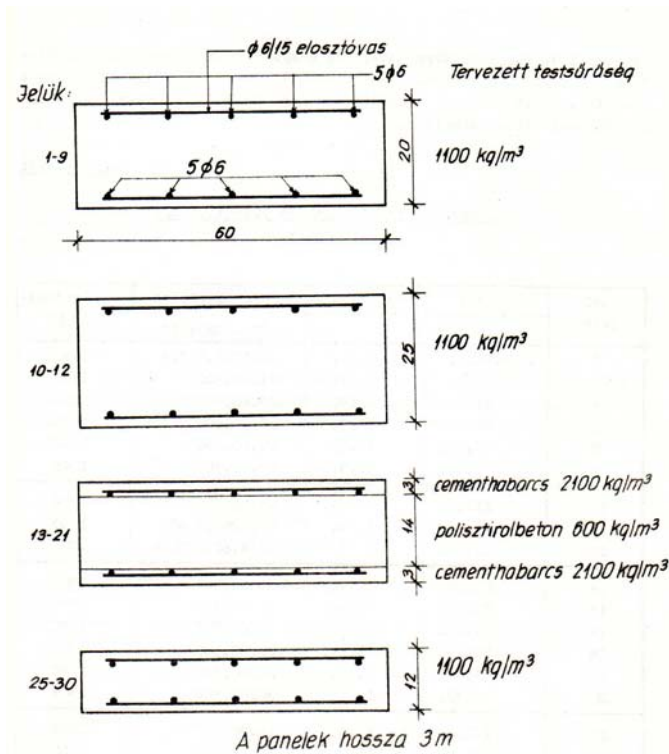
A biztonságos korrózióvédelemhez mi a nagyobb fedettséget javasoltuk.

A szendvicspanelok alkalmazására mégis szükséges volt gondolnunk.

A PSC felülete ugyanis morzsolódó jellegű, tehát olyan helyeken, ahol erős koptatási, vagy más dinamikus hatásoknak is ki van téve a szerkezet, ott azt valamivel védeni kell.

A védelem lehet egy felületi bevonat is, ám könnyebb és tartósabb megoldásnak láttuk egy-egy kétoldali habarcsréteg felhordását.

A tervezett panelek méreteit és vasalását a 8. ábra szemlélteti.



8. ábra: A kísérletek során készített panelek terve

Az elkészült panelek viselkedését különféle terhelésekre vizsgáltuk.

- Vizsgáltuk egyenletesen megoszló teherre
- Vizsgáltuk vonalmenti teherre
- Vizsgáltuk tartós teherre
- Ellenőriztük a szendvicspanelek merevségi tulajdonságait.

Ezek eredményeit a Balázs Gy., Kovács K., Papp A. *Polisztirol gyöngyadalékos könnyűbeton* című tanulmányában [9] foglaltuk össze, ott részleteiben tanulmányozható.

#### 4. A KUTATÁSI MUNKA UTÓÉLETE

Sikeres kutatást végeztünk, amelyben tisztáztuk a PSC anyagotani és néhány szerkezeti tulajdonságát.

Ez alapján konkrét megoldás is született egy lehetséges, sorozatban gyártható panelrendszer előállítására.

A panelek nagyüzemi gyártásának előkészítése is megtörtént, a Típustervező és Tervezés Fejlesztő Intézet dolgozott a panelek továbbfejlesztésén ipari és lakóépületi célokra.

Ám 1973-ban beütött az első olajválság, aminek következtében a polisztirol termékek ára 30-50%-kal megnőtt, és ezzel elvetették annak a gondolatát, hogy ezekből valaha is nagy sorozatokban gyártható paneleket készítsenek. (Pedig akkor nem tudták, hogy 1976-ban újabb olajválság lesz, majd utána folyamatos olaj, ill. energia krízis nyomorítja az iparfejlesztési technológiákat.)

A polisztirol betonok készítési lehetőségei azonban megtermékenyítették a hőszigetelési technikát.

Sorra születtek a különféle megoldások a polisztirolos hőszigetelő szerkezetekre.

Ezeknek a kutatás-fejlesztési munkáknak egy részében is részt vettünk a Tanszéken.

Így született meg pl. a Hóstop hőszigetelő vakolat, majd a különféle habbetonokkal kombinált tetőszigetelési eljárások stb.

Van azonban az alapkísérletből közvetlenül is folytatódó tapasztalati vonal is. Ez pedig a megvizsgált és egyébként jó állapotban maradt panelek másodlagos felhasználásából származnak.

Ilyen paneleket építettünk be három szituációban:

- Beltérben közfalként
- Kültérben járdaként (csak a szendvicspaneleket)
- Kültérben részben légtérben, részben talajban

A paneleket 1973-ban gyártottuk és 1974-75-ben építettük be. A szerkezetek tehát 35 évesek és legalább 33 éve állják ki a környezetükben előforduló hatásokat.

A vizsgálatot 2008. február-március havában folytattuk le.

Először helyszíni szemlét tartottunk, amelynek tapasztalatait a következőkben foglaljuk össze.

- *Belső tér*

A falazat száraz és vakolt.

A vakolaton nem tapasztalható semmiféle kül- vagy belsőoldali sérülés.

A panel csatlakozásoknál hajszálrepedés látható.

A vakolatot megbontva, alatta a polisztirol beton felülete tökéletesen ép, elváltozás nem észlelhető. A habarcs a betonfelületből a polisztirol szemcséket kiragadta.

- *Kültérben járdaként*

A panel felületén a távtartóként használt acélbetét részek helyenként a felszínen találhatóak, érdekes módon csak futórozsa található rajtuk.

A kis fedettségű keresztirányú osztóvasak a felszín alatt elszíneződtek, enyhén rozsdásak.

A záróhabarcs állapota jó, majdnem hibátlan (*1. fotó*).



*1. fotó:* A panelek záróhabarcsa jó állapotú, helyenként a távtartó acélok a felületre kerültek

A panel eredeti vizsgálatakor keletkezett keresztirányú repedés élesen kirajzolódik, helyenként kitöredezett (*2. fotó*).



2. *fotó*: A záróhabarcs on a vizsgálatkor elhajlított panel repedése jól kirajzolódik

Néhol a kis fedettségű betonacél felett a beton kitöredezett, alatta az acél rozsdás.



3. *fotó*: Helyenként az acélbetét túl kicsi fedettségű, a habarcs kitöredezett, az acél rozsdás

– *Kültérben levegőben*

A beton felületéből a polisztirol gyöngyök kiperegtek, olyan kinézete van, mintha mállana a beton (4. *fotó*).



4. *fotó*: A szabadban elhelyezett panel felületéről a szemcsék lemállottak

Megdörzsölve a felületét vékony rétegben hámlik a habarcs. Alatta azonban szilárd a cementes habarcs. Látható, hogy a felületre moha telepedett meg, ami részben a környezetbarát jellegét mutatja a szemlélőnek, részben pedig bizonyíték arra, hogy a növényből származó huminsavak a betonrétegbe hatolnak.

A normál betonhoz való csatlakozásnál zsugorodási hézag keletkezett. Feltehetően a PSC zsugorodott mintegy 1-1,5 mm-t (5. *fotó*).



5. *fotó*: A csatlakozásoknál nagy zsugorodási hézagok keletkeztek

Nem lehet azonban azt megállapítani, hogy a PSC nagyobb mértékben romlott volna le, mint a normál beton.

– Kültérben talajban

A talajszint alatti humuszos rétegben a PSC erősen elszennyeződött, erősen sáros (6. *fotó*).



6. *fotó*: A talajszint alatt a felület erősen sáros, szennyezett

A sarat vízszugárral lemosva azonban előkerült a tiszta PSC felület.  
A felületi polisztirol gyöngyök itt is hiányoznak, de a beton jó állapotú.

#### *Egyéb vizsgálatok*

A helyszíni állapot rögzítése után a betonfelületek jellemző helyeiből 3-3 db.  $\varnothing = 80$  mm magmintát fűrtünk ki, amelyek állapotát szemrevételeztük. Jellemző 2 db magminta felületet a 7. *fotó* mutatja.



7. *fotó*: A kifűrt magminták felülete zárt, mohával fedett

A magminták palástján jól kivehető a beton szerkezete (8. *fotó*).



8. *fotó*: A fűrt minták palástján szépen kirajzolódik a betonstruktúra

Látható, hogy a polisztirol szemcsék elhelyezkedése a cement mátrixban egyenletes és a felületi kontaktusok jók.

A kép jobb alsó sarkában az acélaratúra metszete látható. Észlelhető, hogy egyik része eredetileg sem volt tökéletes kontaktusban a cementpasztával, köztük hézag található.

Az acél felülete egyébként nem rozsdás. A nem érintkező felületen futórozsdá látható. Ez a magminta egyébként kültéri talajfeletti részből került ki. Az acélbetét fedettsége kb. 3 cm volt.

Sajnos azokon a helyeken, ahol a külső légtéri betonoknál az acélfedés csekély volt, ott rozsdásodtak is.

Ilyen jellemző képet mutat a 9. *fotó*. Ebben az esetben a mintegy 20 cm vastag panelt lapjával fűrtam meg és hosszába vágtam el a felülettől mintegy 2 cm mélységben lévő acélbetéteket.



9. *fotó*: A csekély fedettségű betétek rozsdásak, és elkülönültek a beton mátrixtól



A magminta palástján maradó rozsdanyomokat a *10. fotó* szemlélteti.



*10. fotó:* A fűrt minta palástján csak rozsdanyomok maradtak

Megjegyzendő, hogy a rozsdás acélbetétek keresztmetszete kb. 10-20 %-kal csökkent.

A szendvics szerkezetű panelekből kifűrt magminták palástjának jellemző képét a *11. fotó* szemlélteti.



*11. fotó:* A szendvics szerkezetű panelek keresztmetszeti képe. Nagyon kis mértékben karbonátosodott a beton

Látható az egyenletes szemszerkezeti kép. Az acélbetétek a tömör és a PSC részben egyaránt megtalálhatók.

Állapotuk tökéletes, nem rozsdásak annak ellenére, hogy az eredeti bedolgozás sem volt tökéletes. Lásd a jobboldali hengeren lévő kontaktushibát. Megfigyelhető, hogy a PSC és normál beton csatlakozása és egymásba ágyazódása is tökéletes.

A kifűrt magmintákon alkoholos fenolftaleines oldattal megvizsgáltuk a karbonátosodás mértékét.

A 8-11. *fotón* az látható, hogy a kifűrt paláston mindenütt lúgos indikációt kaptunk, ami nyilvánvalóan helytelen. Ennek oka az, hogy a fűróiszap beszennyezte a teljes felületet.

Ilyen okok miatt a karbonátosodás vizsgálatot a fűrt minták szilárdsági vizsgálata után a próbatest roncsain megismételtük. A következő eredményeket kaptuk.

PSC fajtája	Környezet	Karbonátos mélység, mm	Acélbetét mélység, mm
vakolt PSC 25-cm-es	beltér	18-23	25-30
„csupasz” PSC 25 cm-es	kültér levegő	30-40	25-30
„csupasz” PSC 25 cm-es	kültér talaj	18-25	25-30
szendvics PSC 25 cm-es	kültér levegő oldal	15-20	20-30
szendvics PSC 25 cm-es	kültér talaj	10-15	20-30

A karbonátosodási helyzetnek megfelelően az egyes fűrt próbatesteken jól látni, hogy az acélbetétek rozsdásodni kezdtek (12. *fotó*).



12. *fotó*: Az acélbetétek a fűrt minták karbonátos helyein rozsdásodnak

Ahol az acélok lúgos pH-jú környezetben vannak, ott nem rozsdásak, illetve csak olyan esetekben, ha az acélt nem ágyazza be tökéletesen a cementmátrix és felület közelsége miatt a környezeti levegő és nedvesség közvetlenül éri (13. *fotó*).



13. fotó: Az acélbetét ágyazódási hibája miatt rozsdásodik

A kifűrt magmintákat egységesen 100 mm hengermagasságra vágtuk le. Az acélbetétek részeit eltávolítottuk a furatból. Ugyancsak eltávolítottuk a szendvics panelek normál betonos fedő rétegeit. Ezáltal a tiszta polisztirol beton részeket vizsgálhattuk.

A hengereken meghatároztuk a testsűrűségeket, majd meghatároztuk a nyomószilárdságukat is.

PSC fajtája	Környezet	Testsűrűség kg/m <sup>3</sup>	Nyomószilárdság, N/mm <sup>2</sup>	
			Egyedi	Átlag
„csupasz” 20 cm-es	beltér	935	4,82	4,67
		1010	5,23	
		948	3,96	
„csupasz” 25 cm-es	kültér, levegő	1050	3,22	3,13
		945	3,12	
		982	3,05	
„csupasz” 20 cm-es	kültér, talaj	981	2,83	3,14
		942	3,25	
		956	3,33	
szendvics 25 m-es belső rész	kültér, talaj	975	3,86	3,18
		980	2,92	
		1012	2,76	

Az eredmények alapján leszögezhető, hogy a PSC 35 év alatt nem veszítette el szilárdságát. Sajnos az eredeti vizsgálatoknál fűrt minták szilárdságát nem elemeztük. A nyomószilárdsági adatok hasáb alakú próbatestek ún. testszilárdsági adataiból származnak. Ezek a szilárdsági értékek inkább a jelenlegi értékek kisebbek.

Ez biztosan bizonyítja, hogy az elmúlt időben szilárdságromlás nem volt.

#### **Struktúra vizsgálata**

A PSC fontos része a polisztirol habgyöngy. A műanyag habok tulajdonságát ismerve feltételezhető az anyagának valamilyen mértékű degradációja.

A degradáció mindenképpen térfogatcsökkenéssel, zsugorodással járó folyamat.

Ezért célszerű volt megvizsgálni a polisztirol szemcsék kapcsolatát a cement kötőanyaggal.

Ilyen célból szemléltük meg a fűrt, majd eltört felületeket.

A 14. fotón egy tört felület képe látható.



14. fotó: A beton szakadási képe. Legtöbb helyen a gyöngyök szakadtak el

Észlelhető, hogy a kiszakadt és bennmaradt polisztirol gyöngy szemcsék aránya kb. 50-50%.

A kiszakadt felületeken a polisztirol szemcsék beleragadt maradványai láthatók.

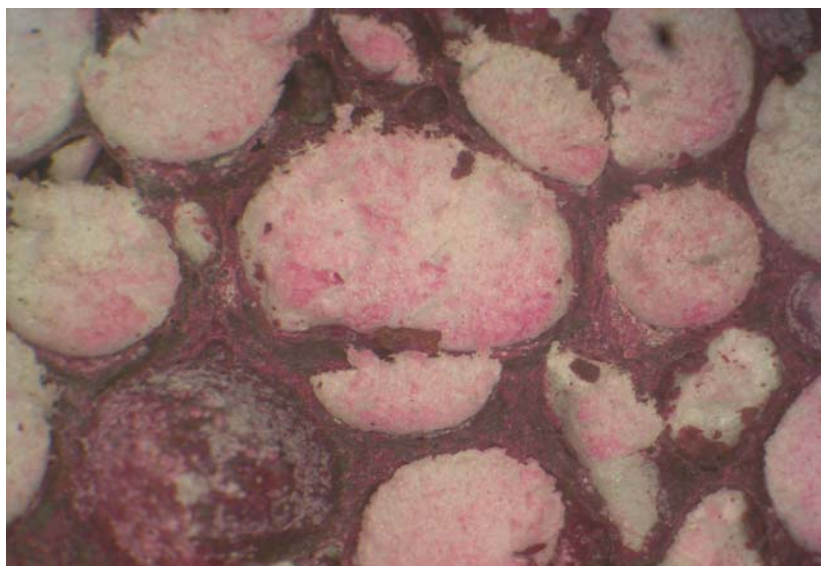
Megjelenik a felületen az eredeti cementmátrix is. Ezek sötétebb, a szemcsék körvonalait ölelő alakúak.

A töret lenyomatán jól kivehető a mészkivirágzás is.

Összességében az észlelhető, hogy a polisztirol-cementpép kapcsolata ma is tökéletes.

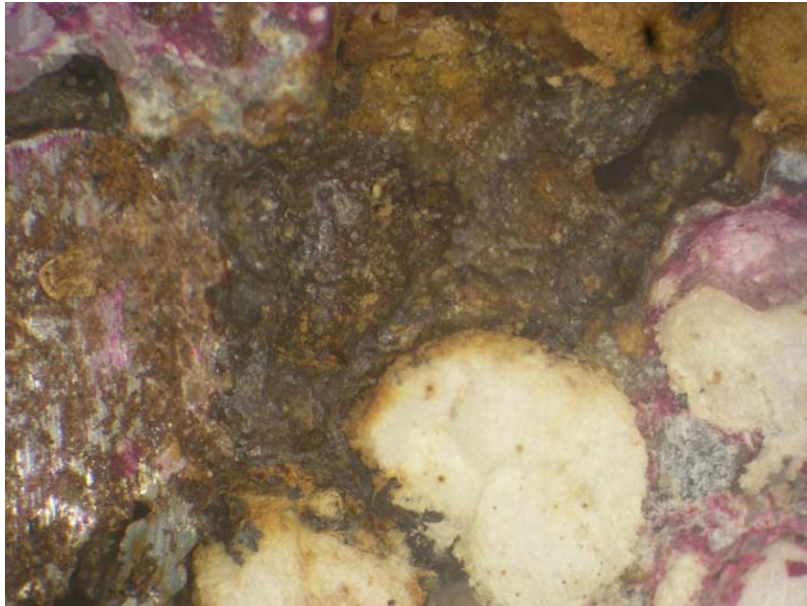
A tökéletesebb nyomon követés érdekében mikroszkóppal is megvizsgáltuk a kapcsolatot.

Kb. 20-szoros nagyításban is tökéletes tapadást észleltünk a szemcsék és a cementpép között (15. fotó).



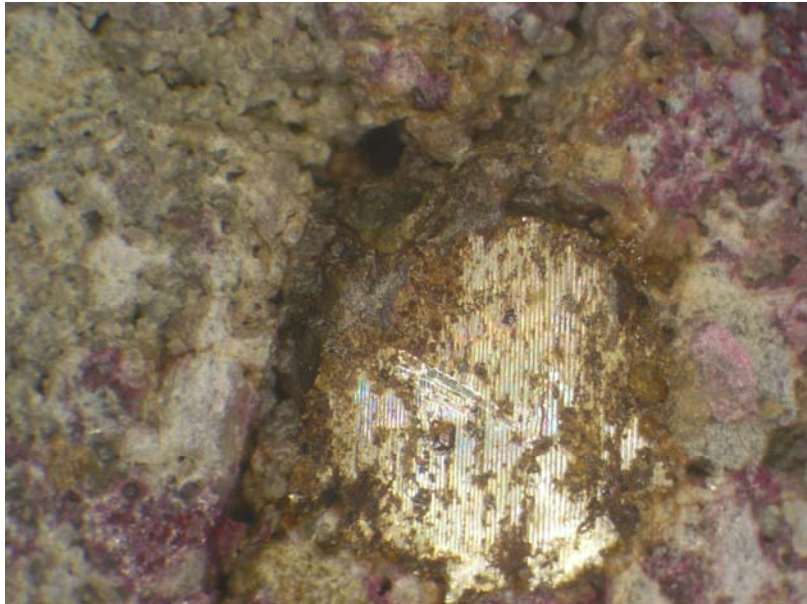
15. fotó: A gyöngyök tapadása tökéletes a cementes kötőanyaghoz (n=20)

Tökéletesen összedolgozott felületet láttunk a szendvicselemek kétféle betonja között (16. fotó).



16. fotó: A szendvicspanel kétféle betonja egymáshoz hézagmentesen tapad (n=20)

Látható, hogy a PSC rész felülete lúgos (nem karbonátos). Azoknál a PSC elemeknél, ahol az acél karbonátos rétegben fekszik és rozsdásodik, megfigyelhető a rozsdanyomás okozta mikrorepedések keletkezése (17. fotó).



17. fotó: A rozsdanyomás a karbonátos részeken mikrorepedéseket okoz

## 5. MEGÁLLAPÍTÁSOK

Megállapítható, hogy a polisztirol betonok (PSC) tartóssága 35 év távlatában nem rosszabb, vagy nem észrevehetően rosszabb a közönséges kvarckavics adalékos betonokénál.

A lég-, ill. szén-dioxid áteresztése kissé nagyobb a normál betonokénál, mindamellet a legalább 30 mm-es betonfedéssel rendelkező kezeletlen acélbetét gyakorlatilag korróziómentes az elemekben.

A beton készítésénél a tömörítésre nagyobb gondot kell fordítani, mert az acélbetéteknél a beton polisztirol szemcséi könnyebben megakadnak, és ilyenkor hézagok maradnak a betonban.

A beton jól tűri a kültéri és talajalatti viszonyokat is.

A felületére ráhordott védőbeton réteg jól működő szendvicset képez.

## 6. KÖSZÖNETNYILVÁNÍTÁS

Köszönetemet fejezem ki prof. emeritus dr. Balázs Györgynek, aki az 1971-75 közötti munkát irányította és vezette, s engem kezdő kutatót az anyagtudományokkal megfertőzött.

Ugyancsak hálaival emlékezem néhai Papp Aladárra a 22. ÁÉV főtechnológusára, aki lehetővé tette a kutatás finanszírozását és jó ipari felhasználási területeket jelölt ki számunkra.

## 7. HIVATKOZÁSOK

Balázs Gy., Kovács K., Papp, A. (1975), „Polisztirol gyöngyadalékos könnyűbeton”, BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszék: *Tudományos Közlemények*, 15 kötet. pp 1-111., Közlekedés Dokumentációs Vállalat, Budapest

Baum, G. (1973), „Styropor als Zuschlagstoff für Mörtel und Beton”, *Betonwerk + Festigteil Technik*, Heft 3/1973., pp. 189-193., Heft 4/1973., pp. 274-277.

Hofer, G. (1973), „Herstellung und Anwendung von Styropor-beton”, *Beton*, No. 7., pp. 296-302.

Hohwiller, F., Köhling, K. (1968), „Styropor-Leichtbeton Betonsteinzeitung”, Heft 2/1968, pp. 81-87, Heft 3/1968, pp. 132-137.

Jahontova, N. E., Avgyjejev, G. K., Klovov, V. A., Ancerova, G. P. (1962), „Legkij beton sz Zapolnitelem iz polisztiroljnogopenoplaszta”, *Sztroityelnüe Materiali*, No. 12., pp.13.

Köhling, K.(1960), „Die Herstellung von Dichtbeton unter Verwendung von vorexpanierten (R) Styropor-Partikeln als Zuschlagstoff”, *Betonstein-Zeitung*, No. 5., pp 208-212.

Runck, W. (1966), „Schaumstoffe aus Polystyrol in der Sicht des Bauingenieurs”, *VDI Berichte*, No. 103.

Schenider, W. (1969), „Erfahrungen an Versuchstrecken mit Dämmschichten aus Schaumkunststoffen”, *Strassen-Technik*, No 3., pp. 113-123; No. 4., pp. 176-181.



## NEHÉZBETONOK TARTÓSSÁGA

*Dr. Kovács Károly*

*Építésügyi Minőségellenőrző Innovációs Kht.*

*1113 Budapest, Diószegi út 37. és e-mail: [info@emi.hu](mailto:info@emi.hu)*

### ÖSSZEFOGLALÁS

Elemeztem a nehézbetonok tartósságával összefüggő alkalmazási és korróziós körülményeket. Megállapítottam, hogy a megkívánt üzemelési körülmények között a hematit adalékos beton tartóssága érzékenyebb, mint a normál kvarckavicsos betoné. Megállapítottam, hogy a tartósság megítéléséhez a 70°C-os üzemi hőmérsékletet és a bórsav jelenlétét figyelembe kell venni. A hematit és egyéb oxidok ilyenkor valamilyen csekély mértékben bomolhatnak, és oxigénforrásként belülről szállítják a korróziós közeget. Ezért fontos, hogy a betonszerkezetet szárazon tartsuk és az acélbetétek fedettsége, a beton tömörsége megfelelő legyen.

### 1. BEVEZETÉS

A beton-vasbeton szerkezetépítés gyakorlatában sok esetben előfordul, hogy a beton testsűrűségét célszerűen szabályozni kell. Gyakrabban és általánosabban a kisebb testsűrűségek felé alakítják a rendszereket, mert a kis testsűrűségű betonok hőszigetelési képessége sokszor fontos szempont.

Néhány esetben azonban a nagyobb testsűrűségek előnyeit is ki lehet használni. Ilyen esetekre példa, ha a beton tömegével kívánjuk a szerkezet stabilitását befolyásolni.

A szokásosnál nagyobb testsűrűségű betonokat mégis inkább a nagyenergiájú sugárzások lefékezésére, a környezet biológiai védelmére használják.

A betonok általános készítési elveinek figyelembe vétele mellett ezekben a szerkezetekben sok egyéb feltételt is ki kell elégíteni a következők mérlegelésével.

A nagy fajlagos tömeg kialakításához nagy testsűrűségű adalékanyagokat kell alkalmazni. Ezek betonban alkalmazhatóságáról meg kell győződni. Elsősorban a cementkötéssel kapcsolatos stabilitásukat kell ismerni. Vasbeton szerkezeteknél az acél melletti viselkedésük is érdekes, ezért olyan anyagok jöhetnek számításba, amelyek stabilitása acél és cementhidrátok jelenlétében bizonyított. A stabilitást természetesen a cementhidrátok és az acélbetét oldaláról is bizonyítani kell. Ilyen okok miatt nem jöhetnek számításba az acélnál „nemesebb” fémek, mert ekkor az acélbetét galvánelemes korróziója folytán tönkre megy.

A nukleáris ipari nehézbeton készítésekor figyelembe veendő igényeket, valamint a korróziós kérdéseket célszerű összefoglalni.

### 2. SUGÁRGÁTLÓ BETONOK

Azokon a helyeken, ahol nagy energiájú, elsősorban nukleáris eredetű sugárzások jönnek létre gondoskodni kell arról, hogy a sugárzás csak arra a térre terjedjen ki, ahol azt hasznosítani akarják, és azokat a tereket ne szennyezze, ahol ez bármiféle kárt, vagy nem kívánt elváltozásokat okozna. A nem kívánt elváltozásokon elsősorban a biológiai rendszerekben okozott roncsolódásokat, vagy éppen ellenkezőleg szabályozatlan és mértéktelen túlburjánzásokat értünk, emellett azonban sok egyéb elváltozást is meg kell akadályozni.



Ilyenek pl. a kémiai rendszerekben bekövetkező elváltozások, bomlások, vagy éppen polimerizációk, amit összefoglalóan öregedésnek nevezünk. Sok esetben a folyamatirányító műszerek, rendszerek működését is megzavarják a sugárterhelések. Bizonyos esetekben a technológiai berendezések sugáraktíválódnak, azaz önálló sugárforrássá válnak, s így a működtetésük az emberi környezetre nézve veszélyessé válik.

Mivel a sugárzások fajtái és hatásuk is sokfélék, így gátlásuk is különféle berendezéseket igényelnek, célszerű összefoglalni a hatásaikat.

Minden mechanikus, mágneses, vagy elektromágneses hullámrezgés okozhat egy adott mechanikai, kémiai, de főleg biológiai rendszerben elváltozásokat. Ezért a környezetünket le kell határolni ezektől a hatásoktól. A beton-vasbeton önmaga is, mint mechanikai-kémiai rendszer elváltozik e hatások miatt, ha azok intenzitása, rezgésszáma arra alkalmas.

A természetben jól ismert az interferencia jelensége. Tudjuk, hogy a rezgésszám és a tárgyak, így a betontárgyak alakja, tömege bizonyos esetekben kiemelkedően érzékenyen hatnak egymásra és sokszor ez vezethet egy műtárgy tönkremeneteléhez.

Ilyen értelemben tehát nem szabad egyes frekvenciákat veszélytelennek tekinteni. A beton műtárgyak tervezésénél tehát már az anyag megválasztásánál arra kell törekedni, hogy az adott igénybevételek egyike sem, de összességében se közelítse az un. saját frekvencia veszélyes együtthatásait.

Vegyük sorra a rezgések fajtáit (Tompa, 2003).

### **Zaj**

Elsősorban a membránszerű szerkezetekre hat, sok esetben a membránok felerősítik és erős mechanikai rezgéssé alakítják át a zajokat.

A biológiai rendszerekre hatnak, 24-40 dB-nél már jelentős pszichés terhelést jelent, 60-65 dB-nél már vegetatív idegrendszeri zavarokat okoz, 85 dB felett halláskárosodást. Elsősorban a könnyűbeton szerkezetek izolálják.

### **Vibráció**

Lokális neurotikus zavarokat okoz, melyek súlyosbodva az arteriolák beszűkülését, csonttritkulást, mozgásszervi panaszokat képeznek. A műtárgyakban kifáradásos jellegű korróziót okoz. A nagyobb tömegű betonok, így nehézbetonok is izolálhatják.

### **UV sugárzás**

Hullámhosszak: (A320-420 nm; B280-320 nm; C<280 nm). Szemen szürkehályog, bőrrák hatású. Munkahelyeken ívhegesztésnél, higanygőz lámpák, ívkemencék okozhatják. Beton védőfalak izolálják.

### **Szokványos elektromágneses terek**

A nagyfeszültségű vezetékekből származó elektromágneses sugárzás biológiai szerepe nem teljesen tisztázott, de egyes adatok szerint erőművek, transzformátorállomások, nagy teljesítményű villanymozdonyok erőtere daganatos betegségeket okoz. Izolálni nagy tömegű, sűrűn vasalt betonnal lehetséges.

### **Mikrohullámú sugárzások**

(1 m-1 mm hullámhosszúságú sugárzások).

A mobiltelefonokkal kapcsolatos adatok szerint nem is annyira a daganatos megbetegedés a fő veszélyforrás, hanem az idegrendszeri károsodás. Állatkísérletek alapján a sugárzás ronthatja a memóriát.

A károsodás mértéke természetesen a közölt energia nagyságától függ.

Hőhatásuk mellett gátolja a spermiumok mozgását, fokozza a szürkehályog képződését, bénítja az idegrendszer koordinációs képességét.

A frekvencia növekedésével a hatások fokozódnak.

Nagy frekvenciát bocsátanak ki a radar készülékek (és nagy térerőt is), a rádiótelefonok, mikrohullámú kemencék, sütők, hegesztő berendezések, orvosi radioterápiás készülékek. Izolálni sűrűszövésű fémhálókkal, ill. fémhálóval szerelt nehézbetonnal lehet.

### **Röntgensugárzás**

(10 nm-100 pm hullámhossz, 30 PHz-3EHz frekvencia).

A 0,1 nm-nél hosszabb hullámhosszú sugárzást lágy röntgensugárzásnak nevezzük (orvosi alkalmazások), az ennél rövidebbek a kemény röntgensugarak. A kemény röntgensugarak a  $\gamma$  sugárzásba torkoltnak, de amíg a röntgensugarakat elektronok hozzák létre, a  $\gamma$  sugarak atommag eredetűek. Izolálhatóak normál és nehézbetonnal.

### **Ionizáló sugárzások**

Már a röntgensugarak is okozhatnak ionizációt, ha elég nagy energiájúak.

A kozmikus és a nukleáris eredetű sugárzások jellegzetesen ionizáló hatásúak. Ez elsősorban biológiai veszélyességet jelent, de közrejátszik az anyagok, szerkezetek öregedésében is.

Az ionizációs sugárzások mintegy 10%- a kozmikus eredetű, a többi a földi természetes radioaktív izotópok és a mesterségesen előállított izotópokból (pl. plutónium) ered. Jellegzetessége a jelenlegi időkben a szóródás, ezáltal a háttér sugárzás növekedése, amely a spontán mutációs arányt növeli. A mutáció és karcinogénitás között 90%-os közvetlen összefüggés található.

Az ionizáló sugárzások izolálása különböző anyagokkal lehetséges attól függően, hogy milyen fajtájúak.

Az izolálás módja attól is függ, hogy milyen rendezettségű sugárzásokról beszélünk.

A szórt sugárzások megfogásához nagy kiterjedésű, sugárforrást körülölelő szerkezetek szükségesek.

Az irányított sugárzás nagyobb energiájú, lefékezéséhez vastagabb szerkezet szükséges. Vannak azonban olyan sugárformák, amik gyakorlatilag nem fékezhetőek le reális szerkezetekkel. A koherens sugarak energiája óriási, ezeket gyakorlatilag a szokásosnál többszörös vastagságú szerkezetekkel lehet lefékezni. Így pl. ha a röntgensugarat koherens nyalábbá fogjuk össze, úgy az bármely vastag beton-nehézbeton szerkezetet is átéget. (Lásd csillagháborús röntgenlézerek „National Missile Defense”) (Wikipédia, 2008).

Az ionizáló sugárzások közül legfontosabbként a nukleáris eredetűeket kell megemlíteni. Ezek a sugárzásformák az atommagok aktivitásából származnak, így intenzitásuk, nem függ a hőmérséklettől, csak a jelenlévő atommagok számától és a sugárzási alapfolyamattól.

Az  $\alpha$  és  $\beta$  sugarak anyagba hatoló képessége csekély, ezért ezek leárnyékolása közönséges beton elemekkel megoldható.

A  $\gamma$  sugárzás lefékezésére nagy testsűrűségű és nagy atomtömegű anyagokat kell alkalmazni. Nagyon megfelelne a platina, az arany, ám a gyakorlatban az ólom jöhet számításba az ára és megmunkálhatósága miatt azokban az esetekben, ha a sugárforrás koncentrált és ezért viszonylag kis teret kell körülburkolni. A gyakorlatban azonban nagy terek elhatárolása jelenti a feladatot.

Különösen igaz ez az energiatermelő iparban, az atomerőművekben, ahol a sugárzó anyagok a technológiai rendszerekben nagy térfogatra elrendezve működnek, és maguk a technológiai berendezések is aktívvá válnak.

E berendezések körülhatárolása csak vasbeton szerkezetekkel lehetséges, ezért olyan beton anyagokat kell készíteni, amelyek testsűrűsége nagy és így viszonylag elfogadható falvastagságú szerkezetekkel megátolható a  $\gamma$  sugárzás szétszóródása (Davis, 1957).

Közönséges testsűrűségű (2200-2500 kg/m<sup>3</sup>) betonokból is megoldható a  $\gamma$  sugárgátlás, de ez óriási szerkezeti méreteket jelentene, ahol a szerkezet önsúlya is problémás, ill. a nagy tömegek miatt a beton homogenitásával is problémák lennének (pl. repedések képződése).

Mivel a beton fő feladata a  $\gamma$  sugárgátlás, nagyon fontos a repedésmentes állapot, mert ez nem csupán statikai, vagy korróziós kérdés.

Jó megoldásokat csak olyan betonokkal lehet elérni, ahol a testsűrűség 3200-5000 kg/m<sup>3</sup> között mozog (Budai, 1977), (Tihanyi, 1979).

Még ezekkel a megoldásokkal is igen nagy falméreteket kell kialakítani.

A gyakorlatban azonban ennél bonyolultabb a helyzet.

A sugárzás a reaktor környezetében nem különíthető el sugárfajták szerint, hanem vegyesen jelentkeznek.

A  $\gamma$  sugárzás mellett a reaktor környezetében nagyon jelentős a neutronsugárzás.

Ennek meggátlására olyan közegek képesek, amelyeknek nagy a hidrogéntartalmuk. Természetesen csak kötött hidrogéntartalomról lehet szó, amely legközségesebben nagy víztartalommal érhető el.

Az ilyen fajta betonok készítésénél tehát megfordul a betonkészítési logika, mert nem okvetlen célunk a víz-cement tényező csökkentése, sőt a bedolgozhatóságot, a szedimentációs készséget és a tartósságot is figyelembe véve a lehető legmagasabb értéken kell tartani. (víztartalom legalább 200 kg/m<sup>3</sup>)

További problémát az emelkedett hőmérséklet jelenti. A reaktor üzemben a berendezések forró vizet, ill. gőzt állítanak elő, tehát nem csak a reaktor közvetlen környéke, hanem a gyakorlatilag a teljes ún. primerkör magas hőmérsékleten dolgozik.

A megengedett üzemi hőmérséklet 70°C (GALL, 2005), de meg kell jegyezni, hogy ezt a hőmérsékleti határt helyenként a berendezések túllépi.

A probléma ilyenkor a betonban lévő viszonylag nagy szabad és adszorpciós víztartalom vándorlása, amely helyenként nagy gőznyomásokat, torlódásokat eredményez, sőt a hidegebb pontokon kondenzálódva állandó nedvesedések jönnek létre.

A kiugróan nagy hőmérsékleten pedig a beton természetes állapota bomlik meg, ami repedések képződéséhez, szilárdságsökkenésekhez vezet. A repedések viszont, ahogy azt már rögzítettük, nagyon lerontják a beton sugárgátló képességét.

Látható tehát, hogy a nukleáris iparban alkalmazott betonoknál az egyik legfontosabb feladat annak a problémának a megoldása, hogy a lehető legjobban tartsuk be a betonkészítési alapszabályokat, de emellett a betonösszetételt úgy válasszuk meg, hogy az komplexen legyen sugárgátló. Természetesen a sugárgátlási készség megválasztása helyi jellegű feladat, azaz azokon a részeken, ahol a  $\gamma$  sugárzás dominál, ott a nehézbeton a megoldás, ahol inkább a neutronsugárzás, ott az ún. hidrátbeton.

A két sugárzás azonban nem választható el egymástól, mivel a gyors neutronok lefékezésekor, ún. szekunder  $\gamma$  sugárzás is keletkezik, tehát magában a fékező közegben keletkezik a  $\gamma$  sugárzás. (A gyors neutronoknak az 1 MeV-nál nagyobb, lassú neutronoknak az 1 MeV-nál kisebb energiájukat nevezzük, a 0,3 eV-nál kisebb energiájukat a termikus neutronok.)

A nagy hőmérséklet miatt tehát láthatjuk, hogy a szabad, ill. adszorpciós vízmennyiséget nem növelhetjük tetszés szerint. Ezért inkább olyan anyagokat kell adalékanyagként alkalmazni, amelyekbe kémiaiilag beépítve van sok hidrogén, ill. víz és viszonylag nagy hőmérsékletig hőálló.

Ezért a neutron megkötéshez olyan ásványi anyagokat adagolnak a betonhoz, amelyek nagy kristályvíz tartalmú. Ilyen ásvány a szerpentit vagy teljes nevén szerpentinit.

Visszatérve a  $\gamma$  sugárzás gátlására tehát a nagy testsűrűségű adalékanyagok alkalmasak a készítéséhez.

A neutron megkötő képesség fokozására emellett lehet adagolni a nagy víztartalmú ásványokat is.

Hogy a helyzet még jobban bonyolódjék, törekedni kell arra, hogy a szekunder  $\gamma$  sugárzás csak kismértékben következzen be. Ezért célszerű a betonhoz bórvegyületeket is adagolni.

A bórvegyületek a vasbeton szerkezetekkel később is érintkezhetnek.

Az üzemeltetés során a térben lévő gépekről a kopások miatt finom porok szabadulnak el, ill. a berendezésekből is mikroszkópikus méretű anyagszemcsék szabadulnak ki. (Pl. hőszigetelő szálak.) Ezek a zárt térben mindenütt kiülepednek.

(Kontaminációk) Az esetleges havariák, apróbb üzemzavarok miatt is keletkezhetnek ilyen szemcsék. Ezeket időnként el kell távolítani a felületről, amit híg bórsav oldattal végeznek. (Dekontaminálás)

A dekontaminálhatóság céljából a vasbeton felületeket úgy kell kiképezni, hogy az vizes-bórsavas oldattal lemosható legyen. Ezért a vasbetont jó mechanikai ellenállású, hőálló, penészálló (lásd radiofil gombák) sima felületet adó műgyantával burkolják. Azokon a helyeken, ahol a szerkezet hermetikus zártsága is fontos (határoló falak), acéllemezzel burkolják, majd ezt látják el mosható műgyanta felülettel.

Mindezeket azért kellett itt összefoglalni, hogy észlelhető legyen az a bonyolult anyag és szerkezeti rendszer, amelynek évtizedekig hibamentesen kell üzemelnie.

Az. 1. táblázatban foglaltam össze azoknak az ásványi anyagoknak a tulajdonságait, amelyeknek különböző célból a nukleáris berendezések vasbeton szerkezeteibe alkalmaznak (Gmelin, 1954).

1. táblázat: A kereskedelmi minőségű hematitban előforduló ásványok, ill. adalékolások

Anyagnév	Kémiai képlet	Testsűrűség, g/cm <sup>3</sup>	Keménység, Mohs skála
Barit/súlypát	BaSO <sub>4</sub>	4,48	2,5-3,5
Hematit (vörös vasérc)	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	4,9-5,3	6,5
Limonit (barna vasérc) Amorf vashidroxid gél	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> +nH <sub>2</sub> O	3,3-4,0	1-5
Ilmenit (titánvasérc) hematit kísérőérc	48%Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> 52%Ti <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	4,5-5	5
Sziderit vaspát	FeCO <sub>3</sub>	3,7-3,9	3,5-4,5
Kolemanit	Ca <sub>2</sub> B <sub>6</sub> O <sub>11</sub> .5H <sub>2</sub> O	2,42	4,5
Szerpentinit Antigorit (pikkelyes) Krizotil (szálas)	Mg <sub>3</sub> [Si <sub>2</sub> O <sub>5</sub> ](OH) <sub>4</sub> Mg <sub>6</sub> [Si <sub>4</sub> O <sub>10</sub> ](OH) <sub>8</sub>		
Bórkarbid	B <sub>4</sub> C	2,52	14
Rézsalakok	Különbféle rézoxidok és meddőanyagok	4-6	3-5

Az alkalmazott adalékanyagok ásványtani jellemzői jól meghatározottak.

A gyakorlatban azonban ezek nem tisztán a leírtak szerint előforduló ásványok, hanem keverékek.

Pl. a kohósításra beszállított hematitnak nevezett érc, bár fő tömegében hematit, emellett azonban tartalmazza a többi vasoxid félésegek néhány százalékát is. (Változó mennyiségben, a lelőhelytől függően.)

A felhasznált ásványi anyagok keverésének más szempontból is van értelme. Az energiatermelő berendezésekben keletkező sugárzások többfélék ( $\alpha, \beta, \gamma$  és neutron), ezért a lefékezésükhöz is többféle anyag szükséges.

Előnyös, ahogy azt láttuk, a nagy testsűrűség mellett a nagy víz, azaz a kötött hidrogéntartalom is, ill. az egyéb anyagok, mint pl. a börtartalmú vegyületek

Sok berendezés betonjába belekeverik a bőrvegyületeket is.

Ez a hazai gyakorlatban csak bizonyos helyeken szokásos (szárazvédelem). A testsűrűségek növelése céljából szükséges azonban még további nagysűrűségű adalékanyagokat is a betonkeverékbe adagolni.

Legtöbbször ezt acélsöréttel oldják meg.

Az így előálló beton testsűrűsége viszonylag nagy.

Egy ilyen keverék összetételét példaként a 2. táblázatban mutatok be.

2. táblázat: Egy, a gyakorlatban használt nehézbeton receptúra

Felhasznált anyagok	Testsűrűség, kg/m <sup>3</sup>	Adagolása, kg/m <sup>3</sup>
Hematit	3800	1650
Acélsörét	7100-720	1750
Portland cement 450-es	3000	320
Víz	1000	210
Képlékenyítő+kötésslassító	1180	3
Összesen		3933

A nehézbetonok készítésénél természetesen ugyanazokat az elveket kell érvényesíteni, mint az egyéb betonoknál.

Legfontosabb kérdés, hogy a szemszerkezet megfelelő-e?

Rögzíteni kell, hogy ideális szemszerkezetet csak ritkán lehet alkalmazni. A hematit adalékanyag szemmegoszlása befolyásolja leginkább a keverék betontechnológiai alkalmasságát.

Legfontosabb tényező a hematit szemalakja. Az ércek kitermelési-törtállapotában érkeznek, ezért szemszerkezete sarkos jellegű. Ez a bedolgozást nem segíti elő. Szerencsére eléggé sok poralakú részt is tartalmaz, tehát eléggé alkalmas arra, hogy a végtermék tömör legyen.

A helyszíni mérésekkel ellenőrizni kell a beérkezett anyagok szennyezettségét, testsűrűségét, szemalakját, szemmegoszlását és nedvességtartalmát.

A hematit nedvességtartalmát figyelembe kell venni a bekevert összes vízmennyiségben.

Az acélsörét jellemzőit is ellenőrizni kell, mert a felülete olyan szennyezőket tartalmazhat, ami a tapadást, ágyazódást csökkentheti. (oxidok) Az acélsörét gyártásánál ugyan törekednek a gömbalakra, de ez csak részben valósítható meg. Sok szemcse megnyúlt alakú, ami kedvezőtlen a bedolgozásnál. Ugyancsak ellenőrizni kell a szemmegoszlást is.

A betontechnológia tulajdonképpen ún. tömegbeton gyártást jelent, hiszen vastag, nagytömegű szerkezeteket kell repedésmentesen elkészíteni.

Ezért gondoskodni kell arról, hogy a beton minden sarzsija az előzőhöz hozzávibrálható legyen. A kötéseleltetést tehát adalékszerekkel kell megoldani.

A poralakú finomszemcse-rész viszonylagos nagy nedvességmegtartó képessége miatt képlékenyítésre is szükség van.

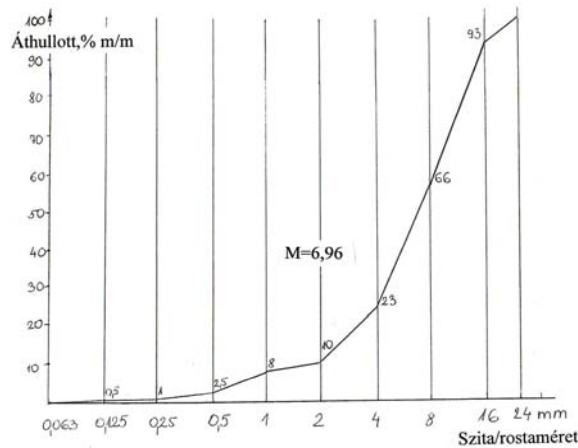
Látjuk tehát, hogy a nehézbetonok készítése eléggé különleges, speciális feladat.

Ehhez hozzá kell számítani a nehézadalék keverésekor előálló szegregációs hajlamot, ezért ezeket a keverékeket csak kényszerkeverővel lehet keverni.

A bedolgozást nehezíti a beton viszonylag sűrű vasalása is.

Mindezek ellenére a nehézbetonokból lehetséges nagy tömörségű, a feladatát jól ellátó sugárgátló falakat és tartószerkezeteket készíteni, amelyek minden tekintetben (szilárdság, kopásállóság, vízzáróság stb.) egyenértékűek a normál beton tulajdonságaival.

Egy jól felhasználható szemmegoszlású adalékanyag diagramját az 1. ábra szemlélteti.



1. ábra: Hematit adalékanyag szemmegoszlása, betonkészítésre finomrész pótlással használható

### 3. A TARTÓSSÁGGAL KAPCSOLATOS KÉRDÉSEK

Ha a sugárgátló betonok anyagtani összetételét szemügyre vesszük, akkor megállapítható, hogy ott különösebben korrózió anyagok nem szerepelnek. A komponensek külön-külön is stabilis, tartós anyagok, tehát az elkészült betonok is tartós kategóriájúak.

Ezekre a nehézbetonokra is vonatkoznak azok az általános korróziós szabályok és ismeretek, amelyeket a normál testsűrűségű betonoknál megismertünk.

Ezek összefoglalása a következő.

A betonok külső korrózió hatásra ugyanúgy reagálnak a cement kötőanyag oldalról, mint a normál betonok. Így pl. érzékenyek szulfátos anyagokra.

Különlegességként meg kell említeni, hogy a barit adalékos betonokat szulfátálló cementtel kell készíteni, mert a barit  $BaSO_4$ . Ennek az oldhatósága ugyan nagyon csekély, de azért oldódik és nem ismert az oldhatósága olyan esetekben, amikor sok egyéb ion is hat rá. Pl. lugok, bórsav stb. Vizsgálandó ilyen esetekben az oldhatósága, hiszen a  $Ba^{++}$  ionok mérgezőek.

A vasbetonoknál ugyanúgy fontos a karbonátosodás gátlása, mint a normál betonoknál.

Közismert, hogy a karbonátosodás következtében a pH érték 8,5–9 alá csökken, amikor az acél elveszíti a passzivitását és korrodálódni, rozsdásodni kezd.

Ezt a jelenséget minden egyes nehézbetonnál alaposan nyomon kell kísérni a következők miatt.

Nagy kérdés az, hogy az alkalmazott hematit ásvány, illetve a társaságában lévő egyéb vasoxid származékok adnak-e le oxigént közönséges, vagy az üzemeléskor előforduló kb. 70°C-os hőmérsékleten? (Kovács, 2007).

Tovább nehezíti az ítélezést az a tény, hogy ezek a sugárvédő betonok vagy eredetileg, vagy üzem közbeni okok miatt bórsavas oldatokkal szennyeződnek.

A bórsavnak jó megkötőképessége van a radioaktív szemcsék, ill. neutron sugárzás tekintetében, azonban akármilyen gyenge sav, kémhatása savas, azaz pH leszállító szerepe

van. Ezzel máris felmerül a kérdés, hogy az érintkező szerkezeti acél részek és a beton acélarmatúrája korródálódik-e?

A pH változásának hatását évek óta mértük hematitos-acélsörétes betonok esetében.

Megállapítható, hogy a bórsavval érintkező részek pH értéke 9 körülire süllyedt. (Kovács, 2005).

Ez, figyelembe véve a kémiai hatást is pontosan elegendő az acél korróziójának beindulásához.

Ehhez természetesen még oxigén is szükséges. Az oxigén jelenlétének kérdése nagyon kényessé teszi a korróziós stabilitást.

Azokon a helyeken, ahol a szerkezetek levegővel érintkeznek, az oxigén jelenléte természetes.

A műgyantával kezelt felületű falak bizonyos helyei is átengedik a levegőt akár a pórusokon, akár a képződött repedéseken.

Kérdés az, hogy az acéllemezekkel lezárt felületek elegendően izolálják-e az oxigént. Feltehetően igen.

Kérdés azonban, hogy adnak-e le önmaguk oxigént.

Ebből a szempontból a hematit stabilisnak mondható, azonban a mellette lévő vasoxidok kevésbé.

#### 4. NÉHÁNY TARTÓSSÁGI KÉRDÉS LABORATÓRIUMI VIZSGÁLATA

Az irodalomban nem találtunk kielégítő magyarázatot a kérdésre. Ezért kísérletet végeztünk a következőképpen.

Hematit adalékos betont készítettünk.

A beton összetételét a 3. táblázatban adom meg.

3. táblázat: A kísérleti beton összetétele

Anyagféleség	Testsűrűség, kg/m <sup>3</sup>	Szemcseméret	Mennyiség
Hematit	3850	2/8	2800
Kvarchomok	2600	0/1	150
pc 42,5	3000		380
Víz	1000		250

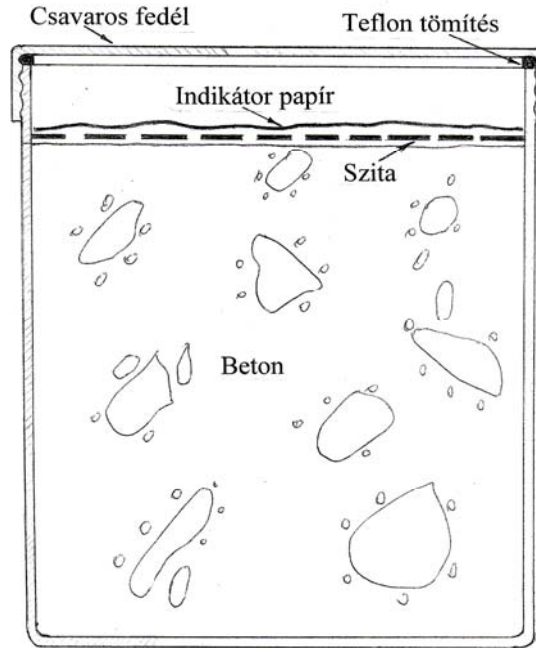
A keverékben nem alkalmaztunk képlékenyítőt, hogy minél egyszerűbb rendszer legyen.

A betonból kb. Ø100 átmérőjű 150 mm hengermagasságú próbatesteket készítettünk úgy, hogy azt alul befenekelt acélcsőbe tömörítettük. A henger tetejétől 2 cm-re légteret hagytunk. A 28 napos betont 50°C-on szárítottuk tömegállandóságig (1 hétig).

A hengert külső menettel láttuk el, és zárósapkával teflon tömítéssel zártuk le. A beton tetejére dróthálót fektettünk, erre metilvörös indikátorral átitatott szűrőpapírt fektettünk.

A metilvörös indikátor tulajdonképpen egyfajta azoszínézék, amely feldúsult szabad oxigén jelenlétében elveszíti a színét, tehát kijelzi az oxigén felszabadulását a betonban. (Erdei, 1966).

A vizsgálóedényt a 2. ábra szemlélteti.



2. ábra: Az oxigénfejlődést vizsgáló edény

A kísérletet a következőképpen terveztük meg.

Etalonként normál kvarckavics adalékos betont használtunk.

A hematit adalékos betont normál hőmérsékleten és 70°C-os hőfokon tároltunk.

Az egyik mintát bórsav oldattal itattuk át, a pH értéke így csökkent.

A következő eredményre jutottunk

4. táblázat: A betonok pH értékének változása

Sorszám	Anyagféleség	Kezelési mód	Tapasztalat	pH
1.	Kavicsbeton etalon	70°C	A szín csökkent, de még színes.	12,5
2.	Hematit beton	22–24°C	Erősen csökken szín	12,8
3.	Hematit beton	70°C	Szintelen, a drótháló rozsdás	12,3
4.	Hematit beton	bórsavval kezelt, 70°C	Szintelen, rozsdás foltok	8,9

Az eredmények egyértelműen azt mutatják, hogy oxigénfejlődés feltételezhető. E jelenség valószínűségét a későbbiekben más módon is ellenőrizni fogom, amikor számszerűsíteni lehet az oxigénfejlődés mértékét.

Az 1%-os bórsavas kezelésnél megfigyelhető volt, hogy a hematit adalékos beton folyadékfelvétele igen nagy. Az oldatot mohón nyelte el.

Ez azt jelenti, hogy azokon a helyeken, ahol bórsav jut a rendszerbe, nagy területeken érvényesül a savanyító hatása.

(A savanyítás szó itt talán nem fedi a valóságot, mert ténylegesen nem tapasztaltunk 7-nél kisebb pH értéket, tehát inkább pH csökkentő hatásról kellene beszélni.)

A jelenség azonban ahogy azt korábban említettem, abból a szempontból lényeges, hogy a nehéz vasbetonok esetében, különösen emelt hőmérsékleteken belső oxigénfejlődés



van, s ha összejönnek az egyéb feltételek, akkor a pH csökkenés is bekövetkezik. Lásd bórsavas kezelés, vagy légköri karbonátosodás.

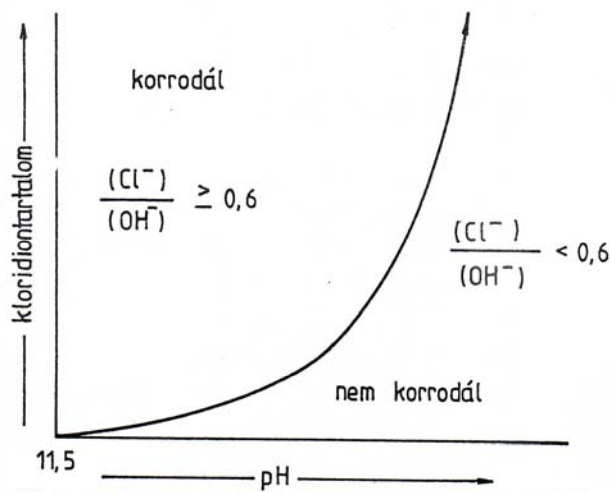
A csökkent pH-jú környezetben az acélbetétek rozsdásodnak, ha a hármás feltétel összeáll, azaz jelen van a nedvesség, az oxigén és a 9 alatti pH.

Meg kell jegyezni, hogy sok egyéb problémát kellene még ennek a jelenségnek a tisztázásához megvizsgálni.

Az egyik legfontosabb ilyen kérdés annak tisztázása, hogy bórsav jelenlétében valóban 9–8,5 pH érték-e a passzivitási határ. Ezt a határértéket a légkarbonátosodás esetére mérték ki. Bebizonyosodott, hogy ezt a különböző jelenlévő ún. rendszeridegen kémiai ionok elég erőteljesen tudják befolyásolni.

Legismertebb, jelentőségénél fogva a kloridion befolyásoló képessége.

A 3. ábrán látható, hogy a kloridion esetében a Cl/OH ion arányának függvényében ez a határérték meg is szűnik.



3. ábra: A kloridtartalom–pH arány és a passzivitás összefüggése

Ez a befolyásoló szerep más ionok esetében is bebizonyosodott.

Ezért a helyzet tisztázása érdekében ki kellene mérni a borátionok esetében a tényleges korróziós határértéket.

Az előzőekben láttuk, hogy a hematitos nehézbetonok vízfelvétele jelentősebb, mint a kavicsbetonoké.

Nem lehet megállapítani, hogy ez szemszerkezeti, szemalaki, vagy az anyagi tulajdonságoktól függő speciális kérdés, amely a jelenlévő hematitásvány felületaktív energiájából ered.

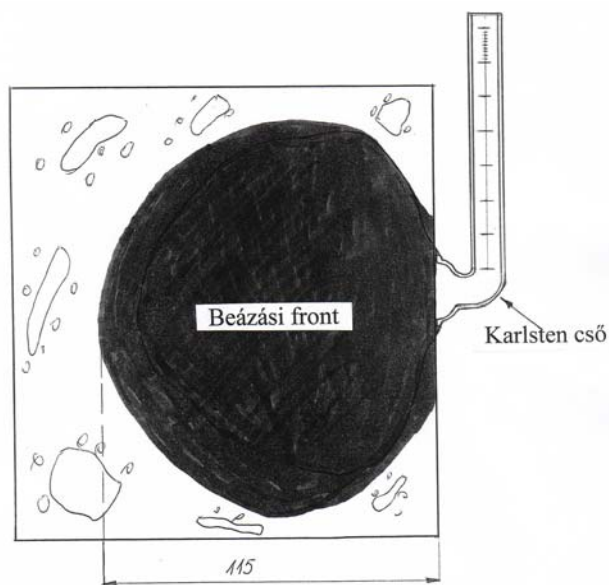
A helyzet jellemzésére az előzőekben ismertetett hematitadalékos összetételű betonkocka próbatestet készítettünk. Mérete 15x15x15 cm.

Az oldalára Carlsten csövet ragasztottunk akrilát műgyantával, amit vízzel töltöttünk fel. Mértük az 1 órás vízbeszívást.

Megállapítottuk, hogy a vízbeszívódás nagymértékű, a teljes vízbeszívás 83 cm<sup>3</sup> volt. Ez a szokásos beton próbatestekhez mérten (hasonló tömörségi kategóriában) kb. kétszeres értékűnek ítéltető.

A beszívódás befejeztével a próbakockát elhasítottuk és megvizsgáltuk az átmedvesedés mértékét.

Az átmedvesedés mértékét a 4. ábra szemlélteti.



4. ábra: A hematitbeton 24 órás átnedvesedése

Megállapítható, hogy a szerkezet mohón szívta be a nedvességet. A nedvességfront alakja kváziszimmetrikus, tehát ebből következtetni lehet arra, hogy a beszívódás kapilláraktivitás következménye és nem a hidrosztatikus nyomásé, tehát a beton a szokásosnál nagyobb mértékű kapillaritási aktivitást mutat. Ezt a szakirodalom is megerősíti. (Demir, 2006).

Ennek következménye tehát a fokozott átnedvesedés, amiből megállapítható, hogy

- nem lehet vízzáró a beton,
- nem lehet fagyálló a beton.

Amennyiben tehát ilyen követelményeket szabunk a betonnal szemben, úgy pótlólagos védelemmel (szekunder védelem) kell ellátni.

Ez vagy záró műgyantát, festék bevonatot, vagy lap, ill. lemezburkolatot jelent.

Megjegyezni kívánom, hogy a szekunder védelemmel ellátott rendszerek esetében külön tanulmány tárgyát képezi a betonokba zárt extra mennyiségű pára, ill. a védelem mögé kerülő idegen anyag és a beton alapanyagok közötti intenzív kapcsolat.

Különösen fontos ennek nagyobb hőmérsékleti körülmények közötti értelmezése.

Ehhez szükséges rögzíteni, hogy a 20–70°C közötti hőmérsékleti tartományban az általános reakciókinetikai elveket kell figyelembe venni, miszerint a reakciósebességek, ha csak speciálisan valamilyen gátló tényező nem befolyásolja a rendszer működését, exponenciális mértékben gyorsulnak. Ez rendkívül fontos tényező, és vonatkozik ez a cementkötés megbomlására, az acélbetét oxidációjára és az ezekből származó másodlagos reakciótermékek továbbalakulására is.

Ezzel összefüggő fontos kérdés a borátok speciális hatása cementkötésre vonatkozóan. (Taylor, 1997) szerint a Zn- és Pb-borátok kötésgátló szerepűek. Ezek a kationok a betonban nyomokban előfordulhatnak. Szerepük abban áll, hogy a mikrorepedések öngyógyulása nem következik be.

## 5. EGYÉB PROBLÉMÁK

További kérdéseket vet fel a megváltozott beton védelmi képességének változása.

Ez változhat azért egyrészt, mert a szövetszerkezet a korrózió és az ezzel járó eluáció folytán ritkul ( $\gamma$  sugár gátlás gyengülése), másrészt pedig a neutron besugárzás hatására a

benne lévő ionok aktiválódhatnak. Naus, 1990 szerint a neutronfluencia egy adott szerkezeten az 5. táblázat adatai szerint változhat. (Zsotan Bt., 2007).

Expozíciós paraméter	Becsült effektív üzemidő		
	32 év	48 év	64 év
Neutronfluencia $n/cm^2$			
Lassú neutronok $E < 1,0 \text{ MeV}$	$2,0 \times 10^{19}$	$3,0 \times 10^{19}$	$4,0 \times 10^{19}$
Gyors neutronok $E > 1,0 \text{ MeV}$	$1,0 \times 10^{18}$	$1,5 \times 10^{18}$	$2,0 \times 10^{18}$
Integrált $\gamma$ dózis Gy	$4,7 \times 10^{17}$	$7,0 \times 10^{17}$	$9,3 \times 10^{17}$

5. táblázat: Neutronfluencia változások a tényleges üzemidő alatt

Az értékek nagyságát persze nehéz értelmezni. Lényeges, hogy azokon a részeken, ahol erőteljes a neutronsugárzás, aktiválódhat a szerkezet, ami másodlagos  $\gamma$  sugárzással járhat.

## 6. MEGÁLLAPÍTÁSOK

A nehézbetonokat többféle célra alkalmazzák. Legfontosabb a nukleáris ipari alkalmazási terület.

A nehézbetonok önmagukban anyagtanilag tartósnak mondhatók.

Ha az alkalmazási körülményeket is figyelembe vesszük, akkor viszont több veszélyeztető tényezőt is találunk a következők szerint:

- Általában nagyobb hőmérsékleteken működnek, mint a szokványos szerkezetek, ami a korróziós hatásokat felgyorsítja.
- A baritbetonok esetén szulfátálló cement szükséges, mert a barit bárium-szulfát, aminek az oldhatósága ugyan kicsi, de nem ismert ez kombinált korróziós közegekben (bórsavas közeg).
- A hematit kémiaiilag normál hőmérsékleten stabil, de az alkalmazott kereskedelmi minőségben vasoxid keverékek találhatóak, amelyek stabilitása különböző.
- A hematit és az egyéb oxidok  $70^\circ\text{C}$  körüli hőmérsékleten (ezt jelölik meg megengedett maximális hőmérsékletnek) már kismértékben elbomlanak.
- A bomlást elősegítheti a kis pH-jú bórsavas környezet.
- A bomlás szabad oxigént szolgáltat, ami a kis pH érték és a jelenlévő nedvesség mellett belső oxidációs forrásul szolgál. Így az acélbetét korróziója jól fedett helyeken is létrejöhet.

Egyéb tényezőként megállapítható, hogy a hematitbeton vízfelvétele általában jelentősebb a normál adalékos betonokénál.

## 7. HIVATKOZÁSOK

Balázs Gy., Tóth E. (1997), „Beton- és vasbeton szerkezetek diagnosztikája I.”, *Műegyetemi Kiadó*

Budai T. (1977), „Beton, mint biológiai védelem”, *Magyar Építőipar*, No. 9., Budapest.

Davis (1995), „Schwerbeton im Reaktorbau” *Zement-Kalk-Gips*, pp. 295.

Demir, Keles (2006), „Radiation, transmission of Concrete including boron waste for 59 and 81kV  $\gamma$  rays”, *Elsevier*, NIMB jelentés, Physics Research B245.

- Draft (2005), NUREG-1801. Rev. 1. Vol 1–2 Generic Aging Lesson Learned (GALL) Report Summary
- Erdei L. (1962), „Bevezetés a kémiai analízisbe”, *Egyetemi Tankönyv*
- Gmelin (1954), „Handbuch der Anorganischen Chemie Ergänzungsband”, 8. kiadás Heidelberg
- Kovács B.(2005, 2006), *ÉMI jelentés*
- Kovács K. (1983), „Környezetünk savanyodása”, *Konferenciaanyag*, Sopron
- Morioka et. al. (2004), „Irradiation and penetration of boron-doped low aviation concrete using 2,45 and 14 MeV neutron sourced”, *Journal of Nuclear Materials*, pp. 1619–1623.
- Naus et. al. (1990), „Management of the Aging of Critical Safety Related Concrete Structures in Light Water Reaktor Plants”, Conf. 9010185-3 DE 91 001632
- Omikron Kft. (1993), „Vizes bórsavoldattal érintkező betonok korróziós vizsgálata”, *Kutatási jelentés*
- Scherbyna, Urusov (2006), „Concrete waterproofing in nuclear industry”, Russian Federal Nuclear Center, Snezhinsk
- Taylor, H. (1997), „Cement Chemistry”, Thomas Telford, Aberdeen 2. Edition
- Tihanyi L. (1979), „Betonok sugárvédelmi méretezése”, *Mélyépítéstudományi Szemle*, No. 4.
- Tompa A. (2003), „A környezeti ártalmak és a daganatos betegségek megelőzése”, *Magyar Tudomány*, No. 11., pp. 1413.
- Wikipédia. Röntgensugárzás 2008. 05. 06.
- Zsotan Bt. (2007), „Betonszerkezetek biológiai védelmi funkciójának változása a neutron, ill.  $\gamma$  besugárzás hatására”



## TARTÓSSÁG BIZTOSÍTÁSA NEM ACÉL ANYAGÚ BETÉTEK ALKALMAZÁSÁVAL

*Dr. Borosnyói Adorján, Dr. Balázs L. György*  
*Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem*  
*Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszéke*  
*1111 Budapest, Műegyetem rkp. 3.*  
[adorjan.borosnyoi@gmail.com](mailto:adorjan.borosnyoi@gmail.com), [balazs@vbt.bme.hu](mailto:balazs@vbt.bme.hu)

### ÖSSZEFOGLALÁS

A bebetonozott acélbetétek korróziós károsodása elkerülhető, ha nem korrodáló (vagyis elektrolitikus korrózióknak teljesen ellenálló) szálerősítésű polimer (FRP) betéteket használunk. FRP betétek betonszerkezetekben történő alkalmazására az elmúlt két évtizedben egyre több példát találunk. Ezen új anyagok nem kívánják a hagyományos acélbetéteket kiszorítani, azonban ígéretes alternatívát biztosítanak a betonszerkezetek tartósságának fokozására. Jelen dolgozatban összefoglalást nyújtunk a rendelkezésre álló eredményekről.

### 1. BEVEZETÉS

Az ipar és a közlekedés erőteljes fejlődése, valamint az 1960-as évek közepén bevezetett téli, jégmentesítő sózás maga után vonta környezetünk szennyezését, ami a beton- és vasbeton szerkezetek élettartama szempontjából sem közömbös. Az egyre agresszívebb légkör és talajvíz növeli a vasbeton szerkezetekben lévő acélbetétek korróziójának veszélyét, amit csak fokoz a jégmentesítő sózás hatása. Legnagyobb veszélynek a karcsú, viszonylag kicsi betonkeresztmetszettel rendelkező feszített vasbeton hídgerendák feszítőbetétei vannak kitéve, amelyeket a feszültségkorrózió kialakulása is fenyeget (bár az előírások nem engedik meg a hídszerkezetek jégmentesítő sózását). Külön ki kell hangsúlyozni az utófeszített, utólagosan tapadóbetétes hidak kábelvezető csöveinek esetleges elégtelen kiinjektálásából fakadó veszélyeket is.

A korróziós károsodás következtében a hidak állapota romlik, fenntartási költségeik nőnek (a több mint 5000 magyarországi közúti vasbeton hídon mintegy 1 millió négyzetméternyi felület van kitéve a sózás okozta korróziós veszélynek).

Napjainkban sem várható a tartóssági problémák számának csökkenése, hiszen igen sok olyan hidunk van, amelyek a tartóssági problémák jelentkezése előtti időszakban épültek és ezért tartóssági szempontból most érik el élettartamuk határát. Megállapításunk hangsúlyozottan igaz a hídszerkezetek, illetve egyéb közlekedésépítési szerkezetek nem teherhordó vasbeton szerkezeti elemeire vonatkozóan, amelyek tervezése során tartóssági feltételeket esetleg nem is támasztottak.

### 2. A NEM ACÉL ANYAGÚ BETÉTEKRŐL ÁLTALÁBAN

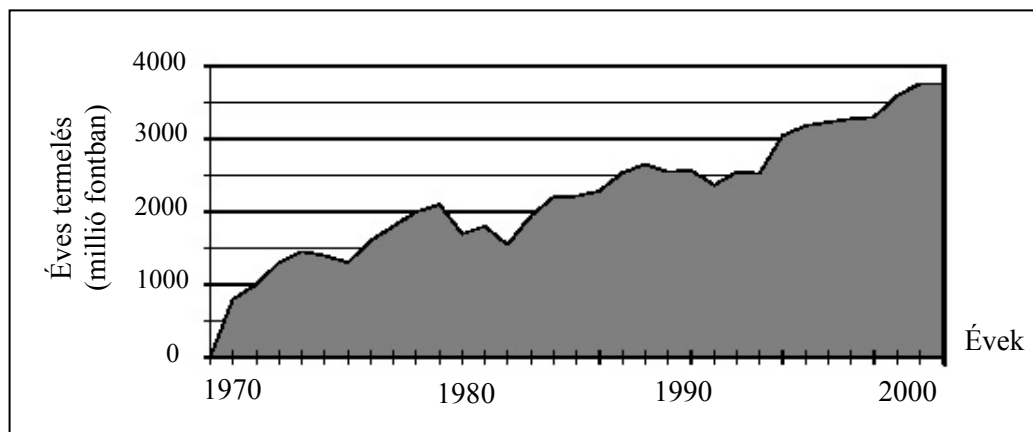
#### 2.1 Nem acél anyagú betétek alkalmazásának története

Betonacélok helyett üvegszálalás polimer betétek betonszerkezetekben való alkalmazásának gondolata már az ötvenes évek végén felmerült egyes kutatókban, sőt gerendákkal is végeztek kísérleteket (Rubinsky, Rubinsky, 1959). Úttörő próbálkozásaik azonban kudarcba fulladtak,

mivel akkoriban még nem tudtak előállítani kedvező felületi kialakítású, a betonnal kellőképpen együttműködő betéteket. Nagy szünet után a hetvenes években került újra előtérbe a szálerősítésű polimerek alkalmazása. A kutatások főleg üvegszálalás polimerekre irányultak. A legelső, nem acél anyagú feszítőbetétet a német Bayer AG hozta forgalomba Polystal<sup>®</sup> HLV (Hochleistungs-Verbundstab) márkaneven. A cég komplett feszítési rendszert fejlesztett ki *üvegszálalás* kábelek alkalmazásával és lehorgonyzó elemekkel. A nyolcvanas években világszerte próbálkoztak az üvegszálalás polimer betétek hídépítési alkalmazásával, így Svédországban, a Szovjetunióban, Japánban, az Egyesült Államokban és más országokban is épültek ilyen hídszerkezetek. A széleskörű elterjedésnek az a tény vetett végül gátat, hogy a *hagyományos üvegszál nem volt alkáliaálló, így a beton erősen lúgos kémhatása roncsolta* (Clarke, 1993).

A nyolcvanas években széleskörű kutatások folytak egyéb szálak előállítására is. A munka eredményeként – melynek élén Japán járt – aramid (aromás poliamid) szálak és szénszálak alkalmazására is lehetőség nyílt. Ezeket kezdetben csak az űrkutatásban és a hadiiparban alkalmazták (pl. golyóálló mellények), a fokozatos árcsökkenés azonban lehetővé tette a polgári repülőgépipari, az autógyártási, a szórakoztató elektronikai (pl. hangfalak), a sportszergyártási (pl. sílécék, teniszütők), majd mérnöki alkalmazásokat. Betonszerkezetekben való alkalmazásra Japánban állítottak elő elsőként aramidszálalás (pl. FiBRA<sup>®</sup>, Technora<sup>®</sup>) és szénszálalás (pl. CFCC<sup>®</sup>, Leadline<sup>®</sup>) betéteket, és a mai napig ott készülnek a legnagyobb mennyiségben. Európában többek között Németországban és Olaszországban található üvegszálalás (Com-BAR<sup>®</sup>), aramidszálalás (Arapree<sup>®</sup>) és szénszálalás (Carbopree<sup>®</sup>) betéteket előállító cégeket.

*E két utóbbi szállítási típus elsődleges előnye, hogy nagy szilárdságuk mellett nagy a fáradási szilárdságuk is, és elektrolitikus korrózióval szemben teljesen ellenállóak. A szénszálalás teljes mértékben, míg az aramidszálalás a mérnöki szerkezetek használati élettartama alatt alkáliaállónak tekinthető.*



*1. ábra:* Szálerősítésű polimer szerkezeti anyagok éves termelésének növekedése 1970 és 2000 között (Busel – Lockwood, 2000)

A nem acél anyagú betétek építőmérnöki alkalmazása Japánban és Észak-Amerikában fénykorát éli a kilencvenes évektől napjainkig. A széleskörű elterjedés egyik akadálya a tartószerkezet tervezési szabványok hiánya ezen a speciális területen.

A praktizáló mérnökök körében az anyagviselkedés ismeretének hiányán kívül másik akadályként a napjainkig viszonylag magas anyagárat is meg kell említenünk. Szálerősítésű polimer szerkezeti anyagok éves termelésének növekedését láthatjuk 1970-től 2000-ig az *1. ábrán* (Busel – Lockwood, 2000), amely folyamatos növekvő tendencia egyben az anyagár csaknem folyamatos csökkenését is jelenti. A jövőben ezen szerkezeti anyagok

felhasználásának további jelentős növekedése várható, amely az anyagár további csökkenését vonhatja maga után. Teljes élettartamra vonatkozó költségelemzéssel (Life Cycle Cost Analysis) a korrózióálló szálerősítésű polimer (FRP) betétek gazdaságos építőmérnöki alkalmazása azonban már a jelenlegi anyagár mellett is igazolható.

## 2.2 FRP betétek mérnöki alkalmazási példái

Több mint *száz* azon hídszerkezetek száma a világon, amelyekben szálerősítésű polimer (FRP) betéteket építettek be acélbetétek részleges vagy teljes körű helyettesítésére. Ezek egy része gyalogos- ill. kerékpárhíd, másik része közúti ill. autópálya híd, de találhatunk köztük magas vezetőségű, elektromágneses lebegtetésű vasút híderendáit is. E hídszerkezetek kevés kivételtől eltekintve Japánban és Észak-Amerikában találhatók, az európai alkalmazások száma tíz körüli (Tokyo Rope, 1993; Taerwe, 1995; El-Badry, 1996; JCI, 1997; Crivelli, 1998; JPCEA, 1998). Az eddigi tapasztalatok kedvezőek.

Megemlítünk néhány jól ismert példát szálerősítésű polimer (FRP) betétek alkalmazásával híd és egyéb építmények köréből:

- 1) feszített beton hídszerkezetek:
  - utófeszített, szabad szereléses felszerkezet (Tokyo Rope, 1993),
  - utófeszített szalaghíd (Hata, 1998),
  - előregyártott, előfeszített gerendahíd (Rizkalla, Tadros, 1994; Rizkalla et al., 1998),
  - monolit felszerkezet (FRP International, 1998),
  - külső és belső kábelvezetéses utófeszített szerkezet (Karbhari, 1998),
  - iránytöréssel vezetett feszítőbetétek (Meier, 2000),
- 2) nem feszített hídszerkezetek:
  - többtámaszú, folytatólagos felszerkezet (Thippeswamy et al., 1998),
  - acélbetét nélküli betonlemezés felszerkezet együttdolgoztató elemei (Bakht, Mufti, 1998),
- 3) ferde kábeles hidak tartókábeleik (Meier, Meier, 1996; Taerwe, Matthys, 1999),
- 4) feszített síkfödémek (Tokyo Rope, 1993),
- 5) előregyártott, előfeszített távvezeték oszlopok (FRP International, 2000),
- 6) utófeszített faszerkezetek (Tokyo Rope, 1993),
- 7) tengeri létesítmények (pl. olajfűtőtoronyok) (FRP International, 1998),
- 8) kőzet- és talajhorgonyok (Tokyo Rope, 1993; ISIS, 2000),
- 9) löttbeton erősítése (Fukuyama, 1999),
- 10) résfalak erősítése (Schöck, 2006),
- 11) metróépítésnél állomásszem („soft eye”) kialakítása (Schöck, 2006),
- 12) nem mágnesezhető szerkezetek:
  - mágnesvasutak tartószerkezetei,
  - telekommunikációs létesítmények,
  - orvosi létesítmények, műszerszobák falai,
  - közlekedési létesítmények (vasúti kitérők, forgalomszámlálók környezete),
- 13) hálós erősítés téglá és kőszerkezetekhez (AKZO, 1992),
- 14) együttdolgoztató csapok (ISIS, 2000),
- 15) smart és intelligens szerkezetek (FRP betétek száloptikai érzékelőkkel) (Liu, 2000).

## 2.3 Hazai tapasztalatok

Hazánkban FRP betétek betonszerkezetekbe történő beépítésére kevés példát találunk. A DBR-metró egyes állomásainak állomásszem kialakításán kívül más tartószerkezeti

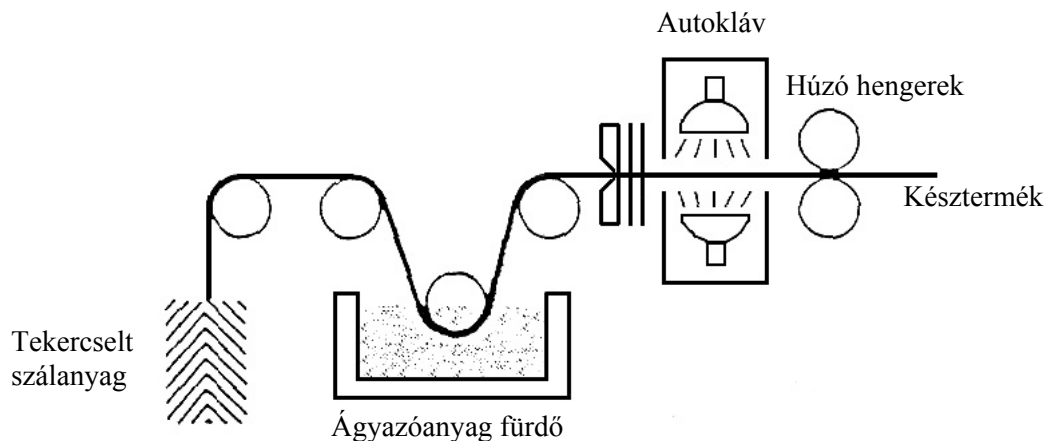


alkalmazás mindaddig nem történt. Az említett alkalmazások szépséghibája, hogy nem az FRP anyagok igen kedvező tartóssági jellemzőit kívánták kihasználni, hanem azok kis keresztirányú szilárdságát kiaknázva a fűrőpajzs áthatolását könnyítették. A fűrőpajzs betörésekor a beépített FRP betétek is átvágásra kerülnek.

A magyar nyelvű szakirodalomban találunk példákat az FRP betétek egyéb alkalmazási területeinek, mechanikai jellemzőinek, illetve a hazai laboratóriumi kísérletek eredményeinek összefoglalásáról (Balázs, Borosnyói, 2000; Borosnyói, 2005; 2006; Borosnyói, Balázs, 2001; 2002; 2004a; 2004b; 2005; Majorosné, Borosnyói, Balázs, 2004)

## 2.4 FRP betétek előállítása

FRP betétek előállítására legáltalánosabb az ún. *pultrúziós eljárás* (2. ábra). A művelet első lépéseként a tekercselt, vagy egyéb módon szállított szálak orientációját, párhuzamosságát biztosítják, majd a köteget autoklávon húzzák át, amelyben a szálak megkapják az ágyazóanyag bevonatot, s amelyben előírt hőmérsékleten és nyomás alatt a szilárdítás is megtörténik. Az így létrejött, javarészt sima felületű betétek tapadása azonban nem lenne megfelelő, sőt a szálak tökéletes védelme sem biztosított, ezért a méretre vágást megelőzően a betétek különféle felületkezelésben részesülnek.



2. ábra: FRP betétek pultrúziós gyártása (Rostásy, 1996)

A jobb együttműködés eléréséhez legegyszerűbb a sima felületű betéteket homokszórással ellátni: speciális, nagy szilárdságú ragasztóval finom homok, szilikát vagy alumíniumoxid szemcséket erősíteni a felületre. A kísérletek szerint a legjobb eredmény parapolifenilénszulfid (PPS) ragasztóval érhető el, amely egy hőre lágyuló anyag (Tepfers, 1998).

Másik módja az együttműködés javításának felületi egyenetlenségek vagy profilok létrehozása a betétek felületén. Ezek lehetnek spirális alakban feltekercselt és préseléssel felragasztott FRP kötegek, amelyeknek menetemelkedése lehet egy, vagy két irányú, vagy speciális nagy szilárdságú kerámiából készített ismétlődő profilok, amelyek a betonacélokhöz hasonló külsőt kölcsönöznek az FRP betétnek. Az így kialakított bordák és bemetszések jobban nekifeszülnek a környező betonnak, és az együttműködési mechanizmust javítják, a kapcsolati szilárdságot növelik. Az utólag elhelyezett rétegeknél mindig az a legfontosabb szempont, hogy a megfelelő erőátadás biztosítva legyen a külső és belső rétegek között, és hogy lehetőleg ne alakuljon ki a bordák elnyiródásával vagy leszakadásával járó tönkremenetel. *Homokszórással* is kerülnek forgalomba bordás betétek.

További lehetőség acél feszítőpázmákkal megegyező kialakítású FRP *pázmák* létrehozása, illetve FRP kötegekből *fonott betétek* előállítása.

Az acél és nem acél anyagú betétek kialakításának összehasonlítását az 1. táblázatban adjuk meg. Nem acél anyagú betétek láthatók a 3. ábrán.

1. táblázat: Acél és nem acél anyagú betétek kialakításának összehasonlítása

acél anyagú betétek	nem acél anyagú betétek
<i>nem feszített betét</i> - sima - bordás  <i>háló</i> <i>feszített betét</i> - sima huzal - rovátkolt huzal - pászma - bordás feszítőrúd - kábel	<i>feszített és nem feszített betét</i> (homokszórással vagy anélkül)  - sima - bordás (préssel vagy ragasztott bordázattal) - periodikus profilú - spirális FRP köteg - a műgyanta felület konkáv-konvex kialakítással - pászma - fonott kábel - mag körül spirálisan csavart szál  <i>háló</i>  <i>szalag</i>  <i>szövet</i>

### 3. FRP BETÉTEK ANYAGAI

A nagy szilárdságú, korrózióálló, nem acél anyagú betétek szálerősítésű polimerekből készülnek. A nagy, általában 60-65 V% száltartalmú anyagok fő szilárdsághordozó részei a szálak, amelyek általában epoxigyantába ágyaznak (Tepfers, 1998). Legelterjedtebbek (és építőmérnöki alkalmazásra még megfizethetők) az üveg-, aramid- és egyes szénszálak. A továbbiakban a nemzetközi szóhasználatban elterjedt megnevezéseket alkalmazzuk, azaz:

- szálerősítésű polimer : FRP – Fibre Reinforced Polymer,
- üvegszál-erősítésű polimer : GFRP – Glass Fibre Reinforced Polymer,
- aramiduszál-erősítésű polimer : AFRP – Aramid Fibre Reinforced Polymer,
- szénszál-erősítésű polimer : CFRP – Carbon Fibre Reinforced Polymer.

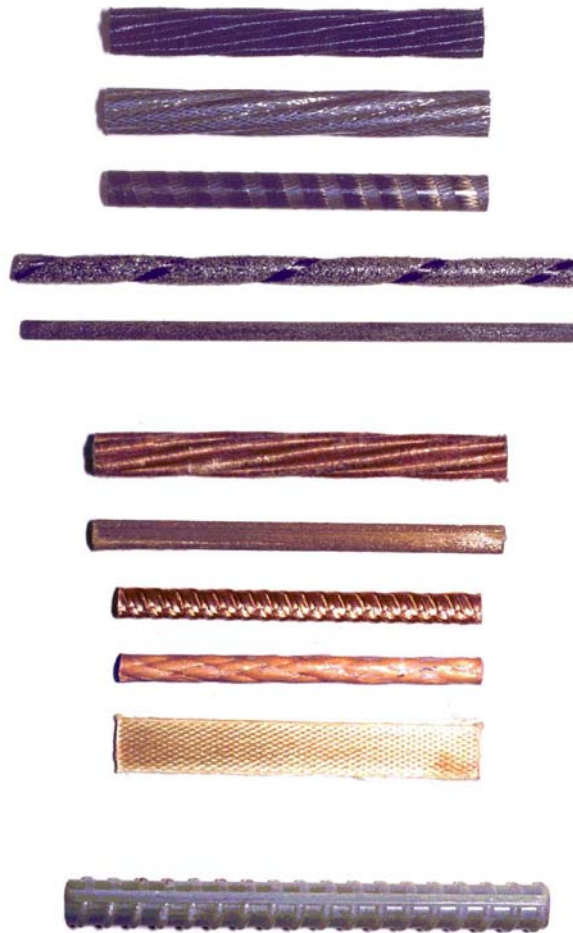
#### 3.1 Üvegszál

Az üvegszálak kifejlesztésétől, az elmúlt évszázad 30-as éveinek végétől kezdve az üvegszál-erősítésű polimer szerkezetek, tartószerkezetek fejlődése ugrásszerű volt, egészen a hetvenes évekig. A 70-es évek olajválsága a polimerek árát megnövelte, ezzel gátját képezve a tömeges alkalmazásnak, a fejlesztések azonban ma is tovább folynak.

Betonacélok helyett üvegszálak polimer betétek beépítésének gondolata már az 50-es években felvetődött, viszont az akkori gyártási eljárások még nem tették lehetővé a megfelelően együttdolgozó betétek kialakítását (Rubinsky, Rubinsky, 1959). Az első, gyakorlatban is alkalmazásra kerülő nem acél anyagú feszítőbetétet a német Bayer AG hozta forgalomba a 70-es, 80-as évek fordulóján Polystal<sup>®</sup> márkaneven, melyhez komplett feszítési rendszert és lehorgonyzó elemeket is kifejlesztettek (Wolff, Miesslerer, 1993).

Nem szabad azonban megfeledkeznünk arról, hogy az üvegszálakhoz leggyakrabban alkalmazott ún. E-üveg (boroszilikátüveg) *nem alkáliálló*, így a beton erősen lúgos környezetének (pH 12-13,5) külön védelem nélkül ellenállni nem képes. Lúgos környezetben az alkáliálló, ún. AR (Alkaline Resistant), nagy ZrO<sub>2</sub> tartalmú üvegszálak károsodása sem

teljesen kizárt (Tannous, Saadatmanesh, 1999). Emiatt a 90-es években visszaesett az üvegszálak betétként való alkalmazása, és felerősödött az alkáliálló szálak kutatása.



3. ábra: Nem acél anyagú betétek kialakítási lehetőségei

Az üvegszálakat 10  $\mu\text{m}$  körüli átmérővel gyártják a következő módon (Piggott, 1980). A különböző adalékokat tartalmazó üvegolvadékot platina lemezre folytatják, amelyen több száz, 1-2 mm átmérőjű furat van, majd az egész köteget megfogva azt olyan sebességgel húzzák, hogy a kívánt, 10  $\mu\text{m}$  körüli szálmérő kialakuljon. Ügyelni kell, hogy a szálak egymással ne érintkezzenek, mert az károsodásukhoz vezet. Ezt bevonószerekkel érik el. Végül a kész szálakat feltekercselik szállításhoz.

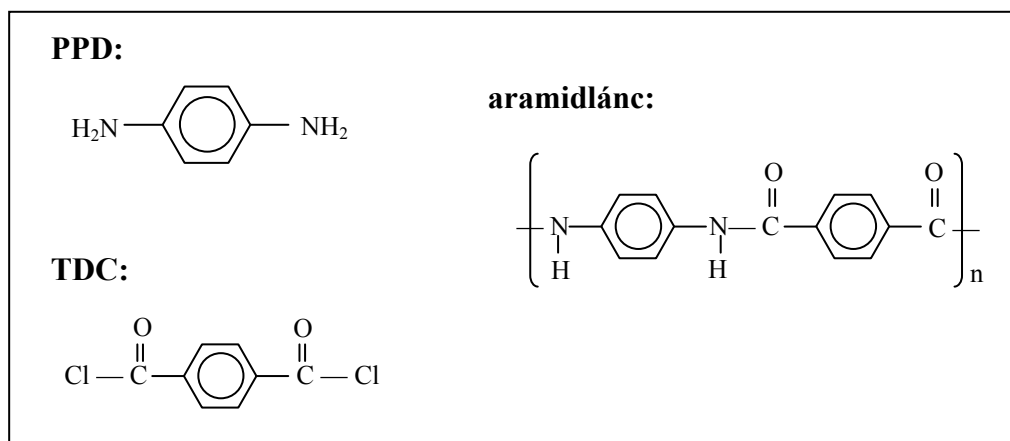
Napjainkban visszatért az érdeklődés az üvegszál-erősítésű polimer (GFRP) betétek felé, ezek azonban speciális összetételű üvegszálak és speciális ágyazóanyaggal készülnek (pl. uretánnal modifikált vinilészter), amelyeknek teljes alkáliállóságát ígérik a gyártók (pl. a már nem gyártott *C-BAR*<sup>®</sup>, Marshall Composites, Inc., USA; jogutódja a *Schöck ComBAR*<sup>®</sup>, Schöck Bauteile GmbH) (Marshall, 1995; Schöck, 1997). Üvegszálak mechanikai jellemzőit a 2. táblázatban foglaltuk össze.

### 3.2 Aramidszál

Az üvegszálak polimer betétekkel szerzett első tapasztalatokkal egy időben, a 80-as évek elején kezdődött egyéb szálak kifejlesztése a vegyiparban. Ezek egyike az *aramid*, amely kristallitos szerves vegyületből, aromás poliamidból áll. Az aramid egyike a legnagyobb

húzószilárdsággal és rugalmassági modulussal rendelkező mesterséges szerves szálaknak, így mérnöki alkalmazásra kiválóan alkalmas. Polikondenzációs gyártási eljárására (4. ábra) jelen cikk keretein belül nem térünk ki (AKZO, 1992).

Erős savak és lúgok idővel az aramid másodlagos kötéseit roncsolják, ami az anyag degradálódását (= polimerizációs fok csökkenése a mechanikai tulajdonságok romlása mellett) eredményezi. Ezért úgy fogalmazhatunk, hogy az aramidszál-erősítésű polimer (AFRP) betétek a betonszerkezetek használati időtartama alatt tekinthetők alkáliállóknak (Rostásy, 1997). Aramidszálak mechanikai jellemzőit az 2. táblázatban láthatjuk.



4. ábra: Aramidlánc és monomerjei (Gerritse, 1993)

### 3.3 Szénszál

A CFRP betétekben használatos szálakat nagy molekulájú polimerből: poli-akril-nitrilből (PAN), vagy kőszénkátrányból (coal tar pitch) állítják elő (Rostásy, 1996; Tepfers, 1998). A PAN alapú szálak drágábbak és a grafitosítási eljárásuk is idő-, és energiaigényesebb, de jobb minőségű terméket eredményez. A kőszénkátrány alapú szálak szilárdsági tulajdonságai általában mintegy 20%-kal maradnak alatta a PAN alapú szálakénak.

A szál maga szintén kompozit, ugyanis nem a teljes széntartalom van jelen grafitkristályok formájában. Minél nagyobb a grafitkristályok aránya, annál nagyobb a szál rugalmassági modulusa. A grafitkristályokat gyártás közben nyújtják, így a molekulalánc párhuzamos lesz a szál tengelyének irányával, majd ezt a helyzetet rögzítik vegyi folyamatokkal.

Bár a *szén* és *grafit* elnevezést egyaránt használhatjuk a szálak megnevezésére, van azonban köztük különbség, mégpedig az anyag homogenitásában. Ugyanis, amíg a *szénszálak* 93...95% széntartalmúak, addig a *grafitszálak* széntartalma többnyire meghaladja a 99%-ot. Nagy szilárdságú szénszálalás polimer szerkezeti elemek általában grafitcszálak felhasználásával készülnek. A legnagyobb különbség a két termék hőkezelésében jelentkezik, ugyanis ha a szálakat nagyobb hőmérsékleten nyújtják, a rugalmassági modulus növelhető. A szénszálakat 1300 °C-on grafitosítják, a grafitcszálakat pedig 2000...3000 °C-on.

Ennek megfelelően kétféle típus különíthető el a szálak között: a kisebb rugalmassági modulusú de nagy szilárdságú HT-típus (HT= high tension) és a nagyobb rugalmassági modulusú, de kisebb szilárdságú HM-típus (HM= high modulus) A szilárdság és a rugalmassági modulus egymással fordított arányban állnak.

A *szénszálak* tökéletesen ellenállnak savaknak, lúgoknak és elektrolitikus korrózióknak (Rostásy, 1996). Szénszálak mechanikai jellemzőit a 2. táblázatban adjuk meg.

2. táblázat: Szálak és ágyazóanyagok mechanikai jellemzői

		üvegszál	aramidszál	szénszál	ágyazóanyagok
Húzószilárdság [N/mm <sup>2</sup> ]		2300 – 2900	3000 – 3600	2300 – 7000	450 – 800
Rug. mod. [N/mm <sup>2</sup> ]		72000-87000	63000-175000	150000-500000	20000-40000
Szakadónyúlás [%]		2,6 – 4,5	2,3 – 4,1	0,5 – 1,8	8 – 10
Poisson tényező [-]		0,22	0,33 – 0,38	0,35	0,34
Lineáris hőt. e.h. [1/°C]	Hosszirány	7 – 15	-1,8 ... -3,0	0,5 – 0,7	60 – 140
	Keresztirány	7 – 15	40 – 55	8,0	60 – 140
Térfogatsúly [kN/m <sup>3</sup> ]		24 – 25	13,9 – 17,8	17 – 19	12 – 14

### 3.4 Ágyazóanyagok

FRP betétek ágyazóanyagaként leggyakrabban epoxi- és poliészter-gyantákat használnak. A telítetlen poliészter-gyanták előnye, hogy kisebb hőmérsékleten, kis nyomáson is kikeményíthetők, a szálakhoz jól tapadnak, azonban hőállóságuk csak 200 °C-ig növelhető. Epoxigyantákkal nagyobb szilárdságú, de hőállóbb szálerősített termékek állíthatók elő. Használnak ezeken kívül még vinilészter, modifikált uretán és polietilén alapú ragasztóanyagokat is.

Az ágyazóanyag szerepe nem csupán a szálak összetartása és a terhek elosztása a szálak között (különös tekintettel az esetlegesen elszakadt szálak terheinek továbbítására), hanem azok fizikai védelme is a keresztirányú hatásoktól (a szálak keresztirányban sokkal kisebb szilárdságúak mint hosszirányban, a molekulák tengelyirányú orientációja miatt).

A betonszerkezetek használati hőmérsékletének tartományában (-30...+60 °C) az FRP betétek ágyazóanyagai üvegszerű állapotban vannak, dermedési/folyási hőmérsékletük 120...140 °C feletti. *Üvegszerű állapotban rövid idejű terhelésre közel lineárisan rugalmasan, míg tartós terhelésre viszkoelasztikusan viselkednek.* Az ágyazóanyagok tulajdonságait a 2. és 3. táblázatban láthatjuk.

3. táblázat: Ágyazóanyagok tulajdonságai (Palotás, Balázs, 1980).

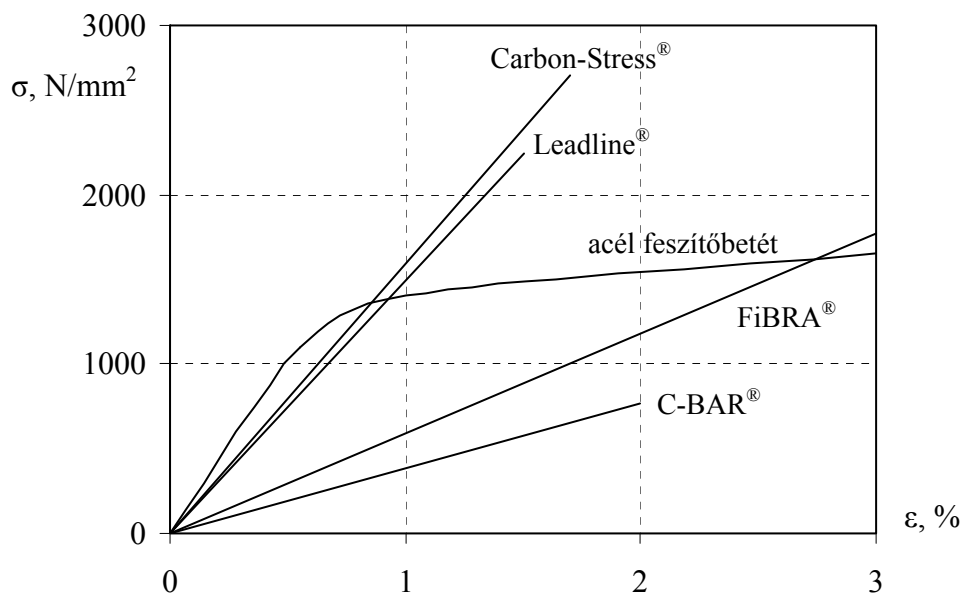
	Poliésztergyanta	Epoxigyanta
Szakítószilárdság (N/mm <sup>2</sup> )	450...800	600...800
Rugalmassági modulus (kN/mm <sup>2</sup> )	20...30	30...40
Térfogatsúly (kN/m <sup>3</sup> )	12...14	12...13
Lineáris hőtágulási együttható (10 <sup>-6</sup> 1/°C)	110...140	60...95
Tartós hőállóság (°C)	100	110...130

### 4. FRP BETÉTEK MECHANIKAI TULAJDONSÁGAI

Az FRP betétek – többek között inhomogenitásuk következtében – az acélbetétektől eltérően viselkednek. Az inhomogenitás nem csupán abból adódik, hogy az alapanyag szálerősítésű, hanem abból is, hogy a gyártás során a betétek külső rétegét általában ágyazóanyagban sokkal gazdagabbá teszik a különböző felületkezelési eljárások (homokszórás, bordák elhelyezése, stb.) miatt, vagy egyszerűen csak a szálak védelme érdekében. Így *kialakul a betétekben egy belső, nagyobb száltartalomú, tengelyirányban teherhordó mag* (Achillides et al, 1997).

A betétek hosszirányú tulajdonságait alapvetően a szálak határozzák meg, míg a keresztirányú viselkedést az ágyazóanyag is jelentősen befolyásolja. *Az FRP betétek hossz- és keresztirányú jellemzői ezért lényegesen eltérnek egymástól.*

Az FRP betétek kifejlesztésének elsődleges célja a korrózió elkerülése volt. Az acéltól eltérő viselkedés számos esetben a hagyományos mérnöki szemlélettől eltérő megközelítésmódot követel meg, ezért az FRP betétek mechanikai tulajdonságainak áttekintését szükségesnek érezzük. Látni fogjuk, hogy az FRP betétek egyes mechanikai jellemzői lényegesen kedvezőbbek, míg más tulajdonságok kedvezőtlenebbek, mint az acéloké. Betonszerkezeteink kialakítása során ezeket figyelembe kell vennünk.



**Leadline®** (szénszál as feszítőbetét)  
Húzószilárdság: 2250 N/mm<sup>2</sup>  
Rug. modulus: 147000 N/mm<sup>2</sup>  
Szakadónyúlás: 1,5 %

**Carbon-Stress®** (szénszál as feszítőbetét)  
Húzószilárdság: 2700 N/mm<sup>2</sup>  
Rug. modulus: 158000 N/mm<sup>2</sup>  
Szakadónyúlás: 1,7 %

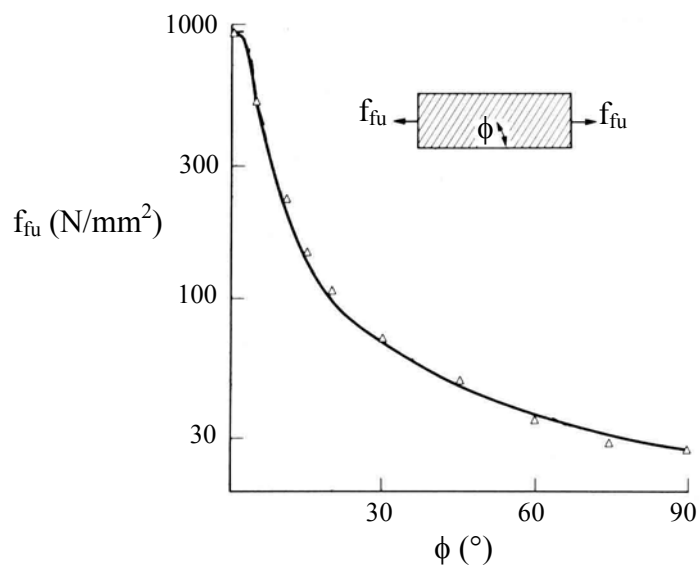
**FiBRA®** (aramidszál as feszítőbetét)  
Húzószilárdság: 1775 N/mm<sup>2</sup>  
Rug. modulus: 58000 N/mm<sup>2</sup>  
Szakadónyúlás: 3,1 %

**C-Bar®** (nem feszített üvegszál as betét)  
Húzószilárdság: 770 N/mm<sup>2</sup>  
Rug. modulus: 38500 N/mm<sup>2</sup>  
Szakadónyúlás: 2,0 %

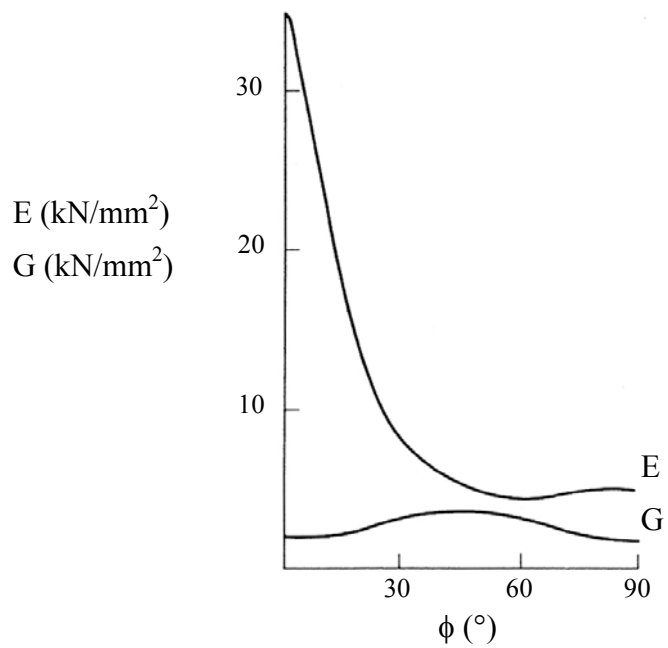
5. ábra: FRP betétek  $\sigma$  - $\epsilon$  ábrái

#### 4.1 Húzószilárdság és rugalmassági modulus

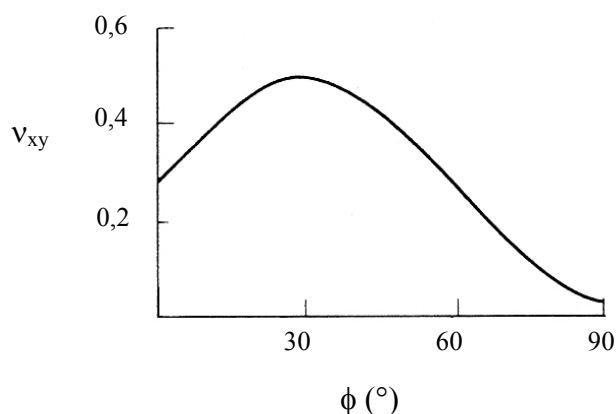
Az FRP betétek húzószilárdsága és rugalmassági modulusa függenek a szálak típusától, a szálak hosszteneggel bezárt szögétől, a száltartalomtól (általában 60 V% körüli), a keresztmetszet alakjától és az ágyazóanyag típusától. A húzószilárdságot ezen kívül még a betétek átmérője is befolyásolja (acélbetéteknél ilyen hatás nincs), mert a keresztmetszet közepén lévő szálak kevésbé vesznek részt a teherviselésben, mint a keresztmetszet széleihez közelebb esők. Így *nagyobb átmérőjű betétek fajlagos húzószilárdsága kisebb* (vagyis a szilárdság növekedése csökkenő tendenciájú az átmérő növelésével) (Calado et al., 1996).



6. ábra: Üvegszálak tengelyével bezárt szög hatása a húzószilárdságra ( $f_{fu}$ ) (Piggott, 1980)



7. ábra: Üvegszálak tengelyével bezárt szög hatása a rugalmassági modulusra (Piggott, 1980)



8. ábra: Üvegszálak tengelyével bezárt szög hatása a Poisson-tényezőre (Piggott, 1980)

Az FRP betéteknek igen lényeges tulajdonsága, hogy statikus terhelés hatására *lineárisan rugalmasan viselkednek* egészen a tönkremenetelig, majd ridegen szakadnak. Folyási jelenséget nem mutatnak (Machida, 1993).

Az 5. ábrán különböző FRP betétek és egy acél feszítópáaszma  $\sigma$ - $\varepsilon$  diagramjait láthatjuk (Leadline<sup>®</sup> és Carbon-Stress<sup>®</sup> szénszálás betétek, FiBRA<sup>®</sup> aramidszálás betét, C-BAR<sup>®</sup> üvegszálás betét).

4. táblázat: FRP betétek szilárdsági tulajdonságai

	<b>GFRP</b>	<b>AFRP</b>	<b>CFRP</b>	<b>feszítőacél</b>
$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	700 – 2500	1200 – 3000	1500 – 3000	1500 – 2000
E [kN/mm <sup>2</sup> ]	35 – 55	50 – 125	110 – 200	195 – 210
$\varepsilon_u$ [%]	2,6 – 4,5	2,3 – 4,1	0,5 – 1,8	> 3,5

## 4.2 Nyomószilárdság

FRP betétek nyomószilárdságának meghatározására kevés vizsgálat irányult. Ezek alapján CFRP betétek nyomószilárdsága azok húzószilárdságának 80 %-aként vehető fel (Tepfers, 1998). A szilárdságcsökkenés magyarázata a szálak lokális kihajlása nyomófeszültség hatására, az ágyazóanyag csekély keresztirányú alakváltozást gátló képessége miatt.

Fontosnak tartjuk itt megemlíteni, hogy szálerősítésű polimerek esetén *minden* anyagjellemző (szilárdság, rugalmassági modulus, Poisson-tényező, stb.) irányfüggő, azaz a vizsgált irány és a szálak tengelye által bezárt szög függvénye. Az anyagjellemzők általában szélső értékeket vesznek fel a szálak tengelyével párhuzamosan ( $\theta = 0^\circ$ ), illetve a szálak tengelyére merőlegesen ( $\theta = 90^\circ$ ) vizsgálva. Üvegszál-erősítésű polimer (GFRP) példáján mutatjuk be a szálak tengelyével bezárt szögnek a hatását a húzószilárdságra (6. ábra), a rugalmassági modulusra (7. ábra) és a Poisson-tényezőre (8. ábra) (Piggott, 1980). Megfigyelhetjük, hogy a húzószilárdság és a rugalmassági modulus legnagyobb értékét a szálakkal párhuzamosan kapjuk meg, míg legkisebb értéküket a szálakra merőlegesen vesszük fel. Ezzel szemben a Poisson-tényező legnagyobb értékét kb.  $\theta = 45^\circ$  esetén érhetjük el, míg a két szélső esetben ( $\theta = 0^\circ$  és  $\theta = 90^\circ$ ) az alkalmazott ágyazóanyag, illetve szál Poisson-tényezője érvényesül.

Szálerősítésű betétek szilárdságának meghatározásakor figyelembe kell venni a száltartalmat (ún. keverékek szabálya). A betét tengelyirányú rugalmassági modulusát szintén



elsősorban a szálak határozzák meg. Az építőmérnöki gyakorlatban felhasznált FRP betétek húzószilárdsága  $700...3000 \text{ N/mm}^2$ , rugalmassági modulusa  $35000...200000 \text{ N/mm}^2$ , szakadónyúlása  $0,5...4,5 \%$  lehet (4. táblázat).

### 4.3 Tartós- és ismételt terhelés hatása

Az FRP betétek tartós és sokszor ismételt terheléssel szemben kedvezőbb viselkedést mutatnak, mint az acélbetétek – *kúszásuk és relaxációjuk kisebb, tartós szilárdságuk és fáradási szilárdságuk nagyobb*, mint a hagyományos acélbetéteké (Taerwe, 1995). Legkedvezőbb tulajdonságai a szénszál-erősítésű polimer betéteknek vannak (5. táblázat).

#### 4.3.1 Kúszás

FRP betétek kúszásának tárgyalásánál meg kell különböztetnünk a kúszásból származó fajlagos alakváltozás többletet, illetve a betétek tartós terhelés alatt mérhető húzószilárdságát.

A kúszásból származó fajlagos alakváltozás többlet értékelése során megállapítható, hogy az üvegszál és aramidszál betétek kúszása nagyságrendileg nem kedvezőtlenebb, mint az acélok kúszása (4.2 táblázat). Ki kell emelnünk a szénszál betéteket, melyek kúszása gyakorlatilag zérus (Saadatmanesh, Tannous, 1999a; 1999b).

5. táblázat: FRP betétek kúszása, relaxációja és tartós szilárdsága

	GFRP	AFRP	CFRP	feszítőacél
Kúszás ( $\sigma = 0,8f_u$ ; $t = 1000 \text{ h}$ )				
$\Delta\varepsilon$ [%]	3-10	1,5-10	< 0,1 (!)	2,5-6,0
Relaxáció ( $\sigma = 0,8f_u$ )				
$\rho_{1000}$ [%]	1,8-2,0	5,0-10,0	0,5-1,0	2,0-12,0
Tartós szilárdság (100 évre becsült)				
	$0,4f_u - 0,7f_u$	$0,6f_u - 0,7f_u$	$> 0,9f_u$ (!)	–

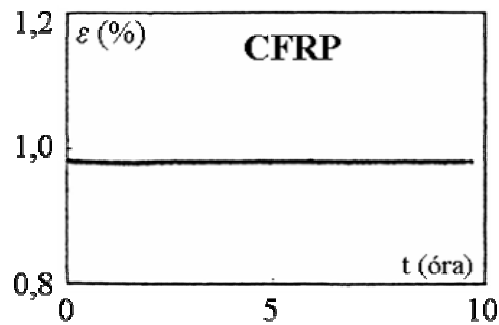
Tartós terhelés hatására kialakuló fajlagos alakváltozás növekményeket mutatunk be a 9-11. ábrákon (Uomoto, 2001). Megfigyelhetjük a szénszál betét gyakorlatilag zérus kúszását, az aramidszál betét jellegzetes, primer-szekunder-tercier kúszását, illetve az üvegszál betétek tartós terhelés alatt bekövetkező, szintén jellegzetes tönkremeneteli folyamatát, amelyet a szakirodalom „creep rupture” névvel illet. Az üvegszálak – bár kúszásuk csekély mértékű – sajnos igen érzékenyek a nagyobb feszültség szinten ható tartós terhelésre, ezért az FRP betétek alkalmazásával foglalkozó kutatók alacsony szintre javasolják felvenni a GFRP betétekben megengedhető feszültséget.

Aramid-, üveg- és szénszál betétek kúszását tanulmányozta egy japán kutatócsoport (Uomoto et al., 1995; Yamaguchi et al., 1995; 1997). Vizsgálataikhoz 6 mm átmérőjű, 55 V% száltartalmú betéteket használtak. Eredményeik a 12. ábrán láthatók. Az általuk 100 éves tartós terhelés után becsült húzószilárdság CFRP betétek esetén a rövid idejű húzószilárdság 91,1 %-a. Másik japán kutatócsoport eredményeit láthatjuk a 13. ábrán (Machida, 1997).

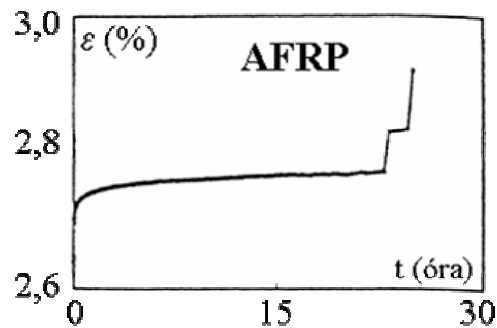
#### 4.3.2 Relaxáció

FRP betétek relaxációja általában kisebb, mint az acéloké (5. táblázat). Ki kell emelnünk a szénszál betéteket, amelyek relaxációja igen kis mértékű.

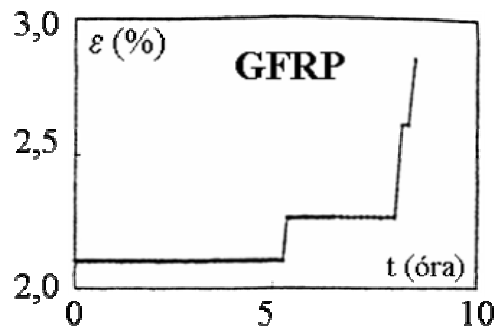
A 14. ábrán példaként mutatjuk be aramidszálas és szénszálas betétek relaxációs vizsgálatainak eredményeit. Megfigyelhetjük, hogy az FRP betétek relaxációja – hasonlóan az acélok relaxációjához – függ a hőmérséklettől.



9. ábra: Szénszálas (CFRP) betét kúszása (Uomoto, 2001)



10. ábra: Aramidszálas (AFRP) betét kúszása (Uomoto, 2001)



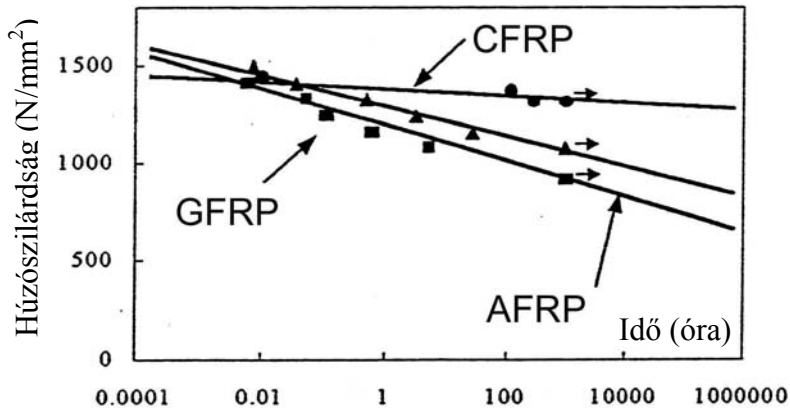
11. ábra: Üvegszálas (GFRP) betét kúszása (Uomoto, 2001)

### 4.3.3 Fáradás

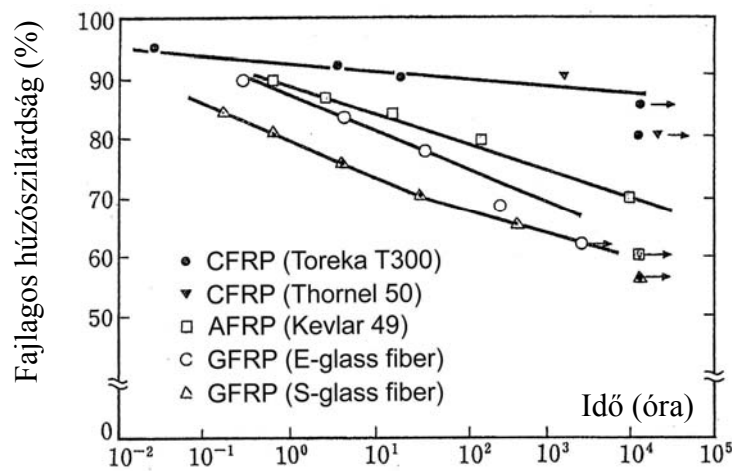
A tapasztalat eddig azt mutatja, hogy az FRP betétek fáradási szilárdsága nagyobb, mint az acél feszítőbetéteké (6. táblázat).

6. táblázat: FRP betétek fáradási szilárdsága

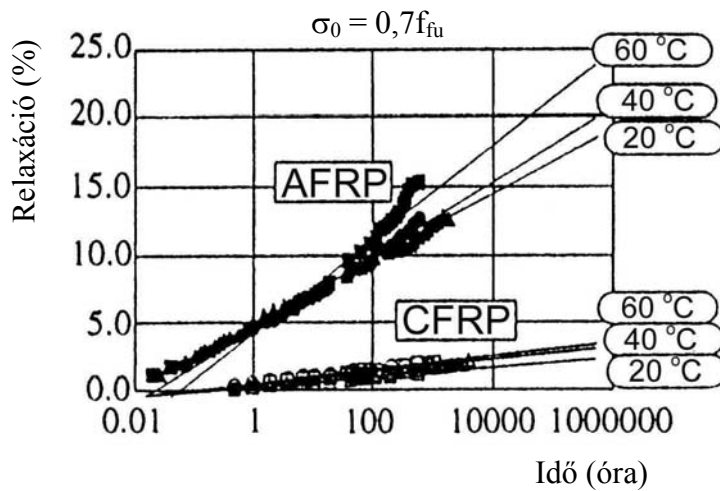
	GFRP	AFRP	CFRP	feszítőacél
Fáradási szilárdság – feszültségamplitúdó (max. fesz. $\sigma = 0,7f_u$ ; ism. szám $N = 2 \times 10^6$ )				
$\Delta\sigma$ [N/mm <sup>2</sup> ]	n.a.	200 – 300	> 300	170 – 200



12. ábra: FRP betétek tartós szilárdsága (Yamaguchi et al., 1997)



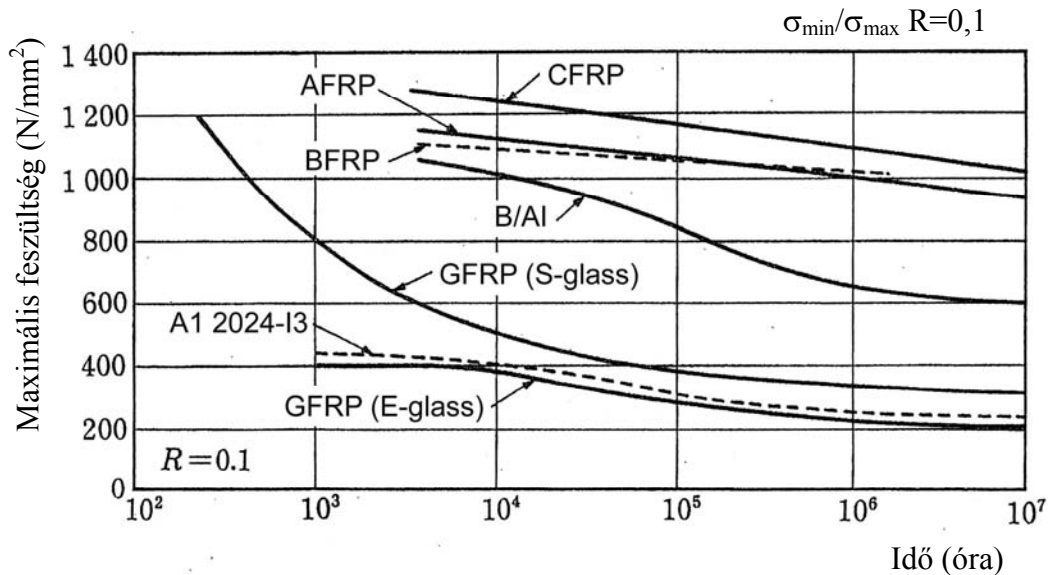
13. ábra: FRP betétek tartós szilárdsága (Machida., 1997)



14. ábra: FRP betétek relaxációja (Ando et al., 1997)

A korábban már említett japán kutatócsoport aramid-, üveg- és szénszálás betétek fáradását is tanulmányozta (Uomoto et al., 1995). Vizsgálataikhoz 6 mm átmérőjű, 55 V% száltartalmú betéteket használtak. A kutatók úgy találták, hogy a szénszálás betétek fáradási tönkremenetelét az alkalmazott feszültség-amplitúdó *nem* befolyásolja. A tönkremenetel 4 millió teherismétlés után következett be.

További eredményeket láthatunk a 15. ábrán FRP betétek Wöhler-görbéire vonatkozóan (Machida, 1997).



15. ábra: FRP betétek Wöhler görbéi (Machida, 1997)

#### 4.4 Vízfelvétel

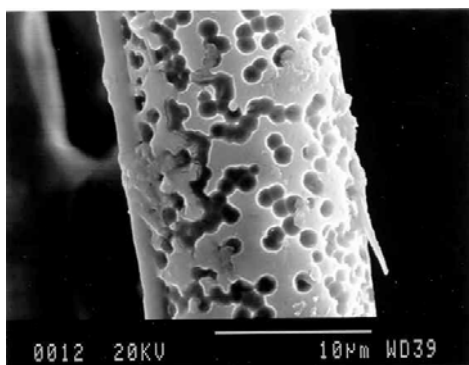
A betétek ágyazóanyaga, illetve némely szálak képesek nedvesség felvételére. Az *aramid szálakban* például a víz reverzibilis módon megváltoztatja a hidrogénkötéseket, amelynek következtében a teherbírás időszakosan csökkenhet akár 10 %-kal is. Kiszáradás után azonban visszaáll az eredeti állapot. Hasonló hatással lehet a víz az ágyazóanyag polimerláncaira is, de a *poliészter és epoxigyanták vízzel szemben ellenállóak* (Palotás, Balázs, 1980). *Üveg- és szénszálak gyakorlatilag nem képesek vízfelvételre.*

A vízfelvétel jelentőségét mindenképpen hangsúlyoznunk kell. Ugyanis ez által az FRP betétek ágyazóanyagai vízben oldott ionokat is közvetíthetnek a szálak felé, amely hatással lehet tartósságukra is. Közismert például az üvegszálak kémiai instabilitása erősen lúgos közegben (mint pl. a beton). A következő fejezetben ezt mutatjuk be.

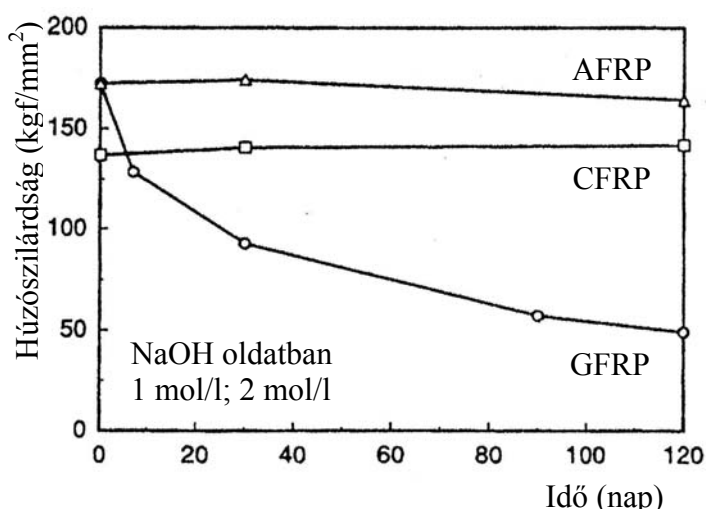
#### 4.5 Agresszív közeg hatása

A beton pórusvizével klorid-, alkáli- és egyéb agresszív ionok diffundálhatnak az FRP betétekbe. Ezek a szálakat és a szál-ágyazóanyag határfelületet károsíthatják, ezzel csökkentve mind a húzószilárdságot, mind a tapadást, mind a tartósságot (Sen et al, 1993; 1998a; 1998b).

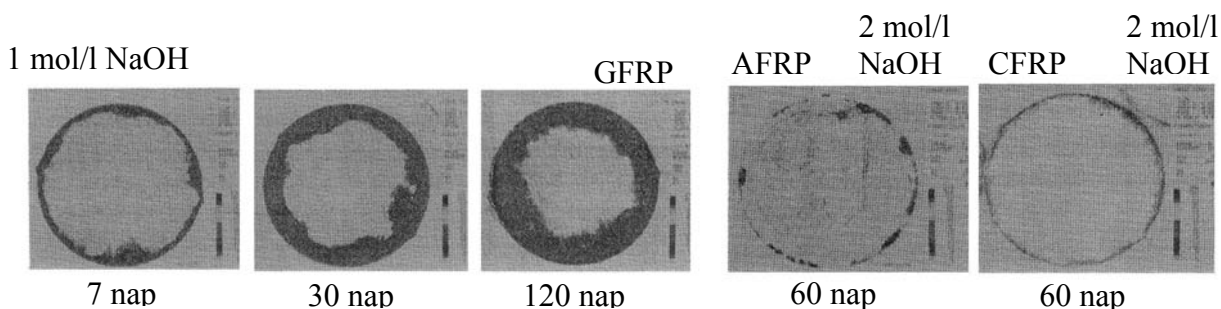
Az üvegszálakhoz korábban leggyakrabban alkalmazott ún. E-üveg (boroszilikátüveg) nem alkáliálló, így a beton erősen lúgos környezetének (pH 12-13,5) külön védelem nélkül ellenállni nem képes. A károsodás jellegzetes képét mutatjuk be a 16. ábrán. Lúgos környezetben az alkáliálló, ún. AR (alkaline resistant), nagy ZrO<sub>2</sub> tartalmú üvegszálak károsodása sem teljesen kizárt (Tannous, Saadatmanesh, 1999).



16. ábra: Üvegszál jellegzetes felületi károsodása lúgos kémhatású közegben (Kopecskó K. felvétele)



17. ábra: FRP betétek alkáliállósága (Uomoto, 1999)



18. ábra: FRP betétek alkáliállósága (Uomoto et al., 1995)

Erős savak és lúgok idővel az aramid másodlagos kötéseit roncsolják, ami az anyag degradálódását (= polimerizációs fok csökkenése a mechanikai tulajdonságok romlása mellett) eredményezi. Úgy fogalmazhatunk, hogy az aramidszál-erősítésű polimer (AFRP) betétek a betonszerkezetek szokásos használati időtartama alatt tekinthetők alkáliállóknak.

Eddigi kutatási eredmények szerint a *szénszálak számottevő károsodása nem mutatható ki savas vagy lúgos környezetben* (Sumida et al, 2001; Tokyo Rope, 1993; Uomoto, 2001). Erősen lúgos (pH 13) és erősen savas (pH 1) környezetben szén-szál betéteken károsodást semmilyen formában nem idézett elő (Tokyo Rope, 1993). Az alkalmazott oldatok NaOH,

Ca(OH)<sub>2</sub>, KOH, illetve HCl és H<sub>2</sub>SO<sub>4</sub> vizes oldatai voltak. Ezen túlmenően, három évig tengervíz hatásának kitett szénszálalás betéteken infravörös spektroszkópiával végzett vizsgálatok sem mutattak ki semmilyen káros elváltozást függetlenül attól, hogy a pászmák tartósan vízbe merítve, vagy a hullámvonalban voltak-e.

Japán kutatók vizsgálatainak eredményét láthatjuk a 17. ábrán, amelyben FRP betétek húzószilárdságának változását figyelték erősen lúgos környezetben (Uomoto et al., 1995, 1999). Figyeljük meg, hogy a szénszálalás és aramidszálalás betétek szilárdsága egyáltalán nem csökken. Ezzel szemben, az üvegszálalás betétek károsodása jelentős. A betétek keresztmetszeteinek mikroszkópi képét a 18. ábrán mutatjuk be. A lúgos környezet hatására károsodott részek sötéttel vannak jelölve.

Az eddig elmondottak alapján az üvegszálalás polimer betétek betonban való alkalmazhatóságát megkérdőjelezhetnénk. Itt azonban meg kell említenünk, hogy az üvegszálalás, illetve üvegszálalás polimer betétek alkáliállóságának vizsgálatát általában gyorsított módszerekkel végezzük, tömény (NaOH, KOH, Ca(OH)<sub>2</sub>) lúgos oldatokban, 60-80°C hőmérsékleten. A gyorsított módszerekkel tehát nem a betonszerkezetekben természetes körülmények között létrejövő állapotokat modellezzük, hanem attól lényegesen eltérő körülményeket alakítunk ki.

Az ellentmondásos tapasztalatok tisztázása, illetve az üvegszálalás termékek alkalmazása létjogosultságának feltárása érdekében az *ISIS Canada* program keretein belül széleskörű vizsgálatok folytak, amelyeknek eredményeit röviden összefoglaljuk (ISIS, 2005).

A vizsgálatokban négy kanadai egyetem kutatói vettek részt (*University of Manitoba, University of Sheerbrooke, University of Saskatchewan, University of British Columbia*). A vizsgálatok során öt megvalósult szerkezetből kivett mintákon végeztek vizsgálatokat. A vizsgálati körbe bevont létesítmények 5-8 éve funkcionáló, üvegszálalás betéteket tartalmazó betonszerkezetek voltak. Az alkalmazott üvegszálalás betétek Isorod<sup>®</sup>, C-BAR<sup>®</sup> és NEFMAC<sup>®</sup> márkajelzésű, kereskedelmi forgalomban is kapható termékek. A vizsgált szerkezetek a következők voltak: a *Hall's Harbor kikötőfal (Bay of Fundy, Nova Scotia)*, a *Joffre-híd (Sheerbrooke, Quebec)*, a *Chatham-híd (Chatham, Ontario)*, a *Crowchild Trail-híd (Calgary, Alberta)* és a *Waterloo Creek-híd (Vancouver sziget, British Columbia)*.

A vizsgálati körbe vont betonszerkezetek sajátosságai:

- hagyományos betonból készült szerkezetek (35-45 N/mm<sup>2</sup> nyomószilárdsággal),
- szélsőséges hőmérsékleti igénybevétel (-35...+35°C),
- ciklikus nedvesedés-kiszáradás igénybevétel (hullámvonal, ill. csapadék/hóolvadás),
- ciklikus fagyás-olvadási igénybevétel,
- kloridionok hatása (tengervíz, ill. jégmentesítő sózás).

A vizsgálati körbe vont FRP betétek sajátosságai:

- E-üvegszál,
- vinilészter ágyazóanyag.

A vizsgálatokhoz 75 mm átmérőjű kifűrt magmintákat vettek, amelyek felhasználásával a következő vizsgálatokat végezték el:

- beton pH értékének felvétele,
- beton karbonátosodásának vizsgálata,
- GFRP optikai mikroszkópos vizsgálata,
- GFRP pásztázó elektronmikroszkópos (SEM) vizsgálata,
- GFRP energia diszperziós feltétes SEM vizsgálata,
- GFRP röntgendiffraktometriás (XRD) vizsgálata.

Egy kifűrt magmintát és az abban feltárt GFRP betétet a 19. ábrán mutatunk be.



19. ábra: Kifűrt magminta GFRP betéttel

A részletesen dokumentált vizsgálati eredmények alapján megállapítható, hogy a vizsgált E-üvegszál/vinilészter GFRP betétek ágyazóanyagába alkálikus vegyületek nem hatoltak be, és az üvegszálak semmilyen mértékben sem károsodtak az eltelt 5-8 év normál használat során.

A kanadai eredményeket meggyőzőnek és kellően megalapozottnak ítéljük abból a szempontból, hogy csökkentse a GFRP betétek rövid távú tartósságával kapcsolatos kételyeket.

Emellett hangsúlyozzuk, hogy a mérnöki szerkezetek használati élettartamával összevethető időtartamú vizsgálatok *nem állnak rendelkezésre*, így erre vonatkozó extrapolációk továbbra is csak nagy óvatossággal tehetők.

## 5. MEGÁLLAPÍTÁSOK

A vasbetonszerkezeteken tapasztalt korróziós károk miatt napjainkban megnőtt az érdeklődés korrózióálló, *nem acél anyagú* (FRP = Fibre Reinforced Polymer = szálerősítésű polimer) *betétek* alkalmazása iránt. A nem acél anyagú betétek 8...12  $\mu\text{m}$  átmérőjű, párhuzamosan futó nagy szilárdságú szálakból és ágyazóanyagból állnak. A szálak üveg-, aramid- vagy szénszálak lehetnek, melyek közül a szénszál tulajdonságai minden tekintetben felülmúlják a másik kettőét, így *építőmérnöki alkalmazásoknál a szénszál betétek elterjedése várható*.

A nem acél anyagú betétek elektrolitikus korrózióval szemben teljesen ellenállóak, ezért felhasználásuk hídszerkezetekben tűnik leginkább célszerűnek. Világviszonylatban már több, mint száz darab kisebb vagy nagyobb fesztávolságú hidat készítettek acélbetétek helyett nem acél anyagú betétekkel.

Az FRP betétek statikus terhelés hatására lineárisan rugalmasan viselkednek egészen a tönkremenetelig, folyási jelenséget nem mutatnak. Húzószilárdságuk ( $f_{tu}$ ) a száltípus és száltartalom függvénye, amely elérheti a  $3000 \text{ N/mm}^2$  értéket is. Rugalmassági modulusuk ( $E_f$ ) szintén az előbbi két paramétertől függ, nagysága  $35\text{-}200 \text{ kN/mm}^2$  lehet. Az FRP betétek szakadónyúlása általában az acéloké alatt van.

Az FRP betétek *tartós és sokszor ismételt terheléssel szemben kedvezőbb viselkedést mutatnak, mint az acélbetétek*: kúszásuk és relaxációjuk kisebb, tartós szilárdságuk és fáradási szilárdságuk nagyobb, mint a hagyományos acélbetéteké.

Az FRP betétek teljes mértékig ellenállnak az elektrolitikus korrózióknak. A szénszálas (CFRP) betétek ezen kívül teljes mértékig ellenállnak savaknak és lúgoknak is. Az FRP betétek további kedvező tulajdonsága kis önsúlyuk valamint nem mágnesezhetőségük.

Az élőmunka árának anyagárnál gyorsabb ütemű növekedése miatt az új, kompozit anyagok pillanatnyi nagyobb árának ellenére is a kompozit anyagok alkalmazása jelentős megtakarítást eredményezhet már ma is, amennyiben a mérnöki létesítmény teljes élettartama alatt becsült összköltségeket hasonlítjuk össze.

## 6. KÖSZÖNETNYILVÁNÍTÁS

Jelen dolgozat a Magyar Tudományos Akadémia Bolyai János Kutatási Ösztöndíjának, illetve az OTKA F61685 számú kutatási pályázatának támogatásával készült, amelyért a szerzők ezúton is köszönetet mondanak.

## 7. HIVATKOZÁSOK

- Achillides, Z. et al. (1997), "Bond behaviour of FRP bars to concrete", *Proceedings of the Third International Symposium (FRPRCS-3)*, Vol. 2., Sapporo 1997., Japan Concrete Institute. pp. 341-348.
- AKZO (1992), "Aragrid<sup>®</sup>: Non Corrosive Mesh Reinforcement for Brickwork and Concrete", *Technical Data*
- Ando, N., Matsukawa, H., Hattori, A., Mashima, M. (1997), "Experimental Studies on the Long-term Tensile Properties of FRP Tendons", *Proceedings of the Third International Symposium (FRPRCS-3)*, Vol. 2., Sapporo 1997., Japan Concrete Institute, pp. 203-208.
- Bakht, B., Mufti, A. (1998), "Five Steel-Free Bridge Deck Slabs in Canada", *Structural Engineering International*, Journal of the IABSE, SEI Vol. 8., No. 3., pp. 196-200.
- Balázs L. Gy., Borosnyói A. (2000), „Nem acél anyagú (FRP) betétek alkalmazása a hídépítésben”, *Vasbetonépítés*, Vol. 2., No. 2., pp. 45-52.
- Borosnyói A., Balázs L. Gy. (2001), „Új szerkezeti anyagok a vasbeton hídépítésben”, *Vasbetonépítés*, Vol. 3., No. 4., pp. 100-106.
- Borosnyói A., Balázs L. Gy. (2002), „Nem acél anyagú (FRP) betétek tapadása betonban”, *Vasbetonépítés*, Vol. 4., No. 4., pp. 114-122.
- Borosnyói A., Balázs L. Gy. (2004a), „Szálerősítésű polimer (FRP) betétekkel készülő betonelemek tervezési kérdései”, *Vasbetonépítés*, Vol. 6., No. 3., pp. 87-94.
- Borosnyói A., Balázs L. Gy. (2004b), „Betonelemek szálerősítésű polimer (FRP) betétekkel – használhatósági határállapot. 1. rész. Általános tapasztalatok”, *Vasbetonépítés*, Vol. 6., No. 4., pp. 114-122.
- Borosnyói A., Balázs L. Gy. (2005), „Betonelemek szálerősítésű polimer (FRP) betétekkel – használhatósági határállapot. 2. rész. Hazai tapasztalatok”, *Vasbetonépítés*, Vol. 7., No. 1., pp. 11-18.
- Borosnyói A. (2005), „Új monitoring módszerek a vasbetonépítésben – úton az intelligens anyagok felé?”, *Vasbetonépítés*, Vol. 7., No. 4., pp. 125-136.
- Borosnyói A. (2006), „Betonszerkezetek szálerősítésű polimer (FRP) betétekkel – rideg vagy duktilis viselkedés?”, *Vasbetonépítés*, Vol. 8., No. 3., pp. 71-80.
- Busel, J. P., Lockwood, J. D., Eds. (2000), "Product Selection Guide: FRP Composite Products for Bridge Applications", *Publication of the MDA*, Harrison, NY.
- Calado, L., Castiglioni, C. A., Agatino, M. R. (1996), "Experimental and Numerical Evaluation of Bond Stress of Concrete Beams Reinforced by GFRP Bars", *Research report*.



- Clarke, J. L. (1993), „Alternative Materials for the Reinforcement and Prestressing of Concrete”, Chapman & Hall, London.
- Crivelli Visconti, I., (editor) (1998), „ECCM-8 European Conference on Composite Materials – Science, Technologies and Applications”, *Proceedings*, Naples, Italy, June 1998.
- El-Badry, M. M., (editor) (1996), „Advanced Composite Materials in Bridges and Structures”, *Proceedings*, 2<sup>nd</sup> International Conference. Canadian Society for Civil Engineering, Montreal, Quebec.
- FRP International – *Quarterly Technical Paper*, Editor S.H. Rizkalla (ACI, ASCE, CSCE, Composite Institute, JCI, ACMBS Network of Canada, ISIS Canada). Vol. 5., Issue 2, Spring 1997
- Fukuyama, H. (1999), “FRP Composites in Japan”, *Concrete International*, October 1999, pp. 29-32.
- Gerritse, A. (1993), “Aramid-based prestressing tendons”, *Alternative Materials for the Reinforcement and Prestressing of Concrete*, Ed. Clarke, Chapman & Hall, London, pp. 172-199.
- Hata, K. (1998), “Single-Span Prestressed Concrete Stress-Ribbon Bridge – Yumetsuri Bridge”, *Prestressed Concrete in Japan*, Japan Prestressed Concrete Engineering Association, National Report of XIII. FIP Congress, Amsterdam, pp. 95-98.
- ISIS Canada (2000), Homepage: <http://www.isiscanada.com>
- ISIS Canada (2005), „GFRP durability study reports”, *ISIS Canada*.
- Japan Concrete Institute (1997), „Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures”, *Proceedings of the Third International RILEM Symposium (FRPRCS-3)*, October 1997, Sapporo, Japan.
- Japan Prestressed Concrete Engineering Association (JPCEA) (1998), „Prestressed Concrete in Japan”, XIII. FIP Congress, *National Report*, Amsterdam, Holland.
- Karbhari, V. M. (1998), “Sone Viaduct – External Cable Anchor Block”, *Use of Composite Materials in Civil Infrastructure in Japan*, WTEC Monograph, International Technology Research Institute, World Technology (WTEC) Division, Loyola College, Maryland, October 1998.
- Liu, S. C. (editor) (2000), “Smart Structures and Materials 2000 – Smart Systems for Bridges, Structures and Highways”, *Proceedings of SPIE*, Vol. 3988.
- Machida, A. (1993), “State-of-the-Art Report on Continuous Fiber Reinforcing Materials”, JSCE, Tokyo.
- Machida, A. (1997), “Recommendation for Design and Construction of Concrete Structures Using Continuous Fiber Reinforcing Materials”, JSCE, Tokyo.
- Majorosné L. É., Borosnyói A., Balázs L. Gy. (2004), „Szénszál (CFRP) feszítőbetétek tapadása magas hőmérsékleten”, *Vasbetonépítés*, Vol. 6., No. 4., pp. 108-113.
- Marshall Industries Composites, Inc., (1995), „C-Bar<sup>®</sup> Reinforcing Rods. The Future of Concrete Reinforcement”, *Technical Data*.
- Meier, U. (2000), „Spannglieder aus CFK”, *Proceedings*, Massivbau 2000 – Forschung, Entwicklungen und Anwendungen, 4. Münchener Massivbau-Seminar 2000, Technische Universität München, Springer-VDI-Verlag, 2000. pp. 205-216.
- Meier, U., Meier, H. (1996), „CFRP finds use in cable support for bridge“, *Modern Plastics*, April 1996, pp. 87-91.
- Palotás L., Balázs Gy. (1980), “Mérnöki szerkezetek anyagtan 3. Beton-habarc-kerámia-műanyag”, *Akadémiai Kiadó*.
- Piggott, M. R. (1980), „Load Bearing Fibre Composites”, *Pergamon Press Ltd.*, Oxford, England, ISBN 008 024 230 8

- Rizkalla, S. H., Shehata, E., Abdelrahman, A. A. – Tadros, G. (1998), “The New Generation – Design and construction of a highway bridge with CFRP” *Concrete International*, June 1998, pp. 35-38.
- Rizkalla, S. H., Tadros, G. (1994), „A Smart Highway Bridge in Canada”, *Concrete International*, Vol. 16., No. 6., June 1994, pp. 42-44.
- Rostásy, F. (1996), State-of-the-Art Report on FRP Materials. *FIP Report, Draft*, 1996. Unpublished.
- Rostásy, F. (1997), “On Durability of FRP in Aggressive Environment”, *Proc. 3<sup>rd</sup> Int. Symp. FRPRCS-3*, JCI, Vol. 2., pp. 107-114.
- Rubinsky, A., Rubinsky, I. A. (1959), “A Preliminary Investigation of the Use of Fiber Glass for Prestressed Concrete”, *Magazine of Concrete Research*, Sept. 1959. pp. 71-78.
- Saadatmanesh, H., Tannous, F. E. (1999), “Long-Term Behavior of Aramid Fiber Reinforced Plastic (AFRP) Tendons”, *ACI Materials Journal*, Vol. 96, No. 3, May-June 1999, pp. 297-305.
- Saadatmanesh, H., Tannous, F. E. (1999), “Relaxation, Creep, and Fatigue Behavior of Carbon Fiber Reinforced Plastic Tendons”, *ACI Materials Journal*, Vol. 96, No. 2., March-April 1999, pp. 143-153.
- Schöck (1997), „Schöck ComBAR<sup>®</sup>. Betonbewehrungselemente aus Glasfaserverstärktem Kunststoff”, *Schöck Bauteile GmbH Manuel*
- Schöck (2006), Személyes adatszolgáltatás
- Sen, R., Mariscal, D., Shahawy, M. (1993), “Durability of Fiberglass Pretensioned Beams”, *ACI Structural Journal*, Vol. 90., No. 5., September-October 1993, pp. 525-533.
- Sen, R., Shahawy, M., Rosas, J., Sukumar, S. (1998), “Durability of Aramid Pretensioned Elements in a Marine Environment”, *ACI Structural Journal*, Vol. 95., No. 5., September-October 1998, pp. 578-587.
- Sen, R., Shahawy, M., Rosas, J., Sukumar, S. (1998), “Durability of Carbon Pretensioned Elements in a Marine Environment”, *ACI Structural Journal*, Vol. 95., No. 6., November-December 1998, pp. 716-724.
- Sumida, A., Fujisaki, T., Watanabe, K., Kato, T. (2001), “Heat resistance of continuous fiber reinforced plastic rods”, *Proceedings of the Fifth International Symposium (FRPRCS-5)*, Thomas Telford, London, pp. 557-565.
- Taerwe, L., Matthys, S. (1999), “FRP for Concrete Construction: Activities in Europe”, *Concrete International*, October 1999, pp. 33-36.
- Taerwe, L., Editor (1995), „Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures”, *Proceedings of the Second International RILEM Symposium (FRPRCS-2)*, Ghent 1995, E & FN Spon, London.
- Tannous, F. E., Saadatmanesh, H. (1998), “Environmental Effects on the Mechanical Properties of E-Glass FRP Rebars”, *ACI Materials Journal*, Vol. 95., No. 2., March-April 1998, pp. 87-100.
- Tepfers, R., Editor (1998), CEB, TG 2/5 "Bond Models". *State-of-the-Art-Report. Draft*. Chapter 8. Bond of non-metallic reinforcement. Version 6, June 23, 1998.
- Thippeswamy, H. K. et al. (1998), „FRP Reinforcement in Bridge Deck”, *Concrete International*, Vol. 20., No. 6., June 1998, pp. 47-50.
- Tokyo Rope (1993), “Technical Data on CFCC<sup>®</sup>”, Tokyo Rope Mfg. Co., Ltd. *Manual*, Tokyo, October 1993.
- Uomoto, T. (2001), “Durability considerations for FRP reinforcements”, *Proceedings of the Fifth International Symposium (FRPRCS-5)*, Thomas Telford, London, pp. 17-32.
- Uomoto, T., Nishimura, T., Ohga, H. (1995), “Static and Fatigue Strength of FRP Rods for Concrete Reinforcement”, *Proceedings of the Second International RILEM Symposium (FRPRCS-2)*, Ghent 1995., L.Taerwe, Editor, E & FN Spon, London. pp. 100-107.

- Uomoto, T., Nishimura, T. (1999), "Deterioration of Aramid, Glass and Carbon Fibers Due to Alkali, Acid and Water in Different Temperatures", *Proc. 4<sup>th</sup> Int. Symp. FRPRCS-4*, ACI SP-188, American Concrete Institute, pp. 515-522.
- Wolff, R., Miesslerer, H.-J. (1993), "Glass-fibre prestressing system", *Alternative Materials for the Reinforcement and Prestressing of Concrete*, Ed. Clarke, Chapman & Hall, London, pp. 127-152.
- Yamaguchi, T., Kato, Y., Nishimura, T., Uomoto, T. (1997), "Creep Rupture of FRP Rods", *Proc. 3<sup>rd</sup> Int. Symp. FRPRCS-3*, JCI, Vol. 2., pp. 179-186.
- Yamaguchi, T., Kato, Y., Nishimura, T., Uomoto, T. (1997), Creep Rupture of FRP Rods Made of Aramid, Carbon and Glass Fibers. *Proceedings of the Second International RILEM Symposium (FRPRCS-2)*, Ghent 1995., L.Taerwe, Editor, E & FN Spon, London, pp. 179-186.

## A TARTÓSSÁGRA VALÓ TERVEZÉS GAZDASÁGOSSÁGI KÉRDÉSEI

*Dr. Ujhelyi János*

*okl.mérnök, az MTA doktora*

*1052 Budapest, Régi posta u.19.; e-mail: [ujje@t-online.hu](mailto:ujje@t-online.hu)*

### ÖSSZEFOGLALÁS

A tartós betonok összetételét és készítését úgy kell megtervezni, hogy az eredményként kapott struktúra megakadályozza a transzportfolyamatokat. Ez azonban megnöveli a készítési költségeket, de csökkenti a tervezett használati élettartam alatt a fenntartási kiadásokat. Azt kell mérlegelni, hogy gazdaságos-e a beruházás drágulása a későbbi költségcsökkenés várható hasznával összevetve, vagy célszerűbb-e az építési költség megtakarítása és a megtakarított tőke befektetése a nagyobb fenntartási kiadásokat meghaladó hozamok érdekében. Úgy tűnik azonban, hogy amíg a megfelelő tartósságú beton építési költsége viszonylag megbízható módon kiszámítható, az építési költségek megtakarításából származó tőke befektetésének gazdasági eredményeit becsülni sem lehet. Ezért a tervezést a tartósságra kizárólag a műszaki következmények figyelembe vételével szabad mérlegelni.

### 1. SZILÁRDSÁG ÉS TARTÓSSÁG

A beton az utolsó évszázad szinte legelterjedtebb építőanyaga. Ennek egyrészt az az oka, hogy lényegében bármilyen alakú, formájú (pl. betonszobor) vagy méretű (pl. duzzasztógát) műtárgy készítésére alkalmas, másrészt az a tény, hogy a többi építőanyaghoz képest összehasonlíthatatlanul olcsóbb és még tanulatlan személyek is viszonylag megfelelő minőségben képesek előállítani, ha nincsenek számottevő minőségi követelmények a szerkezettel szemben.

Ez a körülmény azonban nem jelentett előnyt a kutatás, illetve a műszaki fejlesztés számára és ezért nem meglepő, hogy az anyagtulajdonságok fizikai és kémiai alapjai közül viszonylag keveset sikerült megismerni a XX. század első kétharmadában. A betonszerkezetek azonban egyre növekvő mértékben váltak bonyolultakká, és egyre igényesebbek lettek a követelmények, főleg a beton szilárdságát illetően. Ma már szélsőséges körülmények között is felhasználják a cementkötésű anyagokat: nagy melegben vagy nagy hidegben végzett betonozáskor, ütőterhelésnek és koptatásnak kitéve, tengeri fűrótoronyok szerkezeteihez, nagyszilárdságú (100-140 N/mm<sup>2</sup> nyomószilárdságú) betonok készítésére s.í.t. Ilyen feltételek mellett a nem megfelelően tervezett betonkeverékekből készített szerkezetek romlása fokozódott és egyre többbe került a karbantartásuk és a javításuk annak ellenére, hogy egyre nagyobb lett a betonok szilárdsága.

A **szilárdság** az anyag vagy szerkezet teherviselő képessége, tehát a környezeti körülménytől lényegében független mechanikai jellemző. A **tartósság** azzal az időtartammal jellemezhető, amelyen (pl. 100 éven) át az anyag vagy a szerkezet az adott, meghatározott mechanikai, fizikai és kémiai károsító igénybevételek között használható marad azokra a feladatokra (pl. teherbírás, szulfátállóság stb.), amelyekre tervezték, azaz az előírt időtartamon át nem károsodik az előre meghatározottnál nagyobb mértékben (Litvan, 1988).

A betonszerkezetek készítésekor mindenképp először a teherbírás követelményeket kellett kielégíteni, a szerkezetek tervezése elsősorban méretezést, tehát statikai számítást jelentett. A

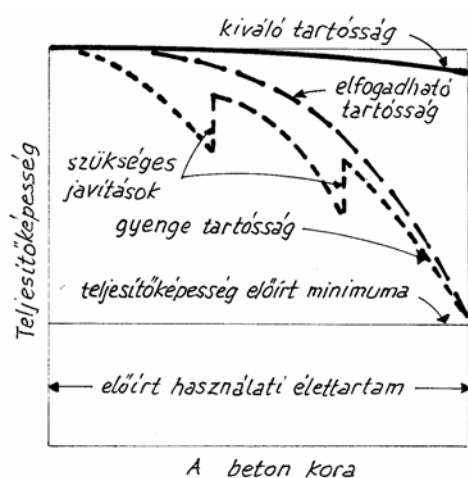
méretek és a fesztávok növekedése miatt az egyre nagyobb terhelések elviselése érdekében egyre nagyobb szilárdság elérésére törekedtek. A XX. század második felében világszerte megindult a nagyszilárdságú betonok (*high strength concrete, HSC*) biztonságos készítésének a kutatása.

A szilárdság növekedésével azonban nem járt együtt a beton és vasbeton szerkezetek meghibásodásának, vagy tönkremenetelének a csökkenése. Annak ellenére, hogy a minimális nyomószilárdság a múlt század ötvenes éveitől 5-20 N/mm<sup>2</sup>-ről (B50-B200 betonminőség) fokozatosan növekedett 40-56 N/mm<sup>2</sup>-re (B400-B560 betonminőség), a vasbeton szerkezetek – elsősorban a szabadban lévő létesítmények – karbantartására és javítására fordított összegek fokozatosan emelkedtek. Ezért kellett a múlt század 80-as éveitől kezdve bevonni a szerkezetek tervezésébe a használati élettartamot, a tartósságot, amelynek követelményeit a nagy teljesítőképességű (*high performance concrete, HPC*) betonnal lehet kielégíteni.

A megfelelően méretezett vasbetonszerkezetek károsodását számos tényező okozhatja. Ezt foglalja össze pl. az európai szabvány (MSZ EN 206-1:2002) az ún. kitéti osztályokban. Nagy teljesítőképesség akkor érhető el, ha a betonszerkezeteket nemcsak a mechanikai igénybevételek biztonságos elviseléséhez szükséges szilárdság figyelembevételével méretezik, hanem struktúráját is megtervezik a transzportfolyamatoknak, azaz a károsító anyagok (klorid, CO<sub>2</sub>, agresszív kémiai anyagok stb.) betonba hatolásának a megakadályozására. Ha a struktúra tervezését elhanyagolják, akkor a beton vagy vasbeton szerkezet tönkremenetele néhány éven belül elkezdődhet. Paterson (1984) mintegy tízezer eset elemzése alapján állapította meg, hogy a korai tönkremenetel több mint egyharmada a nem megfelelő tervezés következménye volt.

Azért kell a tervezőnek ismerni az élettartamot befolyásoló tényezőket, hogy a beruházót a változatok (olcsó építmény és drága fenntartás, vagy pedig költségesebb kivitelezés, de hosszú élettartam) bemutatásával választásra bírassa. Ehhez egyrészt a struktúra ismeretére van szükség, másrészt foglalkozni kell a tartósságot befolyásoló valamennyi tényezővel és azok összefüggéseivel.

A HPC fogalma tartalmazza a *használati élettartamot* is. A beton és vasbeton szerkezetek használati élettartama alatt azt a minimális időtartamot értjük, amelyre elvárható, hogy a szerkezet maradéktalanul teljesíti a kijelölt feladatát, azaz megfelel annak a célnak, amelyre készült, teljesítőképességének lényeges vesztesége nélkül. Ezt az időben lejátszódó folyamatoktól függő teljesítőképesség-változást mutatja Sommerville (1986) után az 1. ábra.



1. ábra: A betonszerkezetek teljesítőképességének csökkenése az idővel

A teljesítőképességi szemlélet azt jelenti, hogy a beton várható élettartamát már a szerkezet tervezésekor mérlegelni kellene, és elő kellene írni ennek szükséges mértékét. A terveken azonban csak a szilárdságra, és ezenkívül néhány más – kétségtelenül a tartósságot befolyásoló – tulajdonságra jelennek meg követelmények (pl. fagyállóság, vízzáróság). Nem változtatják meg ezt a tervezői szemléletet a legújabb európai szabványok sem (pl. MSZ EN 206-1:2002), annak ellenére, hogy foglalkoznak a környezeti terheléssel s ezekre bizonyos összetételi követelményeket is előírnak. Ezekből a követelményekből azonban még nem lehet a szerkezet várható élettartamára következtetni egyéb tényezők ismeretének a hiányában. Ezek a tényezők Rodway (1985) szerint magukba foglalják:

- az alkotóanyagok minőségével és mennyiségével,

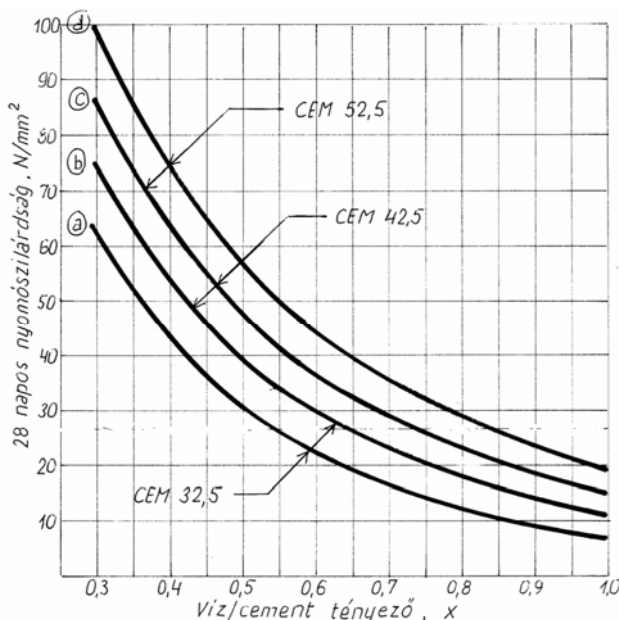
- az építési gyakorlattal (vállalati tapasztalatok, felszereltség, személyzet, begyakorlottság, minőségirányítási rendszer),
- a szilárduló beton várható mechanikai, fizikai, fiziko-kémiai tulajdonságaival,
- a környezet jellegével, a környezeti igénybevételekkel, valamint
- a terhek fajtáival és gyakoriságával

kapcsolatos adatokat. Ezeknek az adatoknak az ismeretében lehet a tönkremeneteli folyamatokat elemezni, a szerkezet tartósságát, teljesítő képességét értékelni és a várható használati élettartamot becsülni. A beruházó olcsó beton és vasbeton szerkezetet kíván építeni. Nagymértékben a tervezőn múlik, hogy a beruházót rá képes-e venni a következők mérlegelésére:

*gazdaságos-e olcsó szerkezeteket építeni annak tudatában, hogy élettartama legfeljebb 5-25 évre becsülhető, vagy gazdaságosabb-e, ha a szerkezet építési költsége nagyobb, de legalább 50 vagy 100 év (esetleg még több) a várható használati élettartam, nagyobb javítási igény nélkül.*

## 2. A SZÜKSÉGES SZILÁRDSÁG ÉS TARTÓSSÁG KIELÉGÍTÉSÉNEK A FELTÉTELEI

A beton szilárdsága – amennyiben a bedolgozás és az utókezelés megfelelő – elsősorban a felhasznált cementfajtának és a víz/cement tényezőnek a függvénye, amelyről a 2. ábra tájékoztat. Az ábra szerinti összefüggések tájékoztató jellegét abból lehet látni, hogy egy-egy cementfajtahoz területek tartoznak és ezek a területek a különböző cementek esetén akár átfedésben is lehetnek. Ez pedig azt jelenti, hogy egyes esetekben a kisebb kötőerejű (pl. CEM 32,5 jelű) cementekkel is készíthető – változatlan összetétel mellett – olyan szilárdságú betonkeverék, mint a nagyobb kötőerejű (pl. CEM 42,5 jelű) cementekkel. Ezt azonban csak a próbakeverésből készített próbatestek vizsgálati eredményeinek a birtokában lehet pontosítani. A 2. ábra görbéinek *Abrams-Ujhelyi függvényei* a következők (Ujhelyi, 2005):



$$\text{„a” görbe: } f_{cm} = 355 \cdot e^{-(3,93 \cdot x^{0,68})}$$

$$\text{„b” görbe: } f_{cm} = 375 \cdot e^{-(3,52 \cdot x^{0,65})}$$

$$\text{„c” görbe: } f_{cm} = 405 \cdot e^{-(3,3 \cdot x^{0,63})}$$

$$\text{„d” görbe: } f_{cm} = 470 \cdot e^{-(3,2 \cdot x^{0,6})}$$

A szilárdságot azonban nemcsak 28 napos korra, hanem más időpontokra is meg lehet tervezni, és ebben az esetben a környezeti körülményektől (hőmérséklet) és a cementfajtától függően kell kiválasztani a szükséges víz/cement tényezőt.

A betonkeverékek várható korai (2-7 napos), vagy idősebb korú (3-6 hónapos) nyomószilárdságának az alakulását a cementfajta és a víz/cement tényező függvényében az elmúlt évtizedben a Magyar Cementipari Szövetség megbízásai kere-

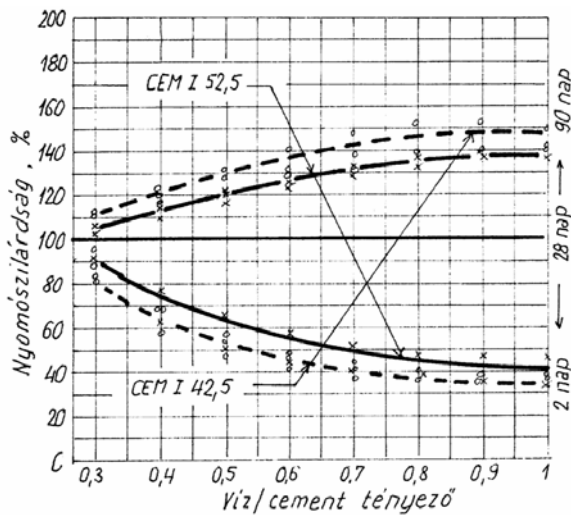
2. ábra: Tájékoztató összefüggések a betonok víz/cement tényezője és 28 napos nyomószilárdsága között

tében a Betonolith Kutató és Fejlesztő Kft-ben és a Cementipari Kutató és Fejlesztő Kft-ben (CEMKUT Kft) több alkalommal vizsgáltuk (Ujhelyi, 1997, 1998, 1999, 2002/1, 2002/2,

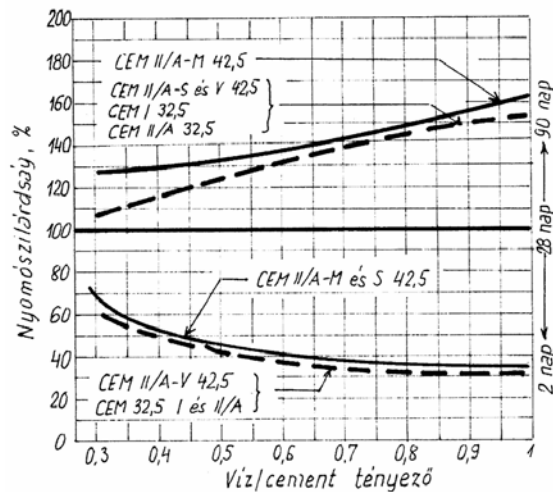
2003; Ujhelyi-Máhr, 2000; Ujhelyi-Máhr-Szegőné, 2001), laboratóriumi körülmények között (+22 °C ±4 °C hőmérséklet, 50-70 % relatív páratartalom, 15 cm élhosszúságú kockapróbatest, víz/cement tényezőként egy összetétel, egyfajta utókezelés).

Ebből következik, hogy nincs adatunk a betonösszetétel (pl. adott víz/cement tényező mellett a cementtartalom változása), a környezeti hőmérséklet (különösen 1-3 napos korban), a betontömeg és az utókezelés hatására. A korlátozott értékelési lehetőség ellenére néhány következtetést le lehet vonni.

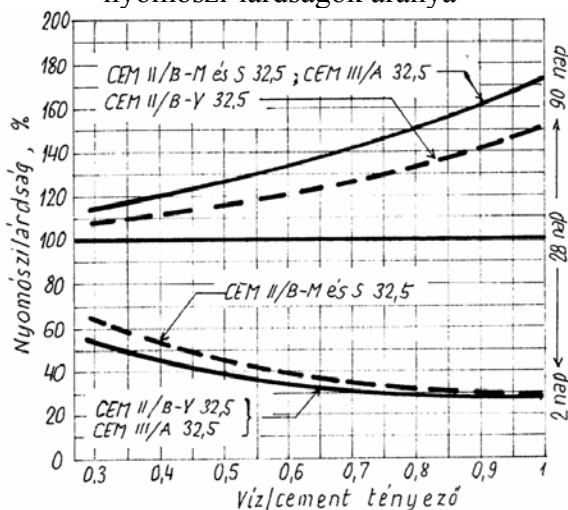
A különböző cementfajtával és különböző víz/cement tényezővel készített betonkeverékek 2 és 90 napos nyomószilárdságait a 28 napos szilárdság százalékában számítottuk ki. A kapott eredményeket a 2.–5. ábrákon dolgoztuk fel {a 3. ábra a CEM I 52,5, illetve a CEM I 42,5; a 4. ábra CEM I 32,5 RS, a CEM II/A-S 32,5 RS, a CEM II/A-M 42,5, a CEM II/A-S 42,5, valamint a CEM II/A-V 42,5; az 5. ábra a többi vizsgált cementtel (a CEM II/B 32,5, illetve a CEM III/A) készített betonkeverékek 2/28 és 90/28 napos szilárdságainak százalékos arányait (a 28 napos szilárdság: 100 %) tartalmazza}.



3. ábra: A 2/28, illetve a 90/28 napos nyomószilárdságok aránya



4. ábra: A 2/28, illetve a 90/28 napos nyomószilárdságok aránya



5. ábra: A 2/28, illetve a 90/28 napos nyomószilárdságok aránya

A bemutatott összefüggésekből arra lehet következtetni, hogy a cementfajta (ásványi összetétel) mellett a víz/cement tényező is igen jelentős hatású mind a korai, mind az idősebb korú szilárdságra: minél kevesebb vízzel készül a beton, annál gyorsabb szilárdulása, és minél több vízzel készül, annál nagyobb az utószilárdulása. A tartós betonok víz/cement tényezője általában 0,35–0,6 értékek között változik. Ebben a tartományban 2 napos korban a 3. ábrán látható cementekkel érhető el a legnagyobb szilárdság (50 % és 80 % között), míg a legkisebb viszonylagos szilárdságok (35 % és 50 % között) az 5. ábrán láthatók. A teherbírás miatt megkövetelt szilárdság az időben változhat: feszített szerke-

zet esetében a korai, előregyártott elemek esetében az idősebb korú szilárdságot célszerű előírni, és ez befolyásolhatja a költségeket.

A beton akkor tartós, ha struktúráját a pórustartalom minimalizálása és a repedezés elkerülése érdekében tervezték meg annak érdekében, hogy – függetlenül a beton korától – a betonban ne léphessen fel molekulavándorlás. Vitathatatlan, hogy minél kisebb a víz/cement tényező, annál tömörebbé válik a hidratáció előrehaladtával a megfelelően nedvesen tartott beton. Amennyiben a víz/cement tényező  $\leq 0,35$ , a kapilláris porozitás 28 napos korra eltűnik, mert a hidráttermékek maradéktalanul eltömik a kapillárisokat.

Amíg azonban a víz/cement tényező mérsékléséhez elegendő kis vízigényű adalékanyag, konzisztencia javító adalékszer, szokványos tömörítés és viszonylag rövid utókezelés alkalmazása, addig a megfelelő struktúra elérése érdekében mind a beton összetételének, mind készítésének az egyenletességét el kell érni, valamint gondoskodni kell az optimális tömörítésről és a hosszú időtartamú utókezelésről. A beton minőségét elsősorban a szerkezetből kismunkált mintákon kell ellenőrizni, mert csak így lehet értékelni a szerkezetbe bedolgozott beton struktúráját. A betonkeverék ugyanis csak lehetőség, és hogy a benne rejlő lehetőségek-ből mi válik valóra, azt a tömörítés mértéke és az utókezelés megfelelősége realizálja.

A szilárdság és a struktúra tervezésének a különbségeiről az 1. táblázat tájékoztat.

1. táblázat: Különbségek a betonszerkezetek összetételének és készítésének szilárdságra, illetve tartósságra való tervezésében

A tervezés, kivitelezés tárgya	Szilárdságra	100 év tartósságra
	való tervezés esetén	
Adalékanyag	Közepes pépigény, csekély vízigény, legalább 3 frakció (0-1 mm, 1-5 mm és 5- $D_{max}$ mm)	A szükséges péptartalomhoz közeli pépigény, legalább 5 frakció (0-0,1 mm, 0,1-1 mm, 1-5 mm, 5-( $D_{max}/2$ ) mm, ( $D_{max}/2$ )- $D_{max}$ mm)
Cementfajta	A 2.ábra szerint kiválasztott megfelelő cement	A betonozási körülményekhez (pl. időjáráshoz) illesztett cement
Adalékszer	Vízcsökkentő	Vízcsökkentő, stabilizáló és esetleg kötéseleltető
Kiegészítő anyag	Nem szükséges feltétlenül	Esetleg kovasavliszt
Acélbetét	Általános szabályok szerint	Lényegesen nagyobb betontakarás, tökéletes védelem a rozsdásodás ellen
Adagolás	Szokásos	Adagolási sorrend előírva
Keverés	Szokásos	Az időtartamot elő kell írni
Szállítás	Előírás szerint	Előírás szerint
Betonozó szakmunkás	Átlagos gyakorlattal	Az egyenletes beton készítésében nagy jártassággal
Bedolgozás	Szokásos	Különleges (az általában merev keverék egyenletes tömörségének elérésére)
Utókezelés	Az MSZ EN 206-1 szerint	Azonnal elkezdett nedvesen tartás a lehető leghosszabb ideig (legalább 14 napig), hőmérséklet különbségek korlátozása
Vizsgálat. ellenőrzés	Az MSZ EN 206-1 szerint	Az MSZ EN 206-1 szerint, továbbá a szilárd betonból vett minták struktúrájának a rendszeres vizsgálata

Az 1. táblázatból megállapítható, hogy az 50 évnél nagyobb tartósságra való tervezés esetén a betonszerkezet készítésének a költségei azért növekednek a nagy szilárdságra való tervezéshez képest, mert

- a beton korát nem lehet a betonösszetétel meghatározásakor mérlegelni,



- az adalékanyagot nagyobb élességgel osztályozott frakciókból kell összeállítani,
- az alkalmazott cement fajtáját a környezeti körülményekhez kell illeszteni,
- többféle adalékszeret kell alkalmazni,
- az acélbetéteket a szokásosnál nagyobb gondossággal kell megvédeni a rozsdásodástól (nagyobb betontakarás, esetleg rozsdamentes acél),
- a bedolgozáshoz speciális eszközöket kell alkalmazni (pl. vibrovákuumozás),
- a bedolgozott betont a lehető leghosszabb ideig, megszakítás mentesen kell nedvesen tartani,
- a minőséget nagyobb gyakorisággal és struktúra-vizsgálattal kiegészítve kell ellenőrizni.

Tudomásul kell azt is venni, hogy az igazán jóminőségű nagy teljesítőképességű betont nagyon nehezen lehet elhelyezni és tömöríteni, ezért növekszik a fészkesedésnek, különösen a betontakarás tömörségromlásának a veszélye, az elért minőség tehát alapvetően a szakmunkások képzettségétől és lelkiismeretességétől függ. Ezért minél jobb egy beton a tartósság szempontjából, annál nagyobb a kockázata a rossz kivitelezésnek. Következésképpen nem elegendő a betonösszetétel megfelelő megtervezése, hanem gondoskodni kell a kivitelezés szakszerűségéről és megbízhatóságáról is állandó ellenőrzés mellett. Ha ez hiányzik, akkor ennek a betonnak a minőségegyenletessége hagyományos betonokénál gyengébb lehet a következők miatt (Rostam, 2000):

- az adagolás és a keverés bonyolultabbá és érzékenyebbé válik, még az időtartamra és a különböző alkotók adagolási sorrendjére is tekintettel,
- az elhelyezés speciális módszereket és gyakorlatot igényel, minthogy az ilyen keverékek eléggé tixotrópok és merevek,
- a tömörítés kérdésesebb, bizonytalanabb, minthogy a vibrálásnak erőteljesebbnek kell lennie, ezért a tömörítés több vibrációs energiát igényel,
- a beton tömörsége, ha megfelelően van elhelyezve és tömörítve, minimalizálja a vérzést és így a rendelkezésre álló víz kevesebb, ezért az elpárolgás ellen azonnal védekezni kell közvetlenül a vízszintes felületek bedolgozása és lesimitása után, hogy elkerüljük a plasztikus zsugorodásból származó repedéseket. A szokványos párazáró vegyszerek általában nem eléggé hatékonyak,
- a nagyobb mennyiségű cement a kis víz/cement tényezővel együtt nagyobb hőfejlődést okoz, mint a normálbeton esetén, ezért növekszik a hő okozta repedések kockázata. Ez azonban függvénye a felhasznált kötőanyagoknak (a salakcement mérsékli a nagy hőfejlődést), és a környezeti hőmérsékletnek (nagy melegben ne betonozunk),
- az eredendő, vagy a kémiai zsugorodás nagyobb a kis víz/cement tényező miatt, és ez szigorúbb követelményeket támaszt a szilárduló betonban fellépő hőmérséklet-különbségek szabályozására, ha el akarjuk kerülni a hő okozta repedéseket. A hőmérsékletkülönbségeket általában elfogadják, ha azok megfelelőnek, de a nagy teljesítőképességű betonra 1/3 értéket írhatnak elő a repedezés megakadályozására,
- a szabadban lévő nagy teljesítőképességű betonokhoz is kell légbuborékképző adalékszeret adni a fagyállóság érdekében. Minthogy ezt a betont csak folyósító adalékszerrel lehet készíteni, ezért nehéz légbuborékokat képezni és a levegő könnyen eltűnhet a tömörítés alatt a megnövelt vibrációs energia hatására. Ezért a fagyállóság érdekében más védekezési módszerek is szükségesek lehetnek (pl. víztaszító bevonat).

A nagy teljesítőképességű beton készítésének a felsorolt nehézségei nem szükségképpen érvényesek az ilyen betonok valamennyi fajtájára és felhasználására. Gondolni kell azonban ezekre a lehetséges problémákra is, amikor ilyen szerkezeteket tervezünk, mert nemcsak a betonösszetételt és a rendelkezésre álló anyagokat kell mérlegelni az igénybevételekkel szem-

beni tartós ellenállás érdekében, hanem a készítés feltételeit is, főleg a rendelkezésre álló munkaerőt, továbbá ismernünk kell a használati élettartam becslésének lehetőségeit.

### 3. A HASZNÁLATI ÉLETTARTAM BECSLÉSE

A CEN betonokkal foglalkozó *CEN/TC 104* bizottsága *SCI* számú különbizottságot szervezett 1998 évben a beton tartósságának a szabályozása érdekében. Ez a különbizottság rövid idő alatt azt állapította meg, hogy a szerkezetek használati élettartamát befolyásoló tényezőket nem elemezték még megfelelő teljesítőképességi vizsgálatokkal és eljárásokkal, hanem a tartóssági előírások kizárólag a betonösszetételekre vonatkozó javaslatokra korlátozódtak. Ezért szemináriumot szerveztek 1999 évben Berlinben (Workshop, 1999), amelyre Európa ezzel foglalkozó kutatóit és szakértőit nagy számban meghívták.

A tervezés történetéről Siemes (1999) tartott előadást, aki megjegyezte, hogy a holland Műegyetemen a hatvanas évek végén még olyan könyvből tanulta a vasbeton szerkezetek tervezését, amely két oldalon foglalkozott a beton tartósságával a vízzárósághoz és a tűzállósághoz kapcsolódva, de e két lap margóján figyelmeztetés volt: *„Ezt nem kell megtanulni, csak elolvasni”*.

A vasbeton szerkezetek elterjedése kezdetén általános volt az a nézet, hogy ez az anyag rendkívül tartós. Hamarosan rájöttek azonban, hogy a vasbeton használhatósági élettartama nem korlátlan és a károkat csak gondos tervezéssel lehet elkerülni. A tervezésnek azonban még 1970-80-ban nem volt tárgya a tartósság, és ezzel a gyakorlat sem foglalkozott. Ezt követően aktivizálódtak a műszaki fejlesztéssel foglalkozó szervezetek (CEB, FIP, RILEM), tágítva a tartósságra vonatkozó alapismereteket és gyakorlati tapasztalatokat.

A tartósságra való tervezés kb. 1990 óta a szerkezet használati élettartamának elég bizonytalan becslésén alapul. Ez azonban nem szünteti meg sok esetben a jelentős fenntartási vagy javítási munkákat, mert a betonnak, a vasalásnak és az előfeszítő betéteknek a tönkremenetelét csak kvalitatív módszerekkel elemzik. Inkább *„megfelelőségi hiedelemről”* van szó a szabályzatokban (pl. minimális takarás, megengedett maximális víz/cement tényező, cementtartalom), amelyek csak durva becslésre alkalmasak. Azt is szükséges megemlíteni, hogy a használati élettartam növelése emeli az építési költségeket anélkül, hogy pontosítani lehetne a fenntartási és a tönkremeneteli költségek csökkentését. A jelenlegi tervezési módszerek csak a teljes élettartam-ciklus költségeinek a számítását engedik meg a fenntartási és a tönkremeneteli arányokból kiinduló feltételezések alapján. Ezért így nincs semmilyen objektív eszköz annak bemutatására, hogy a jövőben valóban csekélyek lesznek a fenntartási és a javítási költségek.

Ennek az általános tartósság-tervezési megközelítésnek más hátrányai is vannak, nevezetesen az, hogy a szabályok nem alkalmazhatók néhány agresszív környezetben, másokban viszont túl szigorúak, mert szükségtelen vagy egymásnak ellentmondó intézkedéseket írnak elő. Ha azonban a tervezés csak a terhek elviselését mérlegeli és nem törődik a tartóssággal, akkor ennek súlyosak lehetnek a következményei.

Siemes (1999) több tönkremeneteli eseményről készített beszámolót elemzett: pl. egy Wales-i feszített vasbeton híd 1984. évi összeomlását (Woodward-Williams, 1988), a berlini kongresszusi épület déli tetőzetének tönkremenetelét hidrogén okozta feszültségkorrózió miatt (Schaich-Kordina-Engell, 1980), Melle-ben (Belgium) előfeszített vasbeton híd tragédiáját. Ezekből és más káreseményekből a következőknek tulajdonítja a beton tartósságának elhanyagolását a hetvenes évek végéig:

- a XX. század elején számos betonszerkezetet építettek durván őrölt portlandcementtel, amelynek a hidratációja hosszú időn át tartott, tehát a beton minősége évtizedeken át javult, emiatt a tönkremenetel kezdete későbbre halasztódott,

- gazdasági okokból (építési költség csökkentés) az alapanyagokat, köztük a cementeket sem választották ki az igénybevételeknek megfelelően,
- az első betonszerkezetek többsége mérnöki szerkezet volt, nagy betontakarással és viszonylag nagy szilárdsággal, majd épületekhez is alkalmazták már kisebb betontakarással, kisebb szilárdsággal, ennek következtében kisebb tartóssággal,
- a második világháború után rendkívül sok szerkezet épült rohammunkában,
- a kutatási eredmények bevezetése a szabályzatokba hosszú ideig tartott s bár a tönkremeneteli mechanizmusok jelentős részét megismerték, a gyakorlat ezzel keveset foglalkozott,

A tönkrement szerkezet egyre növekvő száma az Európai Uniót is arra kényszerítette, hogy 1996 évben 12 résztvevővel kutatási programot kezdeményezzen, a 4.keretprogram „Brite/EuRam” alprogramjaként. Ez az ún. „DuraCrete” kutatási program, amelynek végső célja a beton és vasbeton szerkezetek használati élettartamra való tervezéséhez kézikönyv összeállítása, összefoglalva a szerkezetek kivitelezőinek, építetőinek, a fejlesztőknek, az anyagkutatóknak, a matematikusoknak és a szerkezettervező mérnököknek az ismereteit. Ez lenne az első gyakorlati iránymutatás a teljesítő képességen alapuló használati élettartam tervezésre. A kézikönyv első változata az ezredfordulón elkészült, de bővítése és javítása folyamatban van (European Research Project, 2000).

Számos más szervezet is indított programot az építmények élettartam-tervezésének a szabványosítására. Az *ISO TC59/SC14/WG9* bizottság a kilencvenes évek közepén határozta el az ehhez kapcsolódó munka elkezdését. Több területen értek már el eredményeket (fém-szerkezetek, faszerkezetek), de a betonszerkezetek élettartam-tervezésében nem sikerült közös elvekhez jutni, hanem az angol, a japán és a kanadai irányelveket ebben a témakörben külön-külön készítették el. Mindegyik megkísérelte a teljesítő képesség elemzését, a környezeti károsító tényezők jellemzését, feltérképezését és osztályozását, valamint a tönkremeneteli mechanizmusok feldolgozását és modellezését. Ezeket a főirányokat még mindig érvényesnek ítélik és vizsgálatuk folytatását szükségesnek tartják (Sjöström, 1999).

A használati élettartam tervezésekor szükséges tisztában lenni a befolyásoló tényezőkkel, ezek hosszú időtartamú hatásaival. Ha van elegendő megalapozott ismeret, akkor a befolyásoló tényezőket modellezni lehet és hatásuk számszerűsíthető. Számos hosszú időtartamú hatásra nincs azonban elegendő tudományos ismeret és a tartósság várható mértékét időigényes, nem teljesen megbízható vizsgálati módszerekkel ellenőrzik, és főleg a hosszú időtartamra visszatekintő tapasztalatokra támaszkodnak. Példa erre a beton fagyállóságának a vizsgálata jégtelenítő sózással vagy anélkül, amely tulajdonságra nincs elegendő tudományos ismeret ahhoz, hogy modelleket lehessen alkotni. Siebel (1999) szerint nem várható, hogy a helyzet rövidesen megváltozzék, ezért erről a lényeges károsító jelenségről nem tudunk eleget, és a használati élettartam tervezésekor a szabványosított teljesítő képességi vizsgálatokra kell támaszkodni.

A teljesítő képességi vizsgálatok között kiemelt jelentőségűek transzportfolyamatokat, a molekulavándorlást vizsgáló eljárások. Ezzel kapcsolatban meg kell említeni, hogy

- a *ionok diffúziójának* a vizsgálata az acélbetétek korróziója kockázatára adna tájékoztatást a széndioxid (karbonátosodás), valamint a klorid, az oxigén és a nedvesség diffúziójának becslése révén. A diffúzió mérsékelhető a beton utókezelésének a javításával, hidraulikus kiegészítő anyagokkal, tömítő adalék-szerekkel és felületi bevonatokkal, de az ilyen intézkedések hatékonyságát igen nehéz kielégítő módon értékelni, mert az ion-diffúziós folyamatok gyorsítására nincs megfelelő technika, ezért az összehasonlító vizsgálat nagyon hosszadalmas. A nagyobb klorid-koncentrációval végzett, elektromos feszültséggel szabályozott vizsgálat {*voltage driven chloride diffusion test*, VDCD-módszer, El-Belbol-Buemfeld (1989)} még nem terjedt el;
- a *hidrogén, nitrogén és oxigén diffúzióját* kevesen vizsgálták (Lawrence, 1984), de azt megállapították, hogy a nedvességtartalom, a pórusok kitöltöttsége vizes oldatokkal

nagymértékben befolyásolja a diffúzió mértékét, ezért egyrészt szabatos, másrészt a gyakorlatban várható átnedvesedés mértékéhez illeszkedő környezeti körülményeket kell a vizsgálathoz teremteni;

- a *vízáteresztés* nem egyszerű függvénye a porozitásnak, de függ a pórusok méretétől, eloszlásától és folytonosságától. Így, bár a cementkőváznak 28 % a gélporozitása, áteresztő képessége csak kb.  $7 \times 10^{-16}$  m/s. Ez a szilárd cementkő-váz rendkívül finom szövetszerkezetének a következménye, a pórusok nagyon kicsik (átlagos átmérőjük kb. 1 nm), ezért a víz „szilárd” állapotban van, mert az áramlás csak a  $>1 \mu\text{m}$  méretű pórusokban kezdődhet. Ezért az áteresztő képességet a kapilláris pórusok határozzák meg;
- a *vízfelvétel* vizsgálatára alkalmazott módszerek: fokozatos vízfelvétel, vízfelvétel forrással, vízfelvétel légritkítással, nyomás alatti vízfelvétel. Az eredmények a beton porozitásáról tájékoztatnak, ezért az eredményeket *látszólagos porozitás*-ként értelmezzük, mert a folyadék a zárt pórusokat nem mindig tölti ki és a nagyobb hézagoknak csak a belső felületét vonja be. Ha a beton csak kapilláris és gélpórusokat tartalmaz, továbbá a vízfelvétel vákuumkezelés után állapítjuk meg, akkor gyakorlatilag nincs különbség a teljes porozitás és a vízfelvétel között;
- a *páradiffúzió* a száradás és a vízfelvétel sebességének a változásáról tájékoztat, valamint a változás mechanizmusáról. E témakörbe tartozik a víz ellen-diffúziós cseréje (a vízzel telített hidratált pép vagy beton bemerítése vízzel elegyedő folyadékba, pl. metanolba), s ez a vizsgálat a beépített betonra is alkalmazható.

Annak ellenére, hogy a használati élettartam becslésére nincsenek még általánosan elfogadott módszerek, a vizsgálatok alapján ma már nagyjából ismerjük azokat a feltételeket, amelyeket szükséges figyelembe venni, ha hosszabb használati élettartamú betont akarunk készíteni. Ennek megfelelően mérlegelni lehet a költségek elemzését is.

#### **4. A KÉSZÍTÉS VÁRHATÓ KÖLTSÉGEINEK A BECSLÉSE, ÖSSZEVETVE A HASZNÁLATI ÉLETTARTAM ALATT FELMERÜLŐ KÖLTSÉGEKKEL**

Mind a szokványos, mind a tartós betonok készítésének a költségei számíthatók, ezért meg lehet határozni ezeknek a költségeknek a különbségét is. Ugyancsak becsülhetők azok a kiadások, amelyek a használati élettartam alatt a szerkezet fenntartásához szükségesek, mérlegelve az anyagköltségek és a munkabéreköltségek várható változását. Néhány éve kezdték elemezni (pl. Rostam, 1999), hogy milyen megoldás a gazdaságosabb:

- a tartós betonok készítésekor várható többletkiadások vállalása és ennek eredményeképpen a fenntartási kiadások jelentős megtakarítása, vagy
- csak szilárdságra tervezett betonok készítése a tartós betonokhoz képest olcsóbban, és a megtakarított költségek befektetése, majd a befektetett tőke hozamából fedezve a fenntartási költségeket.

A betonszerkezetek készítésének költségeire szokványos betonok esetén valamennyi adat rendelkezésre áll a megépített szerkezetek elemzésének a segítségével. A hosszabb használati élettartamú (pl. 100 év), tartós betonok készítésének költségeit elég megbízhatóan lehet kiszámítani a tartósságot befolyásoló tényezők ismeretében. Ehhez tájékoztatást nyújt az 1. táblázat. A számítások megadják a szokványos betonból, illetve a nagy tartósságú betonból készített szerkezetek építési költségeinek a különbségeit.

A fenntartás, karbantartás költségeinek a becsléséhez az utolsó években elvégzett ilyen munkák költségelemzéséből levont következtetések elegendőnek tűnnek. Ha azonban a pontosság érdekében fel szeretnénk mérni a várható nemzetgazdasági változások következményeit, nevezetesen a munkabér- és anyagköltségek változásait, az infláció mértékét, a nemzeti jövedelem változását, a közlekedési létesítmények felújítása következtében várható forgalomelterelés miatti kiadásokat, valamint ezen túlmenően figyelembe akarjuk venni a világ-

gazdaságban várható folyamatokat (olajárrobbanás, jelzálogpiaci válság stb.) is, akkor nagyon ingoványos talajra tévedhetünk.

Bár nem az építőiparból származik a becslés bizonytalanságaira a következő példa, de érdemes megemlíteni és továbbgondolni.

Az iraki háború megindítása előtt az USA kormánya gazdasági elemzéseket készíttetett a várható költségek felmérésére. Ebben a munkában vezető közgazdászok, és vezető intézmények vettek részt, tehát nagy létszámú és korszerű háttérrel rendelkező apparátus. Az elemzések eredményeképpen 50-60 milliárd dollárra becsülték a várható kiadásokat (a járulékos költségekkel együtt). Csak mellékesen jegyzem meg, hogy ilyen elemzőgárdát a Rostam (1999) által felvetett kérdés megválaszolására nyilvánvalóan lehetetlen lenne létrehozni.

Független elemzők saját elemzéseik alapján ezzel szemben kb. 200 milliárd dollárt állapítottak meg, amit Donald Rumsfeld védelmi miniszter 2002. szeptember 22.-én keresetlen egyszerűséggel „*süket dumának*” minősített.

Joseph Stiglitz Nobel-díjas amerikai közgazdász 2008 év eleji elemzésében a háború összes költségét addig az időpontig 3 ezer milliárd dollárra értékelte (HVG, 2008. 13. p 35).

Bár hangsúlyozni kell, hogy nem szabad messzemenő következtetéseket levonni egy politikai játszma propagálására szervezett elemző gárda becslési hibájából (az említett példában ez 50-60 milliárd, illetve 200 milliárd közötti különbség), de úgy vélem, hogy jellemző lehet a bizonytalan világgazdasági helyzetben a kiadások becslésének a pontosságára a független elemzők által jóslott 200 milliárd, és a jelenleg kiszámított 3 ezer milliárd dollár közötti eltérés. Ezt mérlegelni kell, amikor a szilárdságra és a tartósságra tervezett betonok költségeit megkíséreljük összehasonlítani.

A beton tartósságra való tervezésének gazdaságossági becsléséhez minden tényezőt elemezni kellene, azaz minden egyes igénybevételt és ezek hosszú időtartamú elviselésének műszaki követelményeit. A következőkben tekintsük át röviden Rostam (1999) elemzését az acélbetét-korrózióknak a tartósságra gyakorolt műszaki és gazdasági következményeiről.

Tengerparton épített szerkezetekre két különböző környezetet tételeztek fel, amelyeknek az évi átlagos hőmérséklete 10 °C (Észak-Európa) és 30 °C (Dél-Európa). A tervezett használati élettartam 50 év, amelyet úgy pontosítottak, hogy ez az idő telhet el a kezdettől a klorid okozta korrózió megjelenéséig. A megkívánt betontakarás mértékét mindkét környezetben hagyományos (determinisztikus), és valószínűségi megközelítéssel egyaránt értékelték. A determinisztikus módszer a szabályozó paraméterek átlagértékén alapul. A valószínűségi megközelítéskor az átlagértékeket, valamint ismert, vagy feltételezett szórásait együtt használjuk a vonatkozó eloszlásfüggvényekkel.

Azt állapították meg, hogy a determinisztikus megközelítés az 50 év elérését csak 50 % valószínűséggel adja meg, mint korróziómentes használati élettartamot. Ha pl. csak 10 % kockázatot fogadunk el arra, hogy a korrózió a megadott 50 évnél korábban elkezdődik, akkor sokkal nagyobb betontakarásra van szükség, és ezt a valószínűségi megközelítés alapján lehet meghatározni, amely nemcsak a takarás vastagságának a korrózió valószínűségével való összefüggését adja meg, hanem a korrózió különböző választott kockázati következményeinek a számszerűsítését is. Ezek a következmények nemcsak a takarás vastagságát érintik, hanem lényeges mértékben hatnak a gazdaságosságra.

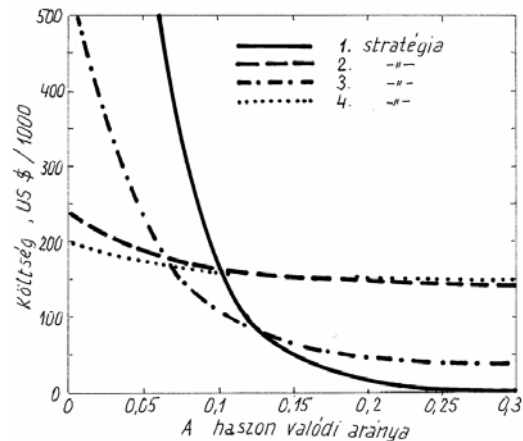
Rostam (1999) ezzel kapcsolatban az Atlanti-óceán északi partvidékén betonoszlopokra épített 300 ×10 m-es hullámtörő gát költségeit elemezte, az alábbi négy stratégia értékelésével:

1. Közönséges beton, hagyományos tervezés, szokásos kivitelezés, javítás csak akkor, amikor nagymérvű repedezést és hámlást észlelnek a rendszeres ellenőrzés alkalmával
2. Nagy teljesítőképességű beton, optimális kivitelezés és utókezelés, nagy betontakarás. Állandó minőségellenőrzés, azonnali lokális javítás, ha szükséges.

3. Közöséges beton, hagyományos tervezés, de a szerkezet katódos védelme (vizes közegben áldozati anódok) a víz alatti árapály zónák védelmére. Az anód-rendszer külső komponenseit csak akkor veszik igénybe, amikor helyi korróziót észlelnek.
4. Közöséges beton, hagyományos tervezés, szokásos kivitelezés, de az acélbetétek 50 %-át rozsdamentes acél helyettesíti. Az ellenőrzés rendszeres.

A fenti stratégiák valamennyi elemére reális költségeket választottak. Mindegyik stratégiára a használati élettartam költségeinek valószínűség számítását alkalmazták, a költségeket a haszon valódi mértékéhez viszonyítva (a haszon valódi mértéke hatásának a bemutatására 0-30 % értékeket elemeztek). Az eredményeket az 5. ábra mutatja, amelyből két fontos következtetés szűrhető le.

A legelterjedtebb stratégia az 1. jelű és a 3. jelű. Ezek a haszon viszonylag kis mértéke mellett nagyon nagy összegezett életciklus-költségeket tesznek ki, de előnyök lehetnek akkor, ha a javítási költségeket a lehető legkésőbbre lehet elhalasztani. A másik következtetés az, hogy az életciklus költségei minimalizálódnak az inkább csekély haszon-arány szokásos eseteiben, amikor akár szélsőséges tervezési intézkedéseket, HPC-t és kiváló kivitelezést vesznek figyelembe (2. stratégia), akár rozsdamentes acél alkalmazásakor (4. stratégia). Ekkor csak az a kérdés, hogy rendelkezésre állnak-e a megfelelő anyagok, van-e kellő gyakorlat és tapasztalat a HPC készítésében, és megfelelő-e a fenntartási színvonal. Ez különösen fontos a használati élettartam tekintetében.



5. ábra: Életciklus költség négy különböző stratégia esetén (Rostam, 1999)

Ahhoz, hogy ezeket a stratégiákat megfelelően lehessen elemezni és kialakítani, szükséges a befolyásoló tényezők mélyreható ismerete, hatásuk szabatos vizsgálata, és az eredmények tudományos igényű feldolgozása révén a folyamatokat leíró modellek kimunkálása. Ez azonban még az egyszerű esetekben sincs megnyugtató módon megoldva. Az 1. táblázatban ismertetett elvek segítségével a legalább 100 év használati élettartamra tervezett betonszerkezetek készitési költségei a csak nagy szilárdságúra tervezett szerkezetekkel összehasonlítva elfogadható módon kiszámíthatók. A számítás eredményeként meghatározható, hogy az adott, tartósságra tervezett betonszerkezet mennyivel kerül többbe a csak az előírt szilárdságra tervezett betonszerkezethez. Arra is vannak elérhető adatok, hogy a szabadban lévő szokványos létesítmények karbantartása, esetleges felújítása pl. az elmúlt 50 éven át milyen kiadásokkal járt. Kérdés: meg lehet-e határozni, hogy pl. 50 év használati időtartamra vetítve melyik a gazdaságosabb eljárás:

- a) csak szilárdságra tervezett betonszerkezet készitése és 50 éven át a rendszeres karbantartás és felújítás költségeinek a vállalása, egyúttal a megtakarított készitési költségek befektetése (amelynek hozama esetleg nagyobb, mint a fenntartás összes költsége), vagy
- b) tartósságra tervezett betonszerkezet készitése, vállalva a készités nagyobb költségeit, de megtakarítva jelentős fenntartási költségeket.

Az a) alatti választás elemzése túlmegy a tervező mérnök lehetőségein, ehhez a költség-elemzésben jártas közgazdászokat kellene bevonni. Tudnunk kell azonban, hogy a következő 50-100 év várható változásait nem lehet számítani, csak becsülni. A becsüléshez nemcsak a gazdasági változások feltételezése szükséges, hanem a szerkezet használatának időnkénti korlátozásával járó kiadások elemzése is (pl. forgalomkorlátozás). A gazdasági változások tekintetében mérlegelni szükséges a GDP változását, az inflációt, az energiahordozók, anyagok stb. árának a változásait, a befektetések jövőbeni lehetőségeit és várható hozamát, hogy csak né-

hány, becslést befolyásoló tényezőt említsek. Lehet a becsléshez korábbi tendenciák alapján kialakult elveket felhasználni, de a becslés valóságtartalma nem változik: becslés marad.

A mérnök azonban a világgazdaság hektikus változásai miatt szkeptikus a jövő változásai becslésének a megalapozottságában.

## 5. MEGÁLLAPÍTÁSOK

Az elmondottak alapján a következőket állapíthatjuk meg:

- 5.1. A beépített betonok nyomószilárdsága kb. 50 év óta fokozatosan nőtt, ugyanakkor a betonszerkezetek károsodása nem csökkent, mert a nagyszilárdságú betonkeverékeket csak teherbírásra tervezték, és nem vették figyelembe a használat során várható kémiai és fizikai igénybevételeket. Ezért nemcsak a teherbírást, hanem a használati élettartamot, a tartósságot is számításba kell venni a tervezéskor.
- 5.2. A tartósságra tervezett és a csak szilárdságra tervezett betonok készítése költségei az ismert anyag- és munkabéreköltségek ismeretében ki lehet számítani, ezért a költségek különbsége is meghatározható.
- 5.3. Az elmúlt évtizedekben a károsodott vasbeton szerkezetek karbantartására és felújítására fordított kiadásokat fel lehet dolgozni, és így adatokhoz juthatunk a csak szilárdságra tervezett szerkezeteknek a használati élettartam alatti járulékos költségeiről.
- 5.4. A tartósságra tervezett és a csak szilárdságra tervezett szerkezeteknek a használati élettartam egészére vetített költségeit akkor lehetne összevetni, ha megbízható eljárás lenne a világgazdaságnak a szerkezet használati élettartama során (50-200 év) várható változásai becslésére.
- 5.5. Úgy tűnik, hogy ha az USA-ban, ahol a vezető közgazdászokkal Missisipit lehetne rekeszteni, csak az iraki háborúval kapcsolatos elemzésekből megállapítható pontossággal lehet kb. 10 évre előre költségeket becsülni, akkor egy-egy tartósságra tervezett mérnöki létesítmény számítható költségeit nem szabad összevetni 50-100 évre szóló bizonytalan becslések eredményeivel, és ebből nem szabad következtetéseket levonni. Ezért az élet- és vagyonbiztonságot kizárólag korrekt műszaki elemzések segítségével érdemes mérlegelni.

## 6. HIVATKOZÁSOK

- El-Belbol, S. M., Buenfeld, N.R. (1988), „Accelerated chloride diffusion test”, *Proc. Materials Research Society*, Vol. 137., Pittsburgh, pp. 203-208.
- European Research Project (2000), „DuraCrete, BE95-1347/R16. Probabilistic performance based durability design of concrete structures”, *Design Guid*, May, pp. 125.
- Lawrence, C.D. (1984), „Transport of oxygen through concrete”. *British Cer. Soc., Chemistry and Chemically Related Properties of Cement*. ED.: Glasser, F.P., London, pp. 176-191.
- Litvan, G. G. (1988), „Mechanism of cement paste degradation due to chemical and physical processes”, *Matériaux et Constructions, Paris*, No.21. pp. 362-368.
- MSZ EN 206-1:2002, „Beton. Műszaki feltételek, teljesítőképesség, készítés és megfelelés”.
- Paterson, A. C. (1984), „The structural engineer in context”, *The Structural Engineer*, Vol. 62/A, No.11, pp. 335-342.
- Rodway, L. E. (1985), „Durability of concrete”, *Cement, Concrete, Aggregates*, Vol.7., No.1., pp. 43-48.
- Rostam, S. (1999), „CEB Design Guide and DuraCrete Design Manual”, *Workshop*, pp.38-45.

- Rostam, S. (2000), „Does high performance concrete provide high performance concrete structures?”, *PCI/FHWA/FIB Symposium*, pp. 64-73.
- Schaich, J., Kordina, K., Engell, H. J. (1980), „Partial collapse of the Congress Hall in Berlin – Causes of damage – Report summary”, *Beton und Stahlbetonbau*, Vol.75., No.12., pp. 281-294.
- Siebel, E. (1999), „Performance Testing of Freeze-Thaw-Resistance”, *Workshop*, pp. 46-48.
- Siemes, T. (1999), „History of service life design of concrete structures”, *Workshop*, pp. 19-27.
- Sjöström, Ch. (1986), „Overview of methodologies for prediction of service life”, *NATO Series E. Applied Science*, No. 95.
- Sommerville, G. (1986), „The design life of concrete structure”, *The Structural Engineer*. Vol. 64/A, No. 2., pp. 60-61.
- Ujhelyi J. (1997), (1998), (1999), (2002/1), (2002/2), (2003), „Cementfelhasználási útmutató új cementek alkalmazásához”, *Betonolith K+F Kft, Kutatási Jelentés a Magyar Cementipari Szövetség megbízására*, Budapest
- Ujhelyi J. (2005), „Betonismeretek”, Egyetemi tankönyv, *Műegyetemi Kiadó*, Budapest, pp. 58-60.
- Ujhelyi J., Máhr G. (2000), „Néhány hazai cement hőmérséklet-érzékenységének a vizsgálata”, *Betonolith K+F Kft, Kutatási Jelentés a Magyar Cementipari Szövetség megbízására*, Budapest
- Ujhelyi J., Máhr G., Szegőné Kertész É. (2001), „A betonok utókezelési időtartamának a meghatározása a cementfajta függvényében”, *Betonolith K+F Kft, Kutatási Jelentés a Magyar Cementipari Szövetség megbízására*, Budapest
- Woodward, R. J., Williams, F. W. (1988), „Collapse of Ynys-y-Gwas bridge West Glamorgan”, *Proceedings of I.C.E. Part 1*, Vol. 84., August, pp. 635-699.
- Workshop (1999), „Design of durability of concrete” Berlin, 1999.06.15.-16., *CEN/TC 104 Report*, 10.13.





# REPEDÉSTÁGASSÁG HATÁSA A BETONOK TARTÓSSÁGÁRA

Dr. Balázs L. György, Lublós Éva  
Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem  
Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszék  
1111 Budapest, Műegyetem rkp. 1-3  
e-mail: [balazs@vbt.bme.hu](mailto:balazs@vbt.bme.hu), [lubeva@web.de](mailto:lubeva@web.de)

## ÖSSZEFOGLALÁS

A betonszerkezetek tartóssága és a repedéstágasság összefüggését számos kutató vizsgálta. Jelen cikkben a repedéstágasság korlátozásának kérdését elemezzük korábbi kutatási eredmények alapján.

Schießl (1976) kísérleti eredményei alapján azt a következtetést vonta le, hogy a vasbeton szerkezetek tartóssága szempontjából a repedéstágasságnak nincs jelentős szerepe 0,4 mm repedéstágasságig, korlátozása elsősorban esztétikai szempontok miatt szükséges. Beeby (1978) a repedéstágasság korlátozást szintén csak esztétikai szempontból tartja szükségesnek. Későbbi kísérletek igazolták, hogy a betonszerkezetek tartósságát már kis tágasságú repedések is jelentősen rontják az esetleges kloridion behatolás miatt.

Alábbiakban a repedéskorlátozás mértékével kapcsolatos érveket és ellenérveket igyekszünk összefoglalni.

## 1. BEVEZETÉS

A XX. század elején már számos kutató felfigyelt a repedések kedvezőtlen hatására a tartósság szempontjából.

1916-ban Perkhulm megállapította, hogy a berepedt gerendákon rozsdásodás nyomai voltak megfigyelhetők, míg a repedésmentes gerendákon nem. A betonacélok korrózióját a repedések közelében lévő beton karbonátosodásával magyarázták.

Honigmann (1937), Emperger (1935), és Abeles (1937) szerint folyamatosan nyitott repedések esetén 0,25 mm-es, időszakosan nyitott repedések esetén a 0,35 mm-es repedéstágasságnak nincs hatása a tartósságra.

Az 1957-es stockholmi RILEM szimpózium, témái között már megtalálhattuk a repedéstágasság és a tartósság összefüggésének kérdésfeltevését.

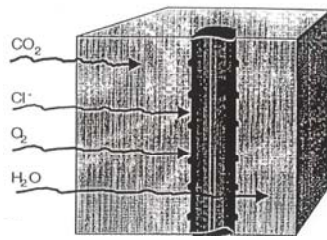
A repedéstágasság és a tartósság kérdését azonban csak később kezdték el részletesen vizsgálni. A kísérleti eredmények megértéshez először a beton tarósságát befolyásoló tényezőket ismertetjük repedésmentes és berepedt tartón.

## 2. REPEDÉSMENTES BETON

Az acélbetétek alkálikus környezetben (pH=9-13) védve vannak, tehát a korrózió nem következik be. Az acélbetétek védelmének megszűnését a beton karbonátosodása, illetve a kloridion behatolás okozhatja. Az acélbetétek védelmének megszűnése után az acélbetétek korróziója elkezdődik. Az acélbetétek korróziója a keresztmetszeti teherbírás egy részének elvesztésén kívül térfogatnövekedéssel jár, ami a beton felület leválásához vezethet.

A vasbeton szerkezetek tartósságát a következő tényezők befolyásolják elsődlegesen (1. ábra):

- a beton permabilitása (gáz és víz),
- a betonfedés nagysága és
- a repedéstágasság.

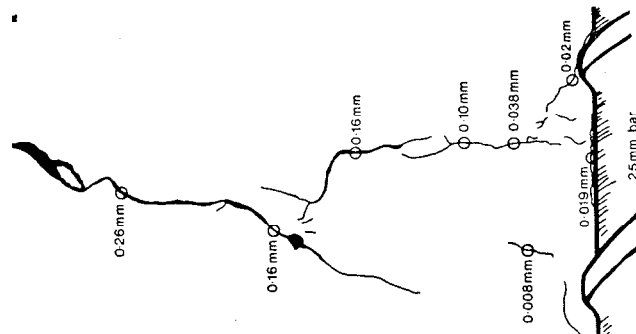


1. ábra: A beton tartósságát befolyásoló tényezők (CEB Bulletin 182, 1989)

### 3. A REPEDÉSTÁGASÁG ALAKULÁSA

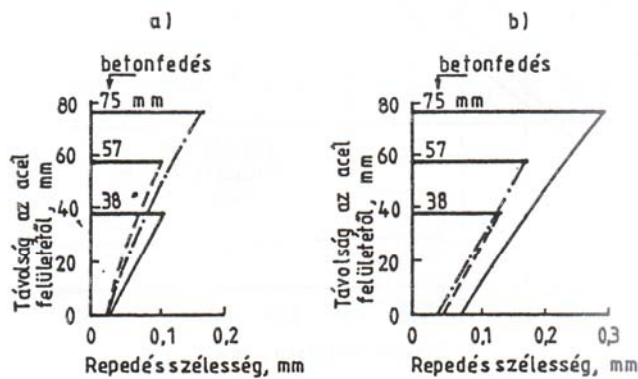
A 2. ábrán a repedéstágasság alakulását adjuk meg. Jól látható, hogy a betonfelületen 0,3 mm nagyságú repedések mérhetőek, míg az acélbetét közelében a repedéstágasság, csak 0,02 mm 38 mm-es betonfedés esetén.

A repedésgyökök szennyeződésekkel, illetve korróziós termékekkel eltömődhet, és ezáltal lelassulhat a korrózió.



2. ábra: A repedéstágasság alakulása (Beeby, 1978)

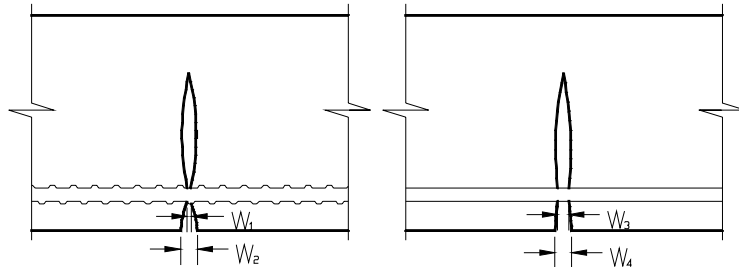
Huisan és Ferguson a repedéseket ragasztóval kiinjektálta és vizsgálta a felületi repedéstágasság, a betonfedés és a betonacél felületén lévő repedéstágasság alakulásának összefüggését. Megállapították, hogy az acélbetét felületén a repedésmegnyílás független a betonfedés vastagságától, a betonfelszínén annál tágasabb, minél nagyobb volt a betonfedés (3. ábra).



3. ábra: Az acél, illetve a beton felületén mért repedéstágasság közötti összefüggés

Az acélbetétek felületén a repedéstágasság alakulását a betonacél felületi kialakítása is befolyásolhatja. A bordázott acélbetétek felületén kisebb a repedéstágasság ugyanakkora betonfedés esetén, mint a bordázat nélküli acélbetéteknél (4. ábra).

$$w_1 > w_3, w_1/w_2 < w_3/w_4 \quad (1)$$



4. ábra: A repedéstágasság alakulása különböző felületű acélbetéteknél

Houston, Atimatay és Ferguson 82 gerendán 3%-os sós oldatban végzett kísérleteket. Kísérleteik alapján megállapították, hogy a betonfedés és a betonacél átmérőjének hányadosa ( $c/\varnothing$ ) befolyásolja a vasbetonszerkezetek tartóságát, ha a kritikus határ alatt van. A kritikus határt a szerző szerint a  $c/\varnothing=3$ , tehát három felett a további betonfedésnek tartósság szempontjából nincs hatása.

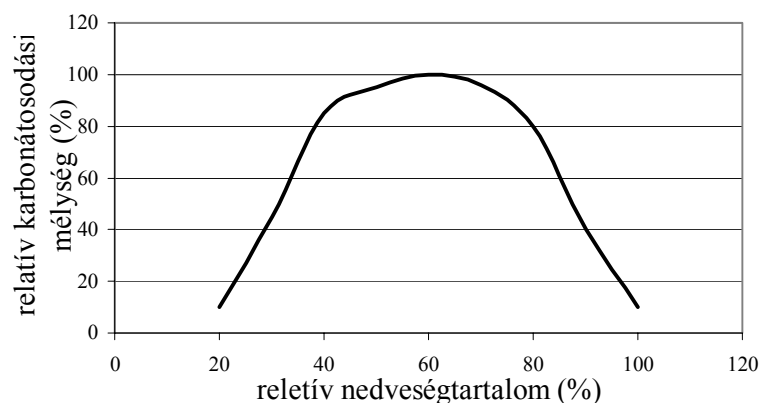
#### 4. A BETON KARBONÁTOSODÁSA ÉS A REPEDÉSTÁGASSÁG ÖSSZEFÜGGÉSE

A beton karbonátosodásával megszűnik az alkalikus környezet, és az acélbetétek védelme is.

A karbonátosodás folyamán a beton pórusaiba bediffundál a széndioxid, majd a széndioxid reakcióba lép a betonban lévő vízmolekulákkal. A keletkezett szénészav reakcióba lép a beton  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  tartalmával. A beton karbonátosodásának folyamatát a következő egyenlettel írhatjuk le:

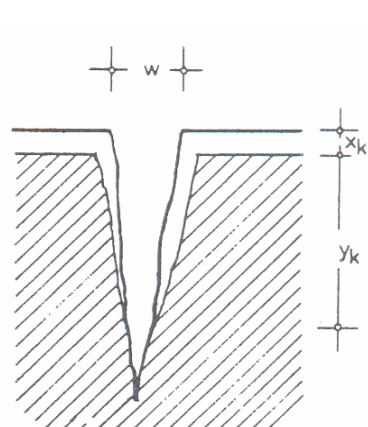


A beton karbonátosodásához optimális nedvességtartalomra van szükség. A karbonátosodás sem túl nedves, sem túl száraz betonban nem következik be. A karbonátosodási mélység és a relatív nedvességtartalom között felírható összefüggést, a 5. ábrán adtuk meg. Az ábrán jól látható, hogy a karbonátosodás veszélye 60%-os relatív nedvességtartalomnál a legnagyobb.



5. ábra: A relatív nedvességtartalom és a relatív karbonátosodási mélység összefüggése (Nürnberger, 1995)

A repedések környezetében a karbonátosodás folyamata felgyorsulhat, mivel a két repedésszálen új nyitott betonfelület keletkezik, és itt is bekövetkezhet a beton karbonátosodása. A 6. ábrán a repedések környezetében lezajló karbonátosodási folyamatot adjuk meg. Az ábrán jól látható, hogy a repedés két felének karbonátosodása is bekövetkezik a beton felület karbonátosodásával egyidejűleg.



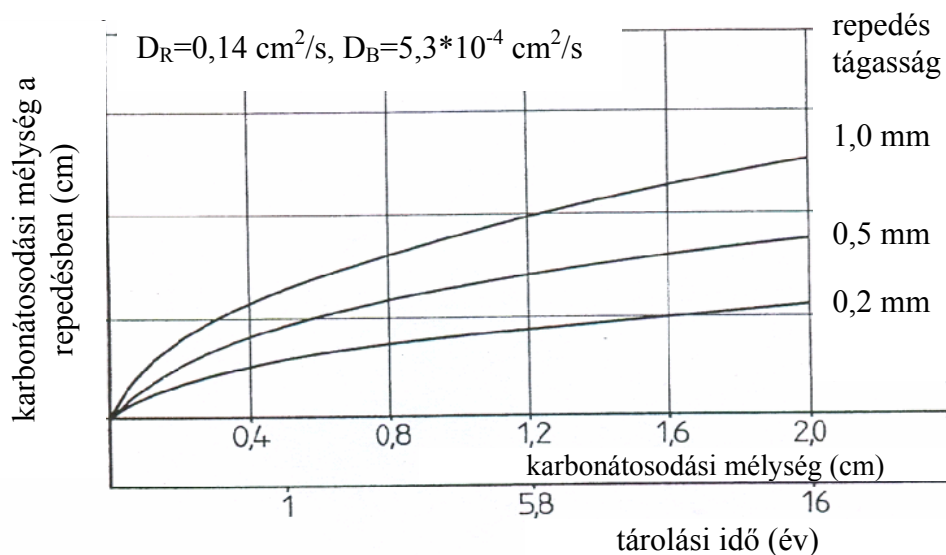
$$y_k = \sqrt{2D_R w \sqrt{\frac{4ct}{D_B a}}} \quad y_k = \sqrt{2 \frac{D_R}{D_B} w x_k} \quad (3)$$

- ahol:  $y_k$  a karbonátosodott mélység a repedésben cm-ben  
 $x_k$  a karbonátosodott mélység cm-ben  
 $w$  a repedéstágasság cm-ben  
 $D_B$  a beton áteresztőképessége  $\text{cm}^2/\text{sec}$ -ban  
 $D_R$  a beton áteresztőképessége a repedésnél  $\text{cm}^2/\text{sec}$ -ban  
 $c$  a levegő széndioxid tartalma  $\text{g}/\text{cm}^3$ -ben  
 $a$  a karbonátosodott mennyiség  $\text{g}/\text{cm}^3$ -ben.

6. ábra: A karbonátosodási mélység alakulása repedés közelében (Schiebl, 1976)

A karbonátosodási mélységet a repedésekben a beton áteresztőképessége a repedésmentes és a berepedt helyeken, a repedéstágasság, a karbonátosodott mennyisége, a levegő szén-dioxid tartalma és az eltelt idő figyelembevételével számíthatjuk.

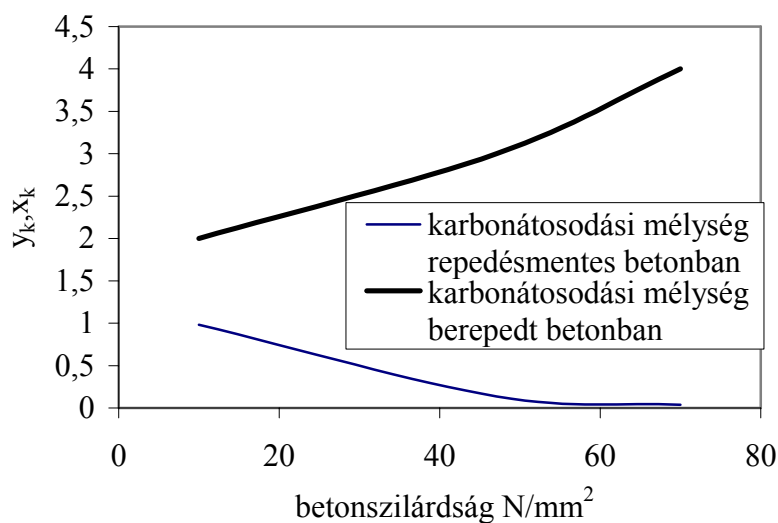
A 7. ábra alapján megállapíthatjuk, hogy a repedéstágasságnak nagy hatása van a repedésekben kialakuló karbonátosodási mélységre. Egy éves tárolás esetén a repedésmentes beton karbonátosodási mélysége 2 cm az a karbonátosodási mélység a 0,2 mm-es repedésben ennek az értéknek a 2-szeresére, 1, 0 mm-es repedés esetén 4,5-szeresére nőhet.



7. ábra: Karbonátosodási mélység a repedésben, a repedéstágasság és a tárolási idő összefüggése (Schiebl, 1976)

A 8. ábra a karbonátosodási mélység alakulását mutatja egy év után  $w=0,2$  mm repedéstágasságnál. Az ábra alapján jól látható, hogy nagyobb betonszilárdság esetén nagyobb a jelentősége, hogy berepedt-e a tartó, vagy nem, ezt a beton áteresztőképességének

csökkenésével magyarázhatjuk. Schiebl (1976) ezt a jelenséget azzal indokolja, hogy nagyobb betonszilárdság esetén a betonfelület karbonátosodása kisebb mértékben következik be, ezért több szén-dioxid jut a repedésekbe, emiatt a karbonátosodási mélység a repedésekben nagyobb lesz.

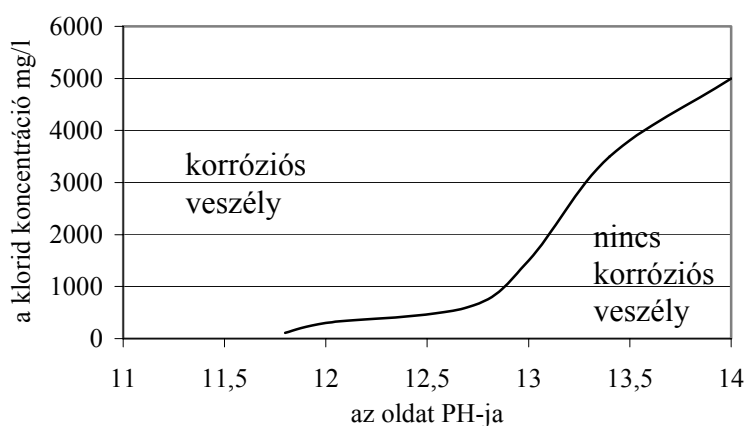


8. ábra: A betonszilárdság és a karbonátosodási mélység összefüggése (Schiebl, 1976)

## 5. A KLORIDION BEHATOLÓKÉPESSÉG ÉS A REPEDÉSTÁGASSÁG ÖSSZEFÜGGÉSE

A kloridionok által okozott korrózió, ha a beton kloridtartalma túllépi a kritikus határt (9. ábra), amelyet a beton cementtartalma tartósan leköthet, a karbonátosodott rétegben és a nem karbonátosodott rétegben is létrejöhet.

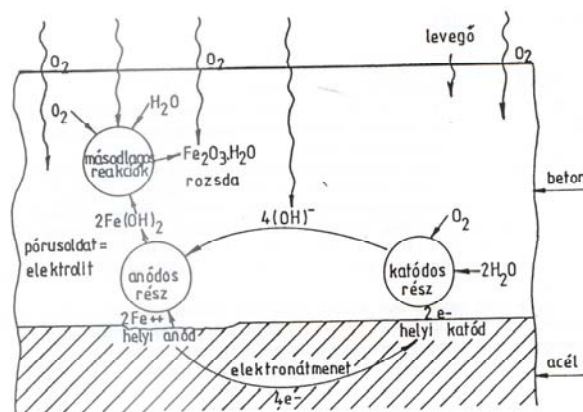
A kloridkorrózióknál lényeges különbséget jelent, hogy a klorid hatás alkalikus környezetben, vagy a karbonátosodott betonban következik be. Alkalikus környezetben a kloridionok a védőréteget csak helyileg támadják, ami pont vagy lyukkorrózióhoz vezet. A karbonátosodott zónában lévő acél egyenes korrózióját a kloridionok egyértelműen meggyorsítják, mivel a kloridionok általában nedvességet vesznek fel a levegőből, és ezáltal növelik az acélt körülvevő beton vezetőképességét.



9. ábra: A kritikus klorid tartalom és a beton pH-ja közti összefüggés (Gouda, Halaka, 1970)

## 6. A BETONACÉL KORRÓZIÓJA ÉS A REPEDÉS A BETONACÉL TENGYELÉHEZ VISZONYÍTOTT IRÁNYÁNAK ÖSSZEFÜGGÉSE

Az acélbetéteknél megkülönböztetünk kémiai és elektrokémiai korróziót. A kémiai korrózió során a levegő hatására egyenletes korrózió megy végbe. Az elektrokémiai korrózió kis helyre koncentrálódik és alapvető feltétele a víz jelenléte. A korrózió két lépésben, az acélbetét két térben elválasztott helyén, az anód- és a katódfelületen megy végbe (10. ábra). Az anód és a katód között potenciálkülönbség alakul ki. A potenciálkülönbség hatására megindulhat az elektronáramlás.

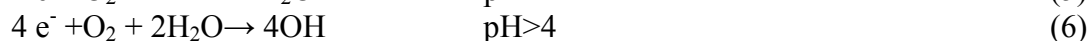


10. ábra: A korróziós folyamat mechanizmusa (Balázs, Tóth, 1997)

Az anódnál a vasionok oldódnak, és egyidejűleg elektronok szabadulnak fel



Az elektronok acél közvetítésével a katódhoz vándorolnak és ott az oxigénnel és a vízzel hidroxid-ionokat képeznek.



Az elektrokémiai folyamat révén helyi elemek jönnek létre. Az elektromos erő ugyan nagyon kicsi, azonban folyamatosan működve jelentős károkat tud okozni. Hatásuk úgy jelenik meg, hogy az oxidáció nem terjed ki az egész felületre, hanem kicsi (anódos helyekre koncentrálódik és ott lyuk keletkezik.

Az elektrokémiai korrózió létrejöttéhez három környezeti feltételnek egyidejűleg kell teljesülnie:

- beton elveszítse erősen bázikus védőszerepét (karbonátosodás)
- a beton elektromos vezetőképessége (víztartalom, ionkoncentráció)
- oxigén acélbetétéhez jutása (betonfedés vastagsága, tömörség, víztartalom)

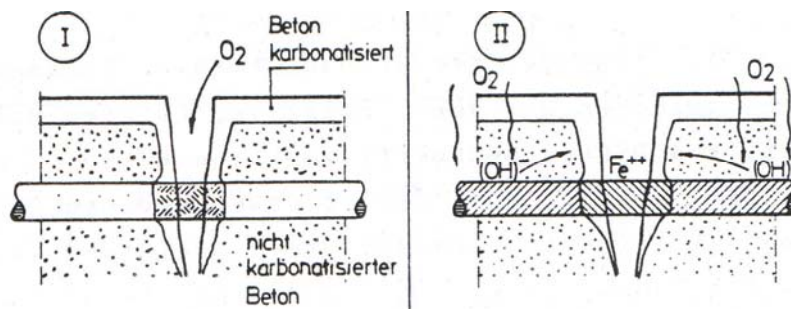
A repedéstágasság korlátozásának szempontjából lényeges kérdés, hogy hosszirányú vagy keresztirányú repedésről van szó. Hosszirányú repedések esetén szigorúbb szabályozásra van szükség, hiszen az acélbetétek teljes hosszukon ki vannak téve a korróziós hatásnak.

A keresztirányú repedések esetén két fajta korróziót különböztetünk meg (11. ábra):

*I korrózió:* a katód és az anód egymás közvetlen közelében vannak, az oxigén a repedésen keresztül jut az acélbetétéhez. Az acélbetétek korróziójának mértékét

befolyásolja a repedéstágasság a betonfedés nagysága, és a beton vízháztartása. Az acélbetétek korróziójának mértékét nem befolyásolja a beton szilárdsága.

*II korrózió:* a katód a repedésen kívül, az anód a repedésben található az oxigén a repedésmentes betonon keresztül jut az acélbetéthez. Az acélbetétek korróziójának mértékét befolyásolja a betonfedés nagysága, a beton szilárdsága és a beton vízháztartása. Az acélbetétek korróziójának mértékét nem befolyásolja a repedéstágasság, tehát a beton áteresztőképessége nagyobb szerepet játszik, mint maga a repedés mérete.

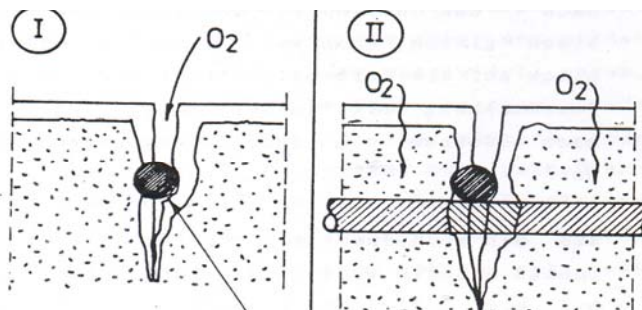


11. ábra: A korróziós folyamat alakulása keresztirányú repedések esetén (Schießl, 1976)

A hosszirányú repedéseknél és két különböző esetet különböztethetünk meg korrózió szempontjából (12. ábra):

*I eset:* ha hosszirányú vasalás nem érintkezik a keresztirányú vasalással a katód és az anód a repedésben található a betonacél felülete nem lesz védett.

*II eset:* ha hosszirányú vasalás érintkezik a keresztirányú vasalással, akkor a keresztirányú vasalásnál ismertettek érvényesek.



12. ábra: A korróziós folyamat alakulása hosszirányú repedések esetén (Schießl, 1976)

## 7. A REPEDÉSTÁGASSÁG ÉS A TARTÓSSÁG ÖSSZEFÜGGÉSE

1976-ban Schießl kísérletei során kis szilárdságú (C12) betont vizsgált. A kísérlet időtartama 10 év volt. Kísérletei során a betonacél felületét a karbonátosodott réteg 10 év után elérte függetlenül attól, hogy volt-e repedés a tartón vagy nem. Négy év után a betonacél korróziójának esélyét 3,5 cm-es betonfedés esetén 0,15 mm-es repedéstágasság 20%-kal növelte; 2,5 cm-es betonfedés és 0,30 mm-es repedéstágasság 55%-kal. A betonszilárdság növelésével a betonacél védelme megnő. Nagyobb betonszilárdság esetén az acélbetétek védelme csak a repedésmentes tartóknál nő meg a berepedt tartók esetén ez nem igaz.

1989-ben Schießl tengervízben végzett kísérletei alapján megállapította, hogy a betonszerkezetek tartóssága szempontjából a repedéstágasságnak nincs nagy szerepe keresztirányú repedéseknél, a repedéstágasság korlátozása ( $w=0,4$  mm) csupán esztétikai

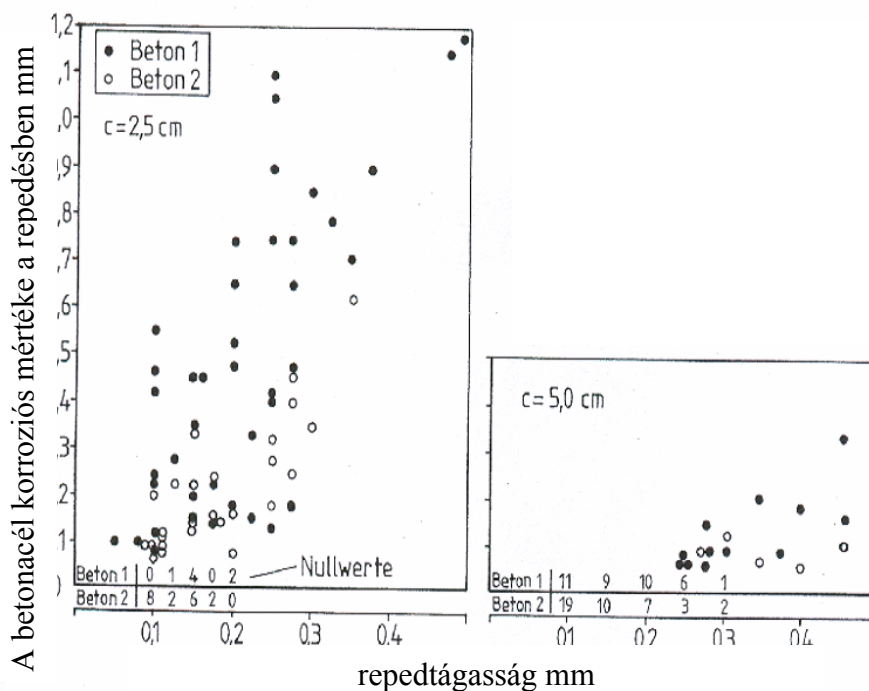


szempontok miatt szükséges. A hosszirányú repedéseknél azonban a repedéstágasság korlátozása ( $w=0,3$  mm) szükségesnek bizonyult az acélbetétek fokozott korróziója miatt.

1978-ban Beeby megállapította, hogy az acélbetétek környezetében keletkező repedések és a beton felületén keletkező repedések közötti összefüggés nem egyenes arányú, ezért a beton felületén mért repedéstágasság és a korróziós folyamat között nem írható fel összefüggés. Beeby a repedéstágasság korlátozását csak esztétikai szempontból találja szükségesnek, amit 0,25 mm-ben határoz meg.

Rehm, Frey és Nünberger (1989) kísérletei alapján 0,05 és 0,2 mm-es repedésnek 0,5 - 4 cm közötti betonfedés esetén nincs hatása a repedéstágasságnak a betonacél korróziójára.

Rehm, Nünberger, Neubert (1995) kísérletei alapján 1988-ban C16-os és C12-es betonszilárdság esetén 2,5 és 5 cm-es betonfedéssel, 0,5 mm-es repedéstágasságig végeztek kísérleteket. A kísérleti eredményeiket a 13. ábrán adtuk meg. Az ábra alapján megállapíthatjuk, hogy az acélbetétek korróziós mértéke nagyobb betonszilárdság esetén jobban függ a repedéstágasságtól.



13. ábra: A repedéstágasság, a betonszilárdság és a betonfedés hatása az acélbetétek korróziós mértékére (Rehm, Nünberger, Neubert, 1988)

1984-be egy japán kutatócsoport a 0,1 és 0,5 mm-es repedéstágasság 1 – 2,5 cm betonfedés esetén 2 év után összefüggést talált a korróziós károk és a repedéstágasság között.

1993-ban Keller és Menn a repedéstágasság és a tartósság összefüggésére felírt egy egyenletrendszert, amelynek segítségével számolható a tartósság szempontjából megengedett repedéstágasság.

$$S_R = \sum G_i \cdot P_i \leq 65 \quad (8)$$

ahol:  $G_i$  a hatás súlya,  $P_i$  a hatáshoz tartozó súlyszám

1. táblázat: A megengedhető repedéstágasság és a korróziós kockázat összefüggése (Keller, Menn, 1993)

paraméter	súly	pontérték				
		1	2	3	4	5
repedés típusa	5			normál		vízrel telítet
repedés vonala	3			keresztirányú	hosszirányú	
repedéstágasság mm	2	>0,1	0,1 - 0,2	0,2 - 0,5	0,5 – 1,0	>1,0
kor év	4		≤15	15 - 40	>40	
betonfedés	3	≥40	30-40	20 - 30	10-20	<10
emelkedési magasság mm	3	≤5	≤5	10 - 15	15-20	>20
klorid tartalom	3	0 - 0,4		0,05 – 1,0		>1,0

Az 1. táblázat alapján meghatározható a megengedett repedéstágasság. Például: normálrepedés, az övben a kengyel mellett 3 0mm-es betonfedésnél, 10-15 mm-es kapillaris emelkedési magasságnál, ahol klorid hatás nincs:

$$S_R = \sum G_i \cdot P_i = 5 \cdot 3 + 3 \cdot 4 + 2 \cdot 4 + 4 \cdot 4 + 3 \cdot 2 + 3 \cdot 3 + 3 \cdot 0 \leq 65 \quad (9)$$

$$P = 3,5 \rightarrow w \leq 0,5 \text{ mm}$$

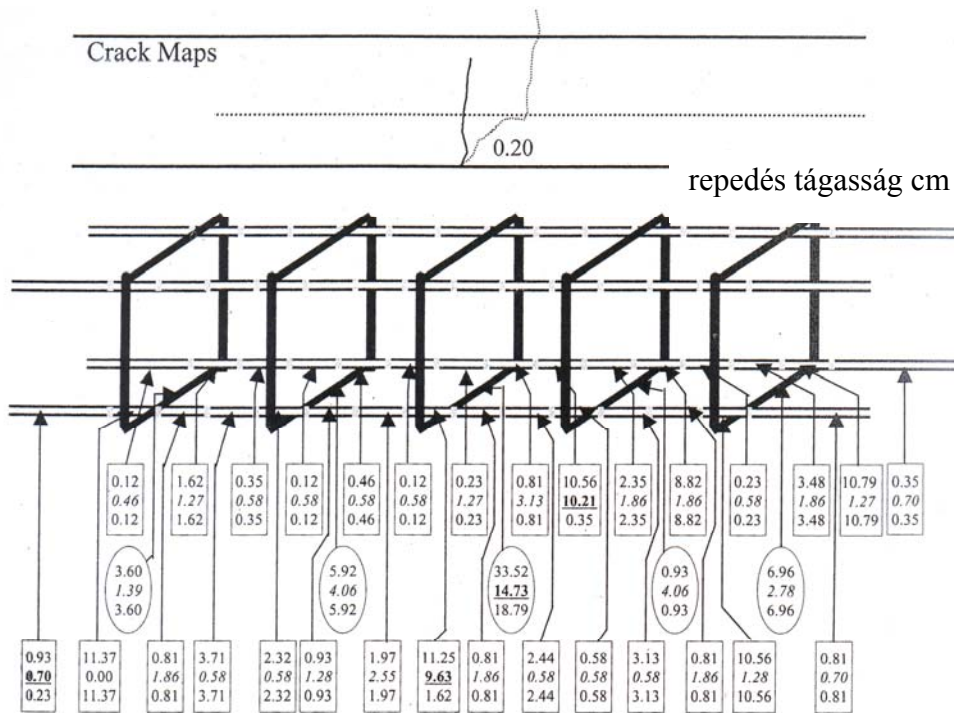
Otsuki, Miyazoto, Diola, Suzuki (2000) a kloridionok által okozott korrózió mértékét vizsgálta változó repedéstágasság, illetve változó víz-cementtényező esetén. A mérések során az acélbetétek potenciálját határozták meg, mivel az acélbetétek potenciálja a korróziós mérték növekedésének hatására változik. A mérés során a makro- és a mikrocella által mért feszültségeket rögzítették. A 14. ábrán a bekeretezett számok a fővasalásban folyó áramot a bekarikázott számok pedig a kengyelezésben folyó áramot adják meg. Minden bekeretezett vagy bekarikázott mezőben három szám található a felső érték az összesített korróziós hányadot, a középső a makro cella által mért korróziós hányadot, az alsó érték a mikro cella által rögzített korróziós hányadot adja meg.

Az ábrán látható, hogy a repedések közelében jóval nagyobb az acélbetétek korróziós hányada, tehát a repedésnek nagy hatása van. A kísérlet során megállapították, hogy víz-cementtényezőnek szintén nagy hatása van a betonacélok korróziós mértékére. A vízcement-tényező csökkenése a repedésmentes gerendánál kedvezően hat az acélbetétek védelme szempontjából, repedés esetén azonban kedvezőtlen a hatása.

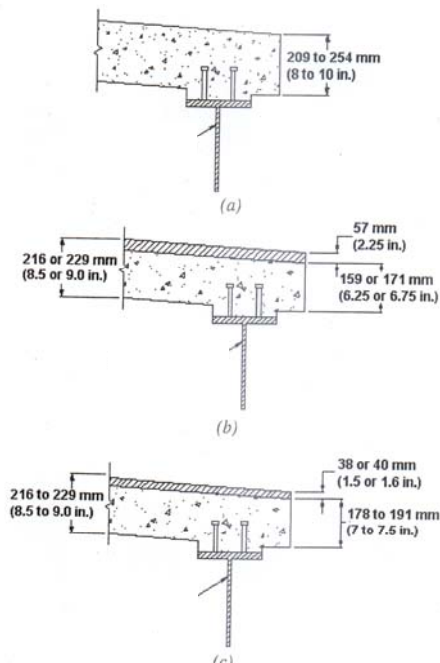
Lindquist, Darwin, Browning, Miller, (2006) hídlemezekon vizsgálta a repedéstágasság hatását a kloridion behatolásra, a vizsgálat időtartama 6 illetve 10 év volt. A kísérlet során három különböző felépítésű hídszerkezetet (15. ábra) vizsgáltak, a só adagolás 25 - 85 kg/km volt.

A kutatók a kísérlet alapján a következőket állapították meg:

- A klorid behatolás mértéke csökkent a hídszerkezet korával.
- A klorid behatolás szempontjából a három pályaszerkezet hasonlóan viselkedet, tehát a klorid behatolás mértéke független volt a kialakítástól.
- A repedésmentes hídszerkezet esetén a kloridkoncentráció a küszöbértékét 12 év után éri el, a berepedt tartónál ez az időtartam 2 év.



14. ábra: A mért potenciál adatok egy repedés közelében (Otsuki, Miyazoto, Diola, Suzuki, 2000)



normál testsűrűségű monolit beton

nagy testsűrűségű beton és bevonat

nagy testsűrűségű beton és szilika poros bevonat

15. ábra: Hídpályamezek felépítése (Lindquist, Darwin, Browning, Miller, 2006)

Tsukamoto (1999) erősen agresszív környezetben vizsgálati alapján szükségesnek tartotta a repedéstágasság korlátozását. Kísérletei alapján szálerősítés nélküli betonoknál 0,12

mm-es műanyag szálerősítésű betonoknál 0,14 és acél szálerősítés esetén 0,15 mm-es repedéstágasság korlátozást tartott szükségesnek.

Maalej, Li kísérletei során ECC védelemmel látta el gerendáit és úgy vizsgálta a tartósságát. Kísérleteikkel igazolták hogy a speciális bevonat alkalmazásával a repedéstágasság korlátozása megoldott. Erősen agresszív környezetben 0,19 mm-es repedéskorlátozást tartanak szükségesnek.

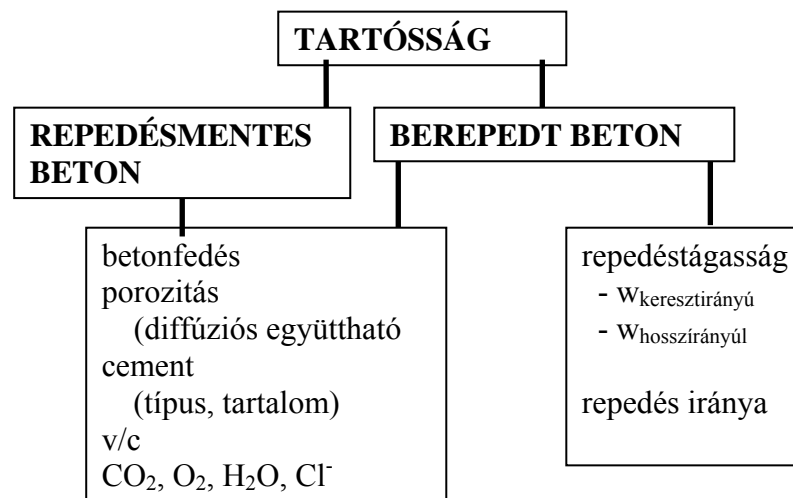
## 8. ÖSSZEFOGLALÁS

Az acélbetétek védelmének megszűnése után az acélbetétek korróziója elkezdődik. Az acélbetétek védelmének megszűnését a beton karbonátosodása, illetve a kloridionok behatolása fokozhatja.

A tartósságot repedésmentes tartó esetén a betonfedés nagysága, a beton porozitása, a cement típusa, mennyisége, a víz-cementtényező, és a beton folyadék- és gázpermeabilitása ( $\text{CO}_2$ ,  $\text{O}_2$ ,  $\text{H}_2\text{O}$ ,  $\text{Cl}^-$ ) befolyásolják.

Berepedt tartó esetén az előbb említett tényező mellett a tartósságot befolyásolja még a repedés iránya és a repedés mérete (16. ábra).

Schiebl (1976) és Beeby (1978) korai kutatásai szerint a repedéstágasság korlátozása főként esztétikai szempontból és nem tartóssági szempontból szükséges. Megállapításaikat arra alapozták, hogy a karbonátosodott réteg vastagsága 10 év múlva - függetlenül attól, hogy van-e repedés vagy nincs - elérte az acélbetéteket. Ez a feltevés csak kis szilárdságú betonokra igaz.



16. ábra: A tartósságot befolyásoló tényezők repedésmentes és berepedt betonban

Az utóbbi évek kutatásai (Otsuki, Miyazoto, Diola, Suzuki, illetve Lindquist, Darwin, Browning, Miller) kutatásai mutatják, hogy a repedéstágasságnak jelentős hatása lehet a tartósságra.

Ezt a látszólagos ellentmondást a betontechnológia fejlődése és az alkalmazott betonok tulajdonságainak megváltozása igazolja. Nagyszilárdságú betonok esetén a repedéstágasságnak relatíve nagyobb szerepe lehet, mivel csökken a beton permeabilitása, porozitása, illetve az alkalmazott betonfedés nagysága.

## 9. IRODALOM

- Balázs Gy. (1994), „Építőanyagok és kémia”, *Műegyetem Kiadó*, J 94493
- Balázs György, Tóth Ernő (1997), „Beton és vasbetonszerkezetek diagnosztikája” *Műegyetemi Kiadó*, ISBN 963420 543 7
- Beeby, A. W. (1978), “Cracking?: what are crack width limits for?” *Concrete*, July pp. 31-33.
- Beeby, A. W. (1978), “Corrosion of reinforcing steel in concrete and its relation to cracking”, *The Structural Engineer*, March, pp. 77-81.
- Beeby, A. W. (1979), “The prediction of crack widths in hardened concrete”, *The Structural Engineer*, January, pp. 9-17.
- CEB Bulletin 182 (1989), „Durable concrete structures CEB design guide”
- Gouda, V. K., Halaka, W. Y. (1970), “Corrosion and corrosion inhibition of reinforcing steel. I. Immersed in alkaline solutions, II. Embedded in concrete” *Brit. Corr. J.* 5, pp. 198-208.
- Huisan, S. I., Ferguson, P. M. (1990) “Flexural crack widths at the bar sin reinforced concrete beams”, Centre for Highway Research, The University of Texas at Austin, *Research Report* No. 102-1F
- Kellner, T, Menn, Ch. (1993), “Der Einfluss von Rissen auf die Bewehrungskorrosion“, *Beton- und Stahlbetonbau*, Heft 2, Berlin, pp. 47-51.
- Kellner, T, Menn, Ch. (1993), „Der Einfluss von Rissen auf die Bewehrungskorrosion“, *Beton- und Stahlbetonbau*, Heft 1 Berlin, pp. 16-20.
- Lindquist, W. D., Darwin, D., Browning, J. Miller, G. G. (2006), “Effect of Cracking on Chloride Content in Concrete Bridge Decks”, *ACI Material Journal*, November-December, 2006, pp. 467-473.
- Maalej, M., Li, C.V. (1995), “Introduction of Strain Hardening Engineered Cementitious Composites in Design of Reinforced Concrete Flexural Members for Improved Durability”, *ACI Material Journal*, March-April, pp. 167-176.
- Nürnberger U. (1995), „Korrosion und Korrosionsschutz im Bauwesen“, *Bauverlag GmbH*, Wiesbaden und Berlin, ISBN: 3-7625-3199-4
- Rehm G., Frey R., Nürnberger, U. (1989), „Versuche zur Ermittlung der Korrosionsempfindlichkeit von Bewehrungsstählen, insbesondere aber von Spannstählen bei teilweise vorgespannten Bauwerken“, *Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik*, Heft 309
- Rescharch Group Durability (1984), “Japan Observation on Reinforced Concrete Structures under Long-Term Service and Relevant Experiments”, International RILEM-Symposium on Long – Term Observation of Concrete Structures, Budapest, Sept, 1984
- Schießl, P. (1976), „Zum Frage der zulässigen Rißbreite und der erforderlichen Betondeckung im Stahlbetonbau unter besonderer Berücksichtigung der Karbonatisierung des Betons” Berlin, *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton*
- Tsukamoto, M. (1999), “Tightness of fiber concrete”, *Darmstadt Concrete Annual Journal Concrete and Concrete Structures*, Vol. 5., pp. 215-225.
- Otsuki, N., Miyazoto, Sh., Diola, B. N., Suzuki, H. (2000), “Influence of Bending Crack and Water-Cement Ratio on Chloride-Induced Corrosion of Main Reinforcing Bars and Stirrups”, *ACI Materials Journal*, July-August, pp. 454-464.

## ELGONDOLKODTATÓ ESETTANULMÁNYOK

*Boros Sándor*

*Építésügyi Minőségellenőrző Innovációs Kft.*

*1113 Budapest, Diószegi út 37.; e-mail: sboros@emi.hu*

### ÖSSZEFOGLALÁS

A beton tartóssága, a beton-, vasbeton-, feszített vasbeton termékek, előre gyártott elemek tartóssága fontos szempont az európai (és egyben magyar) szabványokban. Ezért is kellene ismerni ezen szabványok ajánlásait, előírásait. Ezért is kellene betartani, betartatni ezen szabványok ajánlásait, előírásait. Talán munkahelyem és munkaköröm miatt látom úgy, hogy az elmélet és az élet nálunk más. A közelmúltban vizsgált eseteink alapján úgy tűnik, mintha nálunk a nagy vevők nem követelnék meg az Európa szabványok szerinti termékgyártást, mintha nálunk a kis vevők azt sem tudnák miről van szó, mintha nálunk a gyártókat nem kényszerítené senki és semmi az MSZ EN szabványok betartására, mintha nálunk megállt volna az idő. Pedig az álló idő nem egyenlő a TARTÓSSÁGGAL.

### 1. MIT JELENT, HA A TERMÉK TARTÓSSÁGA KIELÉGÍTŐ?

Vegyük a CE jeles járdalap esetét...

Egy nagyon európai, nagy hagyományokkal rendelkező országból származó, formatervezett (nálunk szokatlan, 500x500x36 mm méretű) járdalap került beépítésre egy újságírók által nap mint nap látogatott intézmény teraszára.

A gyártó a termékéhez csatolt, előírászerű szállítói megfelelőségi nyilatkozaton és a termék csomagolásán feltüntetett CE jel alatt a saját (rendkívül európai) nyelven megadott információi mellett még angolul rögzítette a szükséges adatokat. Magyarul nem, holott CE jeles termék esetén ez alapkövetelmény (mindig annak az országnak a nyelvén kell kiállítani a fenti papírokat, ahová eladják a terméket). A magyar vevő ezen, akkor szó nélkül túltette magát. Sajnos kora tavasszal szétfagyás, lefagyás, rétegelválás, lapok törése jelentkezett a járdalapokkal burkolt teraszon, pedig ott kizárólag csupán gyalogos forgalom volt.

Mit tehet ilyenkor a vevő? A szállítói megfelelőségi nyilatkozaton és a CE jel alatt rögzített tényeket ellenőrizteti, utólag próbálja bizonyítani, hogy a termék nem érte el a gyártó által megadott szinteket, kategóriákat.

Ha sikerül nem csupán a rossz termék ára jár neki vissza, hanem a gyártó felelős a nem megfelelő terméke által okozott kárért is. Vagyis a felszedés, az újra lerakás, a csere minden költségét lehet és kell a gyártótól követelni.

Nézzük hát mit közölt termékéről a gyártó, ebben az esetben. Ez, csak magyarul tudó vevő számára nem is olyan egyszerű: a vonatkozó szabvány ugyan harmonizált, de MSZ EN szabványként angolul került kiadásra nálunk. A szabvány (MSZ EN 1339:2003) ZA.1 mintájának teljesen megfelelő, kültéri felhasználású, járófelület burkolására használt lapokra megadott példát követő papírjából megtudjuk, hogy

a termék azbeszt emissziójáról	nem nyilatkozik (nem jellemző)
a termék törő (hajlító) szilárdsága	4,0 MPa
a termék csúszásállósága	kielégítő
a termék hővezetési tényezőjéről	nem nyilatkozik (nem jellemző)

a termék külső tűzhatással szembeni viselkedéséről	nem nyilatkozik (nem jellemző)
a termék tartóssága	kielégítő
a termék tűzállósági osztályáról	nem nyilatkozik (nem jellemző).

Fentiek tehát szigorúan a szabvány példáját követik, mégis elég semmitmondónak tűnnek. Maga a szabvány 73 angol nyelvű oldalon tárgyalja még például a méretalakpontosság, az épség, az esetleges bevonó réteg vastagsága, az időjárás-állóság (mint vízfelvétel, vagy mint fagy-olvasztósóállóság), a kopásállóság fogalmait, vizsgálatait, követelményeit is. Azaz, ehhez képest elég gyenge a szabvány CE-jel példája.

A termék „tartóssága kielégítő” közlést hogyan értelmezzük? A gyártó által megadottak a szabvány ZA.1 minta szerinti példáját követik, mely fölött az áll, hogy ez a minta a szilárdság tartósságát deklaráló gyártó által használandó formula...

Ugyanebben a szabványban van másik minta is, a nagyon hasonló ZA.2 jelű, számú. A minták előtti, fölötti mondat számomra azt érezteti, hogy a második, a ZA.2 számmal megadott minta a termék időjárás-állóságának tartósságát deklaráló gyártó által használandó formula.

Összehasonlítva a két példát, mintát a lényegi eltérés csak az, hogy a ZA.1 példa fontos tulajdonságainak első sorában az azbeszt emisszió szerepel, a ZA.2 példából ez a sor viszont hiányzik, a többi gyakorlatilag ugyanaz...

Hol és hogyan fordul elő a szabványban a tartósság kifejezés és mit jelent, ha az kielégítő?

Vegyük sorjában az előfordulásokat, hátha ez segít... A szabványban (MSZ EN 1339:2003) a tartósság szó először az 5.3.2.2 (Teljesítmőképesség és osztályok) pontban, az időjárás-állósággal kapcsolatban fordul elő, valahogy így (hevenyészett fordítás a német szövegváltozatból):

a) a járdalapok a vízfelvételekre vonatkozó 4.1 táblázatban, vagy a fagy-olvasztósóállóságra vonatkozó 4.2 táblázatban megadott követelményeket teljesítsék.

Az időjárás-állósági osztály(ok) ajánlásait nemzeti hatáskörben szabad megadni, hogy a termék tartósságát azon országra vonatkozóan biztosítsuk, amely országban a termék piacra kerül.

A vízfelvétel szempontjából (4.1 táblázat szerint) az 1-es osztályú termék vízfelvétele nincs követelmény, a 2-es osztályú termék vízfelvétele legfeljebb 6 tömegszázalék lehet...

Különleges körülmények esetén, ha például fagyos időben a felület gyakran olvasztósóval érintkezhet, akkor a 4.2 táblázat követelményei teljesüljenek.

Fagy-olvasztósóállóság (4.2 táblázat) szerint jelölve lehet 3-as osztályú a termék, ha az átlagos tömegvesztés legfeljebb  $1,0 \text{ kg/m}^2$  átlagértékű, ahol a legkisebb egyedi érték nem lehet  $1,5 \text{ kg/m}^2$  fölötti a fagy-olvasztósó vizsgálat során.

A szabványban a tartósság szó másodszor mint az 5.3.3.4 pont címe (A szilárdság tartóssága) fordul elő. A pont szövege kb. így fordítható:

b) normál beépítési körülmények mellett a járdalapok megtartják kielégítő szilárdságukat, ha a szabvány által (az 5.3.3.2 pontban) megadott három szilárdsági osztály valamelyikébe besorolhatók és ha a szokásos karbantartást megkapják.

A szabványban a tartósság szó harmadszor mint az 5.3.5.3 pont címe (A csúszásállóság tartóssága) kerül említésre. A pont szövege kb. így fordítható:

c) normál beépítési körülmények mellett a beton járdalapok kielégítő csúszásállóságúak a termék élettartamán, feltéve, hogy a szokásos karbantartást megkapja a burkolat és feltéve, hogy az adalékanyag szemcsék nagy része nem kerül a felületre, mely aztán ott az igénybevétel hatására túlzottan polírozódna.

Összefoglalva tehát: szigorúan a szabvány (MSZ EN 1339:2003) által adott minta (ZA.1) szerint közölte a gyártó, hogy a termék tartóssága kielégítő. De hogy melyik

tartósságra vonatkozik közlése, az – ennek ellenére – nem derül ki. A 73 oldalas szabványon (angol, esetleg német vagy francia nyelven) átrágva magát az elkeseredett vevő rájön, hogy vele talán azt közölték, hogy a járdalapok szilárdságának tartóssága, vagy esetleg csúszásállóságának tartóssága kielégítő.

Szomorú tény, hogy ennek ellenére a járdalapok egy tél után tönkrementek.

Az ilyen esetek miatt tanácsoljuk azt – akár a gyártó, akár a felhasználó, vevő számára – hogy még CE jeles termék esetén is készítessen intézetünkkel Alkalmazástechnikai Bizonyítványt, illetve szakértői véleményt. Mert ezen anyagokban „vevőbarát” módon értelmezzük, magyarázzuk a termékről közölt tulajdonságokat, illetve felhívjuk a figyelmet a nem közölt tulajdonságok miatti kockázatokra is. Ha valóban jó a termék ez még a gyártó számára is előnyös. A vevő számára pedig minden esetben – feltéve – hogy még a vásárlás előtt kerül sor erre. Mert egyébként – sajnos – futhat a pénze után.

## 2. A TARTÓSSÁG, MINT FÖLÖSLEGES LUXUS?

Vegyük a jóhiszemű, Európát komolyan vevő, magyar beton-falazóelemgyártók esetét...

A korábbi magyar szabványt felváltó európai szabályozás, az MSZ EN 771-3:2003 harmonizált szabvány. A hozzárendelt megfelelésig igazolási módozat 2+ vagy 4 jelű.

Akár egyik, akár másik esetén a gyártó végezheti az első típusvizsgálatot, vagy megbízhat ezzel valakit. Két nagyobb gyártó tisztelte meg intézetünket azzal, hogy ezen vizsgálatokkal bennünket bízott meg – annak ellenére, hogy saját labor háttérük is van. (Legyünk őszinték, Magyarországon jobban néz ki, ha nem a gyártó állítja saját termékéről, hogy milyen jó) Valóban jó, a visszavont régi magyar szabvány előírásainál sokkal nagyobb pontosságú és teherbírású, sokkal szebb felületű termékeik vannak. Most abba ne menjünk bele, hogy az új európai szabvány nem ír elő megkövetelt legkisebb nyomószilárdságot (hanem a gyártó által megadott jellemző, vagy átlagértéket kell tudnia a terméknek, a vevő meg döntse el, hogy így kell-e neki a termék). Ezért is utaltam a már visszavont korábbi magyar (szó szerint) termékszabványra, mert ahhoz képest sokkal nagyobb szilárdságúak voltak az általunk bevizsgált falazóelemek...

A gondosan megtervezett összetételű betonból, korszerű gépeken, berendezéseken, ellenőrzött (sőt európaiul mondva gyártásellenőrzött) módon előállított falazóelemek azonban szinte eladhatatlanok jelenleg Magyarországon.

A vevők (sőt sajnos éppen a nagy vevők) csak az árat nézik. Menedzser-szemlélet...? A lényeg, hogy a kb. fele annyiba kerülő, bizonytalan (mikor milyen) alapanyagokból, külföldön már kiszuperált (nekünk még jó lesz) berendezésekkel gyártott terméket választják. Igaz ezek kb. egyharmada a szállítás, beépítés sokkját sem bírja ki, egyszerűen szétesik, de még így is megéri. Megéri?

Néha azért a vevőknél is betelik a pohár. Legutóbb például egy felháborodott vidéki vállalkozó, aki üzemét kívánta bővíteni 10 db falazóelemmel jelent meg laboratóriumunkban. Az előzmény: kétségbeesett telefon, hogy a kedvező árú beton falazóelemekből épített fala (állítása szerint) a ráhelyezett E gerendák „roppant súlya” alatt repedezni kezdett...

Telefonjára elmondtam, hogy lehetőleg az összes érdekelt (gyártó, kivitelező) jelenlétében rögzítjük a helyzetet és a szabványban körülírt módon mintát veszünk további laboratóriumi vizsgálatra ha a helyzet ezt indokolja. Az idegességtől a derék pékmester se látott, se hallott, így a még fel nem használt elemekből 10 db-ot (a darabszámból látszik, hogy mint vevő nem ismeri a termék harmonizált Európa szabványát) kocsijába rakva jelent meg nálunk két órán belül, a termék összes bizonylatával, azaz a szállítólevéllel. Ebből viszont sajnos az látszik, hogy a gyártó sem hallott még a vonatkozó termékszabványról, hiszen akkor szállítói megfeleléségi nyilatkozatot is kellene adni falazóelemeihez.



A behozott beton falazóelemek vizsgálatai egyébként többé-kevésbé visszaigazolták a korábbiakban említett menedzser-szemléletű, plaza építő vevők tapasztalatait. A 10 db elemből 3 db az asztalra felrakás, hossz-, szélesség- és magasság mérés kegyetlen igénybevétele következtében tönkrement. Kettőnek egy-egy sarka vált le a termék egynegyedét, a harmadiknak pedig a termék egyharmadát magával ragadva... Érdekes viszont, hogy a megmaradt 7 db-on el tudtuk végezni a nyomószilárdság vizsgálatot és abból csak egy eredménye nem elégítette ki a régi (már visszavont) magyar termékszabvány nyomószilárdság követelményét...

Ebben a példában így keveredik hát a múlt, a jelen és a jövő.

### **3. A TARTÓSSÁG, MINT A TÁVOLI JÖVŐ (2010 MÁRCIUS) KÖVETELMÉNYE?**

Vegyük az „Ej, ráérünk arra még!” szemléletű magyar betongyártók esetét...

Sajnos sokan vannak ők, még mindig nagyon sokan. Pedig évről-évre, levelekben, cikkekben, előadásokon hívjuk fel a figyelmet arra, hogy át kell állni az új (? 2004 óta új ?) magyar betonszabvány szerinti, felügyelet alatti betongyártásra, üzemi gyártásellenőrzésük szabályozására, működtetésére, dokumentálására az MSZ 4798-1:2004-ben leírt módon.

Igen, tudjuk, hogy van a szabványban egy, elméletileg akár 2010 márciusáig nyitva tartható kiskapu. (Csak tájékoztatásul, azoknak akiknek még nem a könyökén jön ki: az új méretezési szabvány, az MSZ EN 1992-1-1:2005 ezt a dátumot jelöli meg legeslegutolsó időpontként, amíg a korábbi, ütköző nemzeti méretezési szabványokat – nálunk az MSZ 15022-es sorozatot – vissza kell vonni. Az új méretezési szabványhoz az új betonszabvány és nemzeti alkalmazási dokumentuma – esetünkben MSZ 4798-1:2004 tartozik, a régihez a már visszavont régi magyar betonszabvány, az MSZ 4719:1982 használható, hivatkozható még...) Van tehát kiskapu és ezen a kiskapun menekült ki első ijedelmében a magyar betongyártók nagy része. És ha már kimenekültek, nem is akarnak visszajönni (ahogy én látom)...

Tagadhatatlan tény, hogy az átálláshoz többlet munka és többlet pénz is kell, kellene...

A telepek döntő többségénél a leépítések (racionalizálás) következtében így is több munkakört lát el az értelmesebb kollégák szinte mindegyike, a pénz pedig, hát ahogy mondani szokták, az a legkevesebb... Főleg egy olyan dologra, ami majd csak egy és háromnegyed év múlva lesz kötelező.

Fentiek ellenére, bármennyire is kivonja magát a rendszerből betontelegeink döntő többsége, van, illetve lenne teendőjük. Mert a 3/2003 számú együttes miniszteri rendelet, - mely egyébként az Építési Törvény végrehajtási utasítása – rájuk is vonatkozik. A rendelet részletesen (és Európa-konform módon) szabja meg hogyan gyártható, hozható forgalomba, tervezhető be, használható fel, építhető be építő anyag, építési célú termék. Ez a rendelet foglalja össze a megfelelőség igazolás módozatait is. Hogy az egyes termékeknél melyik módozatot kell választania a gyártónak, az mindig az adott műszaki specifikációból derül ki. Transzportbeton esetén ez a specifikáció az MSZ 4798-1:2004 vagy a már egyébként visszavont MSZ 4719:1982 lehet- jelenleg. Az új szabvány szerint gyakorlatilag csak a 2+ jelű megfelelőség igazolási módozat jöhet szóba (elméletileg, nagyon korlátozottan a 4 jelű módozat is felbukkanhat). A régi szabvány szerinti betonoknál, a szakmában sajnos elterjedt nézet szerint a 4 jelű módozat is elegendő. Ne feledjük: ez a lehetséges módozatok közül a leggyengébb.

Akár a 4 jelű, akár a 2+ jelű módozatot választja és vállalja a gyártó – első típusvizsgálat (a szabvány szóhasználatával „kezdeti vizsgálat”) és – üzemi gyártásellenőrzés (a szabvány szóhasználatával „gyártásközi ellenőrzés”) ekkor is, akkor is kell!

Mi akadályozza meg tehát a betontelegeket, hogy ha receptúráik rendben vannak (lásd fenn: első típusvizsgálat) és előírászerűen működtetik az üzemi gyártásellenőrzés rendszerét

(lásd fenn: üzemi gyártásellenőrzés), akkor megtegyék a 2+ rendszert a 4-es rendszertől megkülönböztető utolsó lépést, azaz mind a régi, mind az új betonszabvány szerinti keverékekre, betonfajtáikra tanúsítassák, felügyeltessék gyártásukat? Vagy éppen ez a külső felügyelet alatti gyártás az, ami elől menekülnek – akár egészen 2010 márciusáig?

Mindkét módozat esetén szállítói megfelelőségi nyilatkozattal kell átadni a transzportbetont. Ez az a dokumentum, mely alapján – esetleges probléma után – a vevő reklamálhat, perelhet. A szállítólevél tehát már nem elég.

A betontelemek döntő többsége (becslésem szerint a kb. 400 telepből legalább 300) még mindig csak a szállítólevélnél tart. Sajnos a kisebb-nagyobb vevők, építetők sem követelik meg a jogszerű megfelelőség igazolást, azaz a szállítói megfelelőségi nyilatkozatokat nem kérik a gyártóktól. A közelmúltban, egyéb okokból felülvizsgált, ellenőrzött 6 emeletes ferencvárosi parkolóház, 5 emeletes belvárosi szálloda és 5 emeletes józsefvárosi lakóház építésénél őszinte csodálkozással néztek rám az építésvezetők. Mit is kérek tőlük, milyen nyilatkozatot? Mert a betont szállítólevéllel kapják, hát nem így kell?

Összefoglalásul: a kötelező átállásra már csak egy és háromnegyed éve van a betongyártóknak!

#### **4. A TARTÓSSÁG, MINT AMI MAGÁTÓL ÉRTETŐDIK?**

Vegyük a Szlovákiába és Romániába szállított előre gyártott elemek esetét...

Az előre gyártott vasbeton, feszített vasbeton elemekre termékcsoportonként már elég sok harmonizált Európa szabvány megjelent, sőt több termékcsoportnál már az együttélési időszak is régen lejárt, azaz az esetlegesen ütköző korábbi nemzeti szabványokat Európa szerte (így nálunk is) vissza kellett vonni.

Csak emlékeztetőül, néhány szabvány – a teljesség igénye nélkül – ezek közül.

MSZ EN 771-3:2003 Falazóelemek követelményei. 3. rész: Adalékanyagos beton falazóelemek (tömör és pórusos adalékanyagokkal). Meghirdetve, bevezetve 2003. 11. hó, az együttélési időszak vége 2005. 04. hó. A megfelelőség igazolás módozata 2+ (esetleg 4)

MSZ EN 1168:2005 Előre gyártott betontermékek. Üreges födémpanelek. Meghirdetve, bevezetve 2005. 11. hó, az együttélési időszak vége 2007. 05. hó. A megfelelőség igazolás módozata 2+

MSZ EN 12 794:2005 Előre gyártott betontermékek. Cölöpök alapozásához. Meghirdetve, bevezetve 2005. 08. hó, az együttélési időszak vége 2006. 11. hó. A megfelelőség igazolás módozata 2+

MSZ EN 12 843:2005 Előre gyártott betontermékek. Oszlopok. Meghirdetve, bevezetve 2005. 03. hó, az együttélési időszak vége 2006. 06. hó. A megfelelőség igazolás módozata 2+

MSZ EN 13 224:2005 Előre gyártott betontermékek. Bordás födémlemez. Meghirdetve, bevezetve 2005. 02. hó, az együttélési időszak vége 2007. 02. hó. A megfelelőség igazolás módozata 2+

MSZ EN 13 225:2005 Előre gyártott betontermékek. Lineáris szerkezeti elemek. Meghirdetve, bevezetve 2005. 03. hó, az együttélési időszak vége 2006. 06. hó. A megfelelőség igazolás módozata 2+

MSZ EN 13 693:2005 Előre gyártott betontermékek. Különleges tetőelemek. Meghirdetve, bevezetve 2005. 03. hó, az együttélési időszak vége 2006. 06. hó. A megfelelőség igazolás módozata 2+

MSZ EN 13 747:2005 Előre gyártott betontermékek. Födémrendszerek födémlemezei. Meghirdetve, bevezetve 2005. 10. hó, az együttélési időszak vége 2008. 04. hó. A megfelelőség igazolás módozata 2+

MSZ EN 13 978-1:2005 Előre gyártott betongarázsok. 1. rész: Monolit vagy szobaméretű egyedi részekből álló vasbeton garázsok követelményei. Meghirdetve, bevezetve 2005. 11. hó, az együttélési időszak vége 2007. 02. hó. A megfelelés igazolási módzata 2+

Egyrészt - mint látjuk, szinte mindegyiknél az előírt megfelelés igazolási módzat a 2+ jelű. Ez esetekben az üzemi gyártásellenőrzés alapvizsgálata és folyamatos felügyeleti vizsgálata egy kijelölt, „notifikált” intézet feladata. A felkért intézet az üzemi gyártásellenőrzés felügyeletéről (ha az megfelelő, elfogadható) tanúsítványt ad ki.

Másrészt – mint látjuk, itt már szó sincs kiskapuról, 2010. márciusról. Fenti termékeket egyértelműen felügyelet alatt kell, kellene gyártani. Teljesen mindegy, hogy a régi szabvány, vagy az új szabvány szerint méretezték-e azokat...

Intézetünk évekig monopol helyzetben volt ezen a területen Magyarországon, de alig-alig kaptunk felkérést. A nem túl sok esetből kettőt emelnék ki (mondjuk meg őszintén ez jelentős hányad, az összes felkérés fele!). E kettőnél kifejezetten azért kerestem meg a két gyártó bennünket, mert remény volt arra, hogy egyik Szlovákiába, a másik Romániába adja el elemeit. És ott természetesen csak és kizárólag az Európa szabvány szerinti megfelelés igazolással fogadják, veszik át (meg) termékeiket. Hát igen. Ott igen... És nálunk?

## 5. MEGÁLLAPÍTÁSOK

Az első esetből látjuk, hogy talán még a harmonizált EN szabványok sem tökéletesek. Nem árt újra (még mindig) elmondani, hogy a „CE” jeles termékek nem minden esetben jelentik azt, hogy különösen jó paraméterekkel rendelkező, kiváló termékkel állunk szemben.

A második esetből szomorúan látjuk, hogy napjainkban csak a pénz (ár) számít. Vajon hogyan tisztítható meg a piac, vajon hogyan szoríthatók ki a gyenge, sőt meghökkentően gyenge termékek (és persze gyártóik)?

A harmadik esetből szomorúan látjuk, hogy a kiskapu keresők is megélnék a magyar piacon.

A negyedik esetből látjuk, hogy szomszédjaink tudnak valamint. Nemcsak bevezetik az EN szabványokat, hanem be is tartják, tartatják azokat. Vajon hogyan csinálják? Jó lenne tanulni tőlük.

## 6. UTÓSZÓ

Mert a szabályozás nálunk is egyértelmű. Egyrészt a „rendelet”, az Építési Törvény végrehajtási utasításaként kiadott együttes rendelet (3/2003. (I.25.) BM-GKM-KvVM jelzettel, Együttes rendelet az építési termékek műszaki követelményeinek, megfelelés igazolásának, valamint forgalomba hozatalának és felhasználásának részletes szabályairól címmel), másrészt a termékszabványok (a „rendelet” szavaival műszaki specifikációk) egyértelműen, világosan megadják hogyan gyárthatók, hozhatók forgalomba, tervezhetők be, építhetők be a termékek.

Ki tartatja, tartatja be az előírásokat Magyarországon?

Ki, vagy mi és hogyan vehetné rá a beton szakmát, hogy átálljon az MSZ EN szabványok szerinti gyártásra, működésre?

## 7. HIVATKOZÁSOK

3/2003. (I.25.) BM-GKM-KvVM együttes rendelet az építési termékek műszaki követelményeinek, megfelelés igazolásának, valamint forgalomba hozatalának és felhasználásának részletes szabályairól

MSZ 4719:1982 Betonok

MSZ 4798-1:2004 Beton. 1. rész: Műszaki feltételek, teljesítőképesség, készítés és megfelelés, valamint az MSZ EN 206-1 alkalmazási feltételei Magyarországon

MSZ 15022-1:1986 Építmények teherhordó szerkezeteinek erőtani tervezése. Vasbeton szerkezetek

MSZ 15022-1:1986/ 1M:1992 Építmények teherhordó szerkezeteinek erőtani tervezése. Vasbeton szerkezetek

MSZ 15022-1:1986/ 2M:2001 Építmények teherhordó szerkezeteinek erőtani tervezése. Vasbeton szerkezetek

MSZ 15022-2:1986 Építmények teherhordó szerkezeteinek erőtani tervezése. Feszített vasbeton szerkezetek

MSZ 15022-2:1986/ 1M:1990 Építmények teherhordó szerkezeteinek erőtani tervezése. Feszített vasbeton szerkezetek

MSZ 15022-3:1986 Építmények teherhordó szerkezeteinek erőtani tervezése. Betonszerkezetek

MSZ 15022-4:1986 Építmények teherhordó szerkezeteinek erőtani tervezése. Előregyártott beton, vasbeton és feszített beton szerkezetek

MSZ EN 771-3:2003 Falazóelemek követelményei. 3. rész: Adalékanyagos beton falazóelemek (tömör és pórusos adalékanyagokkal)

MSZ EN 1339:2003 Beton járdalapok. Követelmények és vizsgálati módszerek

MSZ EN 1992-1-1:2005 Eurocode 2: Betonszerkezetek tervezése. 1-1. rész: Általános és az épületekre vonatkozó szabályok

MSZ EN 1168:2005 Előre gyártott betontermékek. Üreges födémpanelek

MSZ EN 12 794:2005 Előre gyártott betontermékek. Cölöpök alapozásához

MSZ EN 12 843:2005 Előre gyártott betontermékek. Oszlopok

MSZ EN 13 224:2005 Előre gyártott betontermékek. Bordás födémlemez

MSZ EN 13 225:2005 Előre gyártott betontermékek. Lineáris szerkezeti elemek

MSZ EN 13 693:2005 Előre gyártott betontermékek. Különleges tetőelemek

MSZ EN 13 747:2005 Előre gyártott betontermékek. Födémrendszerek födémlemezei

MSZ EN 13 978-1:2005 Előre gyártott betongarázsok. 1. rész: Monolit vagy szobaméretű egyedi részekből álló vasbeton garázsok követelményei



## BETONOK TARTÓSSÁGA A GYAKORLATBAN

*Spránitz Ferenc*

*Dolomit Kft*

*8082 Gánt-Kőbánya, titkarsag@dolomit-gant.hu*

### ÖSSZEFOGLALÁS

Az emberiség gazdasági fejlődésében és kultúrtörténetében jelentős alkotások egyik meghatározó szempontja volt az időjárás- és egyéb más külső behatással szemben ellenálló, tartós műtárgyak létrehozása. A XX. század sorozatgyártáson alapuló építőipari termékeinél háttérbe szorultak a tartóssági szempontok. Emiatt, pl. Európában az infrastrukturális jellegű beton- és vasbetonszerkezetek javítására évente több mint 100 milliárd eurót költenek. Az új európai betonszabványok célja, hogy a kapcsolódó gazdasági károk radikálisan csökkenjenek és Európa gazdasági ereje megnőjön. E cél eléréséhez a szerkezettervezőnek jól kell felmérni a betonszerkezetet érő különböző hatásokat; a betonösszetétel tervezőjének pedig a jó bedolgozhatóságot, az átjárható porozitás minimálisra csökkentését és a megfelelő szilárdságot egyidejűleg kell megcélozni.

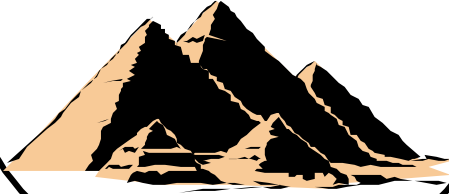
### 1. A BETON SZEREPE AZ ÉLETÜNKBEN

Néhány tény, amely indokolja a betonismeretek bővítését:

- A cement legalább 12 millió éves (geológusok a 70-es években a Közel-Keleten fedeztek fel - a Föld korai kéregmozgásaival magyarázható - nagy kiterjedésű, természetes képződésű cementmezőket), már időszámításunk előtti időktől fontos szerepet játszik az emberiség kultúrtörténetében és gazdasági fejlődésében.
- Betonnal mindenhol találkozunk. Utak, járdák, épületek, hidak, csövek, gátak, metrók, csatornák, nukleáris építmények és veszélyes hulladéktárolók készülnek belőle.
- A beton kellő szilárdságú, olcsó, nagy mennyiségben és egyszerűen előállítható. Ehhez párosul egyik legfontosabb tulajdonsága a sokoldalúság: bárhol, bármilyen alakzat, forma kialakítható belőle; mivel sokáig szállítható, önthető, préselhető, hengerelhető vagy vibrálható.
- A beton újrahasznosítható anyag. Gyakorlatilag természetes anyagokból áll..
- A Földön évente jelenleg kb. 7 milliárd tonna betont készítenek, tehát a Föld minden lakójára (kb. 6,5 milliárd ember) viszonyítva fejenként több, mint egy tonnát; ugyanakkor világszerte javítani kell a betonutak kb. 60%-át, a vasbetonhidak kb. 40%-a pedig szerkezeti javítást, megerősítést igényel.
- A mai betontechnológia szolgálatában már olyan alkotóanyagok vannak, melyek célzott alkalmazásával a legszélesebb körű felhasználói igényhez, bedolgozási technológiához lehet illeszteni az összetétel tervezését.
- Felhasználói igényként jelentkezik manapság a minél gyorsabb ütemű előregyártás és építéskivitelezés, a vízszintes és függőleges irányban nagy távolságra és magasságba történő szivattyúzás, a széles időben is repedésmentes bedolgozási felület, a karcsú szerkezetek kivitelezése, a korábban megszokotthoz képest sokkal nagyobb korai és végszilárdság, a különböző igénybevételekkel szembeni nagyobb tartósság.
- Érdemes tudatában lenni annak, hogy az építőipar a mai magyar gazdaság negyedik legnagyobb ágazata, a maga közel 2000 milliárd Ft hazai termék előállításával.

## 2. BETON TÖRTÉNETI ISMERETEK

I.e. már 3000 évvel  
téglát gyártanak Egyiptomban  
szalmával kevert speciális iszappból. Gipszes  
és meszes habarcsokat is használnak a piramisoknál.

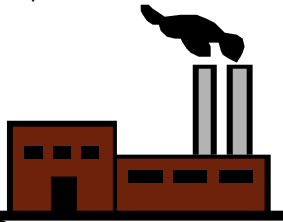


I.e. 300 és i.u. 476 között  
a rómaiak vulkáni puccolán és mész  
keverékét használják a Via Appia, a Colosseum,  
a fürdők, a Pantheon stb. építéséhez. Allati eredetű  
zsír-, tej- és vérszármazékokat is adagolnak.  
*Cosa* tengerpartján 2000 éves betonszerkezetek láthatók.

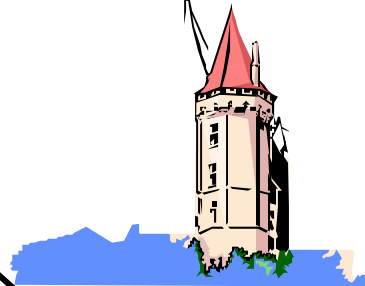


### A BETON CSALÁDFÁJA

1824  
Joseph Aspdin krétapor és agyag  
keverékét széndioxid távozásáig mészégető  
kemencében égeti. A finomra őrölt szürke port a  
Portland sziklából készített igen tartós építőkövekhez  
hasonlíttja és portlandcement néven reklámozza.

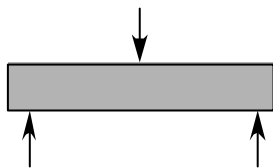


1756- 1793  
John Smeaton agyaggal együtt kiégetett,  
azaz hidraulikus mésszel készített vízzáró habarcsot  
és ebből építi újjá a világ íttornyot Plymouthban.



Időszámításunk előtt 3000-tól  
napjainkig

1836  
Az első szisztematikus húzó- és nyomó-  
szilárdsági vizsgálatokat portlandcementen  
és betonon Németországban végzik.



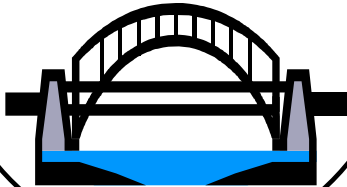
1867  
Joseph Monier Franciaországban  
dróthálóval erősíti a betonból készített  
virágcserepeit.



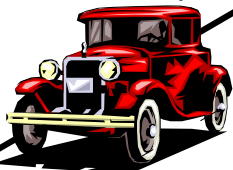
1886  
Megindul a első, folyamatos működésű forgókemencés cementgyár Angliában.



1889  
Megépül az első vasbeton híd Angliában



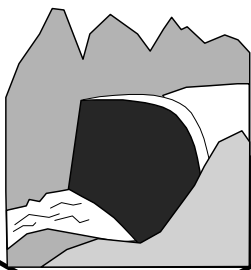
1891  
George Bartholomew elsőként épít betonutat (Bellefontaine, Ohio-USA)  
Ma is használják.



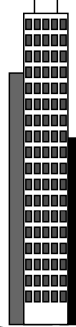
1904 - Szeged  
Zielinsky Szilárd a szokásos acél-szerkezetűnél jóval olcsóbban építi meg az első vasbeton víztornyot. Ma is üzemel.



1936  
Megépül az első nagy vízierőmű, a Hoover-gát Amerikában.



1992  
Nagyszilárdságú (C100) betonból készül egy 292 m-es felhőkarcoló Chicagóban





### 3. KÖZÖS ALAPELVEK - KÜLÖNBÖZŐ BEDOLGOZÁSI TECHNOLÓGIÁK

Napjainkban a friss és a megszilárdult betonok műszaki jellemzői igen széles tartományt képesek lefedni. A friss betonkeverék tulajdonságait külön is hangsúlyozni kell, mert a legtöbb esetben már ezek meghatározzák a megszilárdult beton minőségét, főként a tartósságát.

*A különlegesnek mondható betonok* esetében (pl. öntömörödő beton, nagy teljesítő képességű beton, víz alatti betonozás, kis zsugorodású beton, nagy távolságra, ill. magasságba történő szivattyúzás, stb.) figyelembe kell venni, hogy az ilyen típusú frissbetonok *a hagyományosnak mondható keverékekhez képest kevésbé toleránsak, azaz fokozottabban érzékenyek az alapanyagok tulajdonságainak változására, a betongyári adagolás-keverés, az időjárás és a bedolgozás eltéréseire.* Az alapanyagok tulajdonságainak változásai (pl. nedvességtartalom, szemmegoszlás, illetve fajlagos felület) legtöbb esetben a vízigény megváltozását eredményezik, melyhez hozzáadódnak még az adagolás-keverés eltérései; így kisebb-nagyobb mértékben *akár keverésenként is változhatnak a friss beton bedolgozhatósági jellemzői.* Ezért az ilyen, különlegesnek mondható összetételek tervezésénél *a betonkeverő telep szakmai felkészültségét* (berendezések karbantartása, konzisztenciamérés lehetősége a betonkeverőben, gépkezelők szakismeretei), *valamint a tervezett keveréknek a különböző paraméterek napi ingadozásaira vonatkozó érzékenységét is célszerű előzetesen megvizsgálni,* hogy a kellő mértékben „toleráns” összetétel csökkentse a bedolgozási problémák lehetőségét, enyhítse a minőségellenőrző szakemberekre nehezedő nyomást.

*Amennyiben a megfogalmazott környezeti igénybevételekkel szemben tartósan ellenálló betonok összetételére kell irányulni a betontervezésnek, akkor a bedolgozási technológiához és a szerkezet jellegéhez alkalmazkodva az egyik fő célként kell kitűzni a beton átjárható porozitásának a minimalizálását.*

Az átjárható porozitást lényegében három tényező határozza meg.

*A tömörítési hiányból származó levegőtartalom* jó bedolgozás esetén is elérheti a 15  $\ell/m^3$ -t. A bedolgozási technológiához, eszközökhöz azért kell alkalmazkodni a beton konzisztenciájának, mert az áteresztő képességet igen kedvezőtlenül befolyásoló, tömörítési hiányból származó levegőtartalmat minimalizálni kell.

*A kapillaris pórustartalom* függ a mesterséges légbuboréktartalomtól, a készítési víz mennyiségétől, a péptartalomtól, az utókezeléstől (hidratációs fok) és a mezostruktúra repedezettségétől.

*A péphiányból származó levegőtartalom* csak speciális technológiákra jellemző (pl. „no fines” típusú beton, egyes vibropréselt termékek, hengerelt beton). A péphiány mértékét a bedolgozási technológia határozza meg.

Tekintettel arra, hogy nem minden szerkezet van kitéve szigorú környezeti körülményeknek, ezért megfelelő tartósságra lehet számítani az adott esetben akár jelentős áteresztő képességű betonoknál is. Erre mutat be egy gyakorlati példát a 3.1.1. pont szerinti, péphiányos szerelőbeton készítése.

#### 3.1. Betonpadozatok és térbetonok különböző technológiákkal

##### 3.1.1. Amikor a kivétel erősíti a szabályt (hengerelt beton)

Egy 7000  $m^2$ -es betonburkolat alatti –szigorú környezeti igénybevételnek ki nem tett– szerelőbeton készítésénél az elsődleges szempont nem a kis porozitás, hanem a minél gyorsabb építési sebesség, ill. a teljes szerkezet minél előbbi terhelhetősége volt. Tervezett igénybevétel: fogadófelület acél I-tartók lehorgonyzásához, majd max. 1 hetes korban 8-10

m<sup>3</sup>-es mixergépkocsik közlekedési igénybevétele. A készítendő szerelőbeton alatti ~11000 m<sup>3</sup> feltöltés tömörítése igen kedvező eredményeket hozott (a tárcsás vizsgálattal, nagy gyakorisággal mért ágyazási együttható és teherbírási modulus értékei a 0/100 mm és 0/25 mm frakciójú dolomitúzalékkal  $E_1=50-57 \text{ N/mm}^2$ ; ill.  $E_2=102-110 \text{ N/mm}^2$ ), ezért a ma ismert leggyorsabb útépítési módszer, a hengerelt bedolgozási technológia alkalmazását javasoltam.

Hengerelt betont főként vízierőművek gátjainál készítenek; pályaburkolathoz ilyen módszert elsőként Kanadában alkalmaztak 1970-ben, majd ezt követően az amerikai hadsereg építkezésein terjedt el, innen került 1985-től a polgári útépítés gyakorlatába. A gyakorlatban többnyire „közönséges” aszfaltfiniserrel és vibro-úthengerezéssel készül a „Roller Compacted Concrete Pavement” (RCCP). A javasolt cementtartalom 193-238 kg/m<sup>3</sup>, a víztartalom 89-122 l/m<sup>3</sup>, a várható 3 és 28 napos nyomószilárdság 21, ill. 41 N/mm<sup>2</sup>, a hajlító-húzószilárdság 14 napos korban 3-4 N/mm<sup>2</sup>. A jó fagyállóság a kis péptartalomnak és a kellően nagy tömörségnek köszönhető. A 10 tonnás vibroúthengerrel tömörítendő beton pályaburkolat vastagságát a forgalmi terhelés nagyságától és az elvárt használati élettartamtól (5, 10 vagy 20 év) függően szabályozzák a különböző műszaki előírások.



1-3. kép: Aszfaltfiniseres terítéssel és azonnali úthengeres tömörítéssel készülő betonburkolat („Rolling Compact Concrete Pavement” – RCCP)

Az általunk megvalósított hengerelt beton vastagsága 5-7 cm, cementtartalma 217 kg/m<sup>3</sup>, a konzisztencia földnedves, a cementpéptartalom 177 l/m<sup>3</sup>, a betonozási teljesítmény 3500 m<sup>2</sup>/műszak, a 15 cm-es kockákon mért 28 napos nyomószilárdság vizes tárolásnál 34 N/mm<sup>2</sup>, a hasító-húzószilárdság 3,0 N/mm<sup>2</sup> volt.

Az adalékváz D=16 mm legnagyobb szemnagyságú, 4 frakciós (NZ 0/2:50%, KZ 2/4:13%, NZ 4/11:30%, NZ 11/22:7%), m=5,79 finomsági modulusú és U=23,1 egyenlőtlenégi együtthatójú volt. A zútottkő adalékváz mértékadó térfogata alig földnedves konzisztencia mellett  $V_{ao}=784 \text{ l/m}^3$ , azaz pépigénye  $V_{po}=216 \text{ l/m}^3$ .

Keverési arány tömegrészekben: víz + cement + adalékanyag = 0,66 + 1 + 9,85. A zútottkő vízfelvétele miatt a hatékony víztartalommal számított víz-cement tényező: v/c=0.48 volt. A betömörített frissbeton testsűrűségére 2495 kg/m<sup>3</sup>-t mértünk. A frissbeton teljes levegőtartalma 53 l/m<sup>3</sup>, melynek kisebb részét (14 l/m<sup>3</sup>) a tömörítési hiányból származó levegőtartalom, nagyobb részét (39 l/m<sup>3</sup>) pedig a péphiányból származó levegőtartalom képezte (számítás a MEASZ ME-04.19:1995 4.2.2.4 pontja szerint).

A finiserrel egyenletesen lehúzott frissbetont az úthengerek azonnal tömörítették. A tömörítés ilyen módja esetén arra kell törekedni, hogy elkerüljük a felületi habarcsosodást, mert emiatt az úthenger egyrészt felszakíthatja a pépes betont, másrészt a péptelített betonon az úthenger „úszik”, a felület hullámossá válhat. Az aszfaltfiniserrel terített és úthengerrel tömörített, kis cementtartalmú, nagy húzószilárdságú, igen nagy termelékenységgű, azonnal ráléphető betonfelület megfelelő minőségű kivitelezését az egyenletesen péphiányos betonkeverék tette lehetővé.

Anyag	Tömeg (kg)	Sűrűség (g/cm <sup>3</sup> )	Térfogat (liter)
CEM II/B-S 32,5 cement	217	3,03	71,5
dolomit zútotthomok és kő	2135	2,77	770,8
víz (hatékony + felszívott)	143 (105+38)	1,0	105
	$\Sigma=2495 \text{ kg/m}^3$		$\Sigma=947 \text{ l/m}^3$

1. táblázat: Az alkalmazott hengerelt beton összetétele

Forgó vízpermetezőkkal 10 napig tartottuk nedvesen a meleg időben (nappal max. +28 °C) készített pályaburkolatot. A 150 m hosszú és 50 m széles betonfelületen nem képeztünk ki egyetlen hézagot sem, bízva az igen nagy adalékanyag/cement tényezőből ( $\approx 10$ ) következő kis zsugorodásban, valamint a zúzott adalékanyag durva felülete miatti jó húzószilárdságban. A készítést követően kb. 3-4 hét múlva jelentkezett két keresztirányú repedés, mely kb. 50\*50 m-es mezőkre harmadolta az eredeti táblát. Ezen az 5-7 cm vékony szerelőbetonon közlekedtek és forgolódtak a végleges betonfelület készítése során a 8-10 m<sup>3</sup> betont szállító mixerkocsik; meghibásodás nem történt.

### 3.1.2. Fagy- és kopásálló kültéri betonburkolat, nehezen bedolgozható betonkeverékből

Egy mobil vibropréselő berendezésen alapuló gyártástechnológiához prioritásként meghatározott fokozott kopásállóság miatt készítettünk C 45/55 szilárdsági jelű betont. Megjegyzendő, hogy az építész terveken C 16-24/KK jelű, vasalt, kültéri betonburkolat kiírása szerepelt, mely ha 2002-ben megvalósult volna, akkor minden bizonnyal már jelentős javítási költségek merültek volna fel.

A szerkezet nyári 30°C-os melegben készült, vibrogerendás lehúzással, kemény koptatóanyag felhintése nélkül, ipari padló minőségű tárcsás és propelleres felületsimítással. Bár a kültéri betonburkolatoknál nem célszerű a felület gépi simítása (mert a tömörebb felső rétegnek lecsökken a páraáteresztő képessége, ezért megnő a felfagyásveszélye) de ahhoz, hogy a későbbi termékgyártás során a betonburkolatra préselt elemek könnyen leválaszthatók legyenek, mégis a gépi simításos technológia került alkalmazásra.

A bedolgozott beton mennyisége 1400 m<sup>3</sup>, vastagság: 20 cm, a cement típusa CEM II/A-V 42.5, a szerkezet vasalatlan, az adalékváz 65 V%-a dolomitúzalék, 35 V%-a dunai OH 0/4 homok. A péptartalom  $V_p = 261 \text{ l/m}^3$ , a túltelítettség  $\Delta V_p = +84 \text{ l/m}^3$ , a folyósítószerrel elért v/c-tényező 0,38 volt, a 28 napos nyomószilárdságra -vízben tárolt 15 cm-es kockákon mérve  $69 \pm 4 \text{ N/mm}^2$  adódott. A betonkeverék gyors bedolgozhatóságát és mielőbbi gépi besimítását szem előtt tartva a beépítési konzisztenciát a képlékeny tartomány felső határára (terület min. 48 cm, ill. roskadás min. 14 max. 20 cm) állítottuk be. Ezáltal kis energiájú tömörítéssel -a vibrogerenda egyszeri lehúzásával- is elérhető volt a felület üregmentessége, habarccsal való telítettsége. A bedolgozott frissbetonra vonatkozó elvárás volt, hogy a rajta végighúzott ujjunkkal már rögtön a felszín alatt érezni lehessen a zúzottkőszemcséket. A padozati betonok minél nagyobb tartóssága érdekében ugyanis meghatározó a felületi habarcsréteg minél kisebb vastagsága, és ebből következően a zsugorodása és porozitása.

A kis péptartalom és v/c-tényező ellenére az adott keverék nagy területképeségű, de ragacsos és nehezen lapátolható volt, a dolgozókat igen elkedvetlenítette, a munkavégzést lassította. A nagy hatékonyságú folyósítószer pontos adagolása és a mixerkocsiban lévő keverék pótlólagos felvizezésének megtiltása rendkívül fontosnak bizonyult, mert a viszonylag kis péptartalmú keverék hajlamos volt a vérzésre, ülepedésre. A nagyon nehéz kezdés után is folyamatos mérnöki felügyelet mellett készült el a szerkezet. Bár a kezdeti konzisztenciaméréseknél a vegyszeradagolás néhány dl-es eltérésére szinte érzéketlennek

mutatkoztak a korábbi generációkhoz tartozó melaminos és naftalinos bázisú folyósítószer; de egyrészt a keverék túlzottan rövid idejű eltarthatósága, másrészt a több mint négyszeres adagolási mennyiség költségei miatt inkább a nagyobb adagolási pontosságot igénylő poli(karboxil-éter) hatóanyagú folyósítószer mellett döntöttünk.

A fagyállóság biztosítása céljából a burkolat első felének készítésekor törekedtünk a 2,5-4,0 V% légbuboréktartalom elérésére, melyet a napközbeni igen magas és az esti alacsony léghőmérséklet (+30°C, ill. +10°C), valamint a mixerkocsik változó várakozási ideje miatt a legtöbbször nem sikerült elérni. A tárcsás és propelleres simítással pedig tönkrementek a felületközeli rétegben a mesterséges légbuborékok, ezért a fagyállóság és több frissbeton tulajdonság javítása érdekében a burkolat második felének készítésekor az LP-szer helyett műszáladagolást alkalmaztunk. Megj.: a kültéri betonburkolatoknál általában célszerű az LP-szer és a műszáladagolás együttes alkalmazása.



4-6. kép: A szélcsatornában végzett forszírozott szárítás modellezi a meleg, szeles építéshelyszíni körülményeket, segít a repedésmentes összetétel kikísérletezésében

Az erősen köves adalékváz, az alacsony v/c-tényező és a meleg időjárás miatt a bedolgozott beton gyorsan állékonnyá vált, már 2-3 óra múlva megkezdhető volt a körtárcsás gépi simítás. Sajnos addigra -az LP-tartalom vérzést csökkentő hatása, továbbá a meleg, szeles idő (15-25 km/h közötti szélesebbég), valamint az utókezelés megkezdésének a technológiából adódó késedelmessége miatt- a fenti középső képhez hasonlóan, már megjelentek a felületen az első korai száradási-zsugorodási repedések. A padlósimító gépekkel ezek ugyan eltüntethetők, de a későbbi száradás, zsugorodás során általában újból előhívódnak. A burkolat második felének készítésekor az eredeti 370 kg/m<sup>3</sup> cementtartalommal, a ~260 l/m<sup>3</sup> cementpéptartalommal és a *műanyagszál adagolással* a meleg, gyakorta szeles időben elkészített betonburkolaton a *korai zsugorodási repedések teljes mértékben megszűntek*. Az alkalmazott utókezelési mód: oldószeres párolgásgátló felpermetezése a simítást követően azonnal + a 16 órán belüli hézagvágást követően takarás nedves, fehér geotextíliával két hétig.

*A betonburkolat 6. éve óta jól ellenáll az üzemi és az időjárási igénybevételeknek, azaz a súlyos tárgyak okozta csiszoló, súrlódó jellegű koptató igénybevételnek, így pl. a betontermékek, raklapok csúsztatásának, keményacél tolólapos felülettisztítás-„borotválás” hatásának, a dinamikus, ill. ütéssel járó igénybevételeknek, valamint a fagyás-olvadás (sózásmentes) okozta igénybevételeknek is.*

### 3.1.3. Vágásmentes ipari padló

Egy 9.000 m<sup>2</sup>-es beltéri betonpadozat (ipari padló) esetében a beruházó igénye volt a felület *vágás- és repedésmentessége*. Az 1000 m<sup>2</sup>-es táblákat átfűzős vasalással kialakított munkahézagok választják el. A betonkeveréket D<sub>max</sub>=32 mm szemnagyságú, 4 mm fölött A-AB szemmegoszlású, tehát *erősen kavicsos adalékvázzal*, V<sub>p</sub>=255 l/m<sup>3</sup>

*cementpéptartalommal,  $\Delta V_p = +60 \text{ l/m}^3$  túltelítettséggel,  $v/c=0,46$  víz-cement tényezővel és  $30 \text{ kg/m}^3$  acélszál adagolásával kavicsbetonból készítettük. Az időjárási körülmények (késő ősz) lehetővé tették egy nem túl nagy őrlési finomságú ( $340 \text{ m}^2/\text{kg}$ ) CEM I 42.5 típusú cement alkalmazását. Az építéshelyszíni adottságok szerencsés módon nem igényelték a betonszivattyús munkahelyi anyagszállítást. A betongyár műszakilag jól felkészült, a gépkezelők szakmailag képzettek voltak. A mixergépkocsikkal bejuttatott keverék bedolgozása „Laser-screed” terítőgéppel történt. A padlóbetonra géppel egyenletesen és a terítést követően azonnal felszórt, korundtartalmú koptatóanyag mennyisége a szükséges minimális volt, így lecsökkenthetővé vált a felületi réteg általában nagy zsugorodásából (száradás + karbonátosodás), ill. az egyes rétegek zsugorodáskülönbségéből adódó repedésveszély. A nehéz kezdet után kevés probléma jelentkezett a kivitelezés során. Az átlagos kockaszilárdság  $f_{cm}=52 \text{ N/mm}^2$  volt (28 nap,  $15 \times 15 \times 15 \text{ cm}$  kockák, vegyes tárolás) nagy biztonsággal teljesítette a tervezett C 30/37 szilárdsági jelölést. A szerkezet már nyolcadik éve repedésmentes. Az alkalmazott péptartalom a szivattyúzott betonoknál átlagosan szokásos  $280\text{-}300 \text{ l/m}^3$  értéknél mintegy  $30\text{-}40 \text{ l/m}^3$ -rel kevesebb volt.*

### 3.1.4. Fagyálló, mérsékelt koptatásnak kitétt betonburkolat

Egy utólagosan lefedésre tervezett, szabadtéren üzemelő gépsor alatti betonpadozat készítéséhez került alkalmazásra egy öntömörödő konzisztenciájú betonkeverék. *A beépített berendezések miatti nehéz hozzáférhetőség indokolta az öntömörödő betont.*



7-9. kép: Sík betonburkolat készítése nehezen hozzáférhető helyen öntömörödő betonnal

A beton adalékváza 55 V%-ban dunai 0/4 mm-es homokot, 45 V%-ban pedig gánti dolomituzalékot (4/11 mm és 11/22 mm frakciók) tartalmazott. A tömegarány szerinti  $v/c$  tényező 0,50; a térfogatarány szerinti víz-finomrész tényező (cement + 0,125 mm alatti közetliszt mennyisége)  $v/f=0,90$ ; a víztartalom  $165 \text{ l/m}^3$ , a folyósítószer mennyisége  $5 \text{ kg/m}^3$ , a stabilizálószer a víz 0,1%-a, finomrésszel együtt értendő *péptartalom*  $350 \text{ l/m}^3$  volt. A beton homogén megkeverése a hagyományos egytengelyes vízszintes betonkeverővel igen lassúnak bizonyult, egy  $8 \text{ m}^3$ -es mixer megtöltése közel 40 percbe telt.

*A rokadási terület  $71 \pm 2 \text{ cm}$ , az  $500 \text{ mm}$  területéhez szükséges idő  $4\text{-}4,5 \text{ s}$ , a friss testsűrűség  $2440 \text{ kg/m}^3$ , a bennmaradó levegőtartalom  $\sim 10\text{-}15 \text{ l/m}^3$  értékeket mutatott a helyszíni vizsgálatok és számítások szerint. A keveréket egyenletes ütemben, lassan ürítettük a mixergépkocsiból. A meleg időjárás és a keverék vérzésmentessége miatt a felületre feljutott légbuborékok egy része nem tudott időben elpattanni, felületük megszáradt, majd gyors kérgesedés, „bőrösödés” jelentkezett. A sima, takarítható, tartós, ezért buborék- és repedésmentes felület érdekében biztosítani kellett a minél teljesebb légtelenedést, ami az adott esetben a száradás késleltetését igényelte. Ehhez egy nagynyomású pneumatikus mosóval, ún. „gőzborotvával” ködpermetet képeztünk a környező légtérben a vizes utókezelés megkezdésének idejéig. A szerkezet lefedése 2-3 év múlva történt meg.*

*Az 5. éve funkcionáló betonpadozaton semmilyen látható hiba nem jelentkezett.*

### 3.1.5. Igen nagy szilárdságú és ultra nagy teljesítőképességű betonok

Francia kutatók által a 90-es évek elején kifejlesztett ultra nagy teljesítőképességű (UHPC) betonokkal vált lehetővé a vasbeton szerkezetek önsúlyának erőteljes csökkentése, a szilárdsági és tartóssági tulajdonságok nagyságrendi javulása, a különleges építészeti formák kialakíthatósága. Az UHPC betonokat a Német Cementipari Szövetség (VDZ) az alábbiakkal jellemzi: cementtartalom 600-900 kg/m<sup>3</sup>, szilikapor ~250 kg/m<sup>3</sup>, poli(karboxil-éter) hatóanyagú folyósítószerrel elérendő víz-kötőanyag tényező: 0,15-0,25; az adalékanyag legnagyobb szemnagysága 0,5-8 mm közötti. Az elérhető hajlító-húzószilárdság 15-50 N/mm<sup>2</sup>, a nyomószilárdság 150-800 N/mm<sup>2</sup> közötti. A tartóssági jellemzők értékei: átjárható porozitás <1,5 V%, az oxigén áteresztőképesség <10<sup>-19</sup> m<sup>2</sup>/s, a klorid-ion diffúziós tényező ~10<sup>-14</sup> m<sup>2</sup>/s, a portlandit tartalom 0 kg/m<sup>3</sup>.

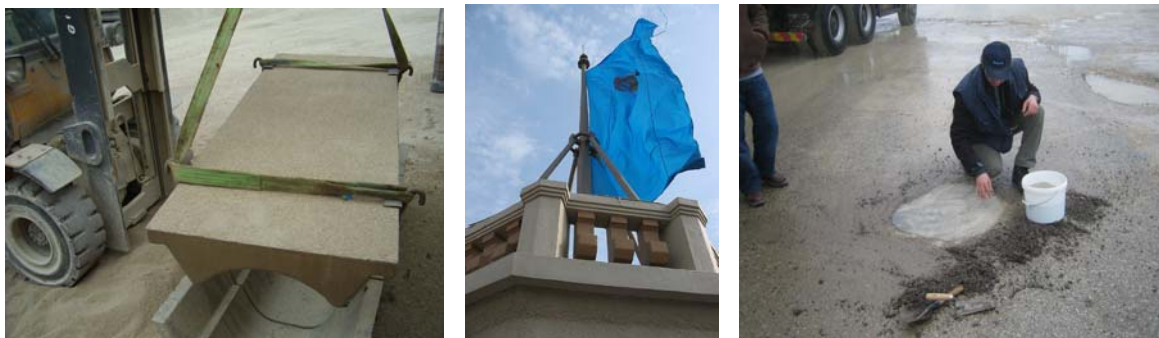
Ennek az új típusú betonnak az egyik fajtája az anyagszerkezetre is utaló elnevezésű reaktív porbeton (RPC). A gyakorlatban a 250 N/mm<sup>2</sup> nyomószilárdsággal jellemzett fagy- és olvasztósóálló, kopás- és vegyszerálló RPC betonok terjednek leginkább, de vákuumkeverők és gőzérlelés segítségével a kutatók már több, mint 10 évvel ezelőtt is készítettek 800 N/mm<sup>2</sup> nyomószilárdságú betont. Az ilyen típusú betonok kulcsa a *minél tömörebb kötőanyagmátrix*, melynek gyakorlati létrehozásához, ill. a keverés megvalósíthatóságához legfontosabb a szemcsék közti elektromos töltéskülönbségek, a zéta-potenciál kiegyenlítése.

Ezeket a keverékeket többnyire tüziszárított adalékanyag, kötőanyag és porformájú adalékszerek előkeverékéből (premix) szárazhabarcs üzemben készítik, majd a betongyárban történik a víz, esetenként a folyósítószer és acélszál adagolása.

Az összetétel tervezése és a gyakorlati megvalósítás során a *homogenitás és a tömörség növelése* a két legfontosabb feladat. A homogenitást növeli a szemcseméreték csökkentése és a frissbeton reológiai tulajdonságainak (terülőképeség, kifolyási idő) optimalizálása. Ez vezet a struktúra nagyobb tömörségéhez, a pórusméretek csökkenéséhez, mely a nagyobb mechanikai ellenállóképességet és a kisebb áteresztőképességet eredményezi. Az acélszálak adagolása általában csak kb. 2,5 V% (195 kg/m<sup>3</sup>) fölött gyengíti a terülőképeséget. A gyakorta szabadalmaztatott és saját márkanevvel levédett premix összetételekben az adalékanyag frakció csökkentése mellett adagolják a zsugorodás mérséklése és a beton repedése utáni erőfelvétel céljából a változó mennyiségű (1,25-11 V%) acélszálakat, esetenként a szerves anyagú {PVA: poli(vinil-acetát), tűzállóság esetén a PP: polipropilén} szálakat. Az egyenes acélszálakat leginkább a nagy száltartalomnál (3-11 V%, azaz 230-860 kg/m<sup>3</sup> között) alkalmazzák.

Olyan helyeken perspektivikus e keverékek alkalmazása, ahol agresszív anyagoknak ellenálló, kopásálló, minél hosszabb használati élettartamú szerkezeteket kell készíteni, vagy jelentős önsúlycsökkentést kell elérni.

Fentiekhez közel hasonló jellegű anyagként pár éve jelent meg a gánti Dolomit Kft saját fejlesztésű és gyártású, nagyszilárdságú, zsákos kiszerelésű betonkeveréke. Az anyag öntömörödő konzisztenciájú (roskadási terület: 85 ± 5 cm), 2500 kg/m<sup>3</sup> testsűrűségű, vérzés- és ülepedésmentesen bedolgozható, 1 napos korban 70 N/mm<sup>2</sup>, 28 napos korban 135 N/mm<sup>2</sup>, 91 napos korban 176 N/mm<sup>2</sup> nyomószilárdságú, ill. rendre 7, 15 és 20 N/mm<sup>2</sup> hajlító-húzószilárdságú. A terméket főleg hideg időben történő üzemi és építéshelyszíni előregyártásra, valamint kátyújávitásra használják.



10-12. kép: 12 to tengelyterhelésű fedlapem, helyszínen öntött 10 m-es zászlótartó rúd és téli kátyújavítás a zsákos, igen nagy szilárdságú betonból

A különböző kiegészítő anyagokat is tartalmazó pépeken, habarcsokon végzett szisztematikus kísérletei (területi, folyási, légtelenedési és szegregálódási hajlam) eredményeit alkalmazta Csurgai Ferenc magyar szobrászművész a nagyszilárdságú öntömörödő betonból készített, anyagában színezett és festett szobrainál. A szobrok öntése, ill. a kísérletek végzése során hasáb-próbatesteket is készített, melyeket a váci cementgyár laboratóriumában vizsgáltak. A próbatestek nyomószilárdságára szinte minden esetben  $125 \text{ N/mm}^2$  fölötti érték adódott. Az ő és tanítványai betonszobraival több helyen találkozhatunk az országban.



13-15. képek: Betonból készült szobor „kizsaluzása”, látványa és részletei ( $v/c=0,25$ )

### 3.5. Előregyártás kis cementpéptartalmú vibropréselt zúzottkőbetonnal

A kisméretű betontermékek előregyártásánál – főként a nagy termelékenysége és gazdaságossága miatt – manapság gyakran alkalmazzák a vibropréseléses gyártástechnológiát. Ennél a módszernél földnedves betonnal töltik meg a sablont és nagy intenzitással (vibropréselés) addig tömörítik, amíg elegendően nagy „zöldszilárdságot” (hidraulikus kötés nélküli szilárdság) ér el az azonnali kizsaluzáshoz. Mobil vagy telepített blokkgyártó berendezéssel készítik a legtöbb vasalatlan, kisméretű terméket, pl. a zsaluzó- és falazóelemeket, mederlapokat, árokelemeket, útszegélyköveket, betontérköveket. E technológiánál a víz-cement tényező optimuma általában  $v/c=0,36-0,40$  közötti. A tömörség szempontjából fontos a  $0,125 \text{ mm}$  alatti szemcsék mennyisége ( $140-165 \text{ l/m}^3$ ), a víztartalom egyenletessége ( $\pm 2 \text{ l/m}^3$ ), a tömörítési munka nagysága, időtartama. A víztartalom ingadozásának nagyobb tűrését (akár  $\pm 4 \text{ l/m}^3$ ) teszi lehetővé a stabilizálószerkezetek adagolása. A bedolgozhatóságot javító adalékszerkezetek közül a frissbeton tulajdonságainál is igen előnyösek a légbuborékképző szerkezetek, melyek a bevitt kb.  $50-60 \text{ l/m}^3$  mennyiségű és  $0,1-0,3 \text{ mm}$  átmérőjű

légbuborékkal egyrészt pótolják az esetleg hiányzó finomrészt, másrészt a keverővíz felületi feszültségének csökkentése által lehetővé teszik, hogy a szokásosnál vékonyabb folyadékréteg vonja be az adalékanyag szemcséit, így alkalmazásukkal minőségromlás nélkül is lehetővé válik a cementpéptartalom csökkentése vagy a tömörítési idő rövidítése.

Ha a tömörítési hiányból eredő levegőtartalom nem túl nagy ( $V_{\text{lev, töm}} \leq 40 \text{ l/m}^3$ , tehát a friss testsűrűség értéke legalább  $2400 \text{ kg/m}^3$ ), akkor kiváló tartósságú termékek készíthetők LP-szer nélkül is ezzel az igen gazdaságos és nagy variációs lehetőségeket nyújtó technológiával. *A termék megfelelő tömörsége azonnal ellenőrizhető.* A felületre öntött kupaknyi víz viselkedése (lassú elpárolgás, vagy pórusokba történő beszívódás) a gépkezelő számára elégséges információt nyújt a tömörítés hatékonyságáról.

Ilyen technológiával többnyire 10-15 cm közötti falvastagságú elemeket gyártanak (pl. mederlapok, folyókák, szegélykövek stb.). A viszonylag vékony falú (5-8 cm) és nagy gyártási magasságú (~50 cm), ezért az állékonyságra érzékeny termékeknél igen előnyösnek találtam a zúzottkőbetonokat. A Dolomit Kft saját fejlesztésében 5-6 cm vastag, 1:1 modelleken mért  $7-8 \text{ N}\cdot\text{mm}^2$  hajlítószilárdságú, igen nagy vízvezető képességű, kis tömegű árokelemeket (pl.  $240 \text{ kg/fm}/0,333 \text{ m}^2$  szelvényterület), valamint 5, 10 és 12 t tengelyterhelésre alkalmas fedlapokat is készít fenti módszerrel. Az alkalmazott kis v/c tényező ( $v/c=0,36-0,38$ ) összefügg a zúzottkő vízfelvételével (1,5 m%) és így a zúzottkőbetonok hatékony víztartalmának a csökkenésével. Ez a felszívott víztartalom -a megfelelő tömörségű betonban- kedvező a belső utókezelés, a folyamatos hidratáció szempontjából.



16-18. kép: A  $60-160 \text{ g/m}^2$  fagyhámlási értékű, tehát az XF 4 kitéti osztálynak megfelelő, nagy hajlítószilárdságú betontermékek  $310 \text{ kg/m}^3$  cementtartalommal

### 3.6. Előregyártás öntömörödő betonnal

A betonszerkezetek tartóssága többnyire összefügg a felületi réteg áteresztő képességével, mert ezt éri leginkább a károsító anyagok ( $\text{CO}_2$ , kloridok, szulfátok, víz, oxigén, lúgos, vagy savas kémhatású anyagok, stb.) hatása. A megfelelő tulajdonságokkal rendelkező öntömörödő beton általában kisebb és egyformább áteresztő képességű, mint a belső vagy külső vibrálással tömörített beton; így a károsító hatásoknak is kevesebb „gyenge pontot” kínál. Az anyag folyóssága és ülepedésmentessége adja a homogenitást, az egyforma szilárdságot a betonszerkezet minden részében, s ezzel kiváló felületi minőséget, simaságot és tartósságot biztosít a szerkezetnek. Természetesen e betonok tartóssága is függ az anyagok kiválasztásától, a beton összetételétől, keverésétől, a bedolgozás és az utókezelés minőségétől.

A technológia előnye a szilárdulási folyamat gyorsabb beindulása, mely biztonságot nyújt az akár  $14 \pm 2$  órás előregyártási ciklusidők betartásához. A szerkezet méreteitől, a vasalás sűrűségétől, a bedolgozási iránytól (tehát felülről öntve vagy alulról injektálva) függően célszerű megválasztani a friss betonkeverék összetételét, területi/folyási jellemzőit. A vékonyfalú, függőleges elemek gyártásánál, pl. célszerű az alulról injektálás, ill. a felülről



való beöntés esetén *különösen lényeges, hogy a keverékben lévő légbuborékok minél könnyebben és gyorsabban távozni tudjanak.* Ilyenkor gyors folyási jellemzőjű és nagy terülőképességű beton szükséges. Ahhoz, hogy az adalékanyag nedvességtartalmának vagy a finomrésztartalomnak a kismértékű mennyiségi ingadozása se okozzon szétosztályozódást; stabilizálószer adagolása, a gyorsabb és tökéletesebb légtelenedés elősegítéséhez pedig habzáságtlószer adalékanyag célszerű. *A pép folyási sebességét, terülőképességét és ülepedési hajlamát célszerű előzetesen, laboratóriumban megvizsgálni, optimálisra beállítani.*

A keverődob és a keverőlapátok állapota különösen fontos az öntömörödő beton készítésekor, ezért ezeket rendszeresen vizsgálni kell. Ahhoz, hogy e viszonylag költséges betont hibamentesen lehessen megkeverni, *a keverőgép kezelője a keverési idő bármely stádiumában, egy visszacsatolás által meg kell tudjon győződni arról, hogy a betonkeverék a tervezettnek megfelelően viselkedik e.* Ezért szükséges előzetesen dokumentálni a keverési idő és a keverőgép áram- vagy teljesítményfelvétele közötti függvénykapcsolatot.

Az öntömörödő betomból készített termékek gyártásánál minden esetben peremfeltételként rögzítettem a szokásosnál nagyobb adagolási pontosságot, a nedves keverési idő, valamint a keverő üritése előtt mért áramfelvétel szükséges értékeit. Pl. a vízszintes gyártású, vékony, lemezszerű vasbeton folyókaelemnél, ill. a vékonyfalú, doboz jellegű távközlési szerelőaknáknál a nedves keverési idő min. 210 sec, ill. min. 360 sec értékű, a keverő üritése előtt mért áramfelvétel pedig  $14 \pm 0,25$  Amper, ill.  $12,5 \pm 0,25$  Amper. A kellően pontos adagolás és a keverőlapátok még csekély kopása mellett, így biztosíthatóvá vált, *hogy az Abrams-kúpos roskadási terület heteken, hónapokon át mindig  $71 \pm 3$  cm, ill.  $64 \pm 3$  cm legyen. Míg a függőleges, vékonyfalú szerkezeteknél a hibamentes felület az 500 mm roskadási területéhez tartozó 2-3 sec viszkozitású keveréket „igényelte”, addig a vízszintes gyártású, lemezszerű szerkezeteknél megfelelő volt az 5-7 sec viszkozitású keverék.*

Valószínűleg a jelentős péptartalomnak köszönhető ( $333$ , ill.  $370 \text{ l/m}^3$ ) az 5 bar nyomáson mindössze 3-10 mm mélységű vízbehatolás, (azaz XV3 fokozat).



19-21. kép: Vasbeton folyóka öntömörödő betomból



22-24. kép: Vasbeton szerelőakna öntömörödő betomból (pórusmentes, látszóbeton felület)

### 3.7. Gyártástechnológiától függő összetételi, bedolgozhatósági, porozitási és szilárdsági jellemzők

Az átjárható porozitás számítása során az ismert Powers-görbét vettem alapul, melyeknél az  $\alpha=0.40, 0.65$  és  $1.0$  hidratációs fokokhoz rendre 3 nap, 28 nap és 10 év kort rendeltem.

Gyártástechnológia	vibropréselés	öntömörődő	öntömörődő	öntömörődő
Termék típusa	vasalatlan, víz- és útépitési elem	vízszintes gyártású, vékony, lemezszerű vasbeton folyókaelem	doboz jellegű, vasbeton szerelőakna	vízszintes gyártású, vékony, vasbeton fedlap, nagy szilárdságú betonból
$D_{max}$ (mm)	8	20	8	4
víz-cement tényező (tömegarány)	0,38	0,40	0,38	0,24
víz-finomrész* tényező (térfogatarány)	0,94	0,80	0,86	0,56
Péptartalom (cement+kiegészítő anyag+víz+adalékszer; $\ell/m^3$ )	252	333	370	530
Külön adagolt kiegészítőanyag	dolomitliszt	dolomitliszt	dolomitliszt	mészkeőliszt + szilikapor
Alkalmazott adalékszer típusa	LP-szer + stabilizálószer	folyósítószer + stabilizálószer	folyósítószer + stabilizálószer + habzágátló	folyósítószer + stabilizálószer + habzágátló
Konzisztencia (az SF és a VS konzisztencia osztályok jelölése az EFNARC SCC:2005 Műszaki Irányelv szerinti)	tömörítési osztály: C 0 (érték: 1,47)	-roskadási terület $\varnothing$ 71 cm (SF 2 osztály); - viszkozitás: $\varnothing_{500\text{ mm}}$ : 5 sec (VS 2 osztály)	- roskadási terület $\varnothing$ 64 cm (SF 1 osztály); - viszkozitás: $\varnothing_{500\text{ mm}}$ : 2 sec (VS 1 osztály)	- roskadási terület $\varnothing$ 82 cm (SF 3 osztály); - viszkozitás: $\varnothing_{500\text{ mm}}$ : 7 sec (VS 2 osztály)
Friss testsűrűség ( $kg/m^3$ )	2360	2460	2410	2500
Frissbeton mért levegőtartalma (LP-tartalom + tömörítési hiány + péphiány) ( $\ell/m^3$ )	70	17	10	10
Szilárd beton számított átjárható porozitása 3 nap/28 nap/10 év korban ( $\ell/m^3$ )	140/114/75	112/71/30	117/70/20	97/10/10
Nyomószilárdság 150 mm-es kockán 1, 28 és 90 napos korban ( $N/mm^2$ )	18/47/51	22/60/65	33/72/82	65/135/170

Mivel a szilárdsági tulajdonságok mellett a tartósságot leginkább a beton átjárható porozitása befolyásolja, ezért érdemes a táblázatban vastag betűtípussal jelzett adatokat röviden elemezni. A fagyállóságot javító mesterséges LP-tartalom a vibropréselt termékek esetében  $50-60 \ell/m^3$ , mely a kapillárisokkal csak részben összekapcsolódó nem szándékos légzárványokkal együtt kb.  $70 \ell/m^3$ -re nő. A péphiányból származó levegőtartalom megszüntetéséhez, az enyhén túltelített struktúra kialakításához nagy finomságú közetliszt adagolása célszerű. E három tényező (LP-tartalom, tömörítési hiány, péphiány) már a

frissbetonon mérhető és számítható. A  $v/c=0,38$  értékű *cementpép kapilláris porozitásából származó levegőtartalom* a cement  $\alpha=0.4, 0.65$  és  $1.0$  hidratációs fokától függően rendre  $\sim 32, 20$  és  $2$  térfogat%, azaz pl. egy  $220 \text{ l/m}^3$  cementpéptartalmú vibropréselt termékben  $70, 44$  és  $5 \text{ l/m}^3$ . Az összegzett kapilláris porozitás a  $3, 28$  napos és  $10$  éves betonban így rendre kb.  $140, 114$  és  $75 \text{ l/m}^3$ . A gyakorlati tapasztalatok szerint fenti póruseloszlásnál (mesterséges LP-tartalom/teljes porozitás aránya  $40, 50$  és  $75\%$ ) ez a porozitás igen lassú átnedvesedést és gyors kiszáradást eredményez. Amennyiben a teljes porozitás a hígabb cementpép vagy a nem szándékos légzárványok miatt jelentősebb, akkor az átnedvesedési/kiszáradási idő kedvező aránya megfordulhat és a termék tartóssága akár lényegesen lecsökkenhet. A bedolgozhatósághoz illesztett összetétellel, megfelelő műszaki háttérrel és képzett gépkezelőkkel a termékek teljesíteni tudják a jelenlegi XF 4 kitéti osztály követelményeit is.

Az öntömörödő betonoknál különösen fontos a minél nagyobb mértékű homogenitás elérése; ezáltal a geometriailag vagy művészetileg igényes szerkezetek kialakítása mellett a folyadék- és gázzáróság szinte automatikusan kiváló értékű, szükség esetén a fagy- és sóállóság is biztosítható.

#### 4. MEGÁLLAPÍTÁSOK

A különböző igénybevételeknek kitett beton- és vasbeton szerkezetek tartósságához az összetételt, az egyenletes gyártáshoz szükséges műszaki-gépészeti háttérrel, a bedolgozási technológiát és a dolgozók képzettségét együttesen kell figyelembe venni; valamint a lehetőségekhez mérten folyamatosan fejleszteni. A szakintézetek, külső laboratóriumok pozitív vizsgálati eredményei nemcsak a vevők számára és a különböző tanúsítások megszerzéséhez szükségesek, hanem a nagyjából hétköznapi termelési, üzemszervezési problémáival elfoglalt gyakorló mérnökök számára is igazolást nyújtanak munkájuk megfelelőségéről.

#### 5. HIVATKOZÁSOK

- Balázs Gy. (1994), „Beton és vasbeton I.”, *Akadémiai Kiadó*, pp. 11-18.  
BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszék, Maépteszt Kft, és ÉMI Kht vizsgálati jegyzőkönyvek 2002-2008  
EFNARC SCC 028:2005, *Európai Műszaki Irányelv*  
Lewis, J. (1995), „Concrete-a material for the new stone age”, *Egyetemi jegyzet*, Illinois- USA  
Kausay T., „Alkálifém-oxid-adalék reakció”, [www.betonopus.hu](http://www.betonopus.hu)  
Kausay T., „G-30 és G-40 jelű mederburkoló elemek (Dolomit Kft) törőerejének meghatározása”, *Szakvélemények 2002-2003*  
Kausay T. (2004), „Gánti dolomitbeton folyókaelemek hajlító vizsgálata”, *Szakvélemény*  
Kovács, K (2002), „Reaktív porbeton, Beton és vasbeton szerkezetek védelme, javítása és megerősítése II. kötet”, *Műegyetemi Kiadó*  
Powers, T.C. (1959), „The physical structure and engineering properties of concrete”  
Rácz K.(2002), „Mobil blokkgyártó gép (Dolomit Kft) vibrátorainak ellenőrző számítása”, *Szakvélemény*  
Ujhelyi J. (2002), „Betonstruktúra”, *BME Szakmérnöki Jegyzetek*  
Üzemvezetői tapasztalatok a gánti Dolomit Kft-nél 2002-2008 időszakban.



cím: 1138 Budapest, Karikás Fr. u. 20.

tel.: 465-22-00

fax: 465-22-22

e-mail: [info@hid.hu](mailto:info@hid.hu)



# Concrete – Beton



## Sikával a beton kiváló üzleti lehetőséggé válik

A gyorsan változó világban kulcsfontosságú az a képesség, hogy az újdonságokat azonnal bevezessük a piacon. Mi azokra a megoldásokra koncentrálnunk, amelyek a legnagyobb értéket nyújtják vevőinknek.

Különleges megoldásainkkal és termékeinkkel segítjük az építetőköt a betonozási folyamat során, a legkülönbözőbb időjárási és környezeti viszonyok mellett, az előregyártásban, a transzportbeton iparban és az építkezés helyszínén is.



Sika Hungária Kft. - Beton Üzletág  
1117 Budapest, Prielle Kornélia u. 6.  
Telefon: (+36 1) 371-2020 Fax: (+36 1) 371 2022  
E-mail: info@hu.sika.com • Honlap: www.sika.hu

MINŐSÉGÜGYI  
RENDSZERÜNK

önkéntesen tanúsítva  
részvevő társaságként  
ISO 9002 szerint



KÖRNYEZETIRÁNYÍTÁSI  
RENDSZERÜNK

önkéntesen tanúsítva  
részvevő társaságként  
ISO 14001 szerint





*MAHÍD 2000 ZRt. központ*  
*Levél cím: 1151 Budapest, Mogyoród útja 42.*  
*Telefon: 1/305-1249 Fax: 1/305-1221*  
*E-mail: [mahid2000@mahid2000.hu](mailto:mahid2000@mahid2000.hu)*

*Az M3 és M7 autópálya magas igényű szerkezetépítési és hidépítési munkálatai hívták életre cégünket. Megalakulásunk - 2000 októbere - óta a hazai hid-, út- és szerkezetépítés minőségi kivitelezését tekintjük célunknak.*

*Büszkék vagyunk az eddigi eredményeinkre és tapasztalatainkra. 150 főállású munkatársunk szakértelmének, elhivatottságának, valamint a kiváló műszaki háttérbázisunknak köszönhetően a legbonyolultabb építőipari tevékenység elvégzésére is képesek vagyunk. Nem túlzás azt állítani, hogy nem csak szó szerint, de átvitt értelemben is stabil alapokra építkezünk.*

*A fejlődés és a fejlesztés számunkra nem csak a munkánk része, hanem küldetésünk is.*

***Szeretnénk híddá válni, amely összeköti a múltat a jövővel.***



***Főbb tevékenységeink:***

- *Hidépítés, hidrekonstrukció*
- *Folyami hidak alapozása*
- *Szerkezetépítés*
- *Ipari létesítmények kivitelezése*
- *Speciális mélyalapozási feladatok elkészítése*
- *Hidak, vasbeton szerkezetek és mélyalapozás tervezése*
- *Profilunkhoz tartozó technológiai fejlesztések*



*Székhely: 1151 Budapest, Mogyoród útja 42.*

*Postacím: 1601 Budapest, Pf.: 17*

*Telefon: (36-1) 305-1300*

*Fax: (30-1) 307-5396*

*E-mail: [vegyepszer@vegyepszer.hu](mailto:vegyepszer@vegyepszer.hu)*

*Honlap: [www.vegyepszer.hu](http://www.vegyepszer.hu)*

## **VEGYÉPSZER ZRt. – A régiók építőmestere**

A több, mint 55 éves múltra visszatekintő Vegyepszer Építő és Szerelő Zártkörűen Működő Részvénytársaság Magyarország legnagyobb építő- és szerelőipari vállalkozása, amely a hazai út-, híd- és magasépítési területen, energetikai, olaj- és gázipari, valamint vegyipari létesítmények megvalósításában, környezetvédelmi beruházások kivitelezésében jelentős referenciákat mutathat fel.

### **Tevékenységeinkből:**

- Fővállalkozás
- Generálkivitelezés
- Komplex tervezési feladatok ellátása
- Autópálya-, út-, hídépítés
- Mélyépítés, magasépítés
- Acél- és vasbeton szerkezetek építése
- Építőmesteri munkák
- Épületgépészeti, villamossági szerelés
- Műszer-, irányítástechnika
- Szerelő szakipar
- Környezetvédelmi beruházások kivitelezése
- Vasútépítés
- Metróépítés



## Pannon Freyssinet Kft

1117 Budapest

Budafoki út 111.

Tel/fax: (1) 209 15 10

### **Immár 18 éve töretlenül a hazai piacon a francia Freyssinet csoport magyarországi vállalata !**

Főbb tevékenységei:

- hidak, mély- és magasépítési szerkezetek tervezése és kivitelezése,
- utófeszített szerkezetek: hidak, silók, földékek,
- ferdekábeles szerkezetek
- támfalak,
- dilatációs és saru szerkezetek

Eddigi munkáinkból:

		
Sárvári Rába-híd	Dunaújvárosi Duna-híd	M0 Északi Duna-híd (építés alatt)
		
CEU utófeszített földékek (tervezés alatt)	Utofészített autópálya hidak	M0 2.06 j. híd rehabilitációja



## RETANOL PRODUCTS

Retanol Fezz 100 is a fluid admixture to flowing cementitious screed. It is highly interesting for ready-mix and cement industries. Ready-mix plants use to have cement, sand, grit, fly ash or lime powder and water at hand. Just add some Retanol Fezz 100 to the mixture and it will result in perfect concrete screed flooring without shrinkage, cracks or curling, in case some basic guidelines are followed accordingly. You do not need additional materials like gypsum or other ingredients, no need for extra silos and fully in line with environmental requirements.

Major European and global players in the cement and ready-mix industry have already tested and successfully introduced Retanol Fezz 100 to their portfolio.

Retanol RAPID 511 is a chemical additive for concrete screed based on cement and works with most of the existing cements and with different kind of sand and gravel. Main advantages of the Retanol 511 compound:

- Accelerated drying time
- Avoids cracking of the screed
- Avoids dishing of the screed
- Highly accepted by screeders because of easy to use

We would like to point out that RETANOL products in contrary to most of competition products are not only simple flowing agents. Retanol 511 and the sister products Retanol VIWA and EKA are high tech formulated chemical compounds. We guarantee drying times independent of whether conditions which means an absolute innovation to the market. Avoiding of cracks and dishing is also part of the same chemical compound.

## SZERZŐI INDEX

Asztalos István	75–84
Balázs György	1–6, 203–224
Balázs L. György	21–32, 329–340
Boros Sándor	341–348
Borosnyói Adorján	293–314
Csányi Erika	203–224
Czuppon Gábor	237–256
Erdélyi Attila	85–102
Fenyvesi Olivér	85–102, 237–256
Fischer Noémi	237–256
Józsa Zsuzsanna	237–256
Kausay Tibor	165–186
Kopecskó Katalin	85–102, 141–164
Kovács Károly	257–278, 279–292
Laczkó László	225–236
Liptay András	103–126
Lublóy Éva	237–256, 329–340
Molnár Viktor	187–202
Nehme, Salem G.	127–140
Nemes Rita	237–256
Révay Miklós	225–236
Spránitz Ferenc	349–362
Szilágyi Katalin	49–74
Tariczky Zsuzsanna	33–48
Tóth Zoltán	187–202
Ujhelyi János	315–328
Vígh Botond	33–48
Wellner Péter	33–48
Zsigovics István	49–74