



Konferenciakiadvány
Proceedings

Szálerősítésű Betonok

- a kutatástól az alkalmazásig -

1999. március 4-5. Budapest

Fiber Reinforced Concrete
- from research to practice -

Szerkesztette:
Edited by:
Balázs L. György

A konferencia szervezője:
A Nemzetközi Betonszövetség Magyar Tagozata

The conference is organized by:
The Hungarian Group of fib

fib

CEB - FIP

A kötetet szerkesztette dr. Balázs L. György egyetemi docens. A szerkesztéshez nagyon sok gyakorlati segítséget nyújtott Kovács Imre doktorandusz. A borítót tervezte Kovács Imre.

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

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

© Balázs L. György

This volume was edited by Assoc. Prof. György L. Balázs, however, a lot of practical help was given by Imre Kovács, PhD student. The cover was designed by Imre Kovács.

All rights reserved. No part of this publication may be reproduced or transmitted in any form or by any means, electronic or mechanical, including photocopy, recording, or any information storage and retrieval system, without written permission from the publisher.

Although the authors, the editor and the publisher did their best to provide accurate and current information, non of them, nor anyone else associated with this publication, shall be liable for any loss, damage or liability directly or indirectly caused or alleged to be caused by this book.

ISBN 963 420 589 5

Published by the Publishing Company of Technical University of Budapest

Head: János Veress

Offset printing

No.: 0038/99

ELŐSZÓ

Az emberiség több évezredes tapasztalata szerint a különféle szálak bekeverésével csökkenthetjük az építőanyagok ridegségét és repedésérzékenységét. A 60-as évek óta ezt az elvet betonra is sikerrel alkalmazzuk.

Igazolódott, hogy a szálak javítják a beton mechanikai jellemzőit, és esetenként lehetővé teszik a hagyományos vasalás részleges vagy teljes helyettesítését. A mechanikai jellemzők javulása mellett technológiai előnyökre is számíthatunk, amelyek nem csak a gazdaságosságot fokozzák, hanem a munkafázisok egyszerűsítését és az építési idő lerövidítését is eredményezik.

A száltípusok kínálata az elmúlt időszakban jelentősen kiszélesedett. A kezdeti próbálkozásoknál felhasznált, sima felületű, egyenes acélszálak mellett megjelentek a különböző geometriai kialakítású acélszálak, valamint a műanyag-, üveg-, aramid- és szénszálak is. Az alak megválasztásának egyik célja a jó lehorgonyozóképesség biztosítása. Mivel ezen szálak mechanikai jellemzői eltérőek, a bekeverésükkel kapott szálerősítésű betonok tulajdonságai is eltérőek lesznek.

A szálak alkalmazása a hazai vasbetonépítésben az elmúlt évtizedben óriási növekedést mutatott annak ellenére, hogy ismereteink hiányosak voltak.

Jelen konferenciával és a kötet megjelentetésével azt a célt tűztük ki, hogy teljeskörű áttekintést nyújtsunk a szálerősítésű betonokról. Az összegyűjtött tanulmányok bemutatják a szálak típusait, mechanikai és kémiai jellemzőit, a szálak hozzáadásával készülő betonok mechanikai jellemzőit, a szálerősítésű betonból készülő szerkezeti elemek viselkedését, modellezési/tervezési kérdéseket és alkalmazási lehetőségeit. A témakörök közötti átfedések kizárása érdekében az egyes előadásokat felkért előadók tartják. A kötet jelentőségét az is hangsúlyozza, hogy könyv formájú áttekintő mű ebben a témakörben 23 évvel ezelőtt jelent meg.

Ez a kötet mindazok számára hasznos olvasmány lehet, akik szálerősítésű betonokkal foglalkoznak, vagy azokkal szívesen megismerkednének. Ide tartoznak tervező, kivitelező vagy kutató kollégáink, de felső éves egyetemi hallgatók is.

Bízom benne, hogy ez a kötet érdekes olvasmány lesz az Ön számára, és segítséget nyújt a munkájához.

Budapest, 1999. január 27.

Dr. Balázs L. György
egyetemi-docens
a *fib* Magyar Tagozat elnöke

A Konferencia védnökei:

BME Építőanyagok Tanszéke
BME Vasbetonszerkezetek Tanszéke
KTE Mérnöki Szerkezetek Szakosztálya
MTA Kompozit Anyagok Albizottsága

A Konferencia támogatói:

Ipar Műszaki Fejlesztéséért Alapítvány
BEKAERT
BETONMIX Mérnökiroda Kft.
BETONÚTÉPÍTŐ Nemzetközi Építőipari Rt.
BVM Épelem Kft.
DANUBIUSBETON Kft.
Dekorbeton Kft.
Egri Útépítő Rt.
HÍRÖS-ÉP Kft.
Pfleiderer Lábatlani Vasbetonipari Rt.
SKW-MBT Hungária Kft.
STABIMENT Hungária Kft.
TrefilARBED, Bissen SA
VULKÁN Kft.
ZOLTEK Rt.

Szervezőbizottság:

elnök: Dr. Balázs L. György
titkár: Kovács Imre
tagok: Beluzsár János
Dr. Deák György
Csányi László
Dr. Erdélyi Attila
Horváth Adrián
Koloszi Gyula
Dr. Magyar Béla
Orbán Zoltán
Tápai Antal
Telekiné Királyföldi Antónia
Dr. Tóth Ernő

Tartalomjegyzék – Content

1. Szekció – Session 1

Megnyitó előadások – Opening presentations

- Dr. Balázs L. György, Polgár László** 1
A szálerősítésű betonok múltja, jelene és jövője
(Past, present and future of fiber reinforced concretes)
- Prof. Bernd Neubert** 24
Stahlfaserbeton – Einsatzmöglichkeiten des Werkstoffs und seine Grenzen
(Acélszál-erősítésű beton – alkalmazási lehetőségek és korlátok)
- Ass. Prof. Elmar Bölcskey, Dipl.-Ing. Gernot Scherpke** 37
Aktueller Stand der Forschung und Anwendung von Faserverstärkten
Spezialbetonen für die Tragwerksplanung /– Erneuerung in Österreich
– ein Tätigkeitsbericht
(A szálerősítésű betonok kutatásának és alkalmazásának jelenlegi
helyzete Ausztriában)

2. Szekció – Session 2

Anyajellemzők – Material properties

- Dr. Kovács Károly** 49
Szál típusok és azok jellemzői
(Fiber types and their properties)
- Dr.-Geophys. Christian U. Grosse, Dipl.-Ing. Bernd Weiler,
Prof. Hans W. Reinhardt** 57
Bond behaviour of fibers and formation of damage zone
in fibre reinforced concrete
– **Part I.:** Acoustic emission technique –
(Szálak tapadása és tönkremeneteli zónák kialakulása szálerősítésű betonban
– **I. rész:** Hangemissziós vizsgálati mód –)
- Dipl.-Ing. Bernd Weiler, Dr.-Geophys. Christian U. Grosse** 69
Bond behaviour of fibres and formation of damage zone
in fibre reinforced concrete
– **Part II.:** Experiments and results –
(Szálak tapadása és tönkremeneteli zónák kialakulása szálerősítésű betonban
– **II. rész:** Kísérletek és eredményeik –)

Dr. Erdélyi Attila Acélszál-erősítésű gerendák hajlítási szívóssága (<i>Flexural toughness of steel fiber reinforced beams</i>)	85
Dr. Kausay Tibor A szálerősítésű betonok szabványosított vizsgálatai (<i>Standardized tests for fiber reinforced concretes</i>)	97
Dr. Magyarai Béla Az összetétel hatása a szálerősítésű beton és habarcs tulajdonságaira (<i>Influence of composition on the properties of fiber reinforced concretes</i>)	114
Dr. Bálint Julianna Szálerősítésű betonok és microbetonok a technológus szemével (<i>Fiber reinforced concretes and micro-concretes with the eyes of the technologist</i>)	122

3. Szekció – Session 3

A szálerősítésű beton elemek viselkedése – Behaviour of FRC members

Kovács Imre, Dr. Erdélyi László, Dr. Balázs L. György Vasbetongerendák törési viselkedése acélszálak és hagyományos vasalás egyidejű alkalmazása esetén (<i>Failure behaviour of concrete beams reinforced with conventional reinforcement and steel fibers</i>)	139
Dr. Erdélyi László, Kovács Imre, Dr. Balázs L. György Feszítőbetét erőátadódási hossza és behúzódnása acélszál-erősítésű betonban (<i>Transmission length and draw-in of pre-tensioned tendons in steel fiber reinforced concrete</i>)	151

4. Szekció – Session 4

Modellezés – Modelling

Kovács Imre Szálerősítésű beton modellezése egytengelyű húzó igénybevétel esetén (<i>Modelling of fiber reinforced concrete under uniaxial tension</i>)	171
Dr. Dulácska Endre Az acélszál-erősítésű beton és vasbeton méretezéselmélete (<i>Design theory of steel fiber reinforced concrete and reinforced concrete</i>)	194

Dipl.-Ing. Hartmut Lubich Berechnungsmethoden für Faserbeton mit Kunststofffasern im Betonbau (<i>Műanyagszál-erősítésű betonelemek számítási módszerei</i>)	214
---	-----

5. Szekció – Session 5

Alkalmazások és esettanulmányok – Applications and case histories

Polgár László Acélszál-erősítésű betonok alkalmazása ipari padló építésében (<i>Application of steel fibers in industrial floors</i>)	229
Dipl.-Ing. Hartmut Lubich Faserbeton mit Kunststofffasern – Technik und Anwendung (<i>Műanyagszál-erősítésű beton technológiája és alkalmazása</i>)	235
Dombi József Száladagolással kialakított különleges betontechnológia, nagytömegű, illetve vízzáró vasbeton szerkezetek repedésmentes kivitelezésére (<i>Special fiber concrete technology for mass concretes and for crack free watertight concrete members</i>)	248
Dr. Orosz Árpád Vasbetonszerkezetek megerősítése műszál adagolású lövellt betonnal (<i>Strengthening of concrete structures with plastic fiber shotcrete</i>)	259
Pr. Eng. B. C. Viljoen, Pr. Eng. Frank Kubisch Tunneling with Fiber Reinforced Shotcrete or with Fiber Reinforced Precast Segments (<i>Alagútépítés szálerősítésű lövellt betonnal vagy szálerősítésű szegmens elemekkel</i>)	268

A kiállító bemutatkozik – Exhibitors	291
---	-----

Index – Index	305
----------------------	-----

"SZÁLERŐSÍTÉSŰ BETONOK"

- a kutatástól az alkalmazásig -

1999. március 4-5., Budapest

"FIBER REINFORCED CONCRETE"

- from research to practice -

Budapest, 4-5 March 1999

ÁTTEKINTŐ PROGRAM – GENERAL PROGRAMME

1999. március 4. (csütörtök) (Thursday)	Regisztráció – <i>Registration</i>	
	10.00-12.10	Megnyitó előadások – <i>Opening presentations</i>
	Ebédszünet – <i>Lunch break</i>	
	13.15-16.00	Anyagjellemzők – <i>Material properties</i>
	Kávészünet – <i>Coffee break</i>	
	16.00-18.30	Szálerősítésű beton elemek viselkedése – <i>Behaviour of FRC members</i>
	Konferencia vacsora – <i>Conference dinner</i>	
1999. március 5. (péntek) (Friday)	9.00-11.00	Modellezés – <i>Modelling</i>
	Kávészünet – <i>Coffee break</i>	
	11.30-13.10	Alkalmazások és esettanulmányok – <i>Applications and case histories</i>

1. Szekció – *Session 1*

Megnyitó előadások – *Opening presentations*

A SZÁLERŐSÍTÉSŰ BETONOK MÚLTJA, JELENE ÉS JÖVŐJE

Dr. Balázs L. György* és Polgár László**

BME Vasbetonszerkezetek Tanszéke

1111 Budapest, Bertalan L. u. 2. és

PLAN 31 Mérnök Kft.

1052 Budapest, Semmelweis u. 9.

ÖSSZEFOGLALÁS

A különféle szálak alkalmazása a vasbetonépítésben világviszonylatban és hazánkban is dinamikusan fejlődött az elmúlt évtizedben annak ellenére, hogy az ismeretek hiányosak voltak. Hazánkban már több, mint 1 millió m² ipari betonpadló készült acélszálak felhasználásával. Ez csupán 1998-ban több, mint 1600 t acélszál beépítését jelentette, és az eddigi adatok elemzése további növekedést sejtet. A vizsgálatok — az anyagjellemzők pontosítása mellett — előreláthatólag az új alkalmazások keresésére és a tervezés, ill. modellezés módszereinek fejlesztésére fognak irányulni.

1. BEVEZETÉS

A szálerősítésű anyagok ötlete évezredekre nyúlik vissza. Már az egyiptomiak szalmát és állati eredetű szőrszálakat keverték az agyaghoz, hogy annak szívósságát és tartósságát javítsák. A beton esetén hasonló hatást szeretnénk elérni. Acélszálak alkalmazását betonban Romualdi és Batson (1963) valamint Romuladi és Mandel (1964) kísérletei alapozták meg a 60-as évek elején.

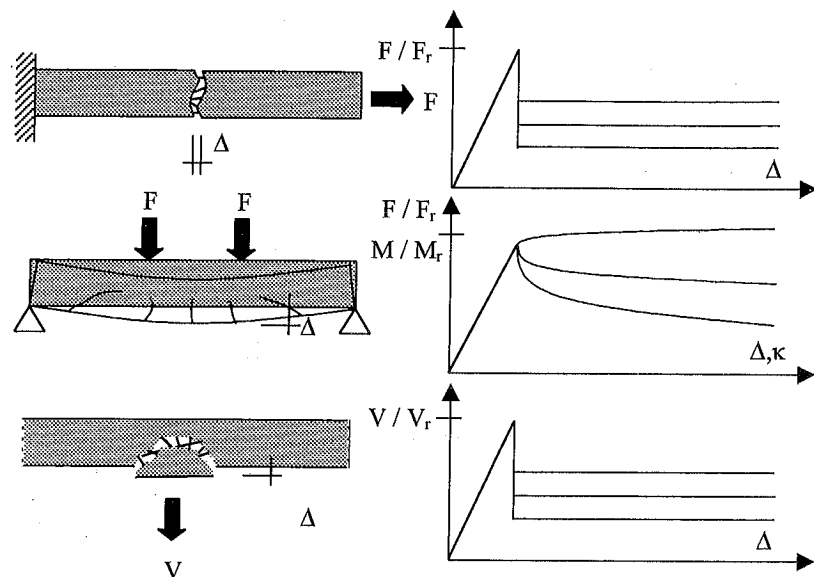
Az **1. ábrán** bemutatjuk a tengelyirányú húzó, a hajlító és a tengelyre merőleges húzó igénybevételek esetén kapható *erő-elmozdulás* jelleg diagrammokat. Látható, hogy a berepedést követően a húzófeszültség nem esik le zérusra, hanem közel konstans értéken állandósul. A gerenda *erő-lehajlás* vagy *nyomaték-görbület* ábrája közel rugalmas-képlékeny viselkedésű, esetleg annál kissé lejjebb vagy följebb fut a szál típusától, de főleg a mennyiségétől függően. A maradó húzószilárdságnak azért nagy a jelentősége, mert ezzel csökkenthetjük (néhány esetben kiküszöbölhetjük) a beton viszonylag kis húzószilárdságából (és a húzószilárdság nagy szórásából) eredő nehézségeket.

A szál nélküli és a szálerősítésű betonok nyomó vizsgálati eredményeiből (**2. ábra**) azt is kiolvashatjuk, hogy a szálmennyiség növelésével nő a törési összenyomódás és a $\sigma-\epsilon$ ábra alatti terület, ami az anyag szívósságának vagyis energiaelenyelő képességének növekedésére utal.

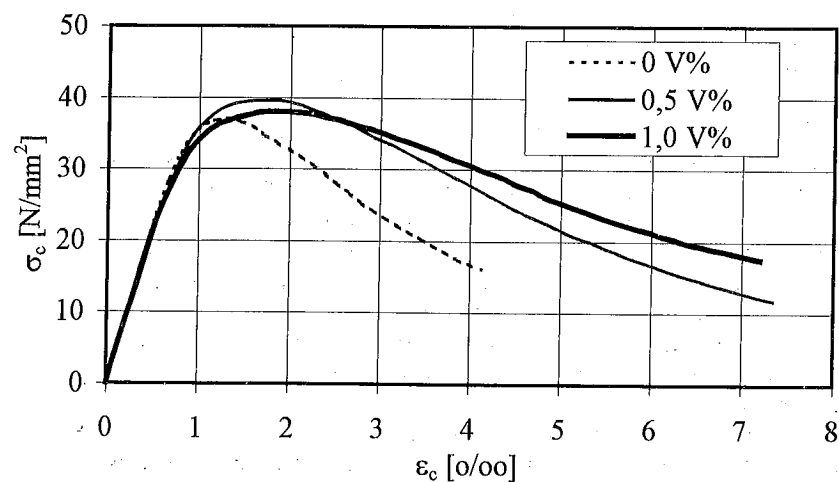
A szálerősítésű beton iránti óriási érdeklődést igazolja a **3. ábra**, amely a hazánkban 1990 óta beépített acélszálak mennyiségének növekedését láthatjuk. 1990 és 1994 között

* okl. építőmérnök, a műszaki tudomány kandidátusa, egyetemi docens

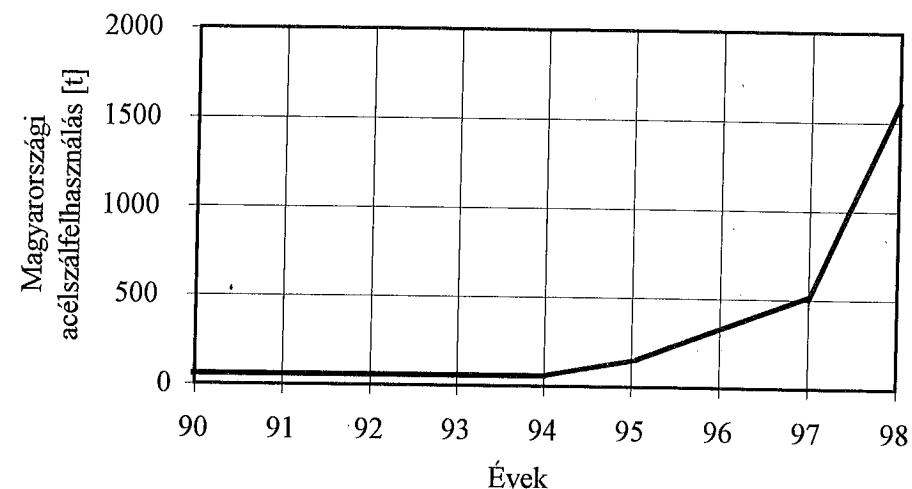
** okl. építőmérnök, ügyvezető igazgató



1. ábra Szálerősítésű betonelemek erő-elmozdulás ábrái 40 kg/m³ acélszál alkalmazása esetén. Sematikus ábrák. (Falkner, 1998 alapján)



2. ábra A törési összenyomódás és az energiaelnyelő képesség növekedése a szál tartalom növelése esetén, acélszál: DRAMIX ZC 30/5 (Balázs, Erdélyi 1996)



3. ábra A Magyarországon beépített acélszálak mennyisége 1990 és 1998 között (becsült értékek az összmenyiségre vonatkozóan)

évente hozzávetőlegesen 100 tonna acélszálat építettünk be. Az évi mennyiség azonban 1997-re már meghaladta az 500 tonnát, és 1998-ra az 1600 tonnát.

A szálak anyaga, valamint geometriai és mechanikai jellemzők lényegesen befolyásolják a szálerősítésű betonok tulajdonságait. Már most fel kell hívnunk a figyelmet arra, hogy ha a szálakat nem megfelelően dolgozzuk be, akkor a szálak a beton tulajdonságait kedvezőtlenül is befolyásolhatják (pl. nőhet a porózitás (légzárványosság), csökkenhet a szilárdság, csökkenhet a tapadás, stb.). A keverésre és a bedolgozásra ezért igen nagy gondot kell fordítanunk.

Jelen cikkünk célja, hogy áttekintsük a szálerősítésű betonok fő jellemzőit, mechanikai viselkedését, alkalmazási területeit, modellezési lehetőségeit. A kísérletek és alkalmazások számának megfelelően a legtöbb eredményt acélszárra, majd műanyagszálra és a legkevésbé üvegszárra és szénszárra tudjuk bemutatni. Könyv formájában megjelent, áttekintő művekként javasolhatjuk a következő forrásmunkákat időrendi sorrendben megadva, magyar nyelven: Szabó (1976), angol nyelven: Hannant (1978), ACI (1987), Reinhardt and Naaman (1992), Balaguru and Shah (1992), Naaman and Reinhardt (1996). Az egyes kérdésekhez tartozó cikkeket a témák részletezésénél adjuk meg.

1.1 Fogalmak

Új anyagok megjelenése esetén mindig új fogalmakat is kell alkotnunk. A szálerősítésű betonok elterjedt angol nyelvű rövidítése FRC (fiber reinforced concrete). A szál anyagát ezen szavak előtt tüntetjük föl, s így kapjuk például az acélszál erősítésű beton (SFRC, S=steel), a polipropilénszál erősítésű beton (PPFRC), az üvegszál erősítésű beton (GFRC, G=glass) vagy a szénszál erősítésű beton (CFRC, C=carbon) megnevezéseket. Acélszálak esetén hazánkban forgalomban voltak még az acélhajbeton és az acélrostbeton kifejezések is.

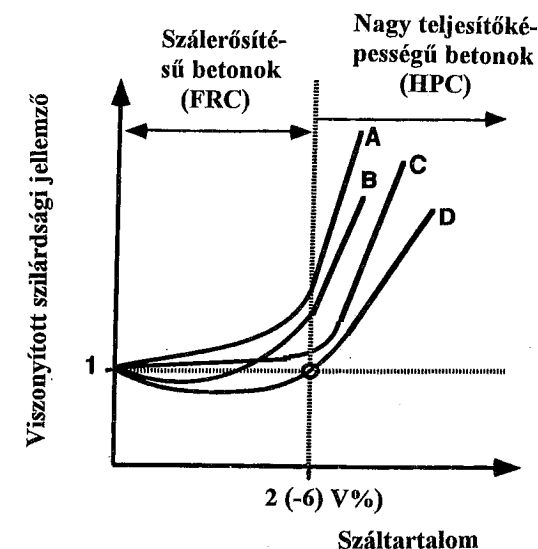
A szálak befogadó anyagát *ágyazó anyagnak* nevezzük (angolul: matrix). Az ágyazóanyag esetünkben beton (ill. esztrich vagy habarcs). A *száltartalom* megadja a szálak térfogatát, ill. tömegét a szálerősítésű beton egységnyi térfogatára vonatkoztatva, s ezek egymásba könnyen átszámíthatók a szál térfogatsúlyának figyelembevételével. Így például 1 térfogatszázalék acélszál 78.5 kg/m^3 -nek felel meg. A térfogatszázalék (V% angolul: volume fraction) használata kedvezőbb az acél, ill. a műanyag és egyéb szálak vizsgálati eredményeinek összehasonlításakor, mint a térfogategységre vonatkoztatott tömeg. A *szálhossznak* (ℓ) határt szab részben a keverhetőség, részben pedig a szál kihasználhatósága. Túl rövid szálak kihúzódhatnak, túl hosszú szálak jelentős része nincs kihasználva. A szálak mentén ébredő kapcsolati feszültség fordítottan arányos a szálhosszal. A *kritikus hossz* adja meg azt a szálhosszat, amely éppen elegendő a szál folyási határának eléréséhez. Ennél rövidebb szálak kihúzódása várható, hosszabbak esetén azok szakadása. A szálak egyik fő geometriai jellemzője a *szálkarcsúság* ($\ell/\varnothing$) (angolul: aspect ratio), amelyet a szálhossz és a szálátmérő arányával fejezünk ki. Acélszálak karcsúsága jellemzően az 50-100 tartományba esik. Műanyag szálak kis átmérője miatt karcsúságuk ettől eltérő lehet.

1.2 Szálerősítésű beton - nagy teljesítőképességű beton

A száltartalom függvényében megkülönböztetünk kis és nagy száltartalmú betonokat (4. ábra és 1. táblázat). A kis száltartalmú betonokat tekintjük hagyományos értelemben vett szálerősítésű betonoknak, amelyek 0,1-2 V% acél-, műanyag-, üveg-, ill. szén- (vagy vegyesen acél- és műanyag-) szálakat tartalmaznak hagyományos (feszített vagy nem feszített) vasalással együtt vagy anélkül. A száltartalom jellemzően 0,1-2,0 V%, de vannak olyan termékek is (pl. vékony, üvegszálazs lemezek), amelyek száltartalma 5-6 V%. (A 2-6 V% közötti adagolást így átmeneti tartománynak tekinthetjük.) Elsősorban gazdaságossági okok miatt az alábbiakban a 0,1-2 V% száltartalmú betonokkal foglalkozunk. Mint látni fogjuk, jellemzőjük, hogy a beton tulajdonságait már sokféle vonatkozásban megváltoztatják, de jelentős szilárdságnövekedést általában nem eredményeznek. A szálakat vagy a száraz vagy a nedves betonkeverékhez adagoljuk. Ha a száltartalmat erősen megnöveljük (2, ill. 6-tól 27 V%-ig), akkor a szilárdság lényeges növekedésére is számíthatunk (az ár érezhető növekedésével egyidejűleg). Ezeket a betonokat a nagy teljesítőképességű betonokhoz (HPC, angolul: high performance concrete) soroljuk. Ide tartoznak például a SIFCON (angolul: slurry infiltrated fiber concrete) a SIMCON (angolul: slurry infiltrated mat concrete) és a RPC (angolul: reactive powder concrete). A nagy száltartalom miatt a szálak bekeverése hagyományos módszerekkel már nem végezhető el, ezért a szálakat helyezzzük el először a zsaluzatban, és arra öntjük rá a kisszemcsés ($d_{\max}=4 \text{ mm}$) cementhabarcsot. Ezekkel az anyagokkal jelen dolgozatunkban nem foglalkozunk részletesen, csupán fő jellemzőit mutatjuk be a 4. pontban.

1.3 A szálak geometriai és mechanikai jellemzői

A szálerősítésű betonokhoz elsősorban acél-, műanyag- (polipropilén-, polietilén-, nylon-, akril-) valamint korábban üveg-, azbeszt- és újabban szén- és aramid szálakat használunk (Kiss 1991, Kausay 1994). Mindezen szálak geometriai és mechanikai jellemzőit a 2. táblázatban foglaltuk össze. A szálak térfogatsúlya, rugalmassági modulusa, húzószilárdsága és szakadó nyúlása jelentősen eltérő, és így elsődleges felhasználási



4. ábra A szilárdsági jellemzők megváltozása a száltartalom növelésével. Sematikus ábra - A, B, C, D: különféle szálak, ill. bedolgozási viszonyok esetén. (Naaman, Paramasivan, Balázs et al., 1996)

1. táblázat Kis és nagy száltartalmú betonok fő jellemzőinek megkülönböztetése

JELLEMZŐK	SZÁLERŐSÍTÉSŰ BETONOK (FRC)	NAGY TELJESÍTŐKÉPESSÉGŰ BETONOK (HPC) pl. SIFCON, SIMCON
Száltartalom:	kis száltartalom: 0,1-2 (6) V%	nagy száltartalom: 2 (6)-27 V%
Szálak:	acélszálak műanyag-, üveg-, ill. szénszálak acél- és műanyagszálak vegyesen	elsősorban acélszálak
Adalékanyag:	$d_{\max}$: 4, 8, 16 vagy 32 mm	$d_{\max}$: 4 mm
Vasalás:	Hagyományos feszített vagy nem feszített vasalás egyidejűleg lehetséges.	Hagyományos vasalás nem lehetséges.
Szilárdsági jellemzők:	A szilárdsági jellemzők általában nem változnak jelentősen.	A szilárdsági jellemzők jelentős növekedése várható.
Bedolgozás:	A szálak adagolása a betonhoz.	A beton (habarcs) adagolása a szálakhoz.

körük is eltérő lehet. Tipikus acél-, ill. a műanyagszálakat az 1. és 2. fényképek mutatnak.

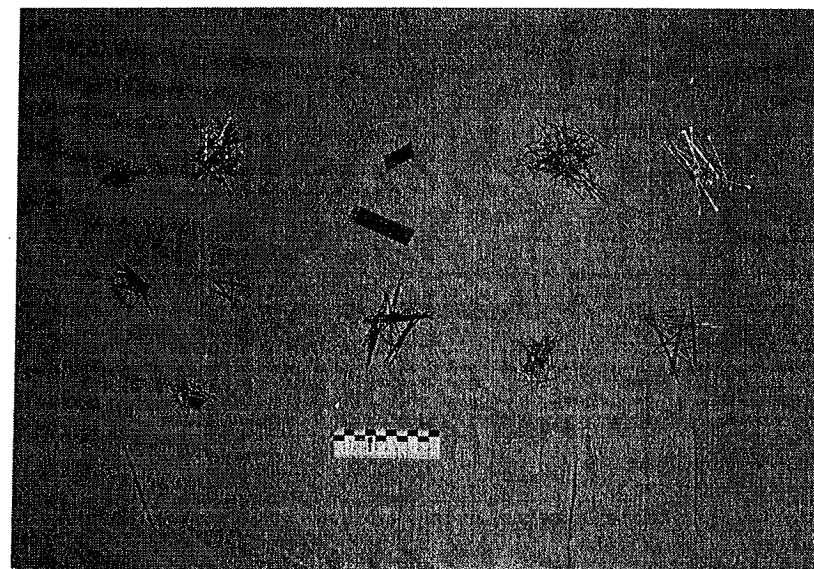
2. táblázat A szálak geometriai és mechanikai jellemzői (Balaguru, Shah 1992 valamint Hannant 1978 alapján)

Száltípus	Ø Átmérő µm	ℓ Hossz mm	γ Térf. súly kN/m³	E Rugmod. N/mm²	ν Poisson tényező	f _t Húzószil. N/mm²	ε _u Szakadó- nyúlás, %
acél	100-600	10-60	78,5	200 000	0,28	700- 2000	3,5
polipropilén	100- 2000	5-75	9,0	<5 000	0,29- 0,46	400	8-18
nylon	>4	5-50	11,4	<4 000	0,40	750-900	13,5
E-üveg	8-10	10-50	25,4	72 000	0,25	3 500	4,8
AR-üveg	8-10	10-50	27,4	78 000	-	2 500	2,5
aramid	10-12	10-20	14,4	50 000- 150 000	-	3 500	
szén	8-10	10-20	18,0	150 000- 300 000	0,35	1 800- 3 500	0,8-1,6
azbeszt	0,1-30	5-40	25,5	164 000	0,30	200- 1 800	2,3

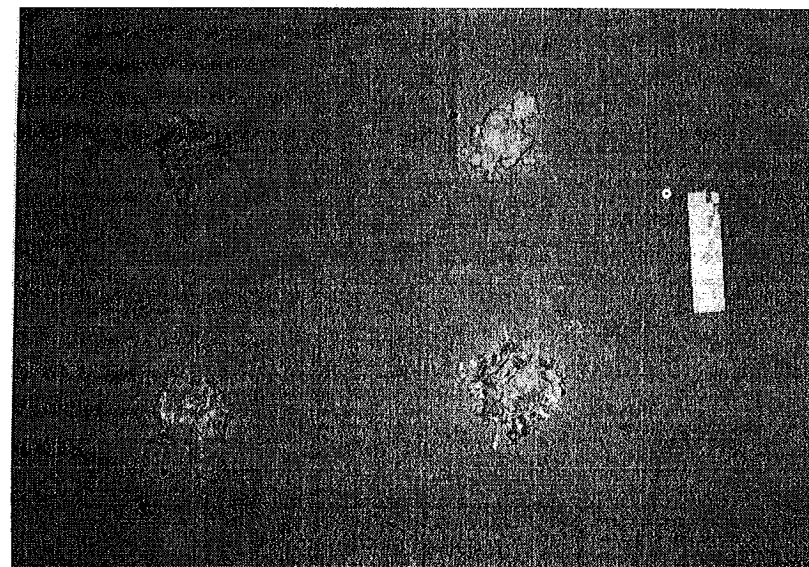
A szálak alakjának megválasztása a szálak tapadását vagy lehorgonyozóképességét hivatott segíteni. Az egyenes acélszálak mellett ezért megjelentek hullámos, kampós végű, rovátkolt vagy bordázott felületű szálak is. A műanyag szálak simák, hullámosak vagy egymással hálószerűen összekapcsoltak lehetnek. A szén és aramid szálak sima felületűek és egyenesek.

2. A SZÁLERŐSÍTÉSŰ BETONOK MÚLTJA

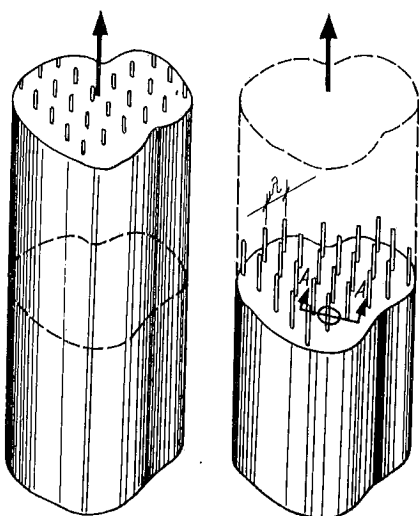
Romualdi és Batson (1963) gerendakísérletei során (amelyeket az irodalom az elsők között említ) még egymással párhuzamosan végigfutó 0,9, ill. 1,6 mm átmérőjű acélszálakat alkalmaztak (5. ábra). A kísérleti eredmények kedvezőek voltak mind a repedéstágasság, mind pedig a törőteher szempontjából. A további vizsgálatok során mind ők, mind pedig mások már nem irányított, hanem véletlenszerűen elhelyezkedő szálakat alkalmaztak. A szálak kezdetben a legkönnyebben hozzáférhető, sima felületű acélszálak voltak. Műanyag szálakkal az első vizsgálatot Goldfein (1965) végezte. A műanyag szálak jelentős alkalmazása azonban csak a 70-es évek végén következett be.



1. fénykép Acélszálak



2. fénykép Műanyagszálak



A zsaluzatok és a betontechnológia fejlődése mellett a vasalások kialakítása is fejlesztésre várt az építési sebesség növelése érdekében. Ezért nem véletlen, hogy elsősorban a kivitelező vállalatok keresték a megoldásokat a vasbetonépítés termelékenyebbé tételéhez. Természetes módon adódott, hogy a szálerősítésű betonok alkalmazása világviszonylatban azokon a területeken kezdődött el (és maradt máig is az alkalmazások súlypontja), amelyeken az esetleges bizonytalan működéssel kapcsolatos kockázat kicsi volt — mint például a betonpadlóknál — ahol a lemez esetleges törése nem jár leszakadással és viszonylag könnyen javítható.

5. ábra Drótbetűtes betonelem elvi ábrája az irodalomban elsők között számontartott szálerősítésű beton kísérletekhez (Romualdi, Batson 1963)

Az első hazai, nagy méretű acélszálerősítésű betonpadló 1989-ben készült a Suzuki esztergomi autógyárának szerelőcsarnokában DRAMIX acélszállal. Erre az alkalmazásra akkor a vákuumbeton alternatívájaként került sor. Ettől kezdve évről-évre növekedett az acélszálak alkalmazása, annak ellenére, hogy hiányosak voltak az ismeretek. 1989 óta mintegy 1,0 millió m² ipari betonpadló készült hazánkban szálerősítésű betonból.

A Suzuki csarnokbeli alkalmazást azonban hazánkban jóval megelőzte 80 km acélszálerősítésű SIOME cső gyártása az 1970-es években (Dombi, 1977, 1993), ami összességében 150 000 tonna (60 000 m³) szálerősítésű beton bedolgozását jelentette. A csövek átmérője 1000, 1250, ill. 1500 mm, szerkezeti hossza 2400 mm volt. A csövek 40 mm hosszú, 0,38 mm átmérőjű és 1180-1570 N/mm² szakítószilárdságú, sima, hidegen húzott acélszálakkal készültek, amelyeket a D4D Drótművek gyártott. A 2,3 V% acélszáladagolás a cső átmérőjétől függően a törőteher 1,5-2,7-szeres növekedését eredményezte. A csövek kellőképp vízzárónak és tartósnak bizonyultak. A pozitív tapasztalatok ellenére sajnos a következő alkalmazások sokáig vártak magukra.

3. A SZÁLERŐSÍTÉSŰ BETONOK JELENE

A vizsgálatok túlnyomó többségében a szálak és a szálerősítésű betonanyag mechanikai jellemzőinek meghatározását tűzték és tűzik ki célul a kutatók. Aránylag kevés vizsgálati eredmény ismeretes szálerősítésű betonból készült szerkezeti elemekkel. A legnagyobb lemaradás a szálerősítésű beton viselkedésének modellezésében tapasztalható. Általános érvényű és általánosan elfogadott modellek még világviszonylatban sem állnak a tervezők rendelkezésére. Ebből kifolyólag a szálerősítésű betonok szabványosításában is jelentős lemaradás tapasztalható.

A legszélesebb körű felhasználásra az acélszál, majd a műanyagszál talált. Az azbesztszál használatát egészségügyi okokból betiltották. Üvegszálat nagy mennyiségben használtak külföldön a 80-as években. A szálak azonban nem bizonyultak kellőképpen alkálállóknak. További alkalmazásukhoz hosszútávon alkáliálló üvegszálak kifejlesztésére van szükség. A szén és az aramid szálak alkalmazása csak napjainkban kezdődött meg pl. homlokzati falpanelekhöz. Széleskörű alkalmazásuknak pillanatnyilag magas árak szab korlátot.

3.1 A szálerősítésű beton keverése

A szálerősítésű betonok keverése sokáig komoly nehézséget jelentett. Keverés közben legfontosabb célunk, hogy elkerüljük a szálak egymásba kapaszkodását, mert a kialakuló labdaszerű képződmény nem esik szét, hanem fokozatosan növekszik. Ennek elkerülésére különféle technikák alakultak ki. Egyik lehetséges út, hogy a szálakat keverés előtt szétválasztjuk, vagy éppen fordítva, vízdékony ragasztóval összeragasztjuk őket (mint pl. a DRAMIX szálak esetén), és azok csak a nedves keverékben válnak szét. Ma már a szálak bekeverése nem jelent műszaki problémát. Kaphatók mind acélszálból (pl. DRAMIX), mind műanyagszálból (pl. FORTA-FIBRE) olyan kiszerelések is, amelyeket elegendő zacskóstól együtt az építés helyszínén a mixerbe dobni, és néhány percig tovább keverni.

A keverhetőséget a szilikapor alkalmazása is javítja. A nagyobb finomrész tartalmú keverékbe a szálak könnyebben és nagyobb mennyiségben keverhetők bele (Bálint, 1999).

3.2 Anyagjellemzők

3.2.1 A frissbeton tulajdonságai

Keveréskor figyelembe kell vennünk, hogy a szálak mind a bedolgozhatóságot, mind a beton porustartalmát befolyásolják. A száltartalom és a szálhossz növelésével a bedolgozhatóság romlik. A kedvező bedolgozhatóság és a kis víz-cement tényező tarthatósága érdekében szinte kötelező folyósítószert, esetleg képlékenyítőszert alkalmazni. Bedolgozás közben a betont vagy a zsaluzatot megfelelő frekvencián vibrálni kell.

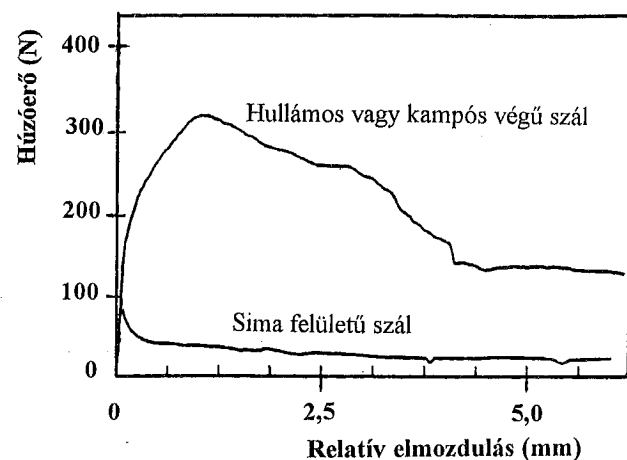
A műanyagszálak egyik kiváló tulajdonsága, hogy csökkentik a frissbetonkeverék repedéserzékenységét a betonozást követő 1-2 órában. Jellegzetes alkalmazásokat találhatunk ezért olyan elemeknél, amelyeknél a korai repedések kialakulásának megelőzése hangsúlyozottan fontos.

3.2.2 A szálak tapadása

Alig van a szálerősítésű betonnak olyan tulajdonsága, ami nem függ a szálak tapadásától (Naaman and Najm, 1991). A szálak tapadása elsősorban a szálak anyagától, alakjától, felületi kialakításától, az ágyazóanyag mechanikai tulajdonságaitól, a száltartalomtól, és a terhelés sebességétől függ.

Egyenes acélszál esetén a húzóerő közel lineárisan növekszik a szál megcsúszásáig, majd visszaesik és csekély mértékben csökken a kihúzóerő (relatív elmozdulás) növekedésével (6. ábra). Hullámos, bordás vagy kampós végű szálak tapadási szilárdsága a sima szál 3-

4-szeresét is eléri, s így a kihúzóerőkhöz szükséges energia is közel ilyen arányban növekszik. Ha a szálvégi kampó a kihúzás közben leszakad, akkor a tapadóerő hirtelen leesik, és a kihúzóerő viselkedés továbbiakban a sima száléhoz hasonló lesz. A maximális kihúzóerőből kísérletileg kapott kapcsolati szilárdság sima szál esetén $1,0-2,8 \text{ N/mm}^2$, kampós szál esetén $3,5-7,0 \text{ N/mm}^2$ és bordás szál esetén $2,8-6,7 \text{ N/mm}^2$ volt (Naaman and Najm, 1991).

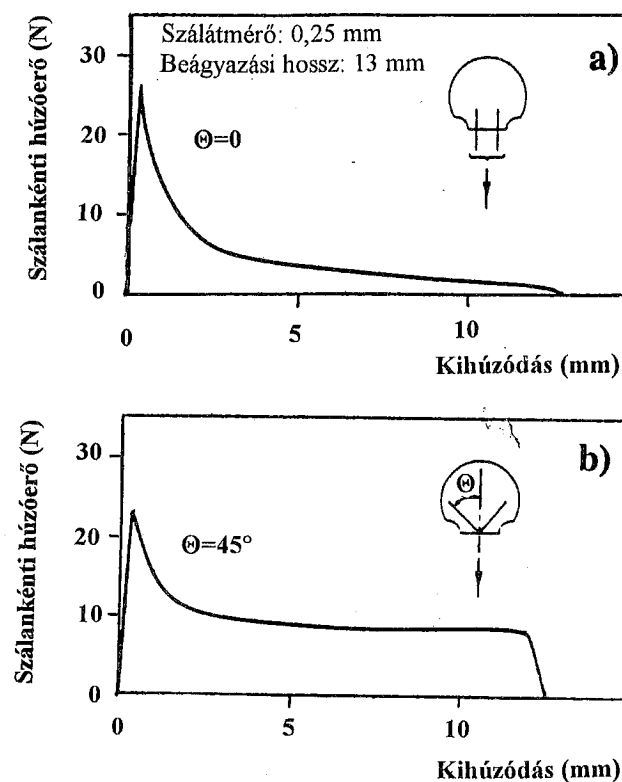


6. ábra Sima és kampós végű acélszálak kihúzóerő-relatív elmozdulás ábrái (Naaman, Najm 1991)

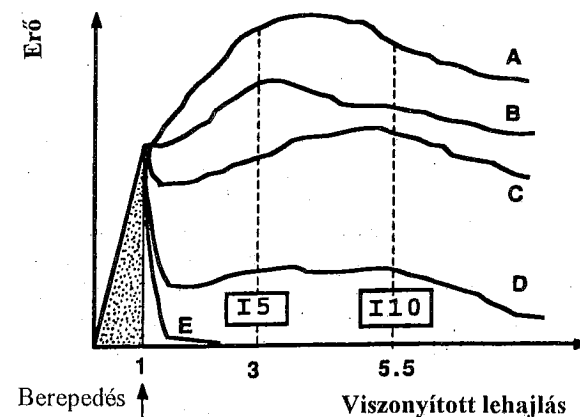
A szálak véletlenszerű eloszlása miatt ismernünk kell a szálra ható húzóerő és a szál tengelye által bezárt szög hatását. A tapadási tulajdonságok mellett ekkor a csapathásból származó ellenállást is figyelembe vehetjük, ami elsősorban a szál anyagától és a bezárt szögtől függ. Acélszálak esetén ez a hatás jelentős lehet (7. ábra), műanyag szálak esetén ez általában elhanyagolható.

3.2.3 Szívósság

A szálak alkalmazásának egyik elsődleges célja, hogy javítsuk a beton *energiaszívó képességét*, amely az erő-lehajlás vagy a $\sigma-\epsilon$ függvény integráljával jellemezhető. A megnövelt szívósság jelenti egyúttal a duktilitást, a fáradási szilárdságot és a lökésszerű teher alatti teherbírást növekedését is. A szívósság jellemzésére a szívóssági indexet használjuk (Erdélyi A., 1993, 1997). A szívóssági index definíciója az ASTM C-1018 szerint az erő-lehajlás ábra területe az első repedés megjelenésekor mért lehajlás 3-, ill. 5,5-szörösége (és így tovább) osztva az első repedésig kapott ábra területével. Az utóbbit tekintik a rugalmas energiának. Így kaphatók az I5 és I10, stb. jelű szívóssági indexek (8. ábra). Ez a definíció természetesen kiterjeszthető húzott és nyomott elemre is. Kutatók használják a szívóssági indexet a szálalósított és a szál nélküli betonok teljes erő-elmozdulás ábrájának alatti területek hányadosaként is. A szívóssági index



7. ábra A szál tengelye és a húzóerő által bezárt szög (Θ) hatása a húzóerő-relatív elmozdulás ábrára sima acélszál esetén piskótaszakításkor (Naaman, Najm 1991)



8. ábra A szívóssági index (I5 és I10) meghatározása hajlított gerenda terhelőerő-lehajlás ábrájából. A, B, C és D: eltérő típusú és száltartalmú szálalósított betonok (Naaman, Reinhardt 1996)

jól felhasználható a felkeményedő tulajdonság jellemzésére. Kampós végű vagy hullámos acélszálakkal kedvezőbb szívósság érhető el, mint a sima acélszálak.

A műanyagszálak rugalmassági modulusa kisebb, mint az acélé és a betoné. A repedések megjelenése után kis száltartalom esetén az ellenállás általában leesik. Nagyobb száltartalom esetén azonban növekedhet, de jelentős alakváltozások, ill. lehajások ébrednek a szükséges húzóerő felépítéséhez. Azonos száltartalom esetén az acélszállal készült beton energiaelnyelő képessége nagyobb, mint a műanyagszálakkal készülté (Gopalaratnam et al., 1991).

3.2.4 Nyomó-, húzó- és hajlító-húzószilárdság

A 0,1-2,0 V% száltartalom tartományban sem az acél, sem a műanyag szálak esetén nem várhatunk jelentős *nyomószilárdság* növekedést (Kausay, 1994 és 9.a ábra). A törési összenyomódás és a szívósság azonban növekedni fog. A σ - ε ábra érintőmodulusa szálakkal adódhat kisebbre vagy nagyobbra, mint a szál nélküli betonban, a beton porozításától függően.

A *húzószilárdság* vizsgálatát végezhetjük tiszta húzásként, kiszélesedő végű húzópróbatesten vagy hasítóvizsgálatként hengeres próbatesten. Tiszta húzásra az 1. ábrán mutattunk be példát, ami felhívta a figyelmet a szálerősítésű beton azon előnyére, hogy az első repedés megjelenésekor a húzószilárdság nem esik le zérusra. A maradó húzószilárdság a szál típusának és a száltartalomnak a függvénye. $\varnothing 150$ mm és $\ell=300$ mm hosszú hengereken végzett vizsgálataink során (Balázs, Erdélyi 1996) a *hasító-húzószilárdság* jelentős növekedését tapasztaltuk 0,5 és 1,0 V% acélszáladagolás esetén (10. ábra).

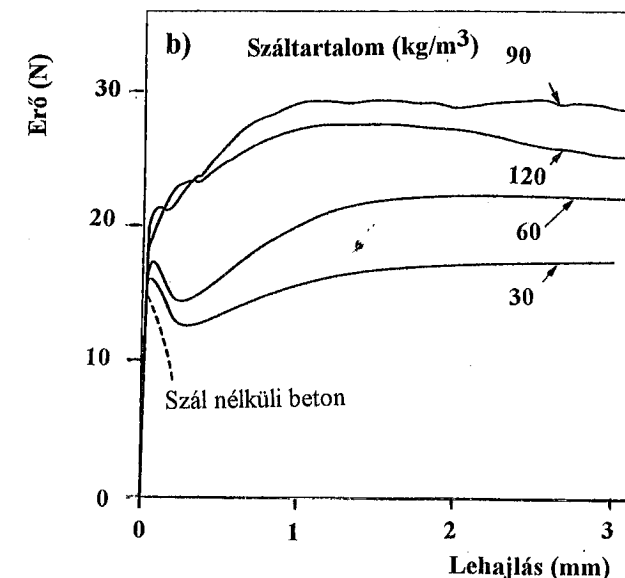
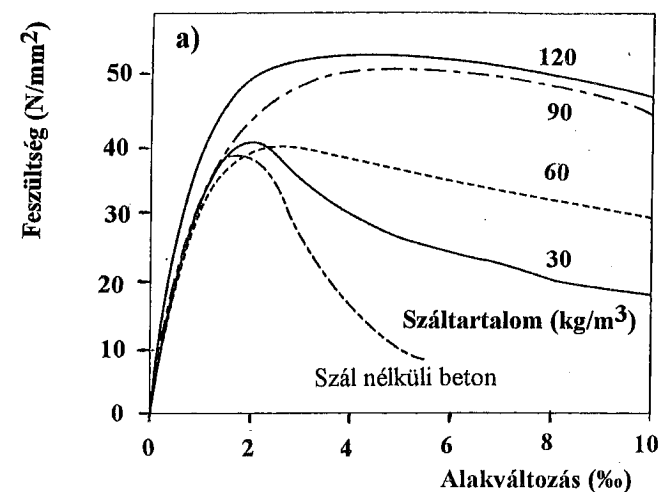
Balaguru és Shah (1992) azt javasolják, hogy a *hajlító-húzószilárdság* növekedést 90 kg/m³ acélszáltartalomig hanyagoljuk el a tervezés során (9.b ábra). Kísérleteikben az energiaelnyelőképesség növekedése a 0-30 kg/m³ száladagolás tartományban adódott relatíve a legnagyobb. 30 és 60 kg/m³ száladagoláskor a berepedést követően az erő visszaesett, majd stabilizálódott (30 kg/m³) vagy enyhén növekedett (60 kg/m³) (9.b ábra). 90 és 150 kg/m³ száladagolással visszaesés már nem volt tapasztalható. *Vagyis a repesztőteher utáni növekedés vagy visszaesés a száltartalom függvénye.* A fenti megállapításokat más hazai kutatók is igazolták (Erdélyi A., 1994, 1995)

3.2.5 Sokszorozómélt és lökészerű terhelés

Mind az acél, mind pedig a műanyagszálak növelik a beton fáradási szilárdságát. Wu, Shivaraj és Kamakrishnan (1989) hajlító vizsgálataik során kapott Wöhler diagrammot a 11. ábra mutatja 0, 0,5, 1,0 és 1,5 V% acélszáltartalom esetén.

Kormeling és Reinhardt (1980) gerendavizsgálatok során azt tapasztalták, hogy szálakkal és hagyományos vasalással ellátott gerendák fáradási szilárdsága jóval nagyobb volt, mint a szálak nélküli, hagyományos vasalású gerendáké (szálak nélkül: $n_u=265 \cdot 10^3$, 31 mm hosszú, kampós végű szálakkal: $n_u=453 \cdot 10^3$, 24 mm hosszú, egyenes szálakkal: $n_u=600 \cdot 10^3$, és 50 mm hosszú, kiszélesedő végű szálakkal: $n_u=1400 \cdot 10^3$) adódott. A teher frekvenciája 3 Hz volt.

Naaman és Gopalaratnam (1983) 12,5 mm vastag, 75 mm széles és 254 mm fesztávolságú acélszálerősítésű lemezekon végzett vizsgálatokkal megállapították, hogy a terhelési sebesség növekedésével mind a törőteher, mind pedig az energiaelnyelő

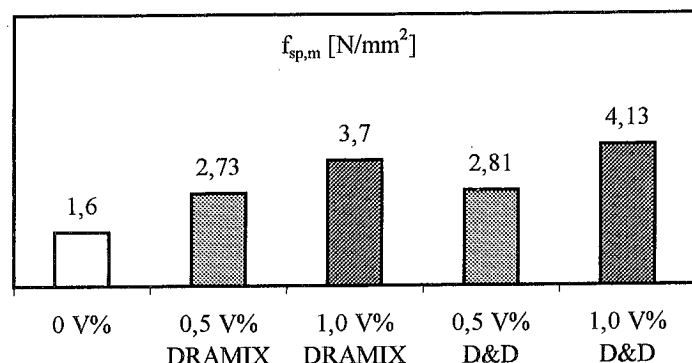


9. ábra Szálerősítésű beton nyomási és hajlítási viselkedése kampós végű acélszálak alkalmazása esetén, $\ell=50$ mm (Balaguru, Shah 1992)

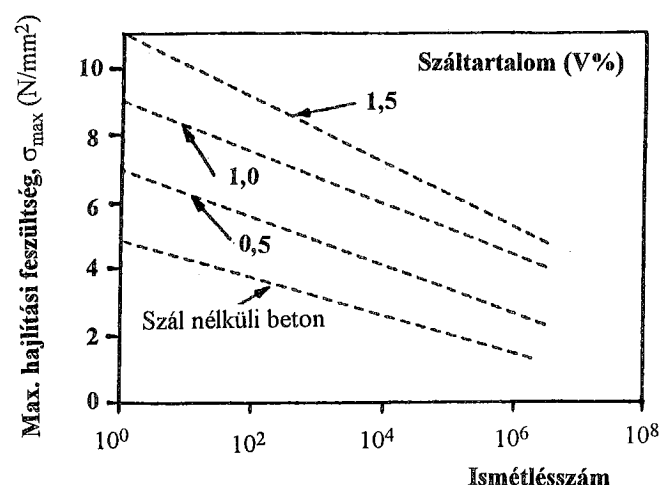
a) σ - ε ábrák $\varnothing 150$ mm, $\ell=300$ mm-es hengereken

b) F-a ábrák 100·100·350 mm-es gerendán, harmadpontos terheléssel, $\ell_{ef}=300$ mm

képesség növekszik. A szálcarsúság növekedtével — és egyéb körülményeket változtatlanul hagyva — a terhelési sebesség hatása növekedett.



10. ábra Hasító-húzószilárdság növekedése acélszálak alkalmazása esetén (Balázs, Erdélyi 1996)



11. ábra A fáradási szilárdság növekedése acélszálak alkalmazása esetén (Wu, Shivaraj, Khamakrishnan 1989)

3.2.6 Tartósság

A tartósság szempontjából legnagyobb jelentősége az acélszálak korróziójának, illetve a műanyagszálak alkáli ellenállóképességének van.

Az acélszálak korróziója a felületi, karbonátosodott rétegre korlátozódik. Mangat, Molloy és Gurasamy (1989) kísérleti eredményei szerint a klorid ionok behatolása nem

befolyásolja a szálak korrózióját. Az acélszálak tartósságára vonatkozóan további vizsgálatokra volna szükség.

A polipropilén, a nylon-, az akril- és a szénszálak hosszútávon tartósnak tekinthetők (Hannant, 1989).

3.2.7 Tűzállóság

Műanyagszálak használata a tűzállóság szempontjából kedvező. A hő hatására ugyanis kiolvadnak a betonból, teret adva a betonban lévő víz távozásához. Ezáltal kisebb a belső feszítő hatás a betonban. Előnyös alkalmazásuk főként oszlopoknál mutatkozik.

3.2.8 Vízáteresztőképesség

A beton vízáteresztőképességét a szálak kedvezően befolyásolják (Grahle, Ebbert 1994). A berepedt keresztmetszeteken átfolyó vízmennyiség csökken (Winterberg, 1997).

3.3 Szerkezeti elemek

3.3.1 Hajlítási viselkedés

Hagyományos (feszített vagy nem feszített) vasalás és acélszálak egyidejű alkalmazásakor megállapítható, hogy a törésig bekövetkező lehajlás növekszik (Craig, 1987). A szálerősítésű beton nyomási viselkedésénél már láttuk, hogy szálak alkalmazása esetén a nyomószilárdság csupán csekély mértékben növekszik. Ebből kifolyólag, ha a hajlított elem tönkremenetele a nyomott öv tönkremenetele miatt következik be, akkor szálak alkalmazásával csupán csekély mértékben növelhetjük a törőerőt vagy a törőnyomatékot (Balázs, Kovács, Erdélyi 1998). A hajlított gerendában a repedések megoszlása kedvezőbb, és a legnagyobb repedéstágasság értéke kisebb lesz. A szakirodalomban általában úgy tekintik, hogy a szálak jelenléte csökkenti a lehajlást. A szerzők véleménye szerint a lehajlás csak akkor csökkenthető acélszálakkal, ha megfelelő bedolgozással biztosítani tudjuk, hogy a szálerősítésű beton rugalmassági modulusa nagyobb, mint a szál nélküli betoné, -ez pedig nem kézenfekvő, még növekvő nyomószilárdság esetén sem (Erdélyi A., 1999).

3.3.2 Nyírási viselkedés

A szálerősítésű beton felhasználásának egyik legígéretesebb területe a szerkezeti elemek nyírási teherbírásának növelése. A térben eloszló szálak nem csak kedvező nyírási teherbírást biztosítanak, hanem a maximális teher elérése után kedvező törési viselkedést tesznek lehetővé (csökken a nyírási ridegség). Kísérletileg igazolódott, hogy a szálak által fölvetett nyíróerő kedvezően kiegészíti, ill. helyettesíti a nyírási vasak által fölvehető nyíróerőt, így fennáll annak a lehetősége, hogy szálerősítés esetén csökkentsük a kengyelezés mennyiségét (Batsan, Jenkins, Spatney 1972).

Balázs, Kovács, Erdélyi (1998) 2 m hosszú vasbeton gerendákon végzett kísérletei során a nyírási vasalás nélküli (vagy nyírássra gyengén vasalt) tartók esetén már elérhető volt a nyomatéki teherbírás szintje 1 V% acélszál alkalmazásával (12. ábra). Ezekben a kísérletekben változott a száltartalom és a kengyelezés mennyisége, míg állandó volt a

hosszirányú vasalás mennyisége. A vizsgálatokat kampós végű DRAMIX ZC 30/5 és hullámos D&D ~30/5 szálakkal végezték.

Sík lemezek átszűrődési teherbírására is kedvező hatással lehetnek az acélszálak (Walraven, Pat, Markov 1987 valamint Falkner, Kubat, Droese 1994). Ezen a területen azonban további vizsgálatokra van még szükség.

3.3.3 Feszített tartók

Szálerősítésű betonok feszített tartóban való alkalmazásáról csupán kevés kísérleti eredményünk van (hajlított gerendákról: Hanecka et al. 1994, csavarásról: Wafa et al. 1992, átszűrődásról: Falkner, Kubat, Droese 1994). A szálerősítésű beton kedvező hatását elsősorban a tartók olyan részein tudjuk kihasználni, ahol jelentős húzó igénybevételek ébrednek. Ilyenek például a *tartóvégek*, ahol a koncentrált vagy a kvázi koncentrált feszítőerő jelentős keresztirányú húzófeszültségeket ébreszt, vagy a feszítőerő átadódásából származó húzóerők fölvétele előfeszített tartókban vagy a nyírási vasalás nélküli feszített tartók esete.

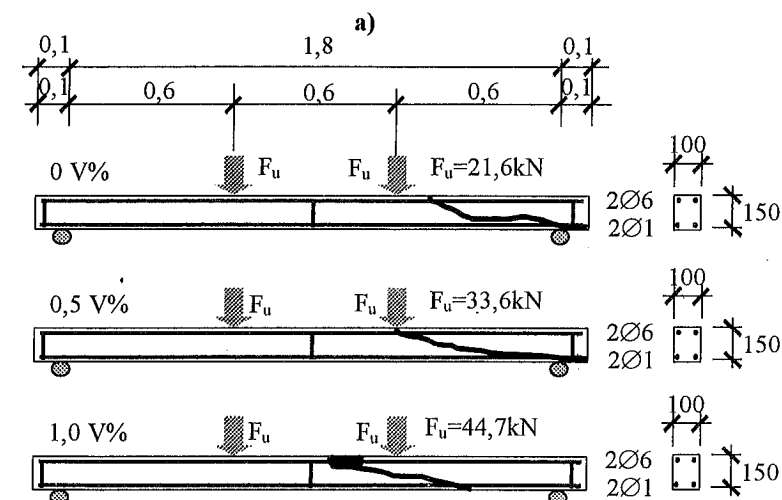
Balázs, Erdélyi és Kovács (1997) valamint Erdélyi és Balázs (1998) kísérleti eredményei szerint előfeszített tartók feszítőbetéteinek erőátadódási hossza és tartóvégi behúzóda acélszáladagolás esetén csökken. Ennek magyarázata lehet, hogy a kapcsolati feszültségek okozta mikropedések tovaterjedését a szálak korlátozzák. Az *erőátadódási* hossz csökkenésének mértéke a szokásos feszítési feszültségek tartományában 13-20 % volt, a behúzóda 14-22 %. A 0,5, ill. 1 V% száladagolás közel azonos eredményre vezetett. A nyírási vasalást egyáltalán nem tartalmazó elemek törési vizsgálatok a szálak segítségével elkerülhető volt a nyírási jellegű tönkremenetel.

3.4 Tervezés-modellezés

A szálerősítésű betonok viselkedését leíró mechanikai modellek kidolgozása jóval lemaradt az alkalmazások mögött. Kezdetben a modellek felépítése során külön paraméterként igyekeztek figyelembe venni a szálak irányítottságát, térfogategységre jutó mennyiségét és lehorgonyzókéességét.

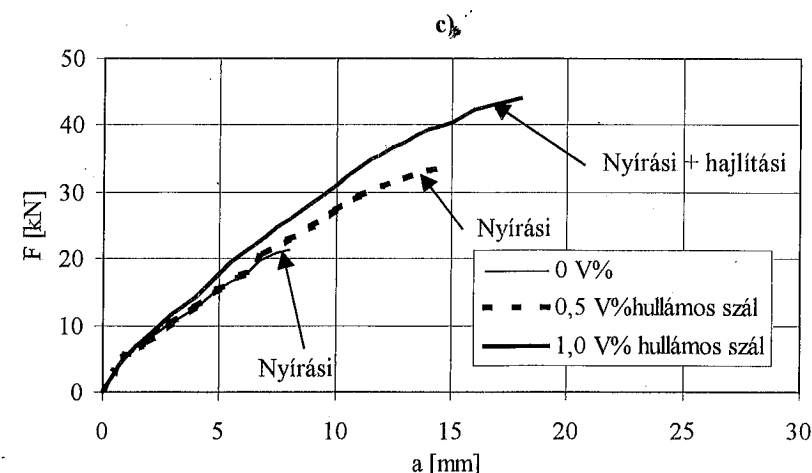
Az újabb modellek inkább hajlító vagy húzó kísérletekkel kapott σ - ϵ diagrammok közvetlen felhasználását célozzák, amelyek magukban hordozzák fenti paraméterek hatását. Mindezek kihasználják a szálerősítésű beton azon kedvező tulajdonságát, hogy a húzószilárdság elérése után ugyan leesik a feszültség, de egy közel állandó érték továbbra is figyelembe vehető. A keresztmetszet vagy annak egy része tehát *berepedés után* is alkalmas így húzóerő fölvételére (Hannant 1978, Dulácska 1994) (13. ábra).

A tervezési javaslatok és számítási módszerek kidolgozói (DIN 1991, Concrete Society 1994, Dulácska 1994, Bekaert 1995) általában a szálerősítés nélküli betonra érvényben lévő előírások módosításával szándékoznak figyelembe venni a szálak hatását. Általánosan elfogadott elvnek tekinthető például, hogy a nyírási teherbírás számításánál a szálak hatását egy additív taggal vegyék figyelembe. Tervezési előírás kidolgozásán jelenleg a RILEM Technical Committee 162 "Testing and Design of Steel Fiber Reinforced Concrete = Acélszálerősítésű beton vizsgálata és tervezése" munkabizottság dolgozik.



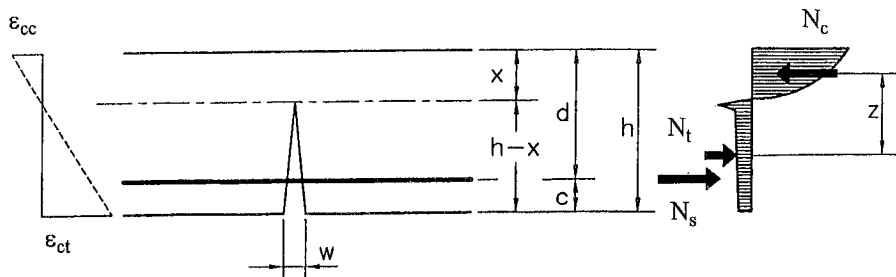
b)

Száltartalom	$f_{c,m}$	$f_{sp,m}$	Törőerő	$\frac{F_u}{F_u^{0V\%}}$	Max. lehajlás	$\frac{a_u}{a_u^{0V\%}}$	Törési mód
V%	N/mm ²	N/mm ²	F_u kN	%	a_u mm	%	
0	42,7	1,60	21,6	100	8	100	Nyírási
0,5	48,8	2,81	33,6	156	15	188	Nyírási
1,0	47,2	4,13	44,7	207	18	225	Nyírási+haj.



12. ábra Vasbeton gerendák nyírási teherbírásának növekedése acélszálak alkalmazása esetén, $A_s=2\text{Ø}16$, $A_s'=2\text{Ø}6$, acélszál: D&D ~30/5 - egyedi mérési eredmények (Balázs, Kovács 1997)

a) töréskép b) mérési eredmények c) erő-középponti lehajlás ábrák



13. ábra Feszültségek megoszlása a szálerősítésű betonból készült, berepedt vasbetonkeresztmetszet számításához (RILEM TC 162 Draft - jelenlegi tervezet)

3.5 Miért keverjük szálakat a betonba?

Ebben a fejezetben a fentiek alapján rövid összefoglalást szeretnénk nyújtani arról, hogy a szálak milyen módon változtatják meg a beton viselkedését. A változás mértéke jelentősen függ az alkalmazott szál típusától, alakjától, felületi kialakításától és a száltartalomtól.

3.5.1 A szálerősítés előnyei

Közvetlen hatás:

- Nő a beton szívóssága (energiaelnyelő képessége), egyúttal
 - nő a beton duktilitása és
 - törési összenyomódása, ill. szakadó nyúlása.
- Berepedés után a beton húzószilárdsága nem esik le zérusra.
- Nő a beton fáradási szilárdsága és a lökészerű teherrel szembeni ellenállása.
- Csökken az előfeszített tartartók feszítőbetéteinek erőátadódási hossza és tartóvégi behúzódnása.
- Jobban szétszítja a repedéseket, mint a hagyományos vasalás.
- Csökken a berepedt keresztmetszeten átfolyó víz mennyisége.
- Csökken a frissbeton repedésérzékenysége (csak műanyagszálak alkalmazása esetén).
- Nő az elem tűzállósága (csak műanyagszálak alkalmazása esetén).
- Javul az elem tartóssága.
- Javul a kopásállóság.

Közvetett hatás:

- A hagyományos (nem feszített) vasalás egyes esetenként részlegesen vagy teljesen helyettesíthető szálakkal.
- Rövidebb az építési idő (vasszerelés helyett csak a szálak bekeverését igényli).
- Vékony előregyártott elemek is készíthetők.
-segíti az innovációt.

3.5.2 A szálerősítés hátrányai

- A szálak merevebbé teszik a frissbetonkeveréket, s így romlik a bedolgozhatóság. Megoldás: folyósító, esetleg képlékenyítőszer alkalmazásával ez a hátrány kiküszöbölhető.
- A szálak növelik a porozitást (a légzárványtartalmat), ami magával hozhatja megszilárdult beton rugalmassági modulusának csökkenését és így a lehajlások növekedését.
Megoldás: az adalékanyag szemszerkezetének megfelelő megválasztása, valamint kellő időtartamú (és frekvenciájú) vibrálás alkalmazása.

3.6 Alkalmazási területek

Az alábbi felsorolás a fő alkalmazási területeket ismerteti. Az alkalmazások természetesen közvetlen összefüggésben állnak a szálerősítés kedvező hatásaival.

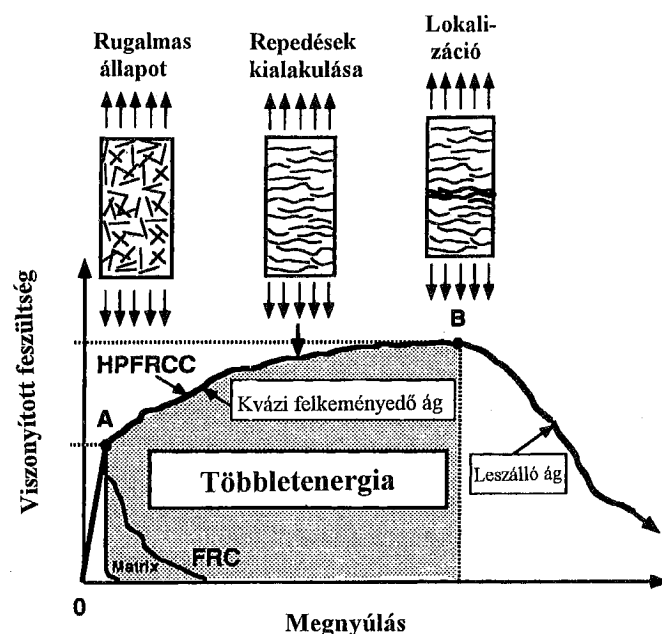
- betonpadozatok
- alagútelek
- lövelt beton (= löttbeton), kőzetmegerősítés, bányabiztosítás, műtárgy rehabilitáció
- csövek
- útépités, kifutópályák
- homlokzati panelek
- vékony előregyártott elemek
- további szerkezeti alkalmazások
- javítások
- páncélszekrények és páncéltermek

4. A SZÁLERŐSÍTÉSŰ BETONOK JÖVŐJE

Sajnos e cikk írói sincsenek jövőbe látó képességgel megáldva. A jelenlegi irányzatok alapján azonban előretehető, hogy az elkövetkezendő években hazánkban mind az acél, mind pedig az egyéb szálak felhasználása nőni fog.

A szálak alkalmazási körének bővítése rajtunk is múlik. Meg tudjuk-e találni azokat a további területeket, ahol a szálak kedvező tulajdonságait kihasználva, további műszaki, ill. építéstechnológiai előnyökhöz juthatunk, miközben rövid vagy hosszútávú gazdasági előnyökre is szert tehetünk. A vizsgálatok az anyagjellemzők lezárása után elsősorban további alkalmazások keresésére és a tervezés-modellezés kérdéseinek tisztázására fognak irányulni. Új típusú és új mechanikai jellemzőjű szálak új utakat nyithatnak.

A jövőbeni fejlesztések egyik speciális területe a bevezetőben említett, nagy teljesítőképességű betonok közül azok, amelyek szálakat tartalmaznak (pl. SIFCON, SIMCON, PRC), s ilyen jellegű vizsgálatok, ill. alkalmazások hazánkban még nem kezdődtek el. Ezen nagy teljesítőképességű betonok szilárdsága elérheti a 800 N/mm²-t, valamint energiaelnyelő képességük elérheti a szál nélküli betonokénak az 1000-szeresét is. Ezt az biztosítja, hogy a nagy térfogatarányban adagolt szál képes szétszítani a betonban jelenkező repedéseket, ami lehetővé teszi a felkeményedő viselkedés kialakulását (14. ábra; Naaman, 1996).



14. ábra Nagy teljesítőképességű beton jellemző fesz-megnyúlás ábrája (Naaman, 1996)

5. MEGÁLLAPÍTÁSOK

A szálerősítésű beton alkalmazása hazánkban az elmúlt évtizedben órást fejlődött. A fejlődés megmutatkozott egyidejűleg a szál típusok, a betontechnológia és a különféle alkalmazások területén. Jelen cikkben a 0,1-2,0 V% száltartalmú, elsősorban acélszálal betonokkal foglalkoztunk. A szálak anyaga főként acél, műanyag, üveg vagy szén. A kísérletek igazolták, hogy a szálak hatására nő a beton szívóssága (energiaelnyelő képessége), törési összenyomódása, szakadó nyúlása, fáradási szilárdsága, ütésterheléssel szembeni ellenállása, repedésáthidaló és vízzáró képessége, ill. műszálak esetén csökken a frissbeton repedésérzékenysége. Acélszálak alkalmazása esetén a szerkezeti elemek nyírási teherbírása nő, és előfeszített tartó feszítőbetéteinek erőátadási hossza valamint behúzódnása csökken. Műanyagszálak alkalmazása esetén nő az elem tűzállósága. Mindezek elősegíthetik a tartósság növelését, az építési idő lerövidítését és esetenként a hagyományos vasalás helyettesítését. A felsorolt jellemzők mértéke jelentősen függ a szál típusától és a száltartalomtól.

A szálerősítésű betonok fő alkalmazási területei jelenleg: betonpadozatok, közetmegerősítés, bányabiztosítás, alagútelek, csövek, térburkolatok, homlokzati panelek, vékony előregyártott elemek, javítások, páncélszekrények és páncéltermek. A szálak alkalmazásában további fejlődés várható.

A szálak kedvező hatásukat azáltal fejtik ki, hogy a betonban — mint ágyazóanyagban — ébredő belső repedések tovaterjedését korlátozzák, a repedéseket szétosztják.

Mint látható, a szálerősítésű betonoknak sok kedvező tulajdonsága van, de nem tekinthetők csodaszernek minden felvetődő kérdésre. A szálak kedvező tulajdonságai csak megfelelő bedolgozással érvényesülnek, egyébként a porozitás (légzárványosság) növekedésére és a szilárdság csökkenésére kell számítanunk.

6. JELÖLÉSEK

a	lehajlás	mm
A_s	a hagyományos (nem feszített) húzott vasalás keresztmetszeti területe	mm ²
A'_s	a hagyományos (nem feszített) nyomott vasalás keresztmetszeti területe	mm ²
d_{max}	az adalékanyag legnagyobb szemnagysága	mm
$f_{sp,m}$	Hasító-húzószilárdság átlagértéke	N/mm ²
F	erő	N, kN
ℓ	a szál hossza	mm
$\ell/\varnothing$	szálkarcsúság	-
ℓ_{ef}	támaszköz	mm, m
ε	fajlagos alakváltozás	%
Θ	a szál tengelye és a húzóerő által bezárt szög	-
σ	feszültség	N/mm ²

7. HIVATKOZÁSOK

- ACI (1987). "Fiber Reinforced Concrete Properties and Applications", *ACI SP-105*, Detroit, Michigan, 1987
- Balaguru, P.N., and Shah, S.P. (1992). "Fiber-Reinforced Cement Composites" *McGraw-Hill Inc.* 1992, 531 p.
- Balázs, L.Gy., Erdélyi L. (1996), "A beton szívósságának növelése acélszálakkal", *Tanulmány*, BME Vasbetonszerkezetek Tanszéke
- Balázs, L.Gy., Erdélyi, L., Kovács, I. (1997), "Fiber Reinforced Prestressed Concrete", *Proceedings*, FIP Symposium Johannesburg 9-12. March 1997, pp. 223-232.
- Balázs, L.Gy., Erdélyi, L., Kovács, I. (1999), "Flexural behaviour of RC and PC beams with steel fibers", *Proceedings*, HPFRCC3 Workshop 16-19. May 1999, (accepted for publication)
- Balázs, L.Gy., Kovács, I. (1997), "Shear Strength of Fiber Reinforced Concrete Beams", *Proceedings*, Symposium organized for the 65th birthday of Prof. G. Mehlhorn "Materialmodelle und Methoden zur wirklichkeitsnahen Berechnung von Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen" (eds. F. Blaschke, G. Günther, J. Kollegger), 30. Sept. 1997, ISBN 3-88122-903-5, pp. 10-17.
- Bálint J. (1999), "Szálerősítésű betonok és mikrobetonok a technológus szemével", *Konferencia kiadvány*, "Szálerősítésű betonok", 1999. márc. 4-5.
- Batson, G., Jenkins, E., Spatney, R. (1972). "Flexural Fatigue Strength of Steel Fiber Reinforced Concrete Beams", *ACI Journal*, Vol.69, No.11, 1972, pp. 673-677.
- Bekaert (1995), "DRAMIX Guideline"
- Concrete Society (1994), "Concrete Industrial Ground Floors - A Guide to their Design and Construction", *Technical Report*, No.34, 170 p.

Craig, R.J., Parr, J.A., Germain, E., Mosquera, V., and Kamilaris, S. (1986). "Fiber Reinforced Beams in Torsion", *ACI Journal* / November-December, 1986, pp.934-942.

DIN (1991), "DIN Merkblatt - Grundlagen zur Bemessung von Industriefußböden aus Stahlfaserbeton",

Dombi J. (1977), "Acélszál-erősítésű nagytérű SIOME betoncsövek teherbírása", *Tudományos Közlemények No.50, SZIKKI*, Budapest

Dombi J. (1993) "Acélszál alkalmazása a Siome betoncső gyártásában", *Közlekedésépítés- és Műépítéstudományi Szemle*, 1993/8, pp.307-313.

Dulácska E. (1994), "Az acélszál-erősítésű betonszerkezetek méretezési kérdései", *Közlekedésépítés- és Műépítéstudományi Szemle*, 1993/8, pp.263-274.

Erdélyi A. (1993), "The toughness of steel fibre reinforced concretes", *Periodica Polytechnica Ser. Civil Eng.*, Vol.37 No. 4, pp.329-344.

Erdélyi A. (1994), "Acélfrost erősítésű betonok", *Beton*, II. évf. 3. sz., pp.4-13.

Erdélyi A. (1995), "Acélszál-erősítésű beton (rostbeton, acélhajbeton)", *Beton*, III. évf. 4. sz., pp.1-6.

Erdélyi A. (1997), "Acélszál erősítésű beton szívósságának értékelése törésmechanikai módszerekkel", *Tanulmány*, BME Építőanyagok Tanszék, OTKA 016 683 sz. jelentés

Erdélyi A. (1999), "Acélszál-erősítésű gerendák hajlítási szívóssága" *Konferencia kiadvány*, "Szál-erősítésű betonok", 1999. márc. 4-5.

Erdélyi, L., Balázs, G.L.(1997), "Transfer of prestressing force in fiber reinforced concrete", *Periodica Polytechnica Ser. Civ. Eng.*, Vol.1, No.2, 1997, pp.71-83.

Falkner, H. (1998), "Innovatives Bauen", *Betonwerk+Vertigteil-Technik* Nr.4/1998, pp.42-51.

Falkner, H., Kubat, B. and Driesen, S. (1994). "Durchstanzversuche an Platten aus Stahlfaserbeton", *Bautechnik*, 71 (1994), Heft 8., pp 460-467.

Goldfein, S. (1965) "Fibrous Reinforcement for Portland Cement", *Modern Plastics*, Vol.42, 8/1965, pp. 156-160.

Gopalratnam, V.S. et al. (1991). "Fracture Toughness of Fiber Reinforced Concrete", *ACI Materials Journal*, Vol.88., No.4, 1991, pp.339-353.

Grahlke, C., Ebbert, J. (1994), "Stahlfaserbeton als Baustoff für dichte Bauteile", *Beton*, 10/94, pp.594-597.

Hanecka, S., Krizma, M., Ravinger, J., Shawkat, S. (1994) "Contribution to Limit State of the Second Group of Beam Subjected to Moving Load", *Proceedings*, 1-st Slovakian Conf. on Concrete Structures, Bratislava, Sept. 1994, pp.275-279.

Hannant, D.J. (1978), "Fiber Cements and Fiber Concretes, Wiley, Chichester, 1978, 219 p.

Hannant D.J. (1989), "Ten Year Flexural Durability Tests on Cement Sheets Reinforced with Fibrillated Polypropylene Networks", *Fiber Reinforced Cements and Concretes-Recent Developments*, Elsevier, pp. 572-563.

Kausay T. (1994), "Acélhúzal-szál-erősítésű betonok tulajdonságai és teherbírása", *Építőanyag*, 1994/6, pp.166-173.

Kausay T. (1994), "Szál-típusok a beton erősítésére", *Beton*, 1994/10, pp.9-11.

Kiss R. (1991), "A beton erősítésére használt természetes és mesterséges szálak", *Közlekedésépítés- és Műépítéstudományi Szemle*, 11/1991, pp.421-424.

Kovács I, Erdélyi L., Balázs L.Gy. (1997), "Vasbeton gerendák törési viselkedése acélszálak alkalmazása esetén", *Proceedings*, Prof. Bölcskei Elemér 80.

születésnapjára, (Eds: Tassi G., Kovács, T.) ISBN 963 420 538 0, Nov. 1997 Budapest, pp. 119-130.

Mangat, P.S., Molloy, B.T., and Gurusamy, K. (1989). "Marine Durability of Steel Fiber Reinforced Concrete of High Water/Cement Ratio", *Fiber Reinforced Cements and Concretes-Recent Developments*, Elsevier, pp.553-562.

Naaman, A.E. (1996), "Characterisation of high performance fiber reinforced cement composites — HPFRCC", *Proceedings of the 2nd Int. RILEM/ACI Workshop*, Ann Arbor USA, June 11-14, 1995, (eds. Naaman and Reinhardt), E & FN Spon London, pp.1-24.

Naaman, A.E., Gopalratnam, V.S. (1983). "Impact Properties of Steel Fiber Reinforced Concrete in Bending", *International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete*, Vol.5, No.4, 1983, pp. 225-233.

Naaman, A.E., Najm, H. (1991). "Bond-Slip Mechanism of Steel Fibers in Concrete", *ACI Materials Journal* / March-April 1991, pp. 135-145.

Naaman, A.E., Paramasivam, P., Balázs, L. Gy. (1996), "Reinforced and prestressed concrete using HPFRCC matrices", *Proceedings of the 2nd Int. RILEM/ACI Workshop*, Ann Arbor USA, June 11-14, 1995, (eds. Naaman and Reinhardt), E & FN Spon London, pp.291-347.

Naaman, A.E., Reinhardt, H.W. (1996). "High Performance Fiber Reinforced Cement Composites", *Proceedings of the 2nd Int. RILEM/ACI Workshop, Ann Arbor USA, June 11-14, 1995*, (eds. Naaman and Reinhardt), E & FN Spon London, 506 p.

Reinhardt, H.W. and Naaman, A.E. (1992). "High Performance Fiber Reinforced Cement Composites", *Proceedings of the 1st Int. RILEM/ACI Workshop, Mainz, June 23-26, 1991*, Chapman & Hall, London, 565 p.

Romualdi, J.P., Batson, G.B. (1963), "Behavior of Reinforced Concrete Beams with Closely Spaced Reinforcement", *ACI Journal*, June/1963, pp.775-790.

Romualdi, J.P., Mandel, J. (1964), "Tensile Strength of Concrete Affected by Uniformly Distributed Short Lengths of Wire Reinforcement", *ACI Journal*, June/1964, pp.657-671.

Sebők F. (1983), "A szál-erősítés hatása a vasbetonban", *Műépítéstudományi Szemle*, 4/1983

Szabó I. (1976), "Acélhajbeton", *Műszaki Könyvkiadó*, Budapest, 168 p.

Wafa, F.F., Hasnat, A., and Tarabolsi, O.F. (1992). "Prestressed Fiber Reinforcement Concrete Beams Subjected to Torsion", *ACI Structural Journal* / May-June, 1992, pp.272-283.

Walraven, J.C., Pat, M.G.M., Markov, I., (1987), "Die Durchstanztragfähigkeit von faserverstärkten Stahlbetonplatten", *Betonwerk+Fertigteil-Technik*, Heft 2&1987, pp.108-113.

Winterberg, R. (1997), "Dichte Betonkonstruktionen bei Zugabe von Stahlfasern", *Fachtagung*, "Planen und Bauen mit Zeitgemäßen Baustoffen", Wismar

STAHLFASERBETON – EINSATZMÖGLICHKEITEN DES WERKSTOFFS UND SEINE GRENZEN

Neubert Bernd, Prof. Dipl.-Ing.
Fachhochschule Stuttgart - Hochschule für Technik,
Schellingstrasse 4 · D-70174 Stuttgart, Bundesrepublik Deutschland

ZUSAMMENFASSUNG

Die Zugabe von Stahlfasern zu Beton, u.a. zur Verbesserung der Duktilität und des Rißverhaltens, ist seit langem bekannt. Die Umsetzung der vorliegenden Kenntnisse in die Baupraxis fand lange Zeit nur in geringem Umfang statt. In Deutschland ist seit etwa 15 Jahren ein stetig zunehmender Einsatz von Stahlfaserbeton zu verzeichnen. Auf gemeinsame, verstärkte Aktivitäten der Stahlfaserhersteller, einer innovativ eingestellten Bauindustrie, der Forschung und der Bauaufsicht ist es zurückzuführen, daß dieser Werkstoff heute in vielen Bereichen des Bauwesens vermehrt eingesetzt wird. Durch die Faserzugabe können Bauwerke kostengünstiger erstellt werden. Die gleichzeitig verbesserten Werkstoffeigenschaften gegenüber üblichem Beton lassen neue Anwendungsbereiche erschließen. Der vollständige Ersatz einer statisch erforderlichen Betonstahlbewehrung durch Stahlfasern wird zur Zeit nicht gesehen, er darf aber Vision bleiben.

1. EINLEITUNG

Unser Massenbaustoff Beton ist ideal geeignet für die Aufnahme und Weiterleitung von hohen Druckkräften, auf Zug dagegen ist er nur mäßig zu beanspruchen. Da in vielen Betonkonstruktionen die Mitwirkung auf Zug jedoch von Bedeutung ist, lag es auf der Hand, durch Zugabe von Fasern einen Verbundbaustoff zu entwickeln, der den genannten Nachteil kompensiert.

Die Faserzugabe zu mineralischen Baustoffen ist seit uralten Zeiten bekannt, um dem spröden Verhalten entgegenzutreten und die Zähigkeit zu verbessern. Neben den heute zur Verfügung stehenden Kunststoff-, Zellulose- und Glasfasern, die sich in Marktnischen bewährt haben, nehmen die Stahlfasern im Beton eine herausragende Stellung ein, nicht zuletzt auch wegen der Verwandtschaft des damit hergestellten Verbundwerkstoffs zum Stahlbeton. Erste Patente mit Stahlfasern sind seit über hundert Jahren bekannt; die Weiterentwicklung hat sich bis zum heutigen Tag fortgesetzt (Maidl 1991).

Eine starke Zunahme der Anwendung ist in Deutschland etwa seit Mitte der 80er Jahre zu verzeichnen (Bild 1). Der derzeitige Absatz von rd. 30.000 Tonnen /Jahr entspricht etwa einer Stahlfaserbetonmenge von 1 Mio. m³. Diese Mengen verteilen sich, wie in Bild 2 dargestellt, zum überwiegenden Teil auf den Bereich Industriefußböden. Schätzungen gehen davon aus, daß etwa ein Viertel aller Industrieböden in Stahlfaserbeton

ausgeführt werden. Weitere Anwendungen finden sich im Wohnungs-, Tief-, Tresorbau und zu einem geringen Anteil im Fertigteilbau.

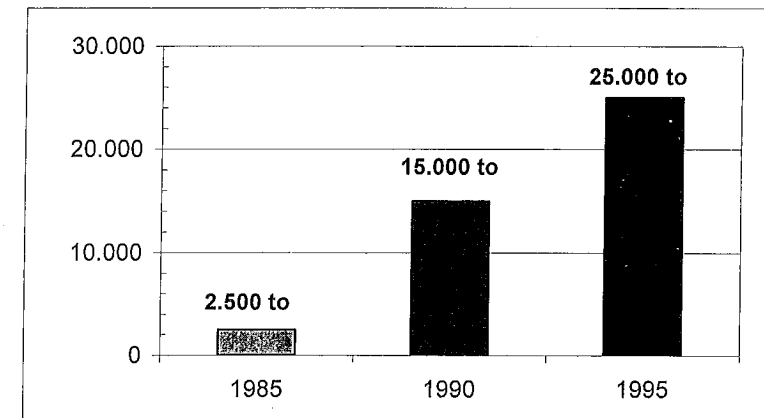


Bild 1. Entwicklung des Stahlfaserabsatzes in Deutschland (Brockmann e.a. 1996)

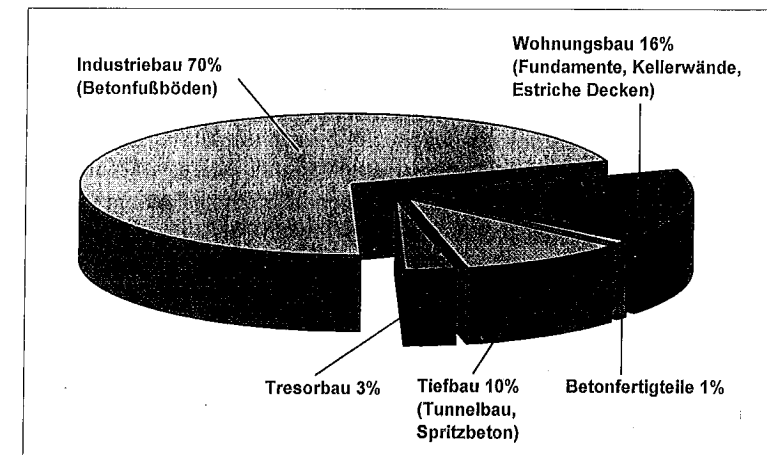


Bild 2. Anwendungsbereiche des Stahlfaserbetons in Deutschland (Brockmann 1996)

Für die zunächst nur zögerliche Verwendung von Stahlfasern lassen sich mehrere Gründe anführen:

- Durch die Faserzugabe erhöhen sich die Kosten für den Beton.
- Die Vielfalt der verfügbaren Fasern bezüglich der Herstellart, der Stahlgüte und der Fasergeometrie war in ihrer Auswirkung für den Anwender nur schwer überschaubar.
- Das deutsche Regelwerk bot lange Zeit keine Hilfestellung für die Verwendung der Fasern.

Abhilfe bot hier ein einsetzender, intensiver Dialog zwischen Faserherstellern, einer innovativen Bauindustrie und der Forschung. Durch zahlreiche Untersuchungen konnte der Kenntnisstand über den Verbundwerkstoff erweitert werden. Eine Vielzahl von Veröffentlichungen, z. B. *Fachseminar Stahlfaserbeton, Techn. Universität Braunschweig 1993, Dauerhafte Bauwerke aus Faserbeton, Techn. Universität Braunschweig 1993, Falkner, Teutsch 1993, Grahlke, Ebbert 1994*, um nur einige weitere deutschsprachige exemplarisch zu nennen, hat dazu beigetragen, die Bauindustrie zur verstärkten Anwendung von Stahlfaserbeton zu ermutigen. Die damit verbundene Qualitätsverbesserung des Betons bietet die Kompensation zu den höheren Kosten. Und, wie in anderen Ländern bereits geschehen, wird auch in Deutschland, zumindest im Ansatz, ein Regelwerk für den Verbundwerkstoff aufgestellt (*Merkblätter des Deutschen Beton-Vereins 1996*).

2. FASERARTEN

Auf dem Markt werden heute Fasern unterschiedlicher Herstellung angeboten, die in der Güte und den Geometrien variieren.

Am häufigsten finden **Drahtfasern** Verwendung. Sie werden aus kaltgezogenem Walzdraht mit geringem Querschnitt (Durchmesser etwa 0,5 bis 1,0 mm) hergestellt und weisen Zugfestigkeiten bis zu etwa 1500 N/mm² auf. Ihre Oberfläche ist in der Regel glatt. Zur Sicherstellung des Verbundes mit dem Zementstein sind Endhaken, Wellungen oder eine Verdrehung um die Längsachse gebräuchlich. Die Faserlängen variieren im Üblichen zwischen 25 und 60 mm.

Aus stählernen Walzblöcken **gefräste Fasern** weisen herstellungsbedingt eine unregelmäßige, spanartige Form auf und sind in der Länge begrenzt (≈ 30 mm). Die Zugfestigkeit ist mit rd. 800 N/mm² deutlich geringer als bei Drahtfasern, das Verformungsverhalten ist als spröde einzustufen. Der Marktanteil dieser Fasern ist geringer.

Eine dritte Gruppe mit ebenfalls geringem Marktanteil bilden die **Blechfasern**, geschnitten aus dünn gewalzten Blechstreifen und versehen mit einer Oberflächenstruktur. Mit Endverankerungen wie bei Drahtfasern, Längen bis rd. 45 mm und Breiten bis 2,5 mm lassen sich Zugfestigkeiten von 400 bis 800 N/mm² erreichen.

3. WIRKUNGSWEISE DER STAHLFASERN IM BETON

Die Zugabe von Stahlfasern beeinflusst die Eigenschaften des Frischbetons und des Festbetons, sowohl im Zustand I (ungerissener Zustand) als auch im Zustand II (gerissener Zustand). Die Beeinflussung hängt wiederum sehr stark von der Art der verwendeten Fasern und ihrer Geometrie ab.

3.1 Auswirkungen auf den Frischbeton, Betontechnologie

Bei Stahlfaserbeton ist eine Eignungsprüfung unerlässlich. Betonzusammensetzung, Faserart und Fasergehalt werden damit für den vorgesehenen Baustelleneinsatz festgelegt.

Die Mischanweisungen, insbesondere über erhöhte Mischzeiten, sollten schriftlich erfolgen (*Merkblatt des Deutschen Beton-Vereins 1996*).

Der Frischbeton muß so zusammengesetzt sein, daß er einen guten Zusammenhalt aufweist und gut verarbeitbar ist. Die Konsistenz ist den Bedürfnissen der Baustelle anzupassen. Durch die Zugabe von Stahlfasern muß mit einer Verringerung der Konsistenz gerechnet werden. Ein gewünschtes Ausbreitmaß wird durch Zugabe eines Fließmittels eingestellt. Dies sollte, zumindest teilweise, vor der Faserzugabe erfolgen. Der für die Festbetoneigenschaften wichtige Wasserzementwert bleibt dadurch unverändert.

Im Vergleich zum Normalbeton sollte ein Faserbeton eine etwas höhere Mörtelmenge besitzen, um die Fasern gut in die Matrix einzubetten. Eine Anhebung des Zementgehaltes in Kombination mit Feinsandzugabe und ggf. Flugaschezusatz sind die Regel. Nachteile bezüglich einer erhöhten Schwindneigung sind dadurch nicht zu befürchten; hier wirken die Fasern entgegen.

Die Zugabemenge an Fasern - in der Praxis haben sich 25 bis 40 kg/m³ Beton im Industriebau und 40 bis 100 kg/m³ und mehr im Tunnelbau bewährt - kann nicht beliebig gesteigert werden. Bei hohen Fasergehalten und abhängig von der Fasergeometrie, insbesondere bei größeren Verhältnissen Länge/Durchmesser, und auch bei ungleicher Zugabe erhöht sich die Gefahr einer „Igelbildung“. Hierdurch entstehen im Betongefüge später Schwachstellen. Außerdem können „Igel“ das Pumpen des Betons, das grundsätzlich möglich ist, behindern und damit den Bauablauf erheblich stören. Anhaltswerte der Faserhersteller über Zugabemengen zeigen deutlich eine Reduzierung der Dosierungen mit steigendem Größtkorn des Zuschlags, mit zunehmendem Verhältnis Faserlänge zu Faserdurchmesser und bei Pumpbeton gegenüber Schüttbody (Straubinger 1998).

Fasern werden heute noch vornehmlich per Hand zugegeben. Wirtschaftlicher und für eine gleichmäßige Zugabe wünschenswert wären mechanische Dosiervorrichtungen. An der Entwicklung wird derzeit gearbeitet. Alternativ haben sich die Faserhersteller dieses Problems angenommen. Eine Möglichkeit, statt mit Gebläsen oder Rüttelsieben die Vereinzelung der Fasern zu erreichen, bieten verklebte Fasern in Form von Heftchen, die zunächst in den Mischer grob verteilt werden und sich dort unter dem Mischdruck und der Einwirkung von Wasser auflösen und die Fasern vereinzeln. Eine Neuentwicklung sind wasserlösliche Säcke, die als Ganze dem Mischer zugegeben werden und die sich nach kurzer Zeit auflösen; danach vereinzeln sich die Fasern wie bisher (Straubinger 1998).

Die Verdichtung des Stahlfaserbetons ist unter Umständen etwas erschwert, das Fließmittel bietet hier den Ausgleich. Bei flächigen Bauteilen haben sich für das Verteilen Rechen als praktikabel erwiesen. Zum Glätten der Oberflächen sind Abziehbohlen, Flügellätter oder auch moderne, lasergesteuerte Maschinen einsetzbar, mit denen eine besonders gute Ebenheit zu erlangen ist.

Auf die große Bedeutung einer ausreichenden Nachbehandlung sei hier nur kurz verwiesen. Hier unterscheidet sich der Stahlfaserbeton nicht vom Normalbeton.

3.2 Wirkung der Stahlfasern im ungerissenen Beton

Im ungerissenen Zustand sind die mechanisch-technologischen Kennwerte des Betons durch Stahlfasern nur unwesentlich zu verbessern (*Dauerhafte Bauwerke aus Faserbeton 1993*). Es kann jedoch von einer indirekten Wirkung der Stahlfasern ausgegangen werden. Mit zunehmender Festigkeitsentwicklung im Beton verbessert sich der Verbund der Fasern in der Matrix. Damit wird der Entstehung von Mikrorissen aus Zwängungsspannungen und deren Rißfortpflanzung entgegengetreten. Das Austrocknungsverhalten und somit das Schwinden werden verlangsamt, zusätzlich wirken die Fasern schwindbehindernd. Indirekt wird dadurch auch die für das Bruchverhalten bedeutungsvolle Kontaktzone Zementstein/Zuschlag verbessert. Eine Anhebung der Zugfestigkeit des jungen Betons ist dadurch möglich. Auch eine Erhöhung der Dichtigkeit gegenüber einem faserfreien Beton wird dadurch verständlich.

Die Verbesserung der Stoß-, Schlag- und Verschleißfestigkeit stellt einen weiteren Vorteil von Stahlfaserbeton dar. Beispielsweise sind Kanten an Betonkonstruktionen (Industrieböden, Verkehrsflächen), die durch konventionellen Betonstahl wegen der notwendigen Betondeckung kaum zu schützen sind, durch eine Stahlfaserbewehrung gegen mechanische Beschädigungen sehr unempfindlich.

3.3 Wirkung der Stahlfasern im gerissenen Beton

Auch im gerissenen Zustand kann durch eine Stahlfaserzugabe keine wesentliche Änderung der Druck- und Biegezugzugfestigkeit sowie des Elastizitätsmoduls gegenüber einem faserfreien Beton erzielt werden. Entscheidend verbessert wird jedoch das spröde Verhalten. Stahlfasern wirken nach Entstehung des ersten Risses wie eine gleichmäßig verteilte Bewehrung. Sie übertragen über die Rißflächen Kräfte und führen so zu einer feineren Rißverteilung mit geringeren Rißbreiten im Gebrauchstand, siehe Bild 3.

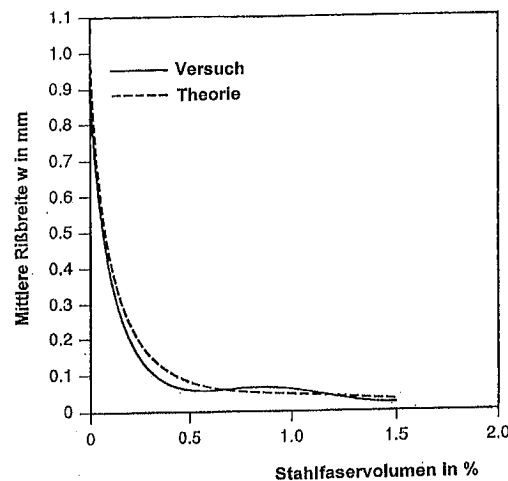


Bild 3. Einfluß von Stahlfasern auf die Rißbreite (Shah, Grzybowski 1990)

Der Bruchzustand tritt nach deutlich größeren Verformungen ein. Lange, dünne Fasern mit Endverankerungen sind hier kurzen Fasern überlegen. Die Biegezugfestigkeit wird zwar nicht erhöht, sie wird jedoch eine zuverlässig erzielbare Größe. Bild 4 zeigt qualitativ das Last-Verformungsverhalten verschiedener Betone unter Biegebeanspruchung.

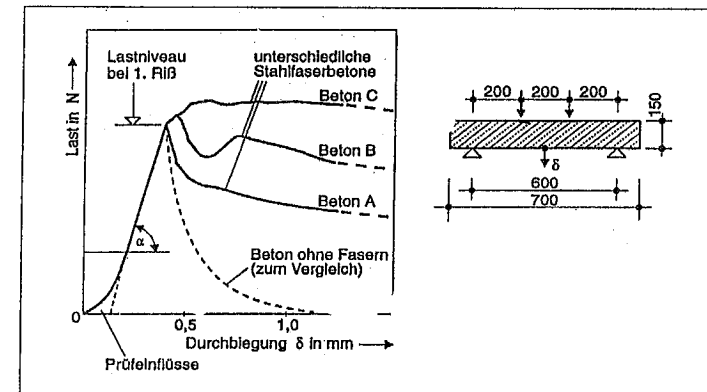


Bild 4. Last-Verformungsverhalten von Betonen mit unterschiedlichen Stahlfasern unter Biegung (Merkblatt des Deutschen Beton-Vereins 1996)

Es liegt auf der Hand, diese Eigenschaften baupraktisch zu nutzen. In Bauteilen mit einer konstruktiven Bewehrung zur Rissesicherung können geeignete Stahlfasern die Bewehrung vollständig ersetzen. Bei einer statisch erforderlichen Bewehrung kann die bisher nicht in Ansatz gebrachte Zugfestigkeit des Betons jetzt als verlässliche Größe zu einer Reduzierung des Betonstahls und /oder zu einer Vergleichmäßigung der Rißbildung und Verringerung der Rißbreiten herangezogen werden. In allen Fällen können Überlegungen zur Wirtschaftlichkeit den Einsatz von Stahlfaserbeton begünstigen.

4. REGELWERK

Nach den deutschen Bestimmungen wird Stahlfaserbeton als Beton nach DIN 1045 definiert, dem zum Erreichen bestimmter Eigenschaften Stahlfasern zugegeben werden. Normregeln existieren jedoch nicht. Als Hilfestellung für den Anwender dieses Baustoffs stehen seit kurzem, zumindest für bestimmte Anwendungsfälle, *Merkblätter des Deutschen Beton Vereins* zur Verfügung. Einige andere Länder sind hier schon einen Schritt weiter.

Das Merkblatt *Technologie* beschreibt den Baustoff, und enthält Hinweise für die Herstellung und Verarbeitung. In den Merkblättern *Grundlagen zur Bemessung von Industriefußböden* und *im Tunnelbau* sind entsprechende Bemessungshilfen aufgeführt.

Für Industriefußböden kann die Berechnung nach zwei Konzepten vorgenommen werden:

- Die Schnittgrößen werden nach der Elastizitätstheorie für eine Bodenplatte mit elastischer Bettung berechnet. Unter der Annahme von Zustand I dürfen die rechneri-

schen Spannungen einen **Rechenwert der Biegezugfestigkeit** $\alpha l \beta_{BZ}$ nicht überschreiten. Dieser Rechenwert ist aus Biegeversuchen an Beton mit den vorgesehenen Fasern unter Berücksichtigung einer statistischen Streuung zu ermitteln.

Es wird der Zustand II zugrunde gelegt und das Arbeitsvermögen, d.h. die Fläche unterhalb der Last-Verformungskurve bei Biegung, ausgenutzt. Der Nachweis wird erbracht, daß die in den Rissen auftretenden Beanspruchungen einen Rechenwert, die **nominelle Biegezugfestigkeit** $\text{nom } \beta_{BZ}$, nicht überschreitet. Dazu wird zunächst die **äquivalente Biegezugfestigkeit** $\text{äqu } \beta_{BZ}$ aus der Arbeitslinie gemäß Bild 5 bestimmt. Die nominelle Biegezugfestigkeit ergibt sich aus der äquivalenten Biegezugfestigkeit abzüglich statistischer Streuungen.

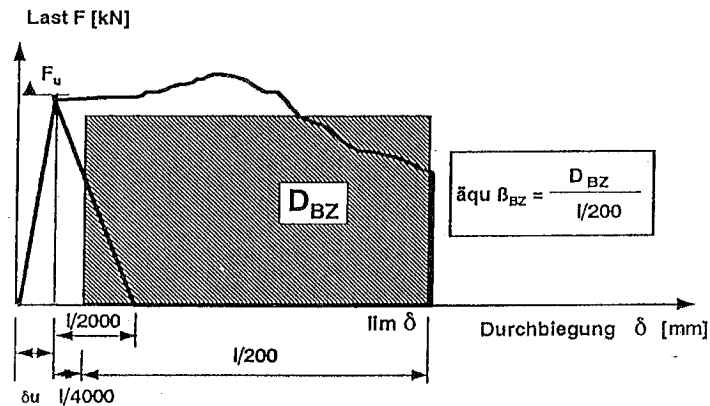


Bild 5. Ermittlung der äquivalenten Biegezugfestigkeit $\text{äqu } \beta_{BZ}$

Im Tunnelbau wird für die Bemessung einer stahlfaserbewehrten Schale unter der Annahme von Zustand I ähnlich vorgegangen. Es kann eine idealisierte Spannungs-Dehnungsline, wie in Bild 6 dargestellt, zugrunde gelegt werden. Die äquivalenten Biegezugfestigkeiten, auch als Nachrißzugfestigkeit definiert, werden auch hier unter Berücksichtigung von Sicherheitsbeiwerten aus Biegezugprüfungen abgeleitet. Auf weitere Einzelheiten soll hier nicht näher eingegangen werden.

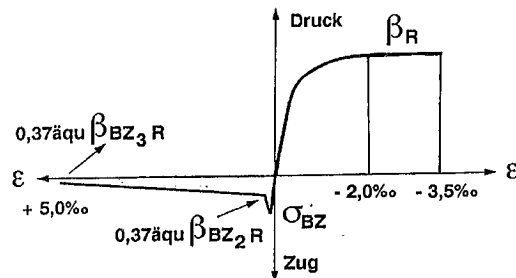


Bild 6. Idealisierte Spannungs-Dehnungsline des Stahlfaserbetons für die Bemessung im Tunnelbau

5. ANWENDUNGSGEBIETE

Im folgenden werden die wesentlichen Anwendungsbereiche für Stahlfaserbeton angesprochen. Darüber hinaus werden von vielen vorstellbaren weiteren Möglichkeiten exemplarisch zwei Sonderlösungen beschrieben um aufzuzeigen, daß das Potential für den Einsatz noch lang nicht ausgeschöpft ist. Ein Anspruch auf Vollständigkeit wird dabei nicht erhoben.

5.1 Industrieböden

Industrieböden stellen derzeit in Deutschland das Hauptanwendungsgebiet für Stahlfaserbeton. Schätzungsweise 25% der Flächen werden in der Festigkeitsklasse B 25 oder B 35 mit Stahlfasern erstellt. Zahlreiche Bauunternehmen haben sich auf diese Bauweise spezialisiert, weil sie die herstellungstechnischen und wirtschaftlichen Vorteile erkannt haben. Die in den meisten Fällen vorgesehene konstruktive Bewehrung aus einer unteren und oberen Mattenlage zur Beschränkung der Rißbreite aus Zwängungsspannungen kann vollständig durch die Zugabe von geeigneten Stahlfasern ersetzt werden. Ebenso wenig wie die Bewehrung können die Stahlfasern zwar das Auftreten von Rissen ausschließen, die gleichmäßige Durchsetzung des Betons mit Fasern führt jedoch bei einer Rißentstehung zu einer sehr guten Rißverteilung mit geringen Breiten. Das Problem einer während des Betonierens niedergetretenen und damit zu tief liegenden oberen Bewehrung, die keinen Beitrag zur Rissesicherung leisten und zu überbreiten Einzelrissen führen kann, wodurch schlimmstenfalls eine Nutzung mit Flurförderfahrzeugen beeinträchtigt wird bzw. nicht kalkulierbare Produktionsausfälle entstehen, gehört der Vergangenheit an.

Der Stahlfaserbeton ersetzt die Mattenbewehrung. Auf eine Sauberkeitsschicht als Unterlage für die untere Bewehrung kann verzichtet werden. Der Einsatz von Betonpumpen kann ggf. entfallen; die Fahrmaschinen können, durch Bewehrungslagen unbehindert, direkt bis an die Einbaustelle fahren. Fugenfelder können vergrößert werden. Der verbesserte Kantenschutz wurde bereits erwähnt. Vergleichskalkulationen, ohne daß die Bauzeitverkürzungen und der mögliche Wegfall einer Betonpumpe mit in Ansatz gebracht wurden, belaufen sich bei Stahlfaserbetonplatten mit 25 bis 30 kg Fasern pro m³ Beton auf etwa 25 bis 30 % Kostenersparnis gegenüber herkömmlich bewehrten Platten (Shah, Grzybowski 1990). Die Bauzeiten selbst sind bis um die Hälfte zu reduzieren.

Die erwiesene Erhöhung des Widerstandes gegen Stöße, Schläge oder andere mechanische Beanspruchungen erschließt dem Stahlfaserbeton Anwendungen für Böden, auf denen mit Greifern Schüttgüter umgeladen werden, z. B. Schrottplätze, Müllbunker, Streusalzlager, Silageboxen in der Landwirtschaft. Mit Stahlfaserbeton mit etwas erhöhtem Faseranteil ist eine dauerhafte Verschleißminderung zu erzielen (Höcker 1996). Weiterhin ist beispielsweise das Problem des Eindringens von Silagelösung in das Erdreich, das aus Gründen des Gewässerschutzes unerwünscht ist, zu umgehen.

5.2 Wohnungsbau

Ebenso wie bei Industrieböden bietet der Wohnungsbau wirtschaftliche Anwendungsmöglichkeiten für Stahlfaserbeton (Bauer 1998). Hier sind es zunächst Bauteile wie

Sohlplatten, Streifenfundamente und Kellerwände, die nach den einschlägigen Bestimmungen unbewehrt ausgeführt werden können. Anstelle der konstruktiven Bewehrung dieser Bauteile wird mit Stahlfaserbeton vielfach eine kostengünstigere Lösung ermöglicht. Einzelne Lieferwerke von Transportbeton, die auf diesem Gebiet schon Erfahrungen sammeln konnten, bieten bereits entsprechende Rezepturen an. Unerlässlich bleibt jedoch, daß an einspringenden Ecken der Bodenplatte oder an Ecken von Fenstern und Türen eine konventionelle Bewehrung zur Verhinderung einer Rißaufweitung verbleiben muß. Weiterhin sind Anschlußbewehrungen und Fugenbänder zwischen der Sohle und der aufgehenden Wand erforderlich.

Positive Erfahrungen mit Stahlfaserbeton liegen auch bei der Herstellung von Kellerwänden und Wohnhausdecken mit Fertigbetonelementen (Gitterträgerplatten) vor. Die heute kostengünstig und in guter Qualität im Fertigteilwerk herzustellenden dünnen Betonplatten aus Stahlfaserbeton, kombiniert mit konstruktiver oder statisch mitwirkender Biegezugbewehrung in der Platte und Gitterträgern zur Herstellung des Verbundes mit dem Füll- bzw. Aufbeton, ebenfalls als Stahlfaserbeton, ermöglichen grundsätzlich einen rascheren Baufortschritt.

Bei Kellerwänden, geschalt mit Elementdecken und verfüllt mit Stahlfaserbeton, werden trotz der Betonmehrkosten weitere Vorteile gesehen (Faoro 1998). Beim Füllen ist aufgrund des guten Zusammenhaltes des Stahlfaserbetons ein verringerter Schalungsdruck zu erwarten und durch die verbesserte Lastübertragung an den Knotenpunkten der Gitterträger sind höhere Betoniergeschwindigkeiten möglich. Im erhärteten Zustand sind höhere Lasten zu übertragen und nicht zuletzt bietet bei den Elementwänden der Stahlfaserbeton mit seiner höheren Dichtigkeit bei drückendem Grundwasser eine zusätzliche Sicherheit gegen Durchfeuchtungen.

Im Geschoßdeckenbau aus Fertigteilplatten und Aufbeton mit Stahlfasern ist es möglich, auf eine obenliegende Stützbewehrung zu verzichten. An einem ausgeführten Neubau mit 12 Wohneinheiten wurde nachgewiesen, daß die Bemessung des Deckenbetons B 35 unter Berücksichtigung von Momentenumlagerungen ins Feld so erfolgen kann, daß sich bei Fasergehalten von 50 kg/m³ und geringer ein befriedigender Gebrauchs- und Bruchzustand einstellt bei gleichzeitig kostengünstigerer Bausumme (Völkel e.a. 1998).

Im Zusammenhang mit der Erstellung von Bauwerksgründungen unter Verwendung von Stahlfaserbeton sei hier auf das Beispiel des Neubaus der Verwaltung der Daimler-Benz AG am Potsdamer Platz in Berlin hingewiesen. Auf dieser zur Zeit größten Baustelle in Deutschland wurde eine 1,20 m dicke Sohlplatte 18 Meter unter dem in Berlin sehr hohen Grundwasserspiegel betoniert. Für die mit Zugankern im Untergrund gegen Auftrieb rückverhängte Platte war nach dem Lenzen der Baugrube eine absolute Dichtigkeit gefordert. Um diese zu gewährleisten, fiel die Entscheidung zu Gunsten eines Stahlfaserbetons der Güte B 25. Damit war gleichzeitig noch eine Verringerung der Plattendicke gegenüber einer faserfreien Ausführung möglich (Dichte Bauwerke Techn. Universität Braunschweig 1993). Die guten Erfahrungen bei dieser Baumaßnahme konnten zwischenzeitlich auf weitere Bauvorhaben übertragen werden.

5.3 Tunnelbau

In Deutschland hat zur Verbesserung der Verkehrsverbindungen und aus Gründen des Umweltschutzes in den letzten Jahren der Tunnelbau einen starken Auftrieb genommen. Den vielfach schwierigen geologischen Verhältnissen konnte dabei mit der Neuen Österreichischen Tunnelbauweise begegnet werden. Charakteristisch für diese Bauweise ist die unmittelbare Absicherung des Arbeitsraumes an der Vortriebsstelle durch eine Spritzbetonschale, der späteren Außenschale, und die zeitlich nachlaufende Erstellung einer mit Betonstahl bewehrten Innenschale in Ortbeton oder zusammengesetzt aus vorgefertigten, kreissegmentförmigen sog. Tübbingen. Die Mitverwendung von Stahlfasern, also das Herstellen der Außenschale in Stahlfaserspritzbeton, das Einbringen von Stahlfaserpumpbeton beim Betonieren der Ortbetoninnenschale oder die Verwendung von Stahlfaserbeton bei der Herstellung der Tübbinge im Fertigteilwerk, wobei teilweise ganz auf eine konventionelle Bewehrung verzichtet wird, führt zu technisch überlegeneren und trotz des höheren Fasergehaltes wirtschaftlicheren Lösungen. Die höhere Dichtheit und Duktilität des Betons verhindern in hohem Maße das Eindringen von Bergwasser in den Tunnel. Unter Nutzung der neuen Bemessungskonzepte läßt sich ein Anteil des Betonstahls einsparen oder eine dünnere Innenschale erstellen.

5.4 Straßenbau, Tankstellenbeläge

Im Rahmen der Erhaltung von Betonstraßen wurde Stahlfaserbeton in Deutschland bereits vor einigen Jahren erfolgreich erprobt. Der in den letzten Jahren sehr stark zugenommene Schwerverkehr auf den Autobahnen bei gleichzeitig erhöhten Achslasten und Reifeninnendruck der Fahrzeuge führt insbesondere auf älteren, für diese Beanspruchungen noch nicht dimensionierten Streckenabschnitten, oft zu Plattenschäden, die einen Ausbau einzelner Platten oder eines längeren Plattenstreifens notwendig machen. Betroffen ist normalerweise nur der Hauptfahrstreifen und so kann eine Erneuerung nur im Tiefeinbau vorgenommen werden. Die Erneuerung mit konventionellem Beton erfordert eine Vergrößerung der Plattendicke, wobei gleichzeitig jedoch hinsichtlich der Sicherstellung der Entwässerung in der Tragschicht technisch aufwendige Drainagearbeiten vorzunehmen sind. Auf Erprobungsstrecken wurde daher Platten und Plattenstreifen in Stahlfaserbeton mit 30 bis 50 kg Fasern je m³ Beton unter Beibehaltung der bisherigen Plattendicke ausgetauscht, wobei Varianten ohne Aufbeton und mit faserfreiem Aufbeton frisch in frisch getestet wurden (Surkamp 1993). Der so ertüchtigte Beton liegt etwa 10 Jahre problemlos unter Verkehr. Bei den Platten mit direkt an der Oberseite liegenden Fasern sind diese zwischenzeitlich ohne weitere Auswirkungen auf die Plattengüte abgerostet. Durch die Verkürzung der Einbauzeit und das Entfallen der Drainarbeiten gleichen sich die Mehrkosten für die Fasern aus. Zusätzlich läßt sich durch Konzipierung eines frühhochfesten Stahlfaserbetons die Sperrzeit für die Reparaturmaßnahme deutlich verkürzen.

Dieses Konzept ist auf Tankstellenbeläge übertragbar, die derzeit in Deutschland sämtlich aus Gründen des Grundwasserschutzes zu erneuern sind. Es bietet eine Alternative sowohl zu den kleinformigen Fertigplatten mit Kunststoff-Fugenverguß als auch zu den oft von kleineren Bauunternehmungen mit geringen Erfahrungen in herkömmlicher Bauweise und oft mit unzulänglichem Erfolg hergestellten Betonflächen.

5.5 Sonderlösungen

5.5.1 Stahlfasermörtel als Schutz gegen wassergefährdende Stoffe

Ein in den USA entwickelter und jetzt auch in Deutschland eingesetzter Stahlfasermörtel mit sehr guten abdichtenden Eigenschaften wird unter dem Handelsnamen SIFCON (Slurry Infiltrated Fibre Concrete) geführt. Das Prinzip des Mörtels besteht darin, eine ausgebreitete Stahlfaserschicht mit einem fließfähigen Vergußmörtel satt aufzufüllen. Der Stahlfasergehalt liegt bei rd. 10 Vol.%. Der Vergußmörtel wird mit einem sehr hohen Zement- und sehr niedrigen Wassergehalt hergestellt. Für die fließfähige Konsistenz sorgt ein hochwirksames Fließmittel. Aufgetragen in 4 bis 5 cm dicken Schichten und bedarfsweise überdeckt mit einer 5 mm dicken faserfreien Verschleißschicht lassen sich alternativ zu anderen Abdichtungswerkstoffen sehr dichte und durch den hohen Stahlfasergehalt rissfreie und verschleißfeste Beläge herstellen, beispielsweise ebenfalls im Bereich von Tankstellen oder bei anderen Produktions- und Lagerstätten, bei denen der Gewässerschutz vorrangig ist (Breitenbücher, Wörner 1995).

5.5.2 Vorgespannte Betonstäbe

An der Universität Leipzig wurde ein neuartiges Bewehrungselement entwickelt (König 1998). Es besteht aus einer 7drähtigen Spannstahllitze St 1570/1770 mit profilierter Oberfläche, die im Spannbett vorgespannt und in einen Stahlfasermörtel eingebettet wird. Der Querschnitt des Elementes beträgt 4 x 4 cm. Nach der Mörtelerhärtung wird die Vorspannung gelöst und auf das Bewehrungselement übertragen. Die Fasern (40 kg/m³) sichern durch die jetzt erhöhte Querszugfestigkeit die Krafteinleitung an den Litzenenden. Diese vorgespannten Stäbe dienen in Konstruktionen als Zugbänder. Ihr Tragverhalten kann zwischen dem eines Spannstahls und eines Betonstahls eingestuft werden. Vorteilhaft sind die Versteifung der Zugzone im Bauteil, die im Vergleich zu einer konventionellen Bewehrung deutlich geringeren Durchbiegungen des Bauteils und die optimale Rißverteilung mit geringen Rißbreiten in der Zugzone, begünstigt durch den Stahlfasermörtel. Die hergestellten Stäbe können im Übrigen problemlos gekürzt werden. Eine Brücke in Leichtbeton als Pilotprojekt ist bereits ausgeführt. Bei mittleren Spannweiten bis etwa 8 m lassen sich mit den vorgespannten Stäben gegenüber einer Spannbewehrung 30 bis 50% geringere Kosten ansetzen.

6. AUSBLICK

Die vorstehenden Ausführungen belegen, daß Stahlfaserbeton im Vergleich zu faserfreiem Beton aufgrund seiner verbesserten Duktilität und Dichtheit für viele Anwendungsbereiche zu technisch besseren und dabei auch noch wirtschaftlicheren Lösungen herangezogen werden kann. Das Anwendungspotential scheint noch lange nicht erschöpft zu sein. Gewisse Einschränkungen sind jedoch in Kauf zu nehmen.

Wichtige mechanisch-technologische Kennwerte wie Biegezugfestigkeit, Druckfestigkeit und Elastizitätsmodul werden bei üblichen Stahlfasergehalten nicht signifikant verbessert.

Risse sind durch Stahlfasern genauso wenig auszuschließen wie durch eine Betonstahlbewehrung. Allerdings führt die gleichmäßige Durchsetzung der gesamten Betonstruktur eine feine Rißverteilung und geringe Rißbreiten. Erste Bemessungsansätze ermöglichen, einen Teil der erforderlichen Betonstahlbewehrung durch Stahlfasern zu ersetzen.

Für die Anwendung eher hinderlich ist bis heute die Vielfalt der Faserarten und der Fasergeometrien. Wegen der großen Bedeutung für einen erfolgreichen Einsatz sollten die Faserhersteller hier aus eigenem Interesse eine gewisse Standardisierung einführen. Dies würde einen weiteren Impuls im Hinblick eine „Normung“ liefern. Auf Eignungsprüfungen, wie heute unerlässlich, kann man dann zwar auch bei „standardisierten“ Fasern nicht verzichten, die Transportbetonlieferwerke wären jedoch damit besser in der Lage, erprobte Rezepturen für bestimmte Anwendungsfälle unter Verwendung der verschiedenen Faserarten anzubieten. Die heutige, vielfache Praxis, daß eine Bestellung durch das Bauunternehmen ohne Angabe des Verwendungszwecks, nur ausgerichtet nach Minimierung der Lieferkosten, erfolgt, und das Transportbetonwerk den Werkstoff ohne Hinweis auf die Eignung liefert, müssen der Vergangenheit angehören.

Zu den noch nicht endgültig gelösten Fragen zählt die Korrosion der Stahlfasern. Eine Studie (Schießl, Weydert 1998) belegt, daß im Bereich von Rissen bei Zutritt von Wasser oder Chloridlösungen mit einem Durchrosten der dünnen Drähte gerechnet werden muß, und daher in diesem Fall den Fasern keine Kraftübertragung zugewiesen werden darf. Auch verzinkte Fasern helfen hier nicht weiter, sie zögern das Durchrosten allenfalls zeitlich hinaus.

LITERATUR

- Bauer, G.: Stahlfaserbeton - Anwendung und Nutzen. Vortrag auf einer Informationsveranstaltung der Fa. Transportbeton Bremerhaven, September 1998 in Bremerhaven
- Bemessungsgrundlagen für Stahlfaserbeton im Tunnelbau. Merkblatt des Deutschen Beton-Vereins E.V., überarbeitete Fassung 1996
- Breitenbücher, R., und Wörner, J.D.: Ein neuer Hochleistungsbeton - SIFCON, Slurry Infiltrated Fibre Concrete. Beton 45 (1995), Heft 12, S. 861-866
- Brockmann, G., e.a. (Hochtief/Bekaert): Stahlfaserbeton - Ein neuer Baustoff und seine Perspektiven. Bibliothek der Technik, Band 136, Landsberg/Lech, 1996
- Dauerhafte Bauwerke aus Faserbeton. Braunschweiger Bauseminar 1993, Schriftenreihe des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, Heft 105, November 1993
- Dichte Bauwerke. Braunschweiger Bauseminar 1995, Schriftenreihe des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, Heft 119, November 1995
- Fachseminar Stahlfaserbeton - Neue Erkenntnisse und Anwendungsgebiete. Schriftenreihe des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, Heft 100, März 1993

Falkner, H., und Teutsch, M.: Untersuchung des Biegetragverhaltens von Stahlfaserbetonbalken unter Variation der Faserart. Bericht des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, November 1993

Faoro, M.: Elementwände im drückenden Grundwasser. Betonwerk + Fertigteil-Technik 64 (1998), Heft 1, S. 89-100

Grahlke, Ch., und Ebbert, J.: Stahlfaserbeton und seine Anwendung in der Praxis. Beton 44 (1994), Heft 4, S. 189-192

Grundlagen zur Bemessung von Industriefußböden aus Stahlfaserbeton. Merkblatt des Deutschen Beton-Vereins E.V., überarbeitete Fassung 1996

Höcker, T.: Einfluß von Stahlfasern auf das Verschleißverhalten von Betonen unter extremen Betriebsbedingungen in Bunkern und Abfallbehandlungsanlagen. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft 468, Beuth-Verlag Berlin, 1996

König, G.: Entwicklungspotentiale zementgebundener Baustoffe für zukünftige Bauaufgaben. Vortrag auf der Fachtagung der Fördergemeinschaft zur Information der Hochschullehrer „Gestalten mit Beton“, Weil/Rhein, Oktober 1998

Maidl, B.: Stahlfaserbeton. Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1991

Schießl, P., und Weydert, R.: Korrosion von Stahlfasern in gerissenem und ungerissenem Stahlfaserbeton. Bericht des Institutes für Bauforschung (ibac), Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen, 1998, Bestell-Nr. T 2802

Shah, S.P., und Grzybowski, M.: Shrinkage Cracking of Fibre Reinforced Concrete. ACI Materials Journal, March-April 1990

Straubinger, P.: Stahlfaserbeton - Möglichkeiten und Grenzen. Vortrag auf der Fachtagung Betontechnologie der Heidelberger Zement AG. in Schwendi, April 1998

Surkamp, H.: Faserbewehrte Betonfahrbahnplatten - Eine Hilfe bei der Erhaltung von Autobahnen. Beton 43 (1993), Heft 7, S. 348-349

Technologie des Stahlfaserbetons und Stahlfaserspritzbetons. Merkblatt des Deutschen Beton-Vereins E.V., überarbeitete Fassung 1996

Völkel, W., Riese, A., und Droese, S.: Neuartige Wohnhausdecken aus Stahlfaserbeton ohne obere Bewehrung. Beton- und Stahlbetonbau 93 (1998), Heft 1, S. 1-6

AKTUELLER STAND DER FORSCHUNG UND ANWENDUNG VON FASERVERSTÄRKTEN SPEZIALBETONEN FÜR DIE TRAGWERKSPLANUNG-/ERNEUERUNG IN ÖSTERREICH - EIN TÄTIGKEITSBERICHT

Ass.-Prof. DDr. Elmer Bölcskey, Dipl.-Ing. Gernot Scherpke

Technische Universität Wien, Institut für Baustofflehre, Bauphysik und Brandschutz
Wien, Austria

1 EINLEITUNG - HISTORISCHER ÜBERBLICK

Obwohl die typischen Stahlfaserbetonkonstruktionen (Abwasserrohre, Industriebodenplatten, Fertigteilelemente, usw.) erst seit den 60er Jahren in unserer Baupraxis präsent sind, ist die ursprüngliche Idee der Tragfähigkeitserhöhung bzw. Verbundverstärkung spröder (Mörtel-)Baustoffe durch Faserzugabe etwa so alt wie die Betonbauweise selbst [1].

Schon die alten Römer haben es verstanden ein betonähnliches Gußmauerwerk, den "Opus Caementicium" zur Vermeidung von Rissen mit faserartigen Materialien (z. B. Strohhalmen, Haare, usw.) zu verstärken. Besonders erfolgreich wurde die organische Faserzugabe (z. B. Kamelhaare) als Reißbremse für hochhydraulische Spezial-Kalkmörtel (Horasan-Mörtel) bei der Realisierung turmartiger Bauwerke (Minarette) in der islamischen Architektur verwendet [2].

Moderne faserverstärkte Betonbaustoffe werden zur Zeit mit den Faserwerkstoffen Stahl, Stahldraht, Glas, Kunststoff und Kohlenstoff (Carbonfaser) hergestellt, auf die seit 1905 praktizierte Asbestfaserverstärkung (Eternit) wurde inzwischen weltweit aus medizinischen Gründen verzichtet [3].

2 STAND DER AKTUELLEN TECHNIK - NEUE ERKENNTNISSE MIT FASERBETON

Die vielseitigen Anwendungsmöglichkeiten des statisch-konstruktiven Einsatzes von Faserbeton, hauptsächlich von Stahl(draht)faserbeton wurden in den letzten Jahrzehnten gründlich untersucht und ausführlich publiziert [4]. Am Anfang dieser Entwicklung wurde die Erhöhung/Steigerung der Betonzugfestigkeit in den Vordergrund gestellt. Die Forschungsarbeiten der letzten Jahre haben sowohl die charakteristischen mechanischen als auch die betontechnologischen Zusammenhänge des Faserbetons als Dreistoffsystem (Zementstein + Zuschlagstoff + Fasermaterial) vollständiger aufgeklärt und haben weitere wichtige Einflußgrößen bzw. Entscheidungskriterien (z. B. Duktilität/Arbeitsvermögen, äquivalente Biegezugfestigkeit/Nachrißverhalten, usw.) definiert.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, daß - obwohl die Zugfestigkeit bzw. die (Biege)tragfähigkeit von faserverstärkten Stahl- und Spannbetonbauteilen nicht im früher

erhofften Ausmaß gesteigert werden konnten – deutliche Verbesserungen der Verhalten-scharakteristik von Betonbauteilen zu erwarten sind. Dies bezieht sich vor allem auf Ein-satzgebiete in denen vor allem die Duktilität bzw. Zähigkeit im Zugbean-spruchungsbereich (z. B. dynamische Langzeitbeanspruchungen) gefragt ist [3].

Die charakteristischen Verbesserungen des Gebrauchverhaltens faserverstärkter (Stahl)betonbauteile stehen in vorteilhaftem Einklang mit der Entwicklung der gesamteu-ro-päischen Nachweisverfahren: Da die Masse der eingelegten Betonstahlbewehrung im Sinne des neuen Eurocodes bzw. der Eurocode-nahen Berechnungs- und Bemessungs-regeln (EC 2 bzw. ÖNORM B 4700) stark von den Gebrauchsfähigkeitsnachweisen abge-leitet wird, könnte eine optimierte Stahl(draht)faserbewehrung die erforderliche Beton-stahlmenge sinnvoll reduzieren bzw. in Ausnahmefällen sogar ganz ersetzen.

Zur Ausdehnung des ungerissenen Gebrauchszustandes bzw. zur Reduzierung bestimmter Grenzdehnungen sowie Beschränkung der Rissbreiten könnte sogar die Faserzugabe mit Vorspannung bzw. mit teilweiser Vorspannung kombiniert angewendet werden.

Einen früheren Vorschlag zur überschlägigen rechnerischen Beurteilung der Grenztrag-fähigkeit betonstahlverstärkter Stahlfaserbeton-Rechteckquer-schnitte im Spannungszus-tand II zeigt nach [5] Abbildung 1.

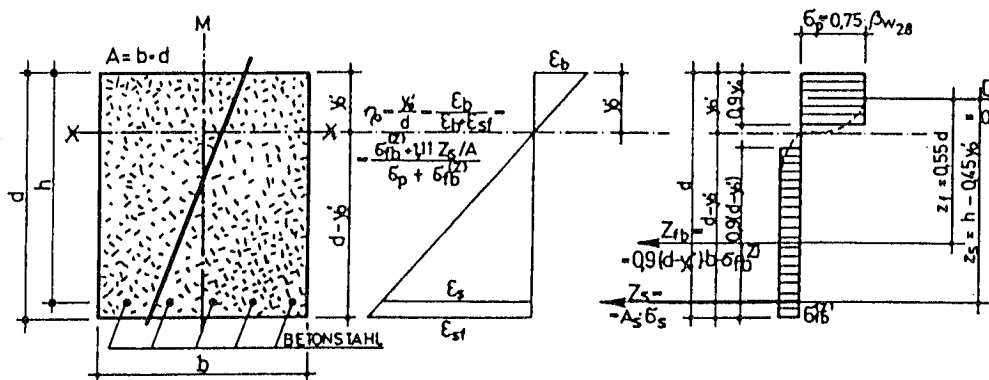


Abb. 1: Möglicher Dehnungsverlauf und vereinfachtes Spannungsdiagramm zur über-schlägigen Biegebemessung betonstahlverstärkter Stahlfaserbeton-Rechteckquerschnitte im Zustand II

3 PRAKTISCHE ANWENDUNGSBEISPIELE - NEUARTIGE FASERBETON-PROJEKTE

Durch die Zugabe von ausreichend langen Stahlfasern mit entsprechend optimiertem Ver-bundwiderstand (z. B. mittels "reliefartiger" Faseroberfläche) und geringem Faserabstand wird die Herstellung eines zementgebundenen Verbundbaustoffes mit folgenden ver-besserten Gebrauchseigenschaften ermöglicht [6], [7], [1], [4]:

- Ausgeprägtes Arbeitsvermögen, verbesserte Duktilität/Zähigkeit, hohe Bruch- und Schlagzähigkeit sowie Verschleißfestigkeit
- Verringertes Schwinden und bessere Temperaturbeständigkeit
- Erhöhte Zug- und Biegezugfestigkeit, vor allem bei stoßartigen und dynamischen Beanspruchungen mit gleichzeitigem (geringen) Druckfestigkeitsanstieg
- Verbessertes Riß- und Nachrißverhalten durch günstigere Anrißverteilung unter Be-hinderung des Rißwachstums ("Rißbremseneffekt")

Eine tabellarische Zusammenstellung der vielfältigen Einsatzmöglichkeiten von Stahl-faserbeton zeigt Tabelle 1 in Anlehnung an [4].

Die wichtigsten Einsatzmöglichkeiten für Stahlfaserbetoneinsatz sind nach wie vor Fußbodenestriche, Fahrbahn- und Bodenplatten im Industriebau sowie für Stahlfaser-spritzbeton/Pumpbeton ein- oder zweischalige Sicherungs/Schalenskonstruktionen oder Fertigteilübungs im Tunnelbau.

Die ursprünglich für die Bauwerksinstandsetzung/verstärkung erforschte Methode der Verbundverstärkung alter Holzdeckensysteme mit nachträglich aufgedübeltem Stahlfaser-beton-Druckgurt setzte sich in Deutschland und in der Schweiz in zunehmendem Maße als neuartige Fertigteil-Verbundverstärkung für Kerto-Furnierschichtholz Decken- und Plattenbalkensysteme mit optimierter Feuerwiderstandsdauer (F90) durch.

Ein weiteres wichtiges zukunftsorientiertes Anwendungsgebiet ist die Umwelttechnik (Deponie- und Wasserbautechnik, Wassertanks, Wellenbrecher, Mineralölabscheidebe-hälter, usw.).

Formänderungsverhaltens-Untersuchungen eines stahl(draht)faserverstärkten Miner-alölabscheider-Ovalbehälters im Rahmen einer statisch-konstruktiven Bearbeitung für eine Fertigteilfirma zeigt Abbildung 2.

4 VERGLEICHENDE UNTERSUCHUNGEN ZU ZUKUNFTSORIENTIERTEN EINSATZMÖGLICHKEITEN FÜR NICHT METALLISCHE FASERWERK-STOFFE

4.1 Vorbemerkung

Das Fernziel der von der österreichischen Fertigteilindustrie angeregten und hier beschriebenen grundlegenden Untersuchungen bzw. Materialprüfungen ist die Verein-fachung des Produktionsablaufes für bestimmte Fertigteil-Deckenelemente aus Stahlbe-ton. Der Einsatz von Faserbeimengungen in der Betonmatrix anstelle der Querbewehrung der Fertigteilplatte wird in Erwägung gezogen, dazu wurden Versuche an einfachen Pro-bekörpern durchgeführt. Anhand der Ergebnisse für die äquivalente Biegezugfestigkeit wird das geplante Vorhaben hinsichtlich seiner praktischen Möglichkeiten evaluiert.

Tab 1: Einsatzmöglichkeiten von Stahlfaserbeton

Faserverstärkte Bauteile	Beanspruchungsart	Maßgebliche Schnittgrößen	Ersatz der Bewehrung möglich	Verbesserung des Arbeitsvermögens	Reduzierung der Bauteildicke	Rißbreitenbeschränkung	Erhöhung der (Biege)Zugfestigkeit
Betonrohre und Schächte	statisch	M, N	ja	ja	ja	ja	ja
Fertigteile (Decken- und Hohlwandelemente, Stufen, Gargen)	statisch	M, N, Q	bedingt	bedingt	ja	ja	bedingt
Maschinenfundamente	stat./dyn.	M, N, Q	bedingt	ja	nein	ja	bedingt
Industriefußböden	stat./dyn.	M, N	ja	bedingt	ja	ja	ja
Fahrbahn- und Bodenplatten	stat./dyn.	M, N	ja	bedingt	ja	ja	ja
Bauwerksinstandsetzung (z. B. Druckgurt für Holzdeckenverbundverstärkung)	stat./dyn.	M, N, Q	ja	ja	ja	ja	ja
Umwelttechnik (Deponie- und Wasserbaubehälter, Mineralölabscheidebehälter, usw.)	statisch	M, N	bedingt	ja	ja	ja	ja
Tunnelbau, Bergbau (Spritzbetonsicherung, Fertigteil-tübbing)	statisch	M, N	bedingt	ja	ja	ja	ja
Rammpfähle	dynamisch	M, N	nein	ja	bedingt	bedingt	bedingt
Katastrophenschutz: Hangsicherungen und Lawinenschutz (Wellenbrecher)	stat./dyn.	M, N, Q	ja	ja	ja	ja	ja
Verbundstützen	statisch	M, N	ja	bedingt	bedingt	ja	ja

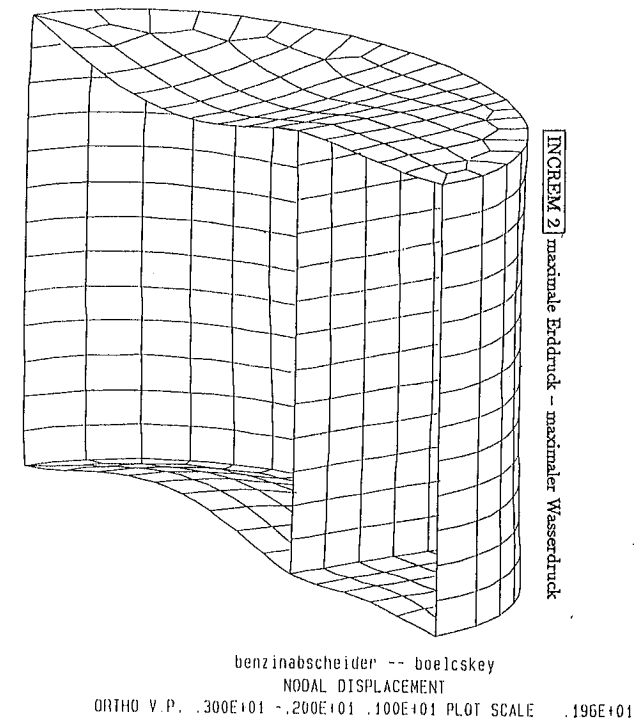


Abb 2: Vergrößerte Prinzipdarstellung des Gesamtsystem-Formänderungsverhaltens eines Mineralölabscheider-Ovalbehälter (FE-Berechnung)

Das Arbeitsvermögen D_{BZ}^f und die daraus berechnete äquivalente Biegezugfestigkeit $\text{äqu.}\beta_{BZ}$ (siehe Skizzierung in Abbildung 3) charakterisieren die erwünschten Eigenschaften von Faserbeton wie die hohe Zähigkeit oder das Absorptionsvermögen. Die aufgenommenen Arbeitslinien lassen sich hinsichtlich eines vorhandenen mechanischen Nachrißverhaltens, d. h. Stabilität der Probekörper nach Auftreten des Risses interpretieren. Im Rahmen der vorliegenden Untersuchungen wurden die Arbeitslinien für Betonprobekörper mit verschiedenen Faserbeimengungen (Stahl, Glas- und Kunststofffaser) verglichen und in Relation zu den Probekörpern ohne Faserzugabe (Referenzproben) gesetzt. Die Materialprüfungen erfolgten in Anlehnung an das Merkblatt des Deutschen Betonvereins "Industriefußböden aus Stahlfaserbeton". Die aus den Bruchlasten (Maximum in der Arbeitslinie) ermittelten klassischen Biegezugfestigkeiten ergeben für die einzelnen Prismen jeweils 3 bis 4 N/mm².

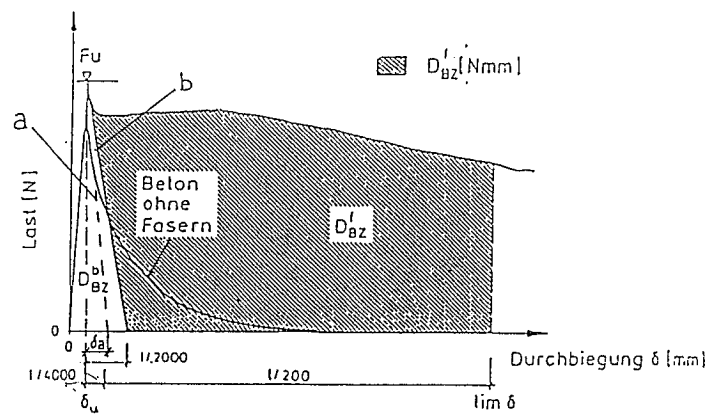


Abb. 3: Auswertung der Prüfergebnisse

4.2 Versuchsaufbau und Durchführung

Die Bestimmung der äquivalenten Biegezugfestigkeit erfolgte mittels einer servomechanisch gesteuerten Prüfmaschine anhand verformungsgesteuerter Biegezugversuche (Durchbiebungsgeschwindigkeit 0.5 mm/min) mit Dreipunktbelastung entsprechend den Abbildungen 4 und 5. Die Probekörper (60 x 15 x 5 cm) werden bis zu einer Durchbiegung von mindestens 1/200 der Stützweite belastet. Die Faserbeimengungen sind in der Tabelle 2 angegeben.

Tab. 2: Faserbeimengungen in den Probekörpern

Probenanzahl	Faserart	Dosierung
10	Stahlfaser (Fibrin TC 35)	35 kg/m ³
10	Glasfaser (Cretex 25x)	1.5 kg/m ³
10	Polypropylenfaser (Fibrin 23)	1.5 kg/m ³
10	Polypropylenfaser (Fibrin 23)	6 kg/m ³
6	ohne Faser	

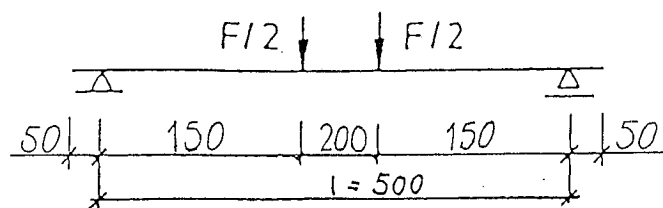


Abb. 4: Schematische Darstellung der Krafteinleitung in die Prüfkörper

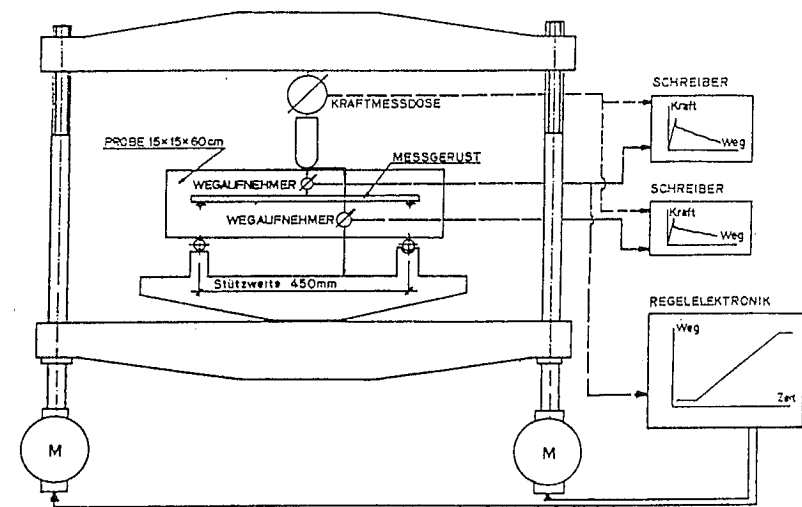


Abb. 5: Schematische Anordnung für den verformungsgesteuerten Biegezugversuch zur Bestimmung der äquivalenten Biegezugfestigkeit mit Angabe des logistischen Aufbaus

4.3 Prüfergebnisse

Im folgenden werden die unter den o. a. Bedingungen aufgenommenen Arbeitslinien jeweils eines Probekörpers pro Faserart graphisch dargestellt und die über die Probekörper gemittelten Ergebnisse für die äquivalenten Biegezugfestigkeiten tabellarisch angegeben.

Tab 3: Prüfergebnisse für die äquivalente Biegezugfestigkeit äqu.β_{BZ} faserverstärkter Betonprüfkörper (Mittelwerte)

Faserart	äqu.β _{BZ} in [N/mm ²]
ohne Faser	0.07
Stahlfaser	0.83
Polypropylenfaser (1.5 kg/m ³)	0.21
Polypropylenfaser (6 kg/m ³)	0.51
Glasfaser	0.063

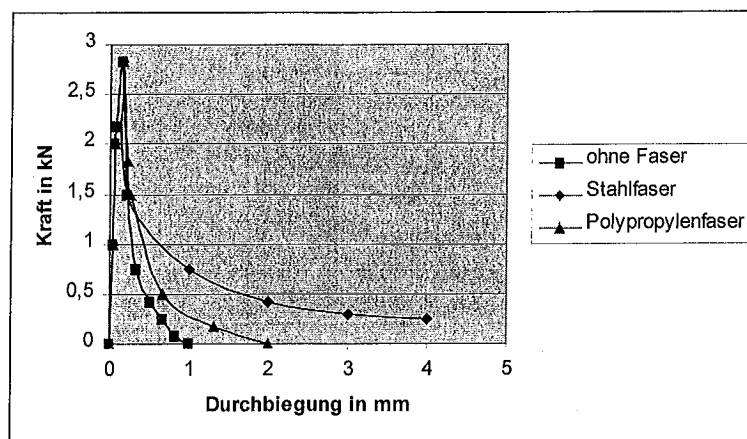


Abb. 6: Arbeitslinien für faserverstärkte Betonprobekörper

4.4 Diskussion

Das Verhalten der Fasern zeigt sich in der äquivalenten Biegezugfestigkeit $\text{äqu.}\beta_{\text{BZ}}$. Dabei ist die Wirkung der Stahlfasern (Dosierung 35 kg/m^3) eindeutig zu erkennen (Mittelwert für $\text{äqu.}\beta_{\text{BZ}} = 0.83 \text{ N/mm}^2$). Die mit Polypropylenfasern (Dosierung 1.5 kg/m^3) verstärkten Probekörper zeigen ebenfalls ein gewisses Nachrißverhalten (Mittelwert für $\text{äqu.}\beta_{\text{BZ}} = 0.21 \text{ N/mm}^2$), welches ca. $\frac{1}{4}$ jenes der Stahlfasern ausmacht. Eine Erhöhung der Polypropylenfaser-Dosierung auf 6 kg/m^3 (Mittelwert für $\text{äqu.}\beta_{\text{BZ}} = 0.51 \text{ N/mm}^2$) verdoppelt in etwa dieses Ergebnis. Jene Probekörper, welche mit Glasfasern (Dosierung 1.5 kg/m^3) durchsetzt waren, unterscheiden sich im Verhalten nach der Rißbildung nicht wesentlich von den Probekörpern ohne Faser. Höhere Faserdosierungen lassen verbesserte Prüfergebnisse erwarten, wobei in der Praxis der Kostenfaktor berücksichtigt werden muß.

5 ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK

Der dargestellte Vergleich von Faserbetonproben hinsichtlich deren mechanischen Verhaltens nach Auftreten des Risses bei der Biegezugprüfung, d. h. der äquivalenten Biegezugfestigkeit ergab unterschiedliche Ergebnisse für die jeweiligen Faserbeimengungen (Stahl-, Polypropylen- und Glasfaser). Die höchsten Ergebnisse unter den hier definierten Randbedingungen wurden mit Stahlfasern erzielt. Eine deutlich erkennbare Wirkung läßt sich auch für die verwendeten Polypropylenfasern ableiten während die Glasfasern bei der hier applizierten Dosierung keine meßbaren Auswirkungen auf die Prüfergebnisse haben. Die jeweiligen Werte für die äquivalenten Biegezugfestigkeiten sind über die Faserdosierungen optimierbar, wobei Versuche bzw. praktische Ausführungen mit 50 kg/m^3 (Stahlfasern) bzw. $5 - 10 \text{ kg/m}^3$ (Polypropylenfasern) mit entsprechenden Steigerungen der Gebrauchseigenschaften denkbar sind. Gleichzeitig sind firmeninterne Überlegungen im Gange, die Effektivität der verwendeten Faserbewehrung durch Optimierung der Baustoffanwendung und der Verbundwirkung, z. B. mittels Oberflächenprofilierung

sowie einer gezielten Beeinflussung der Faserverteilung/Faserorientierung usw. zu erhöhen.

6 LITERATUR

- [1] Bölskey, E.: Neuere praktische Verwendungsmöglichkeiten für Stahlfaserbeton, Zement+Beton, 33. Jg., 1988, Heft 1, Seiten 28-30
- [2] Bölskey, E.: Stahlfaserbeton-ein neuartiger Verbundbaustoff für die Sanierung stellt sich vor, technopress baumagazin, Jg. 4/87 (1987), Heft 4, Seiten 190-196
- [3] Falkner, H., Teutsch, M.: Neue Erkenntnisse mit Faserbeton, Fachseminar Stahlfaserbeton, 1993, Braunschweig, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, Heft 100, Seite 5-16
- [4] Meidl, B.: Stahlfaserbeton, Ernst Verlag für Architekten und technische Wissenschaften, Berlin, 1991
- [5] Bölskey, E.: Beitrag zum vereinfachten Tragfähigkeitsnachweis für bewehrte Stahlfaserbeton-Rechteckquerschnitte, ÖIAZ, Jg. 133 (1988), Heft 2, Seiten 53-55
- [6] Hannant, D. -J.: Fibre cements and fibre concretes, A. Wiley-Interscience publication, John Wiley & Sons, 1978, Chichester-New York-Brisbane-Toronto
- [7] Bilosir, W., Krapfenbauer, R., Bölskey, E.: Festigkeit und Reißfestigkeit der Stahlfaserbetonbiegeelemente mit Fasern aus Blechabfällen, ÖIAZ, Heft 2, 1995
- [8] Bölskey, E.: Traglaststeigerung alter Holzdecken mit Stahlfaserbeton, Veröffentlichung 3 der Veranstaltungsreihe "Erhaltung und Erneuerung von Bauten: Aufgehen des Mauerwerk und Dachraum", Seite 225-260, Hrsg.: Österreichische Gesellschaft zur Erhaltung von Bauten, 1040 Wien, Prinz-Eugen-Str. 18, 1990

2. Szekció – *Session 2*

Anyagjellemzők – *Material properties*

SZÁLETÍPUSOK ÉS AZOK JELLEMZŐI

Dr. Kovács Károly

ÉMI Rt. Vegyszeti és Alkalmazástechnikai Tudományos Osztály

1113 Budapest, Diószegi út 37.

ÖSSZEFOGLALÁS

A szálerezsített betonok leggyakrabban használt anyaga az acélszál. Előnye a nagy erősítőképesség, a finom eloszlás folytán a három dimenziós és egyenletes erősítés.

Hátránya a viszonylag későn kialakuló tapadási tulajdonság a cement kötőanyaghoz, a viszonylag nagy légbuborék bevitel és az ennek következtében beálló szilárdság csökkenés a betonmátrixban.

A jó tapadási értéket a megfelelő alaki és méretkialakítással érik el.

Kloriddal szennyezett betonban a rozsdásodása bekövetkezik.

A műszál erősítés előnye a korai hatékonyság, ám a későbbiekben a hatása megszűnik.

A jó átmérő-szálhossz arány miatt jó filcelődés következik be.

Viszonylag csekély mennyiség is hatásos.

A csomósodást felületkezeléssel akadályozzák meg.

Újabban terjed a nagy rugalmassági modulusú műszálak (Kevlar és szénszál) alkalmazása, ám rendkívüli nagy árak miatt tömegesen egyelőre még nem alkalmazhatók.

1. BEVEZETÉS

A mérnöki szerkezetek minőségének jelentős javulását, új, egyre karcsúbb és jobban igénybevett szerkezetek megvalósulását csak nagyon egyenletes minőségű betonmátrixszal lehet elkészíteni.

A vasbeton szerkezetek acélaromatúrája a leggondosabb tervezés mellett is egyenetlenül erősíti az építőelemet, mert a betonmátrix minden egyes pontjára más és más mennyiségű acélkeresztmetszet jut, s az acélaromatúra célszerű elhelyezkedése a betonban csak durván követi az elemre támadó erők helyeit.

A vasbeton készítése egyébként is kényes feladat időjárásnak kitett helyen, sokszor az utógondozást nem lehet ideálisan elvégezni. Ezeknek a problémáknak a csökkentése érdekében a szerkezet struktúráját célszerű finomítani, amelynek segítségével megbízhatóbb szerkezeteket lehet készíteni, így biztonságosabban lehet előállítani repedésmentes, vízzáró betonokat, megtakaríthatunk valamennyit a szerkezet méreteiből, illetve nagyobb terheléseknek tehetjük ki az elemet. Ilyen megfontolások vezettek egy finoman elosztott erősítőrendszer bevezetéséhez, a szálszerkezetű erősítőanyagokhoz.

1. sz. táblázat Az acélszálak alaki megjelenései

Sorszám	Megnevezés	Alaki jellemző	Megjegyzés
1.	huzal		tapadása rossz, már nem használják
2.	göbös huzal		ömlesztett gombokban végződnek
3.	"íratkapocs" huzal és lemezsál		laza és sorbarendezett vízőldható ragasztóval rögzített állapotban is kapható
4.	hullámos huzal és lemezsál		összecsomósodásra hajlamos
5.	golyónyomott lemezsál		összecsomósodásra hajlamos
6.	forgácsolt lemez		jó tapadású
7.	öntött szál		jó tapadás, de merev

Az acélszálak tapadásának késői kialakulása, valamint merevsége, viszonylag vastag méretei miatt már viszonylag korán egyéb szálak adagolását javasolták. A középkortól kezdve állati-növényi szálakat is adagoltak a kötőanyagokba. Jelenleg is használnak növényi rostokat erősítésre, ezek szerepe azonban alárendelt. (Pl. Betonyp, Heraklith, stb.)

Az egyéb szálakkal kapcsolatosan a következőket kell megjegyezni.

A legjobb tulajdonságokkal és a cementkötéshez a legjobb összeférhetőséggel a hosszúszerű kékbazeszt rendelkezik. Ezt azonban az alkalmazásból kitiltották egészségügyi okokból, ezért nem foglalkozunk vele. Jó tulajdonságot mutatnak rövid távon az üveg-szálak, ám nincs olyan üveg (még a boroszilikát üveg sem), ami ne károsodna a cement lúgtától, ezért idővel ezek elporladnak, összetöredeznek, így nem használhatók.

Nagyon jó tulajdonságú "kristálysakállakat" növesztettek borból és egyéb ásványi anyagokból, ám költségeik miatt betonban nem alkalmazhatók.

A műszálak felhasználását a hetvenes évek óta javasolják.

Elsősorban a nagyszilárdságú műanyagok jöhetnek számításba.

A jelenleg tömegfelhasználású műanyagok közül

- a polipropilén
- a poliamid
- a poliészter
- az aramid

alkalmas betonmátrix erősítésére.

A műanyagszálak alkalmazásával megvalósítható a korai korban a jó tapadási érték a cement kötőanyaghoz. Ezáltal akadályozható meg az egész korai korban a zsugorodási repedések képződése. Jól tudott, hogy a betonban közvetlenül a kötődés után már belső feszültségek keletkeznek, ugyanakkor a húzószilárdsága még igen csekély. Ezért pl. a hőmérséklet ingadozása a legkorábbi időkben okoz a betonban repedéseket (5-20 óras korban).

Ezt célszerűen a műszálakkal lehet megakadályozni.

Ezek a szálméreteik és tulajdonságaik miatt azonnal tapadási kapcsolatot teremtenek a cementtel.

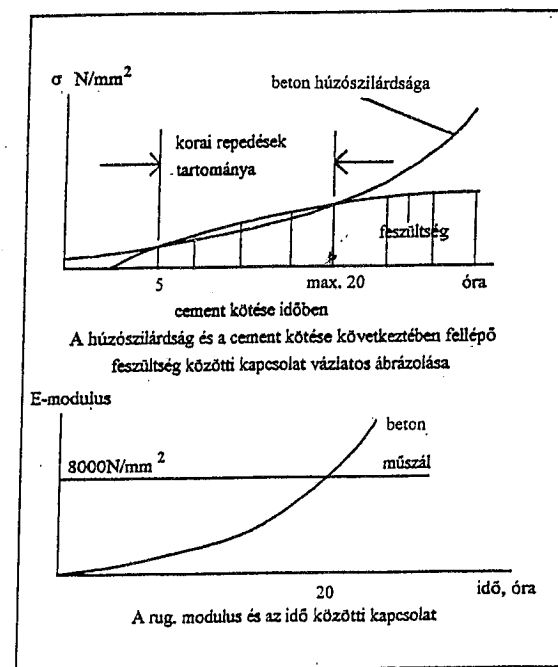
A műszálak bonyolult keresztmetszeti profiljai, vékonyságuk miatti flexibilitásuk, az átmérőhöz viszonyított nagy hosszuk elősegítik a szerkezet "filcelődését".

Kis sűrűségük, apró szálméreteik miatt viszonylag kis mennyiség elegendő a filcelődés létrejöttéhez. (kb. 1 kg/m³ beton)

Ez kb 200-300 millió db szálát jelent.

A szerepük azonban korlátozott, ahogy a beton rugalmassági modulusa meghaladja a műszálak alacsony rugalmassági modulusát, a hatékonyságuk megszűnik, a szálak húzásra a szerkezetből kifolynak.

Hatékonyságuk határait az 1. ábra mutatja be.

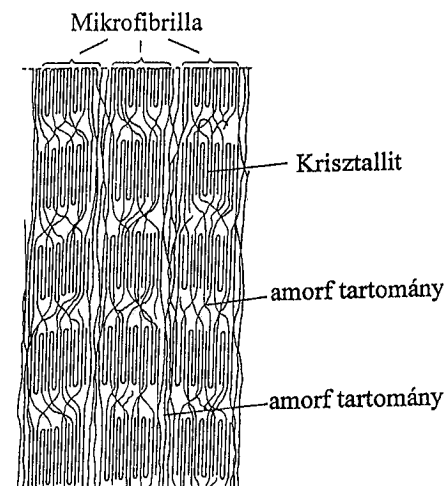


1. ábra A műszál rugalmassági modulusa csak 5-20 óras betonoknál gátolja a repedésképződést, később hatástalanok. (Köneke, 1978)

A műszálakat, úgy mint az acélszálakat is különböző vastagságban és hosszban gyártják a betonréteg vastagsága és szemnagysága függvényében.

Fontos dolog, hogy csak u.n. nyújtott szálát alkalmazzanak az erősítésre, mert egyébként az erősítő hatás elmarad.

A nyújtott (orientált) szálak sem teljesen kristályosak, így a feszítő hatásuk az idővel csökken.



2. ábra A műszálak rendezettsége. (Poliamid 6) (Bobeth, 1993)

Fontos megjegyezni, hogy a műszál nevek csoporttulajdonságokat rejtenek, ezért nem elegendő csak a névvel jellemezni azokat, hanem mindig szükséges az összes lényeges mechanikai és termikus tulajdonságuk megismerése is. (Pl. két helyről származó poliamid alapvetően más tulajdonságú lehet)

Fontos tényező, hogy a műszálak nem korrodálódnak, a betonból kilógó részek leperzselhetők.

A műszálak méreteit az u.n. szálfínomsággal és a hosszal jellemzik.

Finomságuk általában 2-50 Denier (0,22-5,6 dtex)

Hosszuk általában 10-50 mm

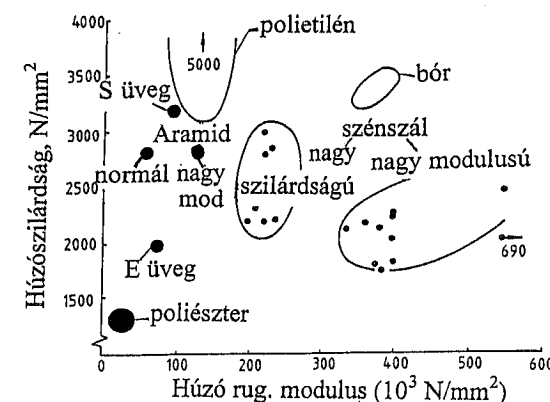
Néhány esetben a szálkötegeket valamilyen alakzatba fogják össze. (Pl. méhsejt alakzat)

Az újabb időkben éppen azért, mert a műszálak önmagukban teljes erősítést és a repedésképződés megakadályozását nem oldják meg, vegyesen használják a műszál-acélszál erősítést.

Ezt a kombinált és technológiailag is bonyolult megoldást lehet kiküszöbölni a nagy rugalmassági modulusú műszálakkal, pl. az aramid típusú Kevlarral és a szénszálakkal.

A szénszálak húzási rugalmassági modulusa már meghaladja az acélét, a Kevlaré az acél értéke körül van.

A néhány műszál, az üvegszál és a szénszálak húzószilárdságát és rugalmassági modulusát a 3. ábra szemlélteti.



3. ábra. A különböző szálak anyagok húzószilárdsága és rugalmassági modulusa.

Ezekkel a szálakkal ideális erősítőanyagot találtak, azonban gazdaságosságuk erősen vitatható és csak különleges esetekben alkalmazhatók az áraik miatt. Általában alkalmazhatják olyan helyeken, ahol a mágnesezhetőség nem megengedett, vagy egyéb körülmények indokolják azt.

4. MEGÁLLAPÍTÁSOK

A szálvagdalékokkal erősített betonok minden olyan esetben előnyösen alkalmazhatók, ahol fontos a betonszövet globális és lokális terheviseelőképességének javítása, repedésmentessége, vízzáróságának fokozása, illetve egyéb speciális tulajdonságainak javítása, kifejlesztése. Szerepük egyre nő a nagy teljesítőképességű betonok (HPC) alkalmazásánál, ahol a helyi túlterhelések következtében bekövetkező ridegtöréseket kompenzálják.

Különös szerepük a közlekedéscsőépítésben és az egyéb erőteljes korrózióknak kitett műtárgyak felületi betonrétegében van, ahol a megnövelt betonfedés miatt kialakuló ún. héj-repedések meggátolására alkalmazhatók.

Az acélszálak erősítő hatása a legkorábbi (0 - kb. 15 órás) korban tapadási problémák miatt nem érvényesül. Az ekkor kialakuló repedések gátlására a műszálak adagolása előnyös, ám kis rugalmassági modulusaik miatt ezek erősítő hatása később megszűnik. Ezért célszerű vegyesen mű- és acélszálakat alkalmazni. (Műszálakat kb. 1 kg/m³, acélszálakat 20-35 kg /beton m³ adagolásban.)

Nagy jövő vár a nagy rugalmassági modulusú műszálak alkalmazására. Jelenleg az aramid típusú és a szénszálak betonerősítő hatása jelentős, melyek rugalmassági modulusa eléri, sőt meghaladja az acélét, s így önmagukban a betonszövet kialakulásától kezdve a teljes használati idő alatt megfelelő erősítést, egyéb speciális képességeket kölcsönöznek a beton műtárgynak még erősen korrózív közegben is.

Ezek elterjedése a hosszútávon várható nagymértékű árcsökkenésük után reális.

5. FELHASZNÁLT IRODALOM

Gyári ismertető (Dramix, Forta Fibre, Fibrin, Harex stb)

Bobeth, W (1993) : Textile Faserstoffe Springer-Verlag Berlin-Budapest

Palotás, L - Balázs, Gy (1980) : Mérnöki szerkezetek anyagtana 3.

Akadémiai Kiadó, Budapest

Társasági vizsgálati jelentések. ÉMI Rt. 1997, 1998

Köneke (1978): Ausbessern von Beton mit zementgebundenen Stoffen.

Beton p. 450-453

BOND BEHAVIOUR OF FIBRES AND FORMATION OF A DAMAGE ZONE IN FIBRE REINFORCED CONCRETE – PART I: ACOUSTIC EMISSION TECHNIQUE –

C. U. Grosse, B. Weiler, H. W. Reinhardt

University of Stuttgart, Institute of Construction Materials

Pfaffenwaldring 4, D-70569 Stuttgart, Germany

SUMMARY

An advanced acoustic emission (AE) technique requires the recording of the acoustic emission activity and its whole waveforms during the loading of a specimen. Together with the calculation of the AE source coordinates, this enables numerous analysis techniques in the time and frequency domain including waveform comparisons and fault plane solutions. The radiation pattern of acoustic emission (AE) sources and the seismic moment (as an equivalent for the emitted energy) as well as the type and orientation of the cracks can be determined using moment tensor inversion methods. This leads to a better understanding of the fracture processes in the matrix and the debonding of the reinforcement. The methods have been applied to study the steel-concrete interaction in reinforced concrete cubes.

1. INTRODUCTION

There are different approaches to the evaluation of acoustic emission data for material characterization, depending on the way of recording, the equipment used, and the analysis technique applied. In general, it has to be distinguished between the classical statistical analysis technique and a more quantitative approach to the problem including waveform recording and interpretation (Scruby, 1985; Sachse and Kim, 1987). Both methods offer the advantage to investigate a specimen or a structural part under loading conditions in an integral way. Very often the acoustic emissions are directly correlated with the failure of structural integrity. The difference between these two methods is the extent of data acquisition and data analysis as well as the degree of reliability of the interpretation. Obviously, concrete is a suitable material for the application of quantitative acoustic emission technique, as was reported by several authors (Berthelot and Robert, 1987; Ohtsu et al., 1991; Landis and Shah, 1993; Maji and Sahu, 1994; Suaris and van Mier, 1995). A modern quantitative acoustic emission technique is capable of giving detailed information on the defect formation and the failure process in materials. It provides a deep insight into material behaviour under load and can largely influence the optimization of material design. The recording of acoustic emissions with a reasonable amount of sensors and the 3D localization of the sources are the fundamentals of these techniques.

This paper deals with the application of acoustic emission analysis techniques including localization, and more sophisticated procedures such as moment tensor inversion methods to characterize the fracture mechanisms in concrete and steel reinforced concrete. After a description of the analysis techniques, an example for the application of these techniques to pullout tests with a single steel bar will be reported. Experiments

on steel fibre reinforced concrete are reported in a different paper (Weiler et al.) in this volume.

2. EQUIPMENT AND LOCALIZATION TECHNIQUE

The measuring device used for the experiments described in this article is based on a multi-channel transient recorder. Between eight and twelve channels with sampling frequencies of 1 or 10 MHz at 12 bit resolution have been used for the experiments described in this paper. A broadband equipment was employed including sensors with significant sensitivity over a broad frequency range up to 10 MHz, as described earlier in more detail (Grosse, 1996).

The first step after the recording and storing of the events with their whole waveforms in the framework of an advanced acoustic emission system is the 3D-localization of the sources using their onset times. For this we use a software called Hypo^{AE}. To use this localization algorithm in an automatic way, one have additionally to deal with the automatic extraction of the onset times (so called „picking“), what is a non-trivial problem taking the waveforms, signal energies and noise conditions into account. This will be described in a separate chapter in this paragraph.

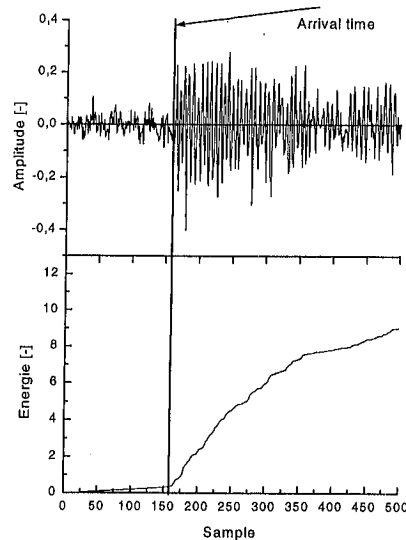


Fig. 1: Hinkley's criterion to determine the onset-time of an acoustic emission event; refer to Grosse and Reinhardt (1999) for more details.

The software called Hypo^{AE} to localize the sources of acoustic emissions was developed in co-operation with the Institute of Geophysics at the University of Karlsruhe in Germany (Onescu and Grosse, 1996). The program is a derivative of the Hypo71 program for the localization of earthquake hypocenters and is based on an idea developed by Ludwig Geiger (1910). For the determination of the hypocenter by extraction of the arrival times, at least 4 stations are necessary; having more than 4

stations, the problem is over determined and the calculation is done using an iteration algorithm (Buland, 1976). Formerly, the arrival times of the compression waves of all channels have to be read off by hand. Assuming a time resolution of at least 1 μ s, a localization accuracy of 8 to 10 mm has to be accepted. To reduce the time consuming P-wave onset picking, an automatic picker (Grosse and Reinhardt, 1999) was developed.

2.1 Automatic Extraction of the Onset-Time of Acoustic Emissions

To establish a procedure to analyze a large number of acoustic emission signals it is necessary to reduce the time of manual efforts by an automatic picking algorithm. This algorithm is supposed to extract the onset-times fully automatically – at least it should support the operator as far as possible, because the hundreds of events recorded during a typical experiment result in several thousand signals to be analyzed. It is important that the accuracy of the automatic picking is not significantly differing from the manual picking. Under all circumstances this procedure should therefore result in saving time and not in a significant loss of precision. The most useful solution would be an automatic detection working in real-time or close to this.

We therefore have extensively worked on a software solution to meet these requirements. The program package called **FreshCon** is based on a sophisticated picking algorithm, which will be described in the paper by Grosse and Reinhardt (1999). Analyzing the energy content of an event, the problem is solved using Hinkley's criterion to discriminate between signal and noise and to pick the arrival time (Fig. 1). Assuming reasonable noise conditions, the accuracy of the picking algorithm is better than ten samples related to the manual picking. According to the signal quality and the signal-to-noise ratio, a butterworth bandpass filter as well as different other options can be set (Fig. 2). A proper setting of the filter parameters will result in an increasing precision.

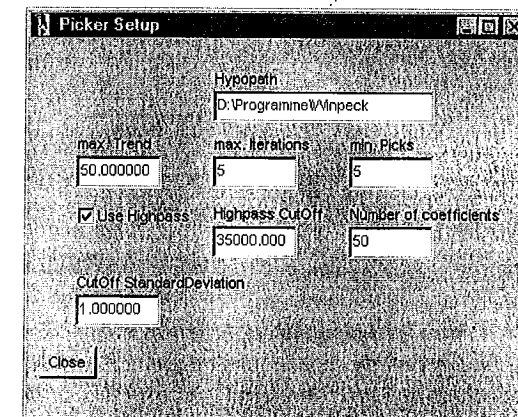


Fig.2: Setup for program FreshCon.

Taking the experimental conditions (defined by the sensor characteristics and the noise conditions, for instance) and the requested degree of accuracy into account, the picking program provides three different modes of interaction.

- Manual pick routine (simplification of data analysis and picking).
- Semi-automatic discrimination (see below).
- Full automatic picking mode using the algorithm as a „Black-Box“.

The realtime execution of the 3D-localization routine Hypo^{AE} after each picking process is implemented. Besides the automatic picking mode where the experimentalist has less possibilities of interaction, the semi-automatic picking mode is of special interest. It allows full control and correction of the supposed onset times in a very fast way. This is shown in Fig. 3 for an acoustic emission event which was recorded with eight broadband sensors. The program allows to display all channels (up to 18) filtered or unfiltered and enlarge one selected channel of interest. In this way, a large number of signals can be evaluated.

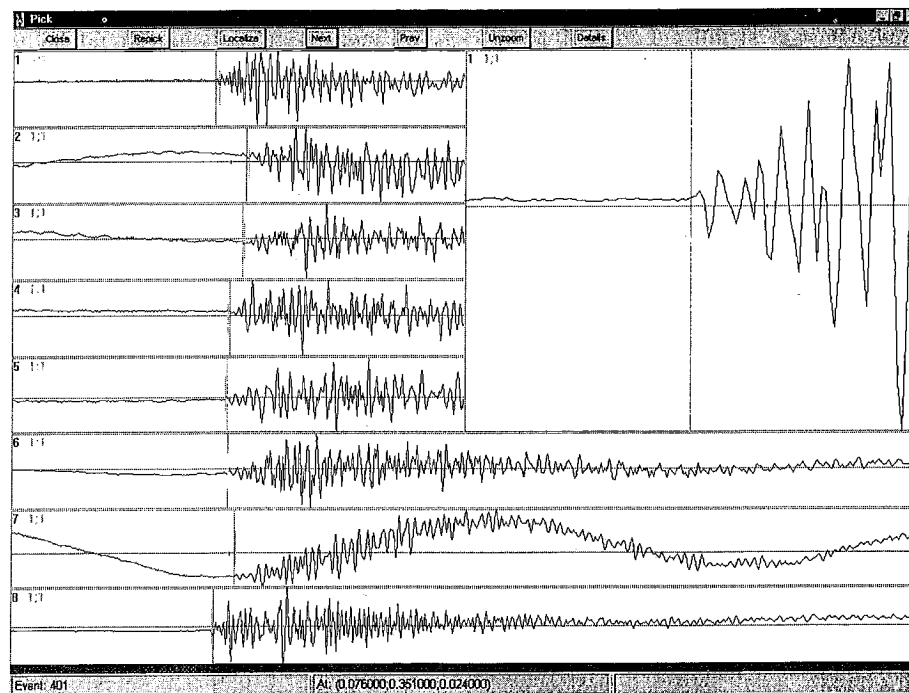


Fig.3: Acoustic emission event recorded with eight sensors. The calculated onset-time is marked by a vertical line. A certain channel can be zoomed in the detail window. The result of the localization program Hypo^{AE} is displayed at the bottom.

2.2 Other Techniques

The broadband recording of acoustic emissions during the loading of a specimen together with the three-dimensional localization of the sources facilitates different analysis tools. One is the waveform comparison in terms of pattern recognition. This assumes that similar fracture mechanisms cause similar waveforms and allow the

classification of signals. As a first step, a method to determine the coherence function of two signals was employed. This technique was adapted from the field of telecommunications. Similar events can be separated from less similar in the frequency domain by extracting one parameter called the coherence sum (Grosse, 1996). The mathematical background together with some applications was presented in Grosse et al. (1997). Although a classification of the signals can be done using the coherence method, this does not lead to the determination of crack type and orientation. To meet these requirements, usually an inversion of the moment tensor is performed.

3. MOMENT TENSOR INVERSION

To determine the fracture type and orientation of a fault as well as the seismic moment - which describes the released energy - the waveforms of the recorded acoustic emission events have to be interpreted by the inversion of the moment tensor. As illustrated by Fig. 4, the failure of a brittle specimen is accompanied by a sudden release of energy in form of acoustic waves. Using a moment tensor inversion in combination with the three-dimensional localization, a fault plane solution can be applied which enables the analysis of the fracture process in the material.

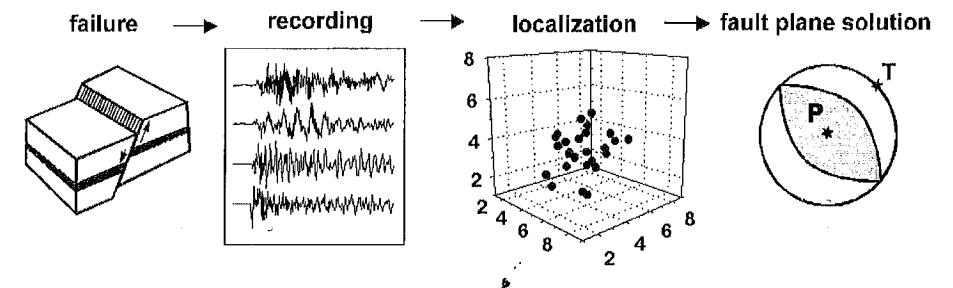


Fig 4. From failure to analysis - stages of quantitative acoustic emission analysis.

There are several ways to determine the crack type and orientation of AE sources. One concept is the determination of the polarity of the initial P-wave pulses. The distribution of the two senses of the wave polarity around the focus is determined by the radiation pattern of the source. This way, it is possible to estimate the orientation of the nodal planes and thus the mechanism of the source. Unfortunately, it is not possible to quantify the deviation from a pure shear dislocation source (Double Couple DC) with this method.

The analysis of the moment tensor is a different approach to the problem. The symmetric moment tensor with six independent components mathematically defines the strength and the 3D radiation pattern of a general seismic point source. The diagonal and the off-diagonal elements of the moment tensor represent force dipoles without or with moment, respectively. It was shown by several authors (Shigeishi and Ohtsu, 1992; Landis and Shah, 1993) that a determination of the crack orientation in concrete can be performed by the eigenvalue analysis of the moment tensor, picking the P-wave amplitudes of AE signals. With this method, deviations of DC mechanisms can be

extracted as well as the radiation pattern of the whole damage process. A determination of the DC, compensated linear vector dipole (CLVD) (Knopoff and Randall, 1970), and the isotropic tensile components are the basis for the fracture mechanics analysis. To estimate the six moment tensor components, the amplitude informations of at least six AE recordings have to be used - a reasonable number in acoustic emission experiments.

Solving the problem with this method, the Green's functions of the specimen, describing the wave propagation in a medium, and the transfer function of the recording system have to be known. Considering the wave propagation in concrete, a unique Green's function is hardly to be found for a specimen because of the heterogeneity of the medium. Consequently, a moment tensor inversion based on P-wave amplitudes was employed in a relative way to eliminate the influences of inhomogeneity and anisotropy. The method was developed for the determination of the radiation pattern using cluster analysis (Dahm, 1993 and 1996).

This relative approach is suitable for the requirements in AE experiments, as will be demonstrated in the next chapter. Up to hundreds of acoustic emissions are recorded which occur commonly in certain regions. This is called *clustering*. The travel path from different events of a cluster to a certain sensor is approximately the same, and thus the dynamic part of the Green's functions can be eliminated. A description of the mathematical procedure can be found in Grosse et al. (1997). For the application of this method to acoustic emission experiments, the following assumptions are made:

1. The events of a cluster can be examined as point sources with respect to space and time.
2. The high frequency approximation is valid for the body-waves under study.
3. The derivation of this method is valid for far field terms only. A biasing effect of near field terms on the results may be present in the case of hypocentral distances less than a few wavelengths, and has not yet been investigated.

Due to uncertainties regarding the last item, deviations of pure shear mechanisms have not been investigated during the experiments described below.

4. APPLICATIONS TO STEEL REINFORCED CONCRETE PULLOUT TESTS

To apply the quantitative AE technique to concrete and to test the developed algorithms, data have been used which were obtained during pullout tests on reinforced concrete. Investigating the steel-concrete interaction, a series of acoustic emission tests have been carried out. The specimens were concrete cubes of 100 mm side length and centrally reinforced with a single deformed bar of 16 mm diameter. The bond length was limited to twice the rib spacing (20 mm) in order to minimize the number of sources producing local damage. In this experiments, eight sensors were coupled to the sides of the cube. During the pullout tests, the actual tensile force together with the relative displacements and the AE signals were recorded simultaneously. The results of the force and slip measurements for tests with different load histories (monotonically increasing displacements, cyclic loads and long term loads) are summarized in Balázs et al. (1996). These results show also the automatically extracted peak amplitudes of the burst signals

versus time in form of histograms, representing a statistical evaluation of acoustic emissions. Unfortunately, this procedure does not consider the relative location of the sensors and the sources. It will neither allow a discrimination between signals and noise, nor the classification of the signals according to fracture mechanisms.

4.1 Localization

With a 3D localization some first statements about the failure process can be made. As reported (Grosse et al., 1994), the spatial distribution of the events give some indications about the stress accumulation in the specimen. A more detailed analysis of travel time residuals can even be used to locate significant inhomogeneities in terms of a passive tomography.

Another interesting result is concerning the spatial and time dependent distribution of the events. During the experiment, the specimen had cracked into two parts due to the load before debonding led to failure. In Fig. 5, the AE sources are represented in the x/z plane by numbers according to their appearance. The reinforcement bar was located in the middle of the figure and was pulled out upwards.

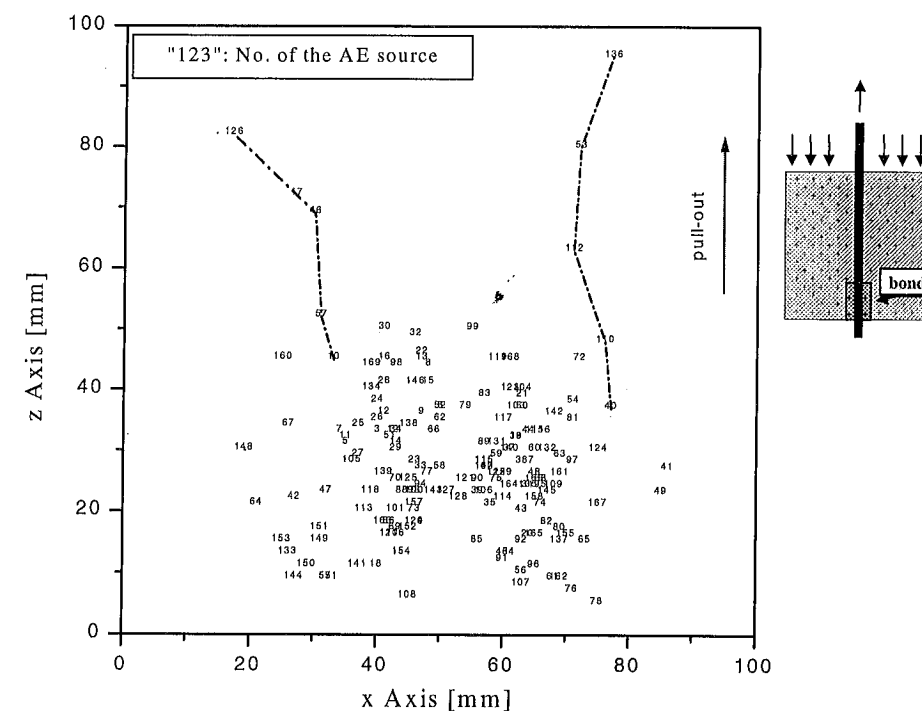


Fig. 5. Localization of acoustic emission events. Projection to the x/y plane with events numbered according to their appearance.

At first glance, this representation seems somehow bewildering, but it becomes obvious that the numbers do not show an assorted pattern. As expected, most of the sound

sources are located near the bar or in the area slightly above, which is the area of highest load amplitude in the cube. Assuming a failure process extending from the middle to the edges of the cube upwards, parallel to the trajectories of the stress, the AE accumulation should follow this direction. Obviously this is not the case for the time dependent appearance of the events. Examining for instance the signals along the two dashed lines, a discontinuous AE pattern (mixed numbers) can be observed. Destructive tests of the specimen indicated that not only the cementitious matrix but also the aggregates have been fractured. This effect and the failure of the specimen depend apparently on the quality of the bond between cement and aggregates as well as between the concrete and the steel bar. Zones with a higher porosity show earlier acoustic emissions than homogenous regions with a better bond. In case of a good bond between concrete and reinforcement, the specimen is splitting before a debonding of the bar occurs.

4.2 Results of the moment tensor inversion

The steel bar reinforcement of a concrete cube (100 mm side length) was pulled out of the specimen as described. Because of the load history, cracks with fault planes parallel to the pullout direction are expected as the dominant failure mechanisms. On the basis of the 3D localization, the AE signals were separated into clusters of up to ten events. A moment tensor inversion of every single event of the clusters resulted in numerous P/T diagrams as reported earlier (Grosse, 1996).

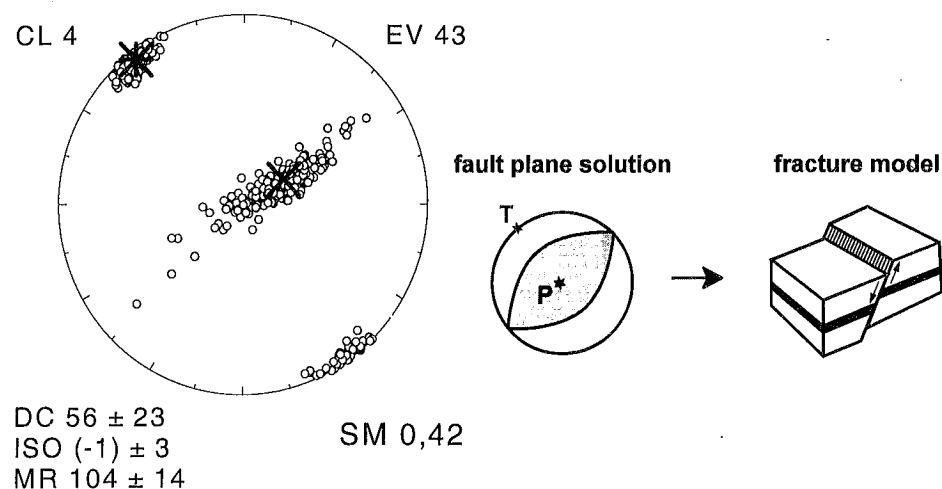


Fig. 6. Example of a Mode-II-fracture - moment tensor inversion and interpretation.

In conclusion, considering the polarity constraints, it seems that shear faults in downward direction are predominant. The P-axes, pointing to the principal stress axes, are generally vertical with a shift between 10 and 25°. Regarding the T-axes, east-west directions are dominant but are not as well-fixed as the P-axes. Obviously, fractures of the Mode-II-type (normal shear faults) are the sources of these acoustic emissions. This

is illustrated by Fig. 6, showing the results of a moment tensor inversion for a single event of a cluster with nine signals. The best solution for the P and T axis is indicated with a cross and a star, respectively. The estimated P and T axis are the eigenvectors corresponding to the minimal and maximal eigenvalue of the moment tensor. For pure shear dislocation sources, the fault plane normal is at 45° between the P and T axis, which are also the principal stress axes if the fault plane is a plane of maximum shear. The errors of the decomposed source components are estimated with a *bootstrap analysis* (Efron and Tibshirani, 1986) and are shown as small circles. This representation differs from the commonly used graphs of the nodal planes but, since errors are visualized, it helps to estimate the quality of the results. Additionally, from simulation studies Dahm (1996) concluded that P and T axes are the best resolved source parameters in the case of statistical noise in the data. The values below the graphs indicate the relative values (expressed as a percentage) for the shear component (DC), the extensional component (ISO) and the relative strength (MR). In addition, the relative seismic moment (SM) was calculated, which is proportional to the energy emitted by the source. The data quality and hence the scattering of the error points is closely related to the seismic moment (SM). The scattering of the error points is smaller with higher SM-values. In the middle of fig. 3, the fault plane solution resulting from the inversion of the moment tensor is shown, indicating the regions of pressure and dilatation. On the right, the fracture mechanical interpretation is represented summarizing the results of the fault plane solution and taking into account the polarity informations of the AE recordings. In this example, the normal fault is inclined by 20°. Some events of the examined clusters show variations of normal faulting. As represented in Fig. 7, very few events had to be interpreted as Double-Couple mechanisms with a strong strike slip component. This could be explained as a turn around of a matrix crack formation caused by the aggregates in concrete.

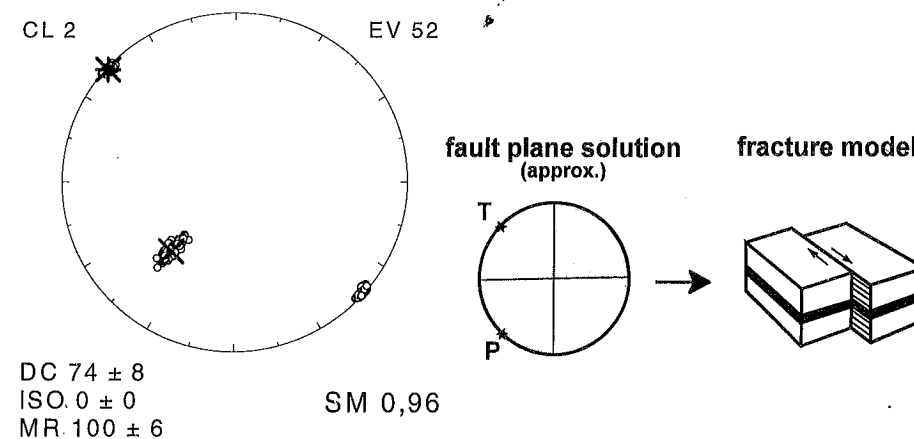


Fig. 7. Example of strike slip faulting - moment tensor inversion and interpretation.

Even though these interpretations seem plausible, it is important to know that this conclusions are based on an insufficient and inherent data base (disfavourable hypocenter distance to wavelength relation). A summary of the results of the relative moment tensor inversion for the events and clusters of this experiment is reported in Grosse et al. (1997). Experiments investigating the fracture mechanisms in more detail as well as enhancing and improving the data basis are conducted nowadays.

5. CONCLUSIONS

The acoustic emission technique was used to study the fracture processes in different reinforced concrete specimen. A more quantitative analysis of the signals including a 3D localization and basing on the recordings of a sensor network is particularly valuable for making inferences on microscopic damage. The moment tensor method can be used to investigate the fracture process in detail, extracting the fracture type (Mode I, Mode II or Mixed Mode), the crack orientation and the released energy, which is equivalent to the seismic moment. The presented method, called relative moment tensor inversion, has some advantages compared to others. Procedures of cluster analysis can be used to avoid uncertainties associated with the inhomogeneities of the material (Greens functions) and the sensor characteristics. In common with an efficient localization technique, the relative moment tensor method is a valuable tool for materials research. With this knowledge of basic fracture properties using a variety of AE parameters, a comprehensive characterization of the fracture propagation in fibre reinforced cement based materials can be developed.

For example, the interaction between concrete and a reinforcement bar under load was studied including the dynamic aspects of concrete failure. A significant AE activity around the steel bar has been recorded caused by normal faults with slip parallel to the load direction or up to 20° shifted.

Still in progress is work done on beams of steel fibre reinforced concrete, starting with a few, aligned fibres and ending up with an industrial volume fraction of randomly distributed fibres. First tests indicate good results with respect to the localization of matrix cracks and difficulties in the identification of fibre pullouts within the beams. For more details refer to the paper by Weiler et al. In this volume.

Acoustic emission analysis as represented in this paper can be used to understand the failure process in concrete and to optimize the bond between matrix and reinforcement. In the next future the presented analysis methods will be supplemented by ultrasound techniques using B- and C-Scan as well as certain imaging algorithms. In addition Finite-Difference methods will be used to understand the wave propagation in the material.

6. ACKNOWLEDGEMENTS

The experiments investigating the steel concrete interaction were conducted with the help of Assoc. Prof. Dr. G. Balázs from the Technical University of Budapest and Dr. R. Koch from the Forschungs- und Materialprüfungsanstalt FMFA Baden-Württemberg (Otto-Graf-Institute). The help of Dr. T. Dahm from the Institute of Meteorology and

Geophysics of the University of Frankfurt on the moment tensor inversion technique and Dr. L. Oncescu from the Geophysical Institute, University of Karlsruhe, on the localization program is gratefully acknowledged. The picking algorithm FreshCon was written with the help of Dipl.-Phys. K. Höfler and Dipl.-Geophys. E. Burr. The presented work was partly funded by the Deutsche Forschungsgemeinschaft (DFG) within the framework of the collaborative research center SFB 381 at the University of Stuttgart.

7. REFERENCES

- Balázs, G. L., Grosse, C. U., Koch, R., Reinhardt, H. W. (1996), „Damage accumulation on deformed steel bar to concrete interaction detected by acoustic emission technique“, *Mag. of Concrete Res.* **48**, No. 177, pp. 311-320.
- Berthelot, J. M., Robert, J. L. (1987), „Modeling concrete damage by acoustic emission“, *J. of Ac. Emission* **6**, No. 1, pp. 43-60.
- Buland, R. (1976), „The mechanics of locating earthquakes“, *Bull. Seis. Soc. Am.* **66**, No.1, pp.173-187.
- Dahm, T. (1993), „Relativmethoden zur Bestimmung der Abstrahlcharakteristik von seismischen Quellen. Doctoral Thesis“, University of Karlsruhe.
- Dahm, T. (1996), „Relative moment tensor inversion based on ray theory: theory and synthetic tests“, *Geophys. J. Int.* **124**, pp. 245-257.
- Efron, B., Tibshirani, R. (1986), „Bootstrap methods for standard errors, confidence intervals and other measures of statistical accuracy“, *Statistical Science* **1**, pp. 54-77.
- Geiger, L. (1910), „Herdbestimmung bei Erdbeben aus den Ankunftszeiten“, *Nachrichten von der Königlichen Gesellschaft der Wissenschaften zu Göttingen* **4**, pp. 331-349.
- Grosse, C. U. (1996), „Quantitative zerstörungsfreie Prüfung von Baustoffen mittels Schallemissionsanalyse und Ultraschall“, Doctoral Thesis, University of Stuttgart.
- Grosse, C. U., Reinhardt, H. W., Balázs, G. L. (1994), „Acoustic emission data from pullout test of reinforced concrete analysed with respect to passive US-tomography“, *Int. Symposium on Acoustical Imaging* **19**, Laguna Beach, California, pp. 635-647.
- Grosse, C. U., Reinhardt, H. W., Dahm, T. (1997), „Localization and Classification of Fracture Types in Concrete with Quantitative Acoustic Emission Measurement Techniques“, *NDT&E Intern.* **30**, No. 4 pp. 223-230.
- Knopoff, L., Randall, M.J. (1970), „The compensated linear-vector dipole: A possible mechanism for deep earthquakes“, *J. of Geophys. Res.* **75**, No. 26, pp. 4957-4963.
- Landis, E. N., Shah, S. P. (1993), „Recovery of microcrack parameters in mortar using quantitative acoustic emission“, *J. of Nondestr. Eval.* **12**, No. 4, pp. 219-232.
- Maji, A. K., Sahu, R. (1994), „Acoustic emissions from reinforced concrete“, *Exp. Mech.* **51**, pp. 379-388.
- Mikhailov, N., Grosse, C. U. (1995), „An automatic picker of the onset time of acoustic emission signals“, *Otto-Graf-Journal* **6**, pp. 168-187.
- Ohtsu, M., Shigeishi, M., Iwase, H., Koyanagi, W. (1991), „Determination of crack location, type and orientation in concrete structures by acoustic emission“, *Mag. of Concrete Res.* **43**, No. 155, pp. 127-134.
- Oncescu, L., Grosse, C. U. (1996), „HYPOAE - A program for the localization of hypocenters of acoustic emissions“, Dokumentation zur Software für PC und Workstation, Rev. 2.0.

- Reinhardt, H. W., Balázs, G. L. (1995), „Steel-concrete Interfaces: Experimental aspects. In: Mechanics of Geomaterial Interfaces“, A. P. S. Selvadurai and M. J. Boulon (Ed.), Amsterdam, pp. 255-279.
- Reinhardt, H. W., Hordijk, D. A. (1989), „Various techniques for the assessment of the damage zone between two sawcuts“, In: Cracking and Damage, J. Mazars, Z. P. Bazant (Ed.), London: Elsevier, pp. 3-14.
- Sachse, W., Kim, K. Y. (1987), „Quantitative acoustic emission and failure mechanics of composite materials“, *Ultrasonics* 25, pp. 195-203.
- Scruby, C. B. (1985), „Quantitative acoustic emission techniques“, *Nondestr. Test.* 8, pp. 141-210.
- Shigeishi, M., Ohtsu, M. (1992), „A SIGMA analysis of the 2-dimensional PMMA model“, Progress in AE VI, JSNDI, Tokyo, pp. 211-217.
- Suaris, W., van Mier, J. G. M. (1995), „Acoustic emission source characterization in concrete under biaxial loading“, *Mat. & Struc.* 28, pp. 444-449.
- Weiler, B., Grosse, C. U. (1996), „Pullout behaviour of fibers in steel fibre reinforced concrete“, *Otto-Graf-Journal* 7, pp. 116-127.
- Weiler, B., Grosse, C. U., Reinhardt, H. W.: Quantitative acoustic emission used for the evaluation of fracture mechanisms in steel fibre reinforced concrete. 22nd Europ. Conf. on Acoustic Emission Test., Aberdeen (1996a), pp. 119-124.
- Weiler, B., Grosse, C. U., Reinhardt, H. W.: Application de la méthode d'émission acoustique aux essais d'arrachement de fibres de béton armé de fibres d'acier. 2ème Colloque Int. Franc. sur les Bétons Renforcés des Fibres Métalliques, Toulouse (1996b), pp. 73-82.

BOND BEHAVIOUR OF FIBRES AND FORMATION OF A DAMAGE ZONE IN FIBRE REINFORCED CONCRETE - PART II: EXPERIMENTS AND RESULTS -

B. Weiler, C. U. Grosse
University of Stuttgart, Construction Materials Institute
Pfaffenwaldring 4, D-70569 Stuttgart, Germany

SUMMARY

There are two important aspects governing the behaviour of fibre reinforced concrete structures under load: The formation of a damage zone, and the bond behaviour of the fibres in this zone.

Pullout tests on specimens with straight as well as with hooked-ended fibres in a concrete and in a transparent matrix clarified the influence of fibre-matrix adhesion, and the contribution of the fibre geometry to the total stress absorbed by the fibre.

3-point-bending tests were carried out to characterize the damage zone in concrete beams. The size, the geometry, and the volume fraction of the fibres turned out to play a major role for the properties of steel fibre reinforced concrete after matrix failure. Both types of tests were monitored by means of advanced acoustic emission techniques.

1. INTRODUCTION

The low performance of concrete when subjected to tensile stress is usually overcome by reinforcement in terms of steel bars or prestressing tendons. Steel fibres are a way to partially replace or support the traditional reinforcement in concrete elements. However, unlike steel bars or prestressing tendons, fibres are not capable of preventing the formation of cracks. They do not notably increase the mechanical properties before failure, but govern the postfailure behaviour. This uniformly distributed reinforcement can improve the resistance of concrete against crack propagation and thus control crack opening after matrix crack formation. That is why some of the main applications are concrete slabs, pavements and tunnel lining [Balaguru & Shah, 1992, Naaman & Reinhardt, 1996, Brandt, 1995].

The basic principle of fibre reinforcement is the stress absorption by bridging fibres, and the redistribution of bending moments after matrix crack formation. To get a better understanding of the fibre reinforcement, first the bonding behaviour of single steel fibres has to be investigated. However, this is not the only contribution of the fibres to the composite material. Since in many applications, concrete structures are subjected to bending loads, three- and four-point bending tests play a major role in laboratory experiments. Unlike plain concrete structures, where single cracks are predominant, fibre

reinforced concrete exhibits larger damage zones. The processes in these zones are the second subject of this research.

2. MATERIAL PROPERTIES AND ACOUSTIC EMISSION

The most important properties of reinforcement are strength and bond. Steel bars usually are ribbed to increase bond between the steel surface and the surrounding concrete matrix. Means to create bond of steel fibres are determined by the manufacturing process and the material used.

In the case of machined fibres, for example, the rough surface, the varying cross-section and the irregular shape cause a very good bond and small crack widths. In contrast, drawn wire fibres have a very smooth surface. To enhance bond, they are mostly indented, waved, or with hooks or enlargements at the ends. Such an anchorage by geometrical variations of the fibres leads to stresses within the fibres below the yield strength of the steel. Thus, the fibres are pulled out rather than fractured. A pseudo-ductility of fibre reinforced concrete is obtained, governed by the pullout behaviour of the fibres [Chanvillard & Aïtcin, 1996]. It is obvious, that not only the properties of the fibre itself, but also the properties of the damage zone created by the fibre reinforcement is influenced by the shape and size of the fibre.

By means of acoustic emission techniques, both, the behaviour of the fibre, and the damage zone, can be investigated. As described in detail in part I of this publication, with this method signals emitted by crack processes themselves can be analyzed. That is why it is one of the few non-destructive testing technique that enables the monitoring of damage evolution during the test. Hence, the crack processes can be investigated with high temporal and spatial resolution.

For the experiments, 8 (in some cases up to 12) broadband transducers were mounted on the specimens, around the area of interest. The electrical signals provided by these sensors were registrated by a multi-channel transient recorder of high time and amplitude resolution (10 MHz and 12 bit, resp.). During a single test, typically several hundred events are recorded. After the recording, the first step of evaluation is the three-dimensional localization of the source locations. The next step is the selection of cluster forming events with good data quality. Finally, these events are analyzed by means of the relative moment tensor analysis [Dahm, 1993] and [Dahm, 1996] to give evidence of the source mechanisms of the cracks in these clusters.

3. EXPERIMENTAL

3.1 Pullout tests

To study the pullout behaviour, a cold drawn steel wire fibre of a Belgian manufacturer as shown in fig. 1 was chosen. It has a diameter of 0.8 mm, a length of 60 mm, a tensile strength of 1000 MPa and hooked ends. The high steel strength was very important for this study, as not fibre failure should be dealt with, but fibre pullout and effects due to the special fibre geometry.

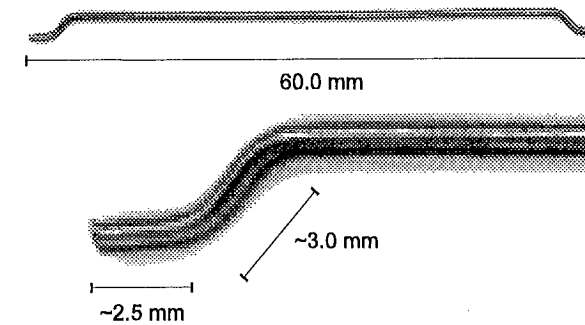


Fig. 1: Dimensions of the DRAMIX® ZC 60/80 fibre and its end part.

Three different type of tests were carried out on these fibres to get an insight into their pullout mechanisms. The results of these tests are presented in chapter 4

The first series of tests were pullout tests with the matrix cracks and degradation being monitored by acoustic emission analysis. References to this technique can be found in [Ohtsu et al, 1991, Grosse, Reinhardt, and Dahm, 1995]. Concrete cubes with an edge length of 150 mm and a single fibre embedded at half-length were taken for specimens as shown in fig. 2. The free end of the embedded fibre was sealed in a perspex tube with a special glue in a way that it could be fixed between the clamping jaws of a 10 kN electromechanical testing machine. During the test, this machine was running at constant cross-head speed.

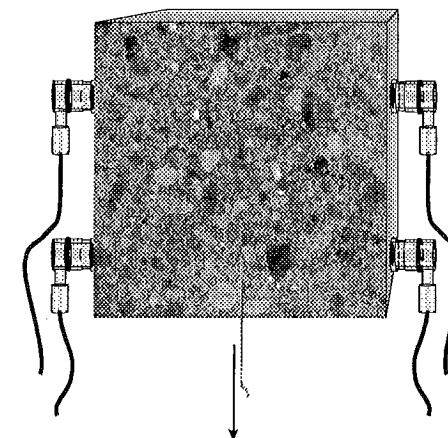


Fig. 2: Specimen cross-section with transducers and pullout force indicated. First test series.

For the second test series, the fibres were dipped in liquid wax before embedding them in epoxy resin. This way, it was possible to eliminate the fibre-matrix adhesion and at the same time to observe the fibre directly during its pullout.

Finally the fibres were pulled out from a concrete cube as described above, but the hooked ends of the fibres had been cut off. It was intended to separate the effects of the fibre geometry from the effects of the fibre-matrix adhesion. This type of test seemed a way to study the latter.

The test results are expected to depend on specimen size and matrix composition, on the type, size, geometry and content of the fibres, and on the loading configuration, control and rate of the testing machine.

3.2 Bending tests

For the tests presented in chapter 5, concrete beams with dimensions 150x150x700 mm and different fibre reinforcement were cast. These dimensions were selected, as the minimum size is recommended to be greater than at least three times the fibre length in order to obtain a random orientation of fibres [Balaguru & Shah, 1992]. This also gives better conditions for the acoustic emission measurements. The matrix (concrete) had a cement content of 420 kg/m³ and a water-cement ratio of 0.50. A high-strength Portland cement CEM I 42.5 R was used. The average 28 day compressive strength of unreinforced cubes was 55 MPa. The beams were notched at the midspan at a depth of 50 mm in order to concentrate the stress and create a well-defined failure zone.

Dramix ZC 30/50 and Dramix ZC 60/80 with hooked ends and 30 mm and 60 mm of length, as well as Arbed Twincone 1/54 with enlarged ends and 50 mm of length were used for reinforcement. Three beams with 0.5 %, 1.0 %, and 1.5 % fibre volume fraction were cast for each type of fibre.

Three-point bending tests were carried out, as it is more simple to execute and the maximum effort is concentrated directly below the load. The 100 kN-machine was driven with crosshead displacement control.

Broad band acoustic emission transducers were mounted spherically on the concrete surface around the expected failure zone to enable a detailed examination of the microcracks being created. Additionally, a LVDT was mounted across the saw cut to observe the crack mouth opening. The test setup is sketched in fig. 3.

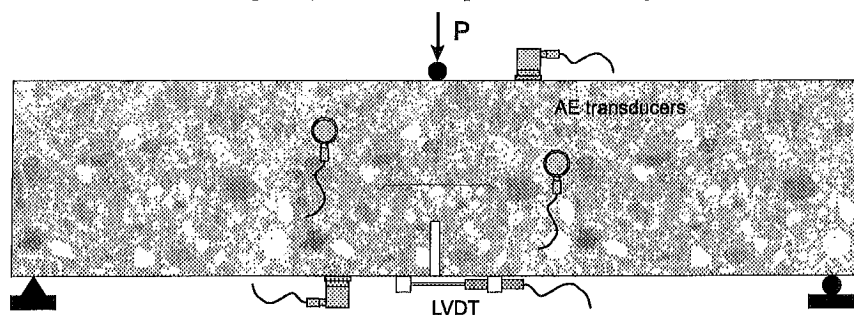


Fig. 3: Test setup bending tests.

4. RESULTS OF PULLOUT TESTS

4.1 Pullout of hooked fibre from concrete

4.1.1 Pullout curves

The first information provided directly during the tests was the load-slip behaviour as shown in fig. 4 for a representative test.

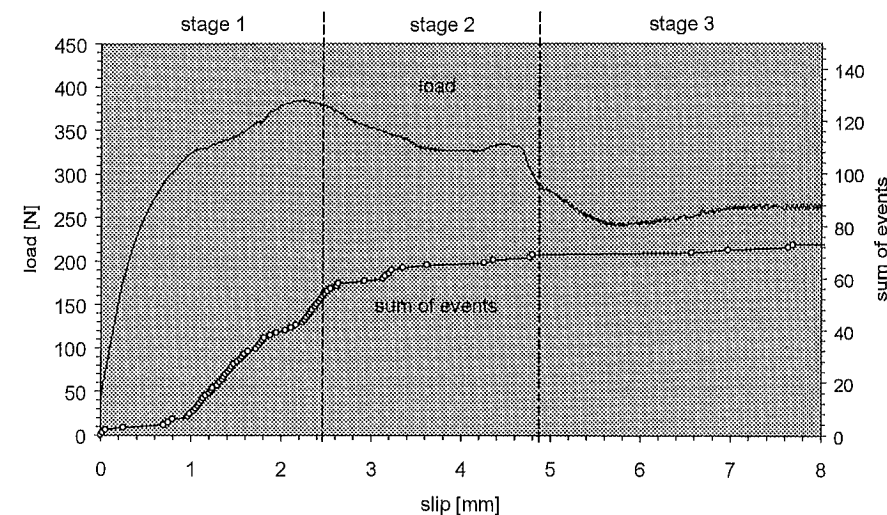


Fig. 4: Load-slip curve and sum of acoustic emissions of a typical fibre-pullout.

The following behaviour of the load as a function of slip can be observed: linear increase, further non-linear increase up to a maximum, slight decrease followed by a second maximum, and finally a steep decay leading to a stick-slip behaviour. Recalling the dimensions of the fibre's hooked ends, a relation between the fibre geometry and the absorbed stresses could be assumed.

4.1.2 Acoustic emission analysis

Plotted in the same graph, the sum of acoustic emissions is a measure for the damage occurring during the pullout. According to this, most of the damage occurs after the load-slip curve's linear increase and is completed before the second maximum.

Advanced acoustic emission analysis gives several possibilities to yield more detailed information on the damage processes recorded as acoustic emission events. A first step is the three-dimensional localization of the damage locations. Fig. 5 shows, for the same test, two plane projections of acoustic emission localizations. All events are located in an area in the middle of the cube, at a height of 20 to 30 mm. Event locations of the early pullout stage are represented by a filled circle, later events by an open square, and the last stage by an open triangle. Although the locations are spreading, the different stages

as described in the previous chapter can be separated: The average z value of all event locations in the first two stages are about 28.5 mm and 22.8 mm, respectively. The last stage is represented by very few events. This seems obvious, since the fibre can be assumed to be straightened in this stage.

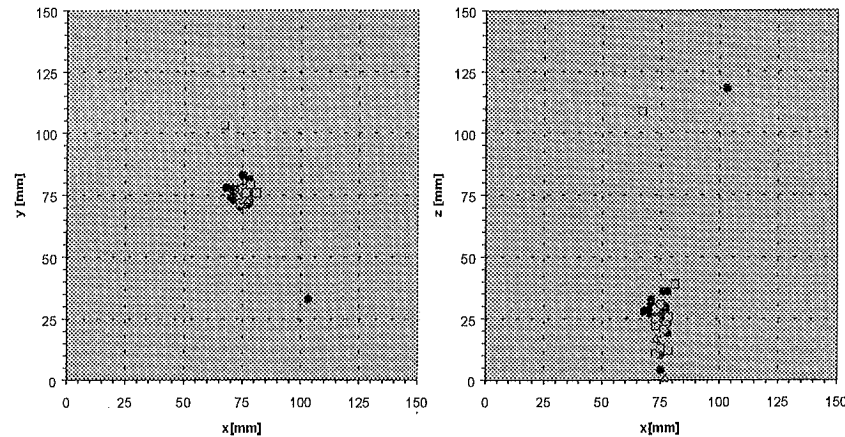


Fig. 5: xy -projection (left) and xz -projection (right) of AE locations of different pullout stages.

Another step is to observe the acoustic waveforms themselves, where distinct differences can be found. Fourier-transforms, indicating the frequency content of the emitted waves, are displayed in fig. 6.

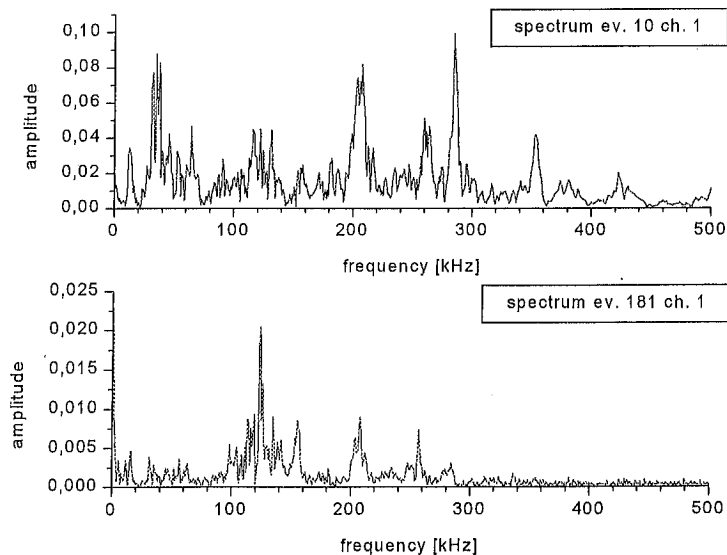


Fig. 6: Frequency spectra of typical events of stage 1 (top) and stage 3 (bottom).

The last stage, assumed to be governed by friction between steel and concrete, exhibits a single dominating frequency, whereas the early stages, governed by microcracks in the angled area of the fibre, have a wide spectrum of different frequencies. This is a strong evidence of the influence of the fibre tip's two angles, ending when the fibre is straightened at the third stage.

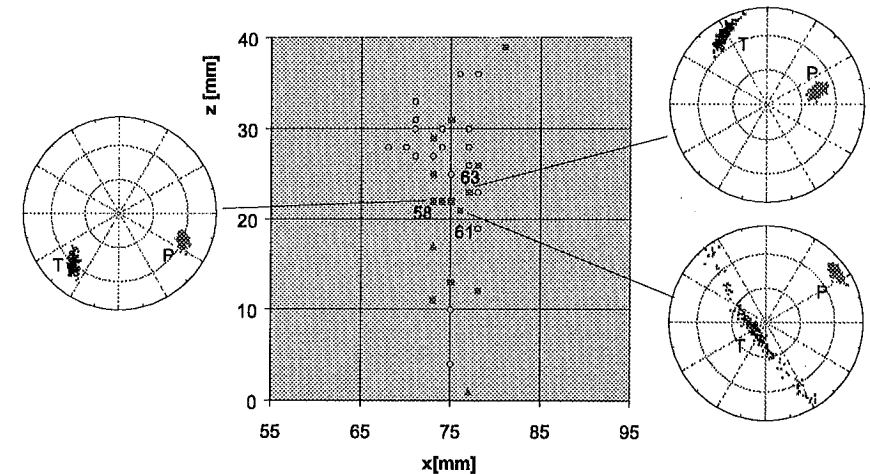


Fig. 7: xz -projection of clustered events with three analysed events of stage 2, central section of cube.

A last step that can be done in acoustic emission analysis is the so-called moment tensor analysis. This method gives information on the crack mechanisms. A cluster of events recorded during stage 2 was investigated further by means of the relative moment tensor analysis. The polar plots of the main pressure (P) and tension (T) axes of the crack and the locations of the according events (zoom of xz -plot in fig. 5) are displayed in fig. 7. The calculations revealed cracks with a high shear component, although they are not of pure shear type. Nevertheless, the orientations of the P- and T-axes do not point to shear movement along the fibre axis, but to crack planes with various orientations. The reason for that is the generation of microcracks in the angled area of the fibre.

4.2 Direct observation of the fibre pullout

The previous results do not provide a complete understanding of the fibre behaviour during the pullout. To achieve this in situ, extensive x-ray tests on modified concrete specimens would be necessary. Another solution is the direct observation of the process through the transparent matrix of epoxy resin. Four snapshots of a video recorded during one of these tests are shown in fig. 8.

These pictures enable a direct correlation of the applied load with the fibre's shape and its position in the channel at different stages of the pullout. The characteristic division into three stages also appears in the pullout curves of the hooked fibre from epoxy resin, however smoother and free of fluctuations.

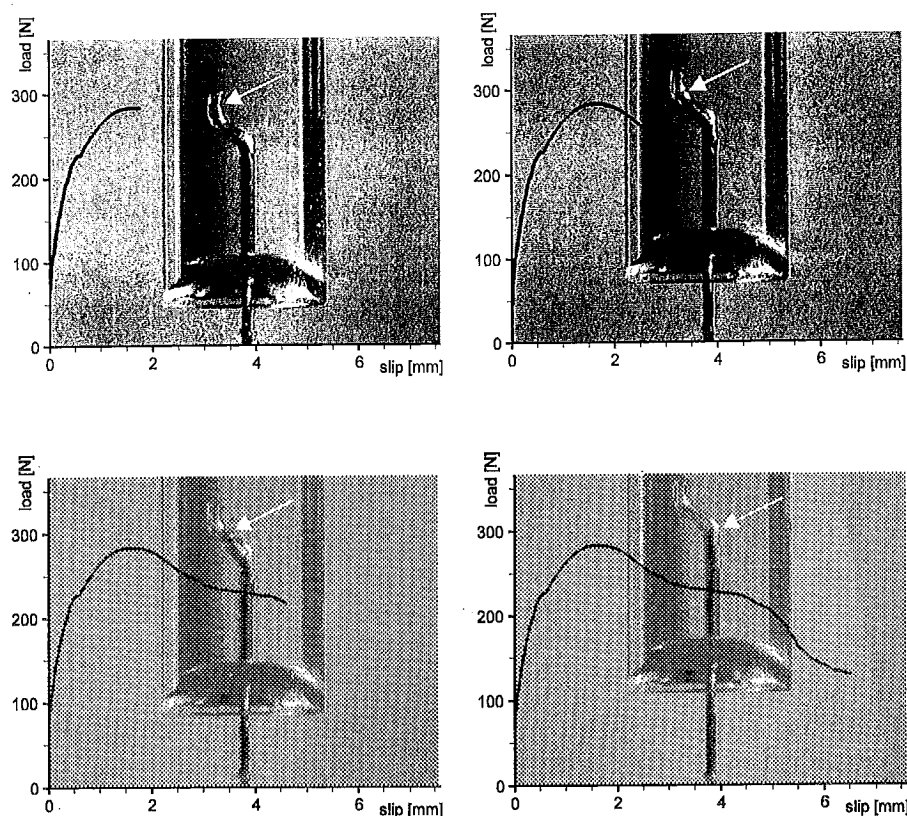


Fig. 8: Load-slip curve of pullout from epoxy resin and photos of different stages.

The load is the sum of different components. The initial linear slope is caused by elastic deformation of the straight part of the fibre and its debonding from the matrix. As the fibre begins to be pulled out, continuous plastic deformation of the fibre end, and, as a cause for the acoustic emissions, deformation of the surrounding matrix becomes predominant. Thus, the first load maximum has its reason in a partial straightening of the upper fibre angle which is made possible by deformations around the two edges of the channel when the fibre tip is forced in the upper angle at a slip of 2 mm. In the case of epoxy resin, the deformations of the matrix are elastic, decreasing after the total straightening of the fibre as can be seen in the last picture of the series. In contrast, concrete is deformed inelastically by means of microcrack formation, the energy being released by acoustic emissions in the angled area. This way, also the second maximum can be explained. It is the final fibre straightening, again accompanied by an extreme deformation of the matrix at the lower angle of the channel. The load is lower than in the previous case, as only one angle is subject to deformation.

These model tests confirm the statements made in the previous chapter concerning the influence of the fibres ends. Moreover, they show the pullout behaviour of the fibre isolated from the influence of the brittle concrete matrix.

4.3 Pullout of straight fibres

The influence of the concrete matrix could be cleared by pullout tests on concrete cubes with straight fibres. Fig. 9 summarizes representative load-slip curves of all three test series.

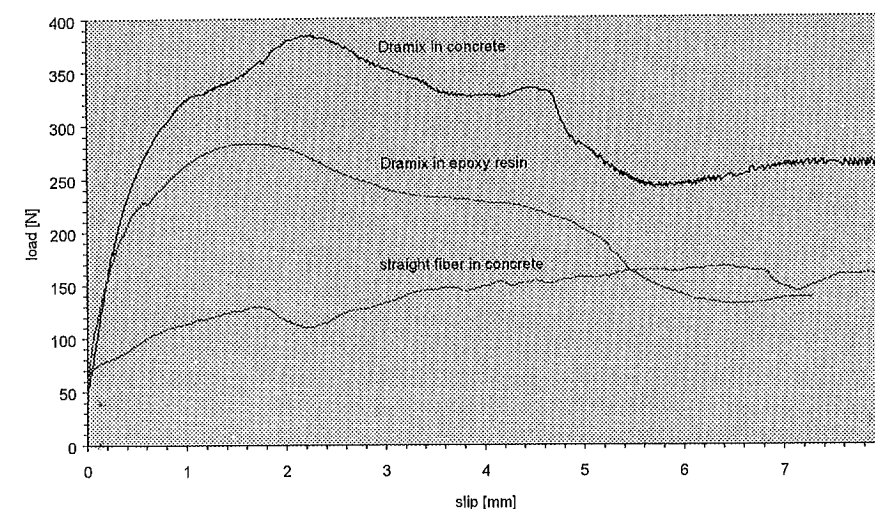


Fig. 9: Load-slip curves of the Dramix fibre (top) and a straight fibre (bottom) in concrete, and a waxed Dramix fibre (middle) in epoxy.

The interaction of the straight fibre and the concrete matrix results in an almost constant load with small fluctuations due to the changing concrete environment of the fibre on its way through the channel. This load is superimposed by the effects of the fibre geometry, that were explained in the previous chapter.

As assumed before, the fibre-matrix-adhesion as well as the geometry of the fibre give contributions to the pullout behaviour of the fibre. Adding the two lower curves of fig. 9, one gets an approximation of the higher pullout curve. This fact already has been stated before [Boyazis, 1979], however, it was not recognized that only the first 6 mm of the pullout are typical of this type of fibre. Moreover, in structures, the stress redistribution due to the fibres avoids crack opening distances beyond this value. That is why only the first few millimetres of the pullout are of importance.

5. RESULTS OF BENDING TESTS

5.1 Load-deflection curves

Fig. 10 shows typical load-deflection curves for concrete beams with different volume fractions of one type of fibre.

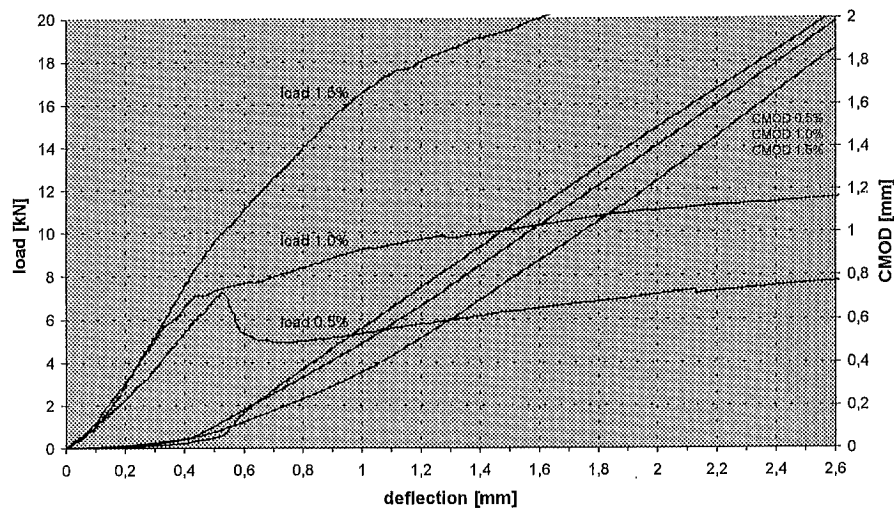


Fig. 10: Load and crack opening vs. deflection for three-point bending tests on concrete beams with different volume fractions of Arbed Twincone 1/54.

All curves consist of a common initial linear slope but dissimilar postcrack branches. For the high volumes of fibres, the precrack curve even has slightly steeper slopes [Balaguru & Shah, 1992]. However first cracks appear nearly at the same stress as in a plain matrix. After the departure of the load-deflection curve from linearity, cracks appear and develop. Thus, the behaviour in the postcrack region is attributed to the fibre contribution. After matrix failure, the load is transferred to the fibres. In case of a small volume fraction of fibres, they can sustain only a part of the force sustained by the matrix before, and the load drops (load-softening behaviour). For higher volume fraction, the fibres are able to sustain equal or greater load than the matrix in the precracked tension zone, and the load rises. Crack opening and propagation is controlled by fibres which break (Twincone) or are pulled-out of the matrix (Dramix).

Though this behaviour seems obvious, it must be admitted that not always all three identical specimens of one series show the same results. The spreading is rather serious, which might be consequence of the bad workability and the still small specimen size, leading to a poor fibre distribution across the cross-section of the specimen.

5.2 Temporal development of damage

It has to be stated, that for the following plots the best examples were selected showing most clearly the results of every series. Although some tests have shown poor results, all the statements base on a large number of tests and therefore are very reliable.

First interest was laid on the development of damage with respect to time. Fig. 11 shows event locations in two plane projections at different times. In the first row, events before peak load are plotted; for each of the other rows, 100 more events have been localized. Since the testing machine was displacement controlled, but acoustic emission are a

phenomenon of stress release, acoustic emission of the prepeak stage might be somehow under-represented in number.

Similar tests on smaller-scale, un-notched mortar beams were carried out and presented by [Landis & Shah, 1993]. It is interesting to see that they observed the same u-like cross-sectional distribution of events as in the first two stages of fig. 11. They could verify this phenomenon of a non-uniform cross-section of cracks, tending to occur farther up at the surfaces than inside the specimen, by using dye penetration technique.

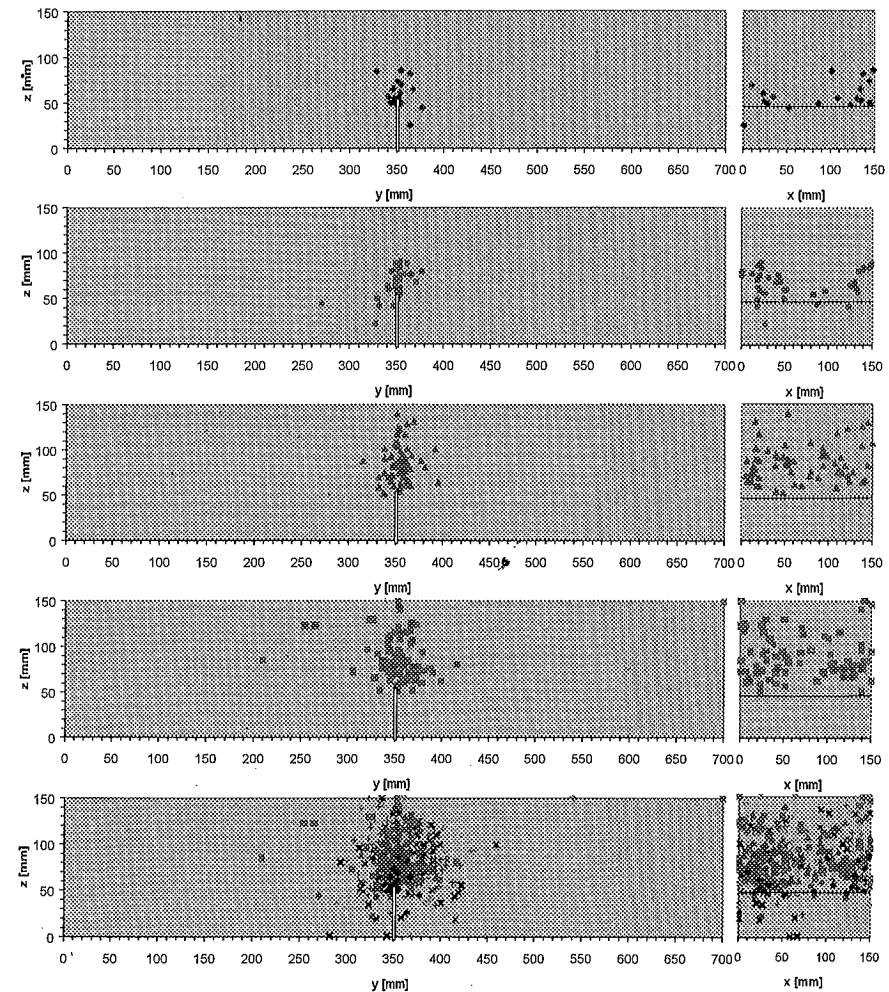


Fig. 11: Damage evolution monitored by acoustic emission. Event locations displayed as side (left) and cross-sectional projections (right). First row: before matrix failure, next rows: later events, last row: all events (1.0% Dramix ZC 30/50).

Viewed from the side, the first acoustic emission events are generated at the end of the sawcut. With increasing load, more and more acoustic emissions can be localized in an area vertically above the sawcut. Obviously, microcracks of the concrete matrix lead gradually to the progress of a macrocrack that causes finally the failure of the beam. After matrix failure, the damaged area gets wider (row 3 and 4), but until the end of the test, only few events can be localized at the very top of the specimen, where macrocrack is not opened. Obviously, this wide zone of acoustic emission activity is related to the load sustaining capability of the fibres, resulting in fibre pullout and matrix deterioration caused by the fibres.

5.3 Influence of fibre content

If this zone of acoustic emission activity is related to the contribution of the fibres to the postpeak behaviour of the beams, its properties should depend on the volume fraction of the fibres. Fig. 12 compares top projections of tests on beams with different volume fractions of the same fibres.

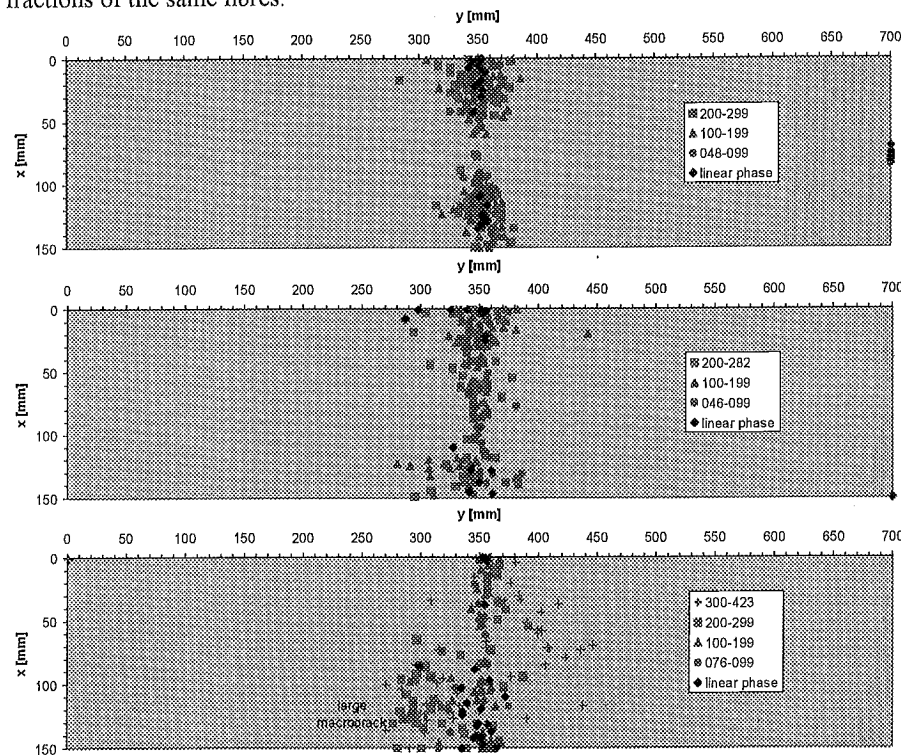


Fig. 12: Damage zone for different volume fractions of Dramix ZC 60/80: 0.5 - 1.0 - 1.5 % (from top to bottom). Event locations displayed as top projections.

As expected, with increasing fibre content, the acoustic emissions are wider spread and the zone where damage occurs is larger. This is equivalent with the higher load sustaining capability of the higher reinforced beams. Another hint at this relation between

postpeak load, size of damage zone, and acoustic emission activity is the fact that for the 1.5 % reinforced beam instead of one single matrix crack, multiple secondary cracks develop starting from the sawcut. Not only the pure amount of fibre is responsible for that, but also the interaction between fibre and via the matrix.

5.4 Influence of fibre size and geometry

Also the size of the fibres as well as their geometry should have a significant influence on the damage zone. Fig. 13 reveals this influence with result of tests on beams with the same volume fraction, but different types of fibres.

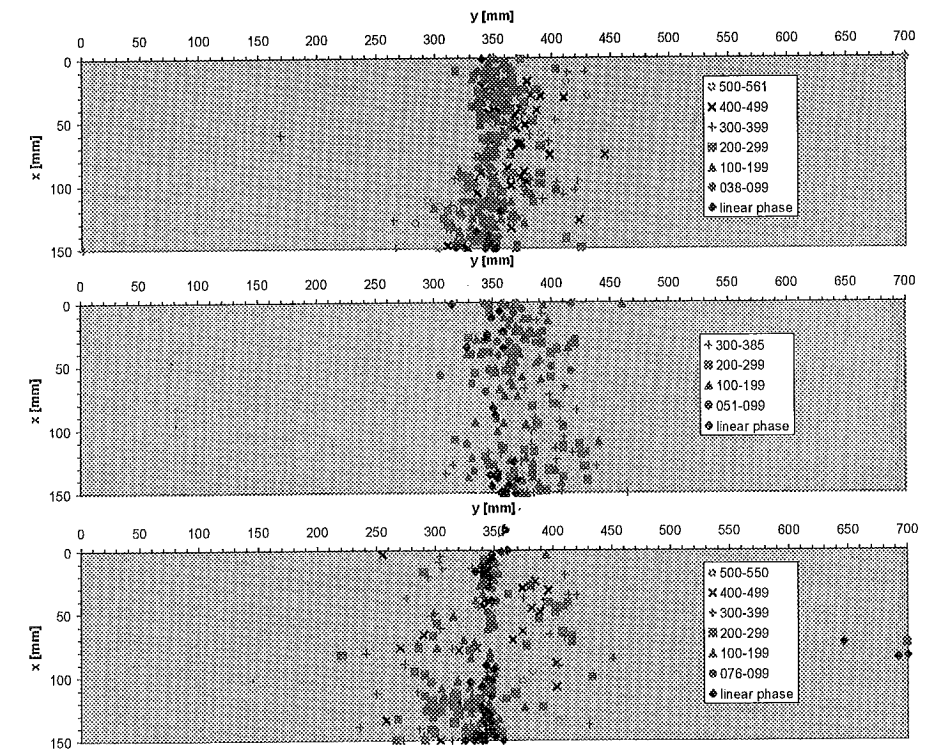


Fig. 13: Damage zone for different fibre sizes and geometries: Dramix ZC 30/50, Dramix ZC 60/80, Arbed Twincone 1/54 (1.5 Vol-% each, from top to bottom). Event locations displayed as top projections.

Comparing the two Dramix beams, the influence of the size becomes obvious. The longer fibres create a much larger damage zone, whereas for the small fibre beam, the acoustic emissions are much more concentrated to the area above the sawcut in the centre of the beam. Even more significant is the effect of the fibre geometry. Dramix fibres are pulled out, and matrix damage only occurs in small areas around the angled part of the fibres, as is shown in another paper of this volume. In contrast, Twincone fibres first lead to serious deterioration of the matrix around the heads of the fibres,

before the fibres break. This serious matrix deterioration finds its expression in an even wider zone of acoustic emission and damage.

4.5 Crack types in damage zone

The analysis of the signals with respect to the crack mechanisms is still in progress. Fig. 14 shows the cross-section of a highly reinforced (1.5 %) Dramix ZC 60/80 beam with selected events of the prepeak stage. Below, the results of the moment tensor analysis on these eight events are presented as projection of the main pressure and tension axes.

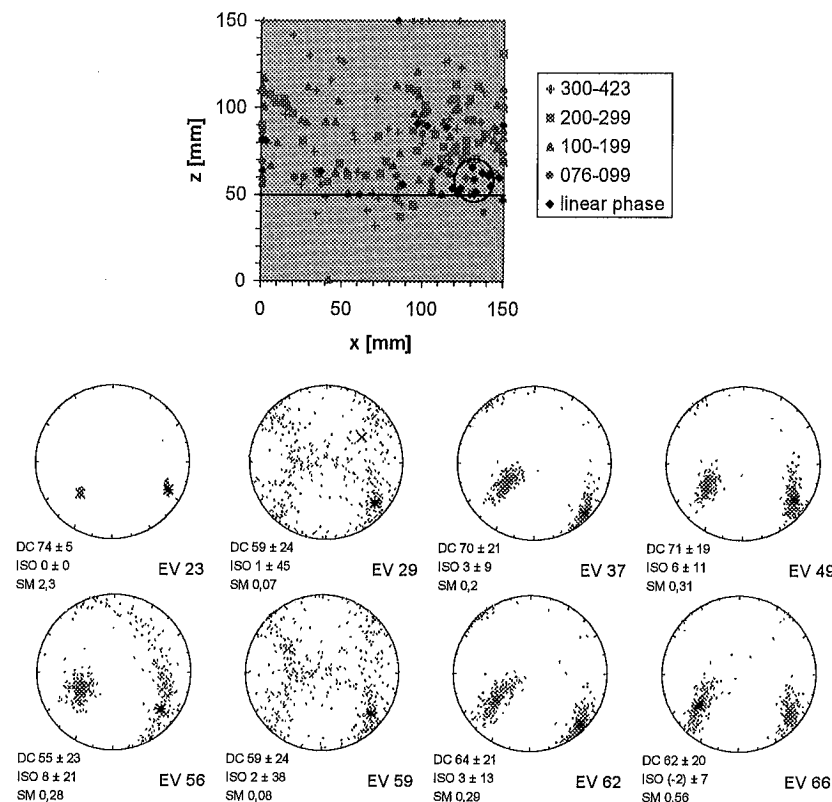


Fig. 14: Cross-section of a 1.5 % Dramix ZC60/80 beam, clustered events encircled; below projections of the main pressure and tension axes of the corresponding microcracks.

Obviously, fractures of the Mode-II-type (normal shear faults) are the sources of these acoustic emissions. That is also the case for all events analyzed up to now of the other tests, where a high shear (DC) and an isotropic part (ISO) near zero were calculated. This was also found and discussed on the mortar beams of [Landis & Shah, 1993]. Their explanation basing on the tortuous path of macrocracks in the scale of the microcracks seems even more plausibly for the conditions in fibre reinforced concrete.

6. CONCLUSIONS

Different tests have been carried out in order to gain a better understanding of the pullout behaviour of steel fibres. For this purpose, a commonly used fibre was chosen. Tests with waxed fibres revealed the effect of the fibre geometry, which is of major importance for this type of fibre with hooked ends. The correlation of these results with results of acoustic emission tests on concrete specimens clarified the interaction between the matrix and the fibre at the hooked end. This interaction is capable of carrying most of the applied load while, the fibre itself gets straightened and the surrounding matrix is being degraded. As was shown during pullout tests of straight fibres, by friction the concrete matrix only absorbs a small part of the overall load. Many random parameters of the matrix have effects on this constant but varying load: aggregate distribution, presence of air bubbles, reduced adherence between steel and concrete matrix, cavities, and so on.

To get an insight in the formation of the damage zone, beams of concrete reinforced by various types, sizes and volume fractions of steel fibres were tested under three-point conditions. The damage evolution and extent were monitored by advanced acoustic emission analysis which turned out to be a very suitable technique for this purpose. Thus, it could be shown that the capability of steel fibre reinforced concrete to sustain load after matrix failure is governed by the capability of the fibres to create a damage zone where the deformation energy can be absorbed. The quality and size of this damage zone is affected by the volume fraction of the fibres, their size, and their bonding behaviour. The damage starts and is more serious in areas near the surface than in the centre of the specimens. In the damage zone, predominantly shear cracks are generated.

7. ACKNOWLEDGEMENTS

The present work was carried out within the framework of the collaborative research centre SFB 381 of the Deutsche Forschungsgemeinschaft DFG at the University of Stuttgart that aims at a "characterization of the damage process in fibre reinforced materials using nondestructive testing". The Institute of Construction Materials is working in a project on the fracture mechanisms of fibre reinforced concrete.

Special appreciation must be expressed to Mr. G. Schmidt, whose good ideas and assistance during the experiments are gratefully acknowledged.

8. REFERENCES

- Balaguru, P. N., Shah, S. P., „Fiber-reinforced cement composites“ (McGraw-Hill, New York 1992)
- Naaman, A. E., Reinhardt, H. W. (Edts.), „High performance fiber reinforced cement composites 2 (HPFRCC 2), proceedings of the international RILEM workshop (E&FN Spon, Chapman & Hall, London 1996).
- Brandt, A. M., „Cement-based composites: materials, mechanical properties and performance“ (E&FN Spon, Chapman & Hall, London 1995).

Chanvillard, G., Aïtcin, P.-C., „Pull-out behaviour of corrugated steel fibres - qualitative and statistical results“, *Advn. Cem. Bas. Mat.*, Vol. 4 (1996), 28 - 41

Grosse, C., Reinhardt, H., Dahm, T., „Localization and classification of fracture types in concrete with quantitative acoustic emission measurement techniques“, *International Symposium NDT-CE*, Vol. 1 (1995), 605-612

Ohtsu, M., Misuhiro, S., Iwase, H., Koyanagi, W., „Determination of crack location, type and orientation in concrete structures by acoustic emission“, *Mag. of Concrete Research* Vol. 43, No. 155 (1991), 127 - 134

Boyazis, J. P., „Mise au point d'un dispositif experimental pour la mesure d'efforts d'arrachement de fibres d'acier d'une matrice de béton“, thesis work, Université de Bruxelles, Faculté des Sciences Appliquées, 74 ff (1979).

Dahm, T., „Relativmethoden zur Bestimmung der Abstrahlcharakteristik von seismischen Quellen.“ Doctoral Thesis (University of Karlsruhe, 1993).

Dahm, T., „Relative moment tensor inversion based on ray theory: theory and synthetic tests.“ *Geophys. J. Int.* 124 (1996), pp. 245-257.

Landis, E. N., Shah, S. P., „Recovery of microcrack parameters in mortar using quantitative acoustic emission.“ *J. of Nondestr. Eval.* 12, Nr. 4 (1993), pp. 219-232.

ACÉLSZÁL-ERŐSÍTÉSŰ GERENDÁK HAJLÍTÁSI SZÍVÓSSÁGA

Dr. Erdélyi Attila
BME Építőanyagok Tanszéke
1111 Budapest, Műegyetem rakpart 3.,
illetve Betonolith K+F Kft.,
1034 Budapest, Bécsi út 122.

ÖSSZEFOGLALÁS

Az OTKA 16683/1995. sz. nyertes pályázat pénzeit is felhasználva a BME Építőanyagok Tanszékén megvizsgáltuk egy hazai és egy külföldi azonos karcsúságú és fajlagos darabszámú (db/kg) acélost nulla, 25-50-75 kg/m³-es adagjának hatását a lehajlási diagramból számítható különféle szívóssági számokra és a hasáb nyomóvizsgálatokból számítható jellemzőkre (pl. v). A hajlított gerendák húzott oldalát a tartóközépen (kétféle módon) bemetszettük és így a kijelölt helyű egyetlen *repedés megnyúlásából* és egyéb adatokból a *törés mechanikai jellemzőket* (pl. K_{1c}) is kiszámíthattuk.

Megállapítottuk, hogy a *kétféle* (hasonló) *szál* hasonlóan befolyásolja a *hasítószilárdságot* (ezek abszolút értéke és a nyomószilárdsághoz viszonyított %-os értéke is nő a *rosttartalommal*), a *repszilárdság* alig, - de a *szívósság* (diagram alatti terület különféle mérőszámmal kifejezve) *lényegesen növekszik*, ha a száltartalom nő. A *nyomószilárdság* (vagy 1:3 *hasábszilárdság*) csak igen enyhén növekszik. E csökken, v enyhén csökken, a többi összenyomódás nő. Mindez megfelel a külföldi kutatóintézetek tapasztalatainak is, - de nem igazolja egyes szálgártók derűlétét a *repszilárdságok* abszolút értékét illetően, *ha kéttámaszú hajlított*, és nem pl. talajon rugalmasan ágyazott lemezről van szó. A K_{1c} feszültségintenzitási tényező kb. 20 %-kal nő 25 és 75 kg/m³ száltartalom között. Különleges törési jellemzőket mértünk (pl. repedésterjedési sebesség).

1. BEVEZETÉS

A szakmában közismert, hogy az acélszál-adagolás:

- lényegesen megnöveli a hajlítási szívósságot: ez legegyszerűbben a lehajlási diagram alatti területtel, ill. a területeloszlásra épített különböző mérőszámokkal, (pl. I. szívóssági index ASTM C 1018; egyenértékű szilárdság (japán J SCE-SF4 előírás) jellemezhető, - de kevésbé közismert, hogy a max. 80...100 kg/m³ acélost adagolási tartományban.
- *nem növeli meg lényegesen* az első repedéshez tartozó hajlítóerőt és így az ebből számítható *repszilárdságot* sem

* okl. mérnök, a műszaki tudományok kandidátusa, nyug. egyetemi docens

- nem, vagy alig növeli meg a nyomószilárdságot
- megnöveli a hasítószilárdságot
- megnöveli a hajlítószilárdságot, ha azt nem az első repedéshez tartozó erőből számítjuk, hanem a felkeményedési szakaszt is figyelembe vesszük.

Ebben az OTKA 16683/1995. munkában 0 - 25 - 50 - 75 kg/m³ acélroston (acélszállal) „vasalt” 75x150 mm keresztmetszetű l = 600 mm támaszközzön hajlított (l/m arány 8:1) bemetszett gerendákat vizsgáltunk hajlításra azért, hogy

→ egyrészt a fenti szívóssági viselkedésüket leírassuk a lehajlási diagram alapján (és itt a legújabb értékelési módszert is alkalmaztuk, amelyet a szakirodalom ismert, N. Banthia-Jf. Frottier, 1995. és amelyet az ASTM C 1018 helyett javasol)

→ másrészt a bemetszés (mint mesterséges repedés kezdet), azaz a résméret növekedése (Crackmouth opening development, CMOD) és az erőt, ill. a repedés előrehaladását (crack propagation, cp) mérve törésmechanikai modellek és jellemzők segítségével (feszültségintenzitási tényező, stb.), más anyagoknál már ismert módon írjuk le a beton, különösen is az acélroston erősített beton (acélhajbeton) szívósságát. (Groth, P - Noghabai, K., 1996.)

Olyan kísérleteket végeztünk, hogy az eredmények gyakorlati haszonnal is járassanak, nevezetesen:

- szokásos, nem túl nagy cementadagolású, jól bedolgozható betonokat készítettünk

K (kisebb) esetben c = 300 kg/m³, v/c = 0,54

N (nagyobb) esetben c = 400 kg/m³, v/c = 0,42 cementadagolással

Kb. 40-60 N/mm², tehát könnyen „kivitelezhető” nyomószilárdsági tartományban

- az ipari padlók esetében alkalmazott min. 20 kg/m³ acélrostartalom közelében választottuk meg a legkisebb adagot (25 kg/m³, azaz 0,32 térf%) - a legnagyobbat pedig a „még megfizethető” 75 kg/m³-nél (0,955 térf%). Megemlítjük, hogy pl. a belga DRAMIX márkanevű, lamellákba ragasztott acélrost ára kb. 18 ATS azaz kb. 270 Ft/kg, s így a (külföldi) rostvasalás ára kb. 6000 Ft/m³ (25 kg-os adagolás) és 20.000 Ft/m³ fölötti közt mozog (75 kg/m³). Hogy emyit (is) érdemes (lehet) költeni, azt bizonyítsa az 1. ábra, amelyen hazai D&DKft (Miskolci Drótárugyár hullámosított huzaljának 75 kg/m³-es adagjával készített (K=300 kg/m³ cementtartalmú) betonnak gyakorlatilag tökéletesen rugalmas-képlékeny hajlítási viselkedését láthatjuk
- választ kerestünk arra, hogy egy ismert, a piacon könnyen beszerezhető külföldi szál és a hazai (gyártható, de a piacon rendszeresen nem kapható) szál azonos adagja (azonos hossz- és átmérő esetén) milyen különbséget eredményez a mechanikai és egyéb tulajdonságokban. (Javaslatunkra dr. Balázs L. György és társai is alkalmazták ezt a szálfajtát)
- tudományos célkitűzésünk volt, hogy a kb. 5 mm széles és 10 mm mély rés (rovás) kétféle elkészítése révén (rés utólag bevágva, - a szálakat átvágjuk; rés a sablonba

tett betéttel öntéskor kiformázva, azaz a szálak „elhelyezkedhetnek” a rés körül) a törésmechanikai jellemzők esetleges különbséget kimutathassuk (rovásérzékenység).

A betontechnológiai változatokat úgy állítottuk be, hogy a megelőző OTKA és egyéb tanulmányok paramétereire igazodjunk (dr. Kausay Tibor OTKA T 007382, dr. Balázs L. György (1996) (MKM 150/94), dr. Dulácska Endre 1994), és ezért választottuk a

- d_{max} = 16 mm-es, AB16 szemmegoszlású adalékanyagot, a
- az l = 30 mm hosszú, d = 0,5 mm vastag, l/d = 60 "karcsúságú" acélszalakat és az adagolással
- a szálltelítettség kritériumát is kielégítettük, amely szerint ez a szálfajta kb. 41 kg/m³ alapozásnál ad szálltelített betont és ehhez R_{bmax} = 56 N/mm², „illeszkedő” betonszilárdság tartozik (Dulácska E., 1994)

A legnagyobb, még hatékony szálmennyiség Dulácska szerint 200 kg/m³ körül lenne.

Ilyen különleges betonokat külföldön (inkább kísérletként, pl. 480 kg/m³ acélszállal compact reinforced composit = CRC anyagok, 4th Intern. Symp. HRC-HPC Párizs, 1996, p. 529-534)

készítenek is, - ez a fajta "más anyag" azonban nem tartozott vizsgáldásunk körébe

- a beton utókezelését és a kísérő kockák törését az ENV 206 szerint (28 napos vízben tárolás, vizesen törés) végeztük; - a gerendákat és az összes hozzájuk tartozó próbatestet azonban a 28 napos vizes tárolás (igen jó hidratációs fok elérése) után zárt térben laborlevegőn tároltuk és kb. 300 ± 30 napos korban (vagy később) vizsgáltuk, gyakorlatilag tökéletes egyensúlyi nedvességtartalommal.

2. A SZÍVÓSSÁG SZÁMSZERŰ ÉRTÉKELÉSE*

2.1 Repedés utáni R_{km} képzetes szilárdságok (PCSm)

Az említett újabb amerikai módszer szerint az l = 600 mm támaszközünknek m = 3000, 1500, 1000, 750, 600, 400, 300, 200 és 150-nel való osztása után keletkező, rendre d = 0,2-0,4 stb. 4,0 mm lehajláshoz tartozó

R_{km} eredmények csak a "kis- és nagyszilárdság" K és N szerint szétválasztva, (tehát ezen belül nem téve különbséget az egyéb változók: "ö" vagy "v" bemetszés, I. vagy II. szál közt) 5. ábra első oszloppárjánál láthatók.

Nincs lényeges különbség a mi átlagosan 57,6 N/mm kb. 1 éves nyomószilárdságú K betonunk és az átlagosan 69,5 N/mm², N jelű között (3.5.3 tábl.). Ez az értékelési mód kb. 3 %-kal szívósabbnak mutatja a kisebb szilárdságú K-betont. (E korban a K-beton kb. C50-nek, az N-beton ≥ C60-nak tekinthető, kb. 5 N/mm² - igen nagy - szórást feltételezve)

* E fejezethez tartozó minden számítást és ábrát Kovács Imre okl. mérnök, doktorandusz készítette

Ha az eredményeket aszerint választjuk szét, hogy "öntött" ($\bar{o}$) vagy "vágott" ($\bar{v}$) bemetszéssel készült-e a rés, akkor az 5. ábra 2. oszloppár szerinti eredményt kapjuk: az eredmény igen kicsi, kb. 4 %-os szívóssági többlet az öntött résű gerendák javára. Eszerint a *szálak átvágása egy kb. 10 mm mély réssel gyakorlatilag nem (alig) csökkenti a szívósságot a rés körüli "szabad szál elhelyezkedéssel"* szemben. A repesztő szilárdságban még ennél is kisebb a különbség (kb. 1 %) - minthogy az *első sorban* az ágyazó anyagok múlik.

Lényeges különbséget okoz a szívósságban - természetesen - a *száltartalom* (5. ábra harmas oszloppár) a 75 kg/m^3 adaggal *gyakorlatilag a teljes 0-4 mm lehajlási tartományban "egyenszilárdságú"* a rostbeton $5,8$ és $6,1 \text{ N/mm}^2$ közti képzetes szilárdságokkal.

A *kicsi* ($0,2 \text{ mm}$ körüli) *lehajláshoz* (közvetlenül a megrepedés után) a 25 kg/m^3 rostadagolás is *jó szívósságot* jelez (kb. $5,2 \text{ N/mm}^2$) - de a *törési folyamat végére* a teherbírás már visszaesik ($2,26 \text{ N/mm}$).

Az ipari padlók szokásos $20-25 \text{ kg/m}^3$ rostadagolása tehát indokolt, és elég lehet a repedéskorlátozáshoz, végig megtámasztva.

Az 50 kg/m^3 adagolás (svéd hídpályabeton, NATO repülőterek burkolóbetonja az USA-ban stb.) *repedés és törés szempontjából már egyaránt elégséges*. ($40-50 \text{ kg/m}^3$ közti volt a SIOME-csövek acélrosttartalma, hullámosított miskolci huzallal, - *Dombi J.*)

A részletadatokról (itt nem közöljük) látható, hogy a száltartalom növelése a *repesztőszilárdság szempontjából* nem hatástalan, - csak éppen *nem* hatékony.

Végül az eredményeket csak a szálfajta szerint választva szét (5. ábra, utolsó két oszlop) megállapíthatjuk, hogy gyakorlatilag nincs különbség a kétféle rost (Dramix, ill. D&D) közt, - sem a megrepedési állapothoz közel, sem pedig az átlagos szívósságban (PCSm), - ill. *ha van különbség (1-2 %) akkor ez itt* (ezzel a módszerrel) *a magyar hullámosított rost javára mutatkozik*.

2.2 Szívóssági indexek ASTM C 1018

Az ASTM szabványban leírt (és a 4.1.2 szerint vitatott, a szubjektív hibák miatt megkérdőjelezhető) régebbi módszer bemutatására a 75 kg/m^3 adagolásra kapott eredményeket a 1. táblázat tartalmazza. A módszerhez tartozóan a rugalmas szakasz diagramjából, ill. számsorából "kiválasztottuk" a lineáris szakasz végét, - tehát **nem** az előző pontban használt erőcsúcsokat ("peak") alkalmaztuk.

Index	Szilárdság		Acélrost		Rés kiképzés	
	K	N	I.	II.	Öntött	Vágott
I 5	4,9	5,1	4,9	5,0	4,9	5,0
I 10	10,1	10,2	10,3	9,9	9,6	10,4
I 20	20,4	20,8	21,3	19,8	19,5	21,3
I 30	31,05	31,7	32,3	30,3	29,5	32,8
I 40	40,9	41,8	42,6	39,7	38,9	43,8
I 50	50,4	53,1	53,2	49,8	48,3	55,5
I 60	62,6	63,4	66,3	59,7	60,1	65,9

1. táblázat: I_i szívóssági indexek néhány változó szerint szétválasztva (csak 75 kg/m^3 szál)

Megállapíthatjuk, hogy az I_i indexek alapján is *gyakorlatilag azonos szívósságú* a K és N , az $I.$ és $II.$ illetve az " $\bar{o}$ " és " $\bar{v}$ " beton. A *kis különbségek* itt, (ASTM C 1018) az ellenkező irányban fordulnak:

$$N \geq K \text{ és}$$

$$I \geq II,$$

$$\bar{v} > \bar{o}$$

Az amúgy is egyértelmű *huzaladagolás* hatását itt nem vizsgáltuk. Más adagolásra ($25, 50$) más eredményeket kaphatnánk.

Az itt nem részletezett *törésmechanikai jellemzők* szerint is a fentihez hasonló „sorrend” adódott. (ASTM C 1018) Semmi kivétlnivalót nem találunk abban, hogy az egymástól lényegében nem különböző esetekben a különféle módszerek csekély különbséget hoznak ki, hol erre, hol arra való eltéréssel.

2.3 Összefoglalás

2.3.1 Néhány jellemző szám

Az érdekesség kedvéért megemlítjük, hogy

- = a legnagyobb repesztő szilárdságot, $8,06 \text{ N/mm}^2$ -et egy rost nélküli KAE-3 jelű (3. sz. diagram) próbatesten mértük, és
- = a legnagyobb törőszilárdságot, $8,85 \text{ N/mm}^2$ -et KB-75 - I.4B jelű próbatesten (23. sz. diagram), - de ennek a *repesztő* szilárdsága természetesen kisebb volt: $7,30 \text{ N/mm}^2$)
- = az *összes öntött ($\bar{o}$)* jelű gerenda *repesztő* szilárdságainak átlaga

$$R_{\bar{o}} = 6,35 \text{ N/mm}^2 \text{ (} n = 18 \text{ db. adat) míg az összes vágotté}$$

$$R_{\bar{v}} = 6,06 \text{ N/mm}^2 \text{ (} n = 26 \text{ db.)}$$

A diagramokat a 4.1-ben mondottak szerint elemeztük a képzetes szilárdságok $R_{k,m}$ (=PCSm) és az I_i indexek alapján. Itt megpróbáltuk szétválasztani a "*ható tényezők*"

befolyási erejét" tehát azt, hogy a beton *szilárdsága, a rés* fajtája, a *száladagolás* mértéke, vagy a *szál fajtája* hogyan befolyásolja a hajlítási szívóssági eredményeket: ezeket az 5. ábrán foglaltuk össze.

2.3.2 Véggövetkeztetések

A bemutatott módszerekkel kapott (lényegében az *F-d* diagram alatti területet és/vagy annak eloszlását) megjelenítő **szívóssági mutatók** szerint gyakorlatilag kevés különbség van

- a kb. C60 és kb. C70 beton viselkedése közt
- a két féle szál hatása közt
- az általunk alkalmazott rés (bemetszés) hatásában

Igen nagy azonban a különbség a száladagolás miatt (5. ábra). A repedés utáni képzetes szilárdságok és a tényleges repesztőszilárdság a 6. ábrán látható.

3. HASÁBOK SZOKÁSOS MECHANIKAI TULAJDONSÁGOK AZ ACÉLROSTTARTALOM FÜGGVÉNYÉBEN

3.1 A kísérlet körülményei

A hajlítogerendákkal együtt készültek 120x120x360 mm-es hasábok és fekvő acélsablonokban a gerendákéval azonos, 28 napos vízben tárolással. Ezeket *kb. 1,5 éves* korban, teljesen egyenletesen légszárazon vizsgáltuk nyomásra, a hossz- és keresztirányú alakváltozások folyamatos felvételével a legnagyobb erő eléréséig, illetve valamivel azon túl is max. 2,5 % összenyomódásig. (*dr. Kálló Miklós* tud. főmunkatárs, BME/MTA Acélszerk. Kut. csop.) Az ábrákon tehát a δ - ϵ diagram leszálló ága (az n-n. dekompressziós szakasz) lényegében nincsen rajta, illetve legfeljebb ennek legeleje, - *ha van egyáltalán ilyen leszálló ág*. Egészen ridegen viselkedő (acélrost nélküli, illetve csekélynek tekinthető 25 kg/m³ (száladagolású) betonok 40-45 N/mm² közti hasábszilárdság – és az ehhez tartozó kb. *legalább 50-60 N/mm²* kockaszilárdság, tehát tulajdonképpen *már éppen nagyszilárdságú* betonok – esetében távolról sem érek el az általában feltételezett 25 %-os képlékeny összenyomhatóságot.

A 3. sz. ábrán (A rész: f_c hasábszilárdság és ν Poisson-tényező illetve B rész: E rugalmassági modulus és ϵ_c törési összenyomódás) összesen 17 hasáb eredményeket dolgoztuk fel. *Csak a száltartalom szerint* (0-25-50-75 kg/m³) választottuk szét az eredményeket, mert a hengerszilárdságokból az derült ki, hogy a „kisebb” (300 kg/m³ cement) K és a „nagyobb” (400 kg/m³) N betonszilárdság *közt* különbség kb. 360 napos korban, Ø 150x300 hengeren mérve (28 n vízben, utána levegőn) *kicsi*: K: 54÷63 és N: 60-72 N/mm² (egyedi adatok). A K és N, illetve I. (Dramix acélszál) és II. (D&D, magyar) hengerszilárdságok átlagai szétválasztva (most *száltartalomtól* függetlenül) az alábbiak:

Ø 150x300 ~ 1 éves hengerek nyomószilárdsága

I. = Dramix, Belgium		II. = D&D Rt., Miskolc
„K” 57,4 N/mm ²	≈	„K” 58,0 N/mm ²
„N” 67,4 N/mm ²	≈<	„N” 71,5 N/mm ²

A szálfajta szerinti szétválasztás tehát ugyancsak mellőzhető volt: maradt a *száltartalom*, mint változás.

(A 17 db hasábot *dr. Kálló Miklós* tud. főmunkatárs, okl. villamosmérnök, MTA Kutatócsoport, BME Acélszerkezeti Tanszék és segítői vizsgálták és adatokat Ők rögzítették digitálisan). A felvett E_h és E_k nyúlásokból a *Béres Gyula* által leírt módon a térfogatok csökkenéséből, illetve a növekedésbe való átcsapásából a kritikus hatások még az ismert módon elemezhetők és értékelhetők. A digitális adatokból *Kovács Imre* okl. építőmérnök doktorandusz számította a közölt adatokat.

3.2 Az eredmények értékelése (3. ábra)

- A betonok f_c hasábszilárdsága a száltartalom növekedésével *igen csekély mértékben* nő (40 → 43 N/mm², - a lépték félrevezető
- A Poisson-tényező csökkenése 0 és 50 kg/m³ száltartalom közt már valamivel érdemlegesebb.
- A *rugalmassági modulus* (E) a nagyon egyértelmű első szakaszt helyettesítő egyenesből számított enyhén *növekvő* nyomószilárdság ellenére valamelyest „puhul” és így nem követi a nyomószilárdságból számítható (azaz *növekvő*) formulákat (pl. EC-2): A kisebb rugalmassági modulusból és az enyhén növekvő nyomószilárdságból *is* következik, de lényegében a rosterősítés javára, és a törési mechanizmus befolyásolásának javára írható, hogy a
- hasábszilárdsághoz tartozó, az esetleg vízszintesbe beálló, de hamar csökkenni kezdő feszültséghez tartozó E_c törési összenyomódás érzékelhetően nő a rosttartalommal együtt: 1,5 %-ról kb. 2,4 %-re. (A *dekompressziós szakaszt nem* mértük, tehát a *diagramok alatti területek* összehasonlításának esetünkben nincs értelme; egy további tartalék sorozatunkon azonban ilyen számításokat még elvégezhetünk, a teljes dekompressziós szakasz mérése után)
Az EC-2 vagy egyéb ilyen vagy olyan egyszerűsített δ - ϵ diagramok ilyen szilárdságú betonokra nem érvényesek (rosterősítés nélkül sem), v.ö. 0 % vasalás, illetve rosterősítettre sem).

Egy δ - ϵ diagramot – példaként – a 4. sz. ábrán mutatunk be. (50 kg/m³ D&D Rt. hullámos acélrost; „N” csoport: 400 kg/m³ Bélapátfalvi 42,5-ös pc ide tartozó, ~ B 60 napos 1:1 henger nyomószilárdság ~ 72 N/mm², hasábszilárdság (1,5 év) 46,8 N/mm²).

4. MEGÁLLAPÍTÁSOK

Megállapítottuk, hogy az acélrost tartalom a *nyomószilárdságot* és a *repesztő- hajlító (húzó) szilárdságot* *kevésbé*, nem hatékonyan (lásd pl. 6. ábra utolsó oszlop fbtc eredmények) *növeli*. Mindez teljes összhangban van a szakirodalom eredményeivel, - gyártmány - prospektusok azonban gyakran mutatnak be adatokat a

repszilárdságok látványos javulásáról. (Erdélyi A. 1994-95., ill. Elvi alapok; Erdélyi, 1993.)

A szívósságot egészen részletesen elemeztük az ASTM C 1018 megjavítására javasolt új módszerrel (R_k képzetes, a repedés utáni szilárdságok, - angol rövidítés: PCS), amely az első erőcsúcs utáni, az *F-d diagram alatti területek* alapján helyettesítő szilárdságokat rendel különböző lehajlásokhoz, 0,2-től 4,0 mm-ig. Bármilyen módszerrel is számolunk, egyértelmű, hogy már akár 25 kg/m^3 alatti acélrost adagolás is csökkenti a beton ridegségét, növeli a szívósságot ("duktilitást"), de döntő változást, azaz az *ideálisan rugalmas képlékeny (bilinéaris)* vagy éppen fölkeményedő F-d diagram csak a 75 kg/m^3 vagy kissé afölötti száltartalommal érhető el.

A *vágott bemetszés rontja valamelyest (4-5 %-kal) a megrepedéshez közeli szívósságot*, - de a 4 mm-es lehajlásnál (töréshez közelebb) éppen eltűnik a különbség, az R_k (PCS) értékelési mód szerint.

A "kis szilárdságú" (K) beton a megrepedés után közvetlenül mintegy 10 %-kal "szívósabb" volt mint az N-beton, ennek közismert oka lehet, hogy a kisebb szilárdságú betonokhoz általában valamivel nagyobb alakváltozási képességet rendelnek.

A K_{Ic} feszültségintenzitási tényezők tehát inkább az ASTM C 1018 szerinti I indexek szerint "állnak sorba", csekély ($\leq 5 \%$) különbséggel:

szálfajtára	I > II
szilárdságra	N > K
résfajtára	v > ö (vágott nagyobb mint öntött)

Az R_{km} (PCSm) számok a törési folyamatot jellemzik, nem egy pillanatot.

Az egyik sorozatban (400 kg/m^3 cementtartalom) a vágott réstől kb. 40 mm-re betonszeletet vágunk ki.

Megállapítottuk, hogy a 75 kg/m^3 adagolásnál a szálak enyhén feldúsultak a készítéskor alul fekvő keskeny gerendaoldalon, továbbá, hogy találtunk szét nem oldódott Dramix szál csoportokat is.

A betonnál majdnem 4-szer nehezebb acélszálak lesüllyedését a tökéletes összetétel és a tökéletes bedolgozhatóság előzheti csak meg. A keverési idők mindenféle szálal betonnál lényegesen megnövelendők.

5. KÖSZÖNETNYILVÁNÍTÁS

A szerző megköszöni a BME Építőanyagok Tanszék igen sok munkatársának: oktatóknak, kutatóknak, technikus kollégáknak (különösen Péter Józsefnek Márkus Istvánnak) és kolléganőknak, ügyviteli dolgozóknak hatékony és hivatott részvételét eme OTKA munkában.

Megköszönöm továbbá az együttműködő többi tanszékről résztvevők nélkülözhetetlen munkáját Dr. Gálos Miklósnak OTKA résztémavezetőnek (BME Geológia Tanszék), Dr. Kovács László Dezsőnek (Építő- és Anyagkutató Gépek Tanszék), Dr. Kálló Miklós

(MTA Kutatócsoport), és Kovács Imre doktoranduszának (BME Vasbetonszerkezetek Tanszéke) és végül de nem utolsó sorban az OTKA-nak és irodavezetőjének Dr. Gilyén Elemérné Salamon Zsuzsának, hogy ezt az OTKA témát, ezt a munkát támogatták. Köszönöm a D&D Kft-nek (Lipták Andor), a BEKAERT GA-nak (Csorba Gábor), az Építő - Kémia Kft-nek (Rejtő Péter) és a SUMITOMO Elechtronics-nak (Taniyama Shingo) hogy anyagaikkal (acélszálak, folyósítószerkezetek), eszközeikkel (repszilárdságok) ezt a kutatást támogatták.

6. HIVATKOZÁSOK

Banthia, N., Frottier, J.F.,: (1995) ACI Material Journal p 48.

Dulácska E., (1994): „Az acélszál-erősítésű betonszerkezetek méretezési kérdései” *Közlekedéscépesítés- és Mélyépítéstudományi Szemle* 7. szám, p 263

Erdélyi A., (1993) „The toughness of steel fibre reinforced concretes”, *Periodica Polytechnica Ser. Civil Eng.* Vol. 37. No. 4. pp 329-344.

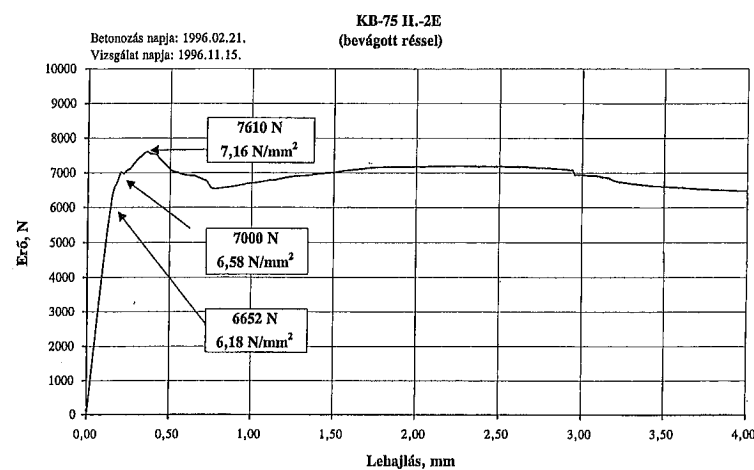
Erdélyi A., (1994) Acélrost erősítésű betonok *Beton II. évf. 3. sz. pp. 4-13.*

Erdélyi A., (1995) Acélszál-erősítésű beton (rostbeton, acélhajbeton) *Beton III. évf. 4. sz. pp. 1-6.*

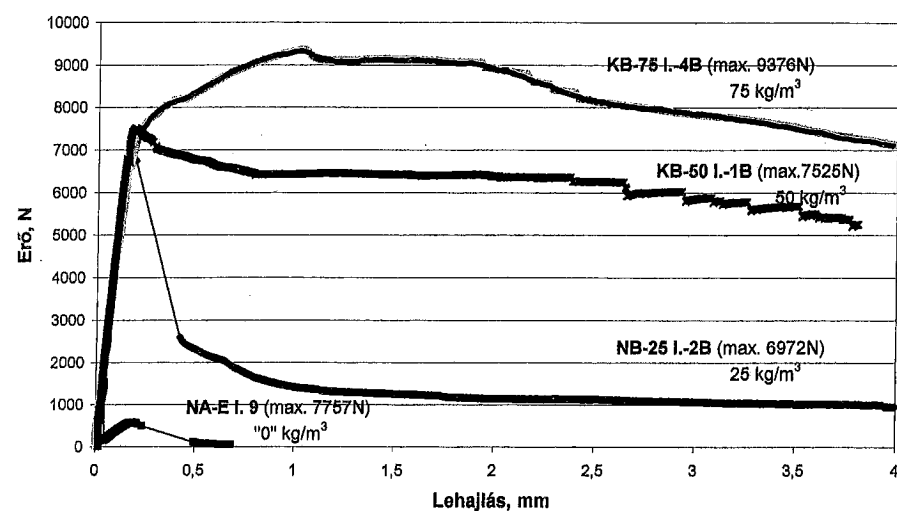
Erdélyi A., OTKA témavezető „Acélszál-erősítésű beton szívósságának jellemzése a repedés utáni képzetes szilárdság segítségével” *Doktoranduszi Szeminárium 1997. október 10.*: Kovács Imre doktorandusz előadása

Groth, P. – Noghabai, K. (1996) „Fracture mechanics properties”, *4 th. Internatinal Symposium. on Utilization of High Strength Concrete*, Párizs, p 47.

Karihaloo, B.M. (1995) „Fracture mechanics and Structural Concrete”, *Longman, ISBN pp. 582-582.*

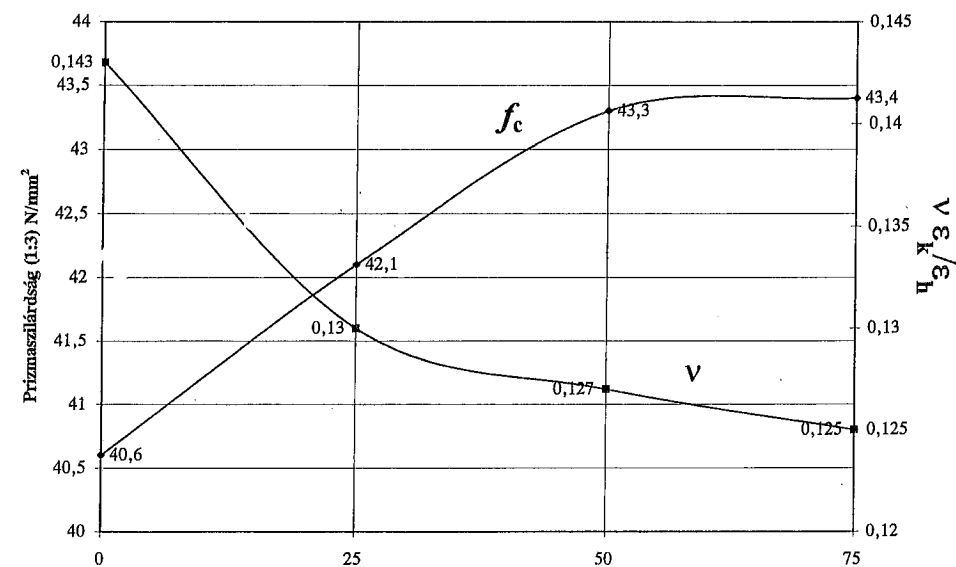


1. ábra: A II. jelű acélszállal (D&D Rt., 75 kg/m³) vasalt gerenda hajlítódíagramjának jellegzetes pontjai

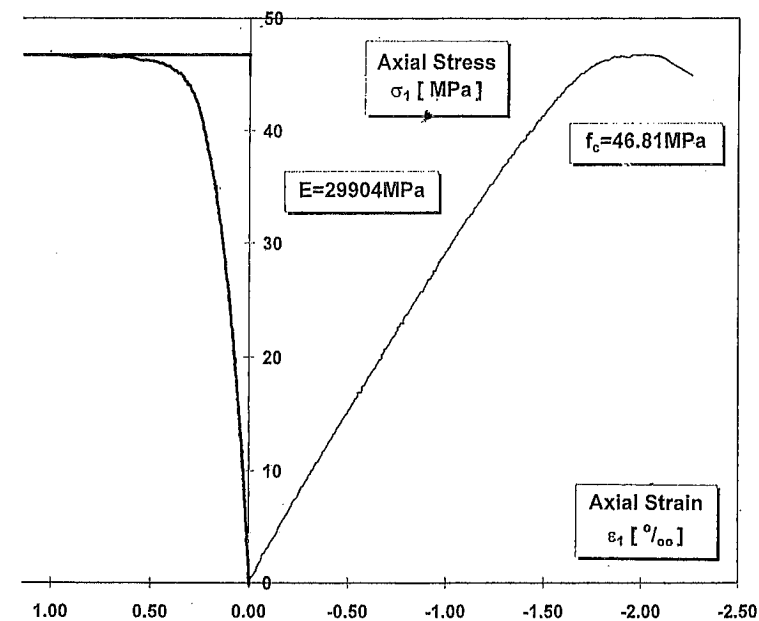


2. ábra: Az I. jelű acélszállal (DRAMIX) erősített bemetszett gerendák hajlítódíagramjai (300-360) az OTKA-tanulmány ábramellékleti száma

Acélosttartalom hatása



3. ábra: Acélost erősítés (I. és II. fajta együttesen) hatása a rostbeton néhány mechanikai tulajdonságára



4. ábra: Egy jellegzetes $\delta = \epsilon_1 - \epsilon_2$ diagram 1:3 = 120x120x360 mm hasábon mérve

A SZÁLERŐSÍTÉSŰ BETONOK SZABVÁNYOSÍTOTT VIZSGÁLATAI

Ph.D. Kausay Tibor*

BETONOPUS Betontechnológiai és Kőzetalkalmazástani Mérnökiroda Bt
1093 Budapest, Közraktár u. 24.

ÖSSZEFOGLALÁS

A szálerősítésű betonok alkalmazásának feltétele, hogy tulajdonságait megismerjük és vizsgálatát szabatosan, megismételhetően, összehasonlíthatóan végezzük. E törekvésünkben tájékozódni szükséges a nemzeti szabványok és műszaki előírások felől, meg kell vizsgálni közös elemeiket és különbségeiket. Ennek céljából elemeztünk 39 műszaki dokumentumot, megkíséreltük rendszerezésüket, feldolgoztuk érdekesebb intézkedéseiket, azokhoz esetenként megjegyzéseket fűztünk. A munka háttéréül a T 007382 számú OTKA kutatási téma szolgált (Kausay 1994 és 1996).

1. BEVEZETÉS

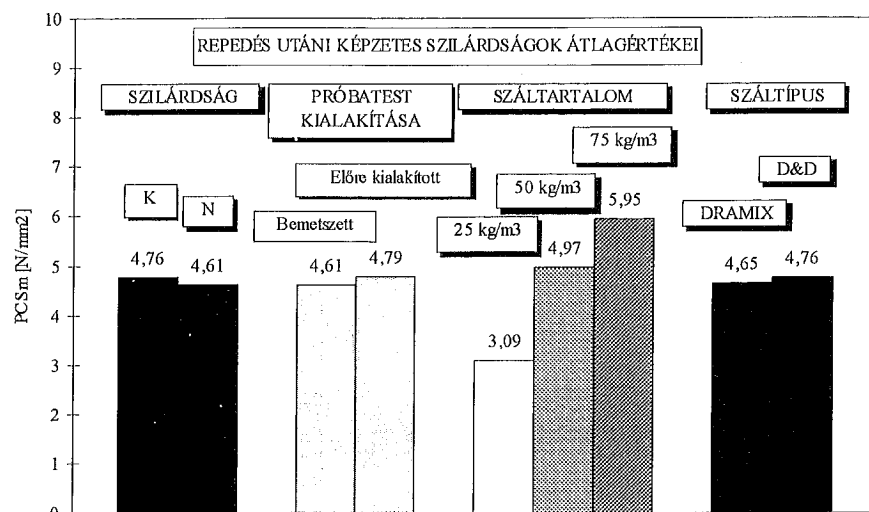
A szálerősítésű beton használatának kezdetét 1874. évre teszik, amikor is A. Berand fémhulladékot kevert a betonba, és ezt az eljárást szabadalmaztatta (Nemegeer - Teutsch 1993). A fejlődés első periódusa 1960-ig tartott, és azt a szálerősítésű beton ritka alkalmazása jellemzi. Használata a második periódus kezdetén, az 1960-as évek elején lendült fel. Hazánkban mind az alkalmazás, mind a publikálás, mind a szabvány készítés terén dr. Szabó Iván mutatott példát (Szabó 1976) és akadtak követői is (Dombi 1976). Húsz év elteltével már bizvást beszélhetünk arról, hogy a harmadik periódus ránk köszöntött. Egyre szélesebb körben végeztek kutatásokat és napjainkra a szálerősítésű beton sokféle alkalmazását dolgozták ki és valósították meg.

Ez az érdeklődés arra vezethető vissza, hogy a beton és a szálerősítésű beton szilárdság-alakváltozási anyagmodellje különbözik egymástól. A beton szilárdságtani és alakváltozási szempontból rugalmas-kvázi-képlékeny anyag, amelyben a kvázi-képlékeny fázist a cementkő képviseli. Megfelelő minőségű és mennyiségű szál hatására megváltozik a cementkő törési alakváltozása, a beton megrepedése után gyakorlatilag képlékenyen viselkedik, elveszti ridegségét, szívóssá válik, alkalmazható rá az ideálisan rugalmas-képlékeny anyagmodell. A szívósság egy kifejezetten negyedik dimenziós jelenség, amelynek beton és vasbeton szerkezeteinkben alapvető jelentősége van.

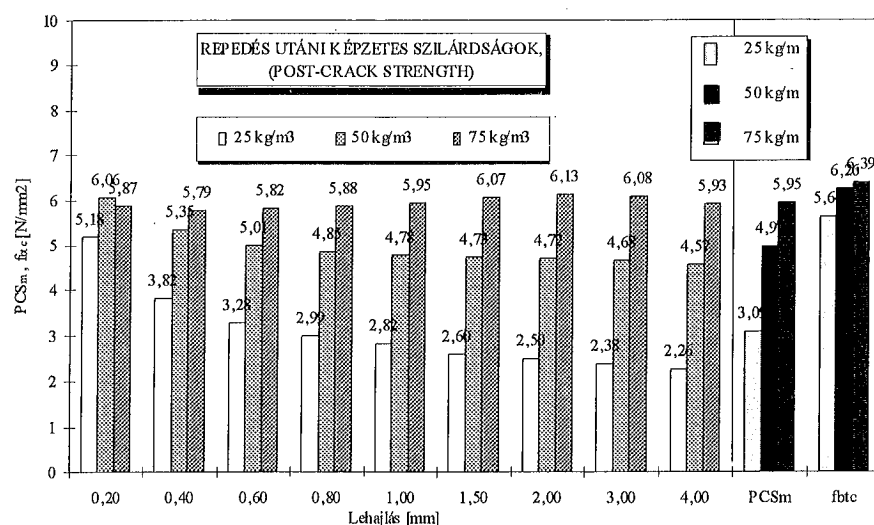
2. NEMZETI SZABVÁNYOK ÉS MŰSZAKI ELŐÍRÁSOK BEMUTATÁSA

A szálerősítésű betonok számos előnyös tulajdonsággal rendelkeznek, hátrányuk azonban, hogy e tulajdonságok nehezen ismerhetők meg és bonyolultan vagy a megszokotthoz képest másképp vizsgálhatók. Ennek tulajdonítható a bőséges irodalom és a szabványok nagy száma. Az utóbbiakat az 1. táblázatban tekintjük át.

*okl. építőmérnök, okl. vasbetonépítési szakmérnök, a műszaki tudományok kandidátusa, címz. egyetemi docens, irodavezető



5. ábra: Repedés utáni képzetes szilárdságok átlagértékei



6. ábra: Lehajlás utáni képzetes szilárdságok a lehajlás függvényében

Szabvány és műszaki előírás jele	Szál anyaga	Követelmény		Keverék, próbatest össze- tetele, készítése	Betonter- mék gyár- tás, mi- nőségel- lenőrzés	Mére- tés
		termék- kel	betonnal és szállal			
		szemben				
MSZ 15450/3	Acélszál	+			+	
MSZ 15450/5	Acélszál	+			+	
MI-04.117	Acélszál		+	+		+
MI-04-155	Polipropilénszál		+	+		+
NBN B 15-238	Acélszál					
NBN B 15-239	Acélszál			+		
AFNOR P 18-409	Acélszál					
S.N.C.F. Ref. 5876	Acélszál	+	+	+	+	
JSCE-SF1	Acélszál			+		
JSCE-SF2	Acélszál			+		
JSCE-SF3	Acélszál			+		
JSCE-SF4	Acélszál					
JSCE-SF5	Acélszál					
JSCE-SF6	Acélszál					
JSCE-SF7	Acélszál		+	+		
DBV-Merkblatt: 1991	Acélszál					
DBV-Merkblatt: 08.92.	Acélszál	+	+	+	+	
DBV-Merkblatt: 09.92.	Acélszál	+	+			+
DBV-Merkblatt: Anhang	Acélszál					
Vorl. Richtlinien: 1985	Üveg, fém, műanyag		+	+	+	
ÖNORM B 5073	Acélszál	+	+	+	+	+
UNE 83-500	Acél, polipropilén		+			
UNE 83-501	Acél, polipropilén		+			
UNE 83-502	Acél, polipropilén			+		
UNE 83-503	Acél, polipropilén			+		
UNE 83-504	Acél, polipropilén			+		
UNE 83-505	Acél, polipropilén			+		
UNE 83-506	Acél, polipropilén			+		
UNE 83-507	Acél, polipropilén					
UNE 83-508	Acél, polipropilén					
UNE 83-509	Acél, polipropilén					
UNE 83-510	Acél, polipropilén					
UNE 83-511	Acél, polipropilén					
UNE 83-512	Acél, polipropilén			+		
UNE 83-514	Acél, polipropilén					
ASTM A 820	Acélszál		+			
ASTM C 995	Bármely szál			+		
ASTM C 1018	Bármely szál			+		

1. táblázat A feldolgozott szabványok és műszaki előírások tárgya

Szabvány és műszaki előírás jele	Szál anyaga	Termék vizsgálat	Anyag illetve próbatest vizsgálata			
			Nyomás	Hajlítás	Nyírás	Lemez átszü- ródása
						(Ütés)
MSZ 15450/3	Acélszál	+				
MSZ 15450/5	Acélszál	+				
MI-04.117	Acélszál					
MI-04-155	Polipropilénszál			+		
NBN B 15-238	Acélszál			+		
NBN B 15-239	Acélszál			+		
AFNOR P 18-409	Acélszál			+		
S.N.C.F. Ref. 5876	Acélszál					+
JSCE-SF1	Acélszál					
JSCE-SF2	Acélszál					
JSCE-SF3	Acélszál					
JSCE-SF4	Acélszál			+		
JSCE-SF5	Acélszál		+			
JSCE-SF6	Acélszál				+	
JSCE-SF7	Acélszál					
DBV-Merkblatt: 1991	Acélszál			+		
DBV-Merkblatt: 08.92.	Acélszál					
DBV-Merkblatt: 09.92.	Acélszál			+		
DBV-Merkblatt: Anhang	Acélszál		+	+		
Vorl. Richtlinien: 1985	Üveg, fém, műanyag			+		
ÖNORM B 5073	Acélszál	+				
UNE 83-500	Acél, polipropilén					
UNE 83-501	Acél, polipropilén					
UNE 83-502	Acél, polipropilén					
UNE 83-503	Acél, polipropilén					
UNE 83-504	Acél, polipropilén					
UNE 83-505	Acél, polipropilén					
UNE 83-506	Acél, polipropilén					
UNE 83-507	Acél, polipropilén		+			
UNE 83-508	Acél, polipropilén		+			
UNE 83-509	Acél, polipropilén			+		
UNE 83-510	Acél, polipropilén			+		
UNE 83-511	Acél, polipropilén				+	
UNE 83-512	Acél, polipropilén					
UNE 83-514	Acél, polipropilén					(+)
ASTM A 820	Acélszál					
ASTM C 995	Bármely szál					
ASTM C 1018	Bármely szál			+		

1. táblázat folytatása A feldolgozott szabványok és műszaki előírások tárgya

3. KONZISZTENCIA JELLEMZÉSE KIFOLYÁSI MÉRTÉKKEL

Feldolgozott szabványok: UNE 83-503, ASTM C 995

A két szabvány tartalma teljesen megegyezik. Az eljárás akkor alkalmazható, ha az adalékanyag legnagyobb szemnagysága nem haladja meg a 40 mm-t és a beton nem folyós. A roskadás méréshez szabványosított, UNE 83-313 illetve ASTM C 143 szerinti Abrams-féle kúpot kisebb nyílásával lefelé egy henger alakú tartóedénybe kell befogni. A szálerősítésű betont három rétegben, tömörítés nélkül, de hézagmentesen kell a kúpra töltöni. A beton tetejére 25 ± 3 mm átmérőjű, 7000/perc rezgésszámú tűvibrátort kell helyezni. A tűvibrátort el kell indítani, hagyni kell, hogy a vibrálás hatására a kúpba kifolyó betonnal együtt süllyedjen. Kifolyási mérték az a másodpercben kifejezett idő, amely a tűvibrátor elindításától a kúp kiürüléséig eltelik.

Megjegyzés: A végtelenül egyszerű eljárás bevezetésére hazánkban is szükség lenne. Egyrészt, mert az MSZ 4714/3 szerinti konzisztencia mérési eljárások - a fent leírtakhoz elvileg hasonló átfarmálási VEBE-mérték meghatározáson kívül - nem igazán alkalmasak a szálerősítésű beton konzisztenciájának kifejezésére. Másrészt, mert a száladagolás hatására a beton eredeti konzisztenciája megváltozik és ezt a változást fontos lenne kifejezni. E konzisztencia változás miatt a beton MSZ 4719 szerinti megnevezésében a konzisztencia-fokozat jele szálerősítésű beton esetén nem értelmezhető. A fenti eljárás alkalmazása különösképpen hasznosnak tűnik azon esetekben, amikor a transzportbetonba az építéshelyen, a mixer dobjában keverik be a szálakat és folyósítószerrel is adagolva állítják be például a szivattyúzásra kerülő szálerősítésű beton konzisztenciát.

4. ACÉLSZÁL TELJESÍTŐKÉPESSÉGE

Feldolgozott szabvány: NBN B 15-239

A szabvány az acélszálak típus és adagolás szerinti teljesítőképességének értékelését összehasonlító hajlítási kísérlettel végzi. Az összehasonlító kísérlet során a száladagolás nélküli referencia beton próbagerenda és a referencia betonhoz különböző adagolásokban kevert szálakkal előállított próbagerendák hajlítási tulajdonságait határozzák meg. Méri a szálakat nem tartalmazó referencia beton hajlító-húzószilárdságát (f_f) és a szálerősítésű beton NBN B 15-238 szerinti, $\ell/n = \ell/300$, és $\ell/n = \ell/150$ mm gerenda lehajláshoz tartozó hajlító-húzófeszültségét ($f_{f,300,p}$ és $f_{f,150,p}$) különböző p [kg/beton m³] acélszáladagolások mellett, ahol a támaszköz általában $\ell = 450$ mm. Az acélszál teljesítőképességét a $T_{n,p}$ szívóssági tényezővel és a $p_{e,n}$ szívóssági egyenértékkel fejezik ki:

$$T_{n,p} = \frac{f_{f,n,p}}{f_f}$$

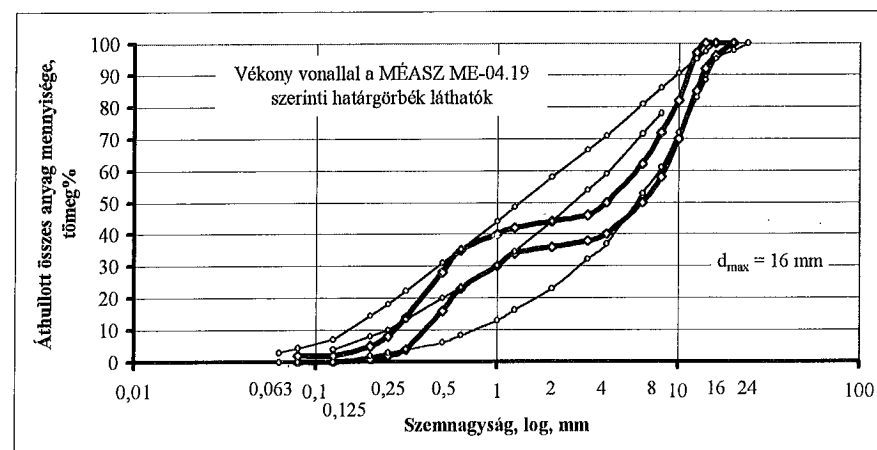
ahol: $n = 300$ és $n = 150$

A meghatározás szerint a $p_{e,n}$ szívóssági egyenérték az az 1 m³ bedolgozott betonban lévő acélszál tömeg kg-ban kifejezve, amely a $T_{n,p} = 0,5$ szívóssági tényezőhöz tartozik. Számítása legalább három p száladagolás esetén lineáris interpolálással történik. A száltartalmak közötti különbség 10 - 20 kg/beton m³.

5. ÖSSZEHASONLÍTÓ KÍSÉRLETEK REFERENCIA BETONJA

Feldolgozott szabvány: NBN B 15-239

A szabvány az acélszálak teljesítőképességének értékeléséhez szabályozza a referencia beton összetételét. A cement minősége 40 nyomószilárdsági osztályú pc vagy kspc, adagolása 350 kg/m³. A referencia beton konzisztenciája folyós, roskadási mértéke 100-150 mm. A változatlan vízádagolás miatt a szálerősítésű betont nagyobb tömörítési munkával kell bedolgozni, mint a száladagolás nélküli referencia betont. Az adalékanyag szemmegoszlásának határgörbjeit az 1. ábrán mutatjuk be. Csekély átfedéssel a 4 mm alatti szemek homokból, a 4 mm felettiek kemény zúzottkőből állnak.



1. ábra Az NBN B 15-239 szerinti referencia-beton adalékanyagának határgörbjei

Szemmegoszlás jellemző	NBN B 15-239 szerinti		MÉASZ ME-04.19 szerinti		
	alsó	felső	"A"	"B"	"C"
határgörbe, $d_{max} = 16$ mm					
Finomsági modulus	6,22	5,56	6,62	5,56	4,82
Logaritmusikus d_{40} , mm	3,32	2,10	4,38	2,10	1,26
D_{10} , mm	0,397	0,270	0,743	0,250	0,151
D_{25} , mm	0,719	0,453	2,208	0,707	0,363
Medián, D_{50} , mm	6,300	4,000	5,824	2,639	1,346
D_{60} , mm	8,303	5,840	7,773	4,148	2,225
D_{70} , mm	10,000	7,627	9,610	5,976	3,792
D_{75} , mm	10,772	8,554	10,641	7,170	4,812
U_{60} egyenlőtlenség	20,914	21,629	10,462	16,592	14,735
U_{70} egyenlőtlenség	25,189	28,248	12,934	23,904	25,113
DQ osztályozottság	3,871	4,345	2,195	3,185	3,641
SK aszimmetria érték	0,442	0,492	0,832	0,853	0,982
$d < 0,25$ mm, tömeg%	2,0	8,0	3,0	10,0	18,0

2. táblázat Az NBN B 15-239 szerinti referencia adalékanyag és a MÉASZ ME-04.19 szerinti adalékanyag határgörbjei szemmegoszlás jellemzőinek összehasonlítása

Megjegyzés: Az adalékanyag fajtája és szemmegoszlása is érdekes. A durva zúzottkő frakció alkalmazása az útépitőipari betontechnológusok számára megszokott gyakorlat, de a magas- és mélyépítőiparban viszonylag bőséges bányakavics készleteink és a kavicsbeton könnyebb bedolgozhatósága folytán csak ritkán, kényszerítő körülmények hatására - mégis szép építési példákat eredményezve - szokásos.

A szemmegoszlás közel lépcsős. Az 1 mm és 4 mm közötti szemek mennyisége csak mintegy 10 tömeg%, de nagyon kevés szemet tartalmaz 0,25 mm alatt és 14 mm felett is. A grafikus megjelenítés mellett a MSZ 18288/5-81 szerinti szemmegoszlás jellemzők is jól tükrözik - és az egyébként hatályos határgörbékkel is összevethetővé teszik - a referencia beton adalékanyaga szemmegoszlásának tulajdonságait (2. táblázat).

6. NYOMÓVIZSGÁLAT

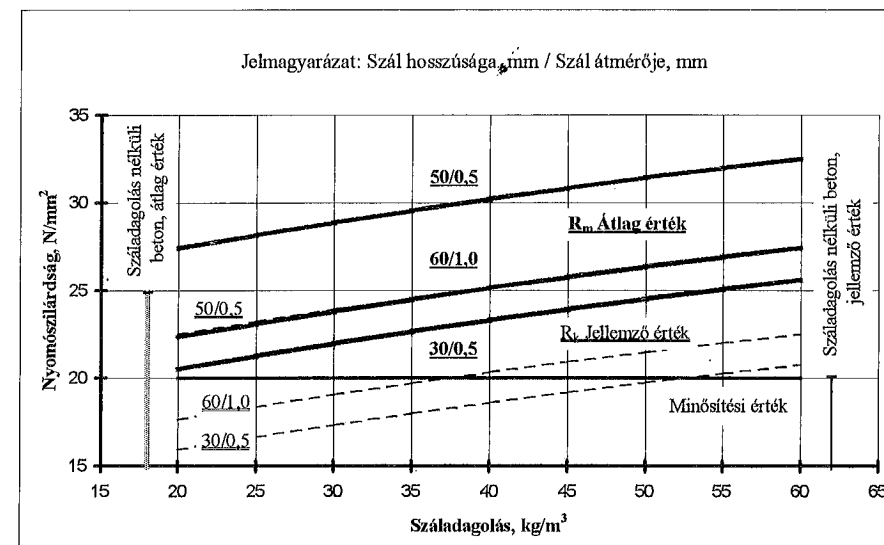
Feldolgozott szabványok és műszaki előírások: JSCE-SF2, JSCE-SF5, DBV-Merkblatt Anhang A, UNE 83-504, UNE 83-505, UNE 83-506, UNE 83-507, UNE 83-508.

Szabvány és műszaki előírás jele	JSCE-SF2 JSCE-SF5	DBV-Merkblatt Anhang A	UNE 83-504 UNE 83-505 UNE 83-506 UNE 83-507 UNE 83-508
Próbatest alakja	Henger	Henger vagy kocka, excentrikus terhelés esetén fejkiképzésű henger	Henger
Próbatest arányok és méretek	Magasság az átmérő kétszerese. Ha a százhosszúság meghaladja a 40 mm-t, akkor az átmérő 150 mm, ha nem haladja meg, akkor 100 mm	Központos terhelés esetén a henger átmérője 150 mm, magassága 300 mm, a kocka mérete 150 mm. Excentrikus terhelés esetén a magasság (750 mm) az átmérő (250 mm) háromszorosa	Legkisebb mérete legalább $3 \cdot d_{\max}$ illetve a százhosszúság kétszerese. Átmérő 150 mm, magasság 300 mm. Fürt minta esetén az átmérő legalább 100 mm, a magasság az átmérő kétszerese, esetleg az átmérővel azonos
Nyomott felület kialakítása	Ha kizsaluzás előtt történik, akkor anyaga 2 órás cementpép. Ha utána történik, akkor hevített kénhabarcs vagy gipsz vagy gipszes cementpép		Hevített kénhabarcs
Alakváltozás mérés	Henger magasságának felében kell mérni, de a mérés nem kötelező	Hengeren, annak fél magasságában kell mérni	A henger magasságának felében kell mérni

3. táblázat A nyomóvizsgálatok rendje

Szabvány és műszaki előírás jele	JSCE-SF2 JSCE-SF5	DBV-Merkblatt Anhang A	UNE 83-504 UNE 83-505 UNE 83-506 UNE 83-507 UNE 83-508
Terhelés növelésének sebessége	0,2 - 0,3 N/mm ² másodpercenként		Nyomószilárdság mérés esetén: 0,3 - 0,7 N/mm ² másodpercenként
Alakváltozás-vezérelt terhelés növelés	Ajánlott	0,2 mm elmozdulás percenként	Alakváltozás mérés esetén: 0,1 - 0,3 mm elmozdulás percenként
Terhelés	Központos	Központos vagy kis vagy normális excentricitású	Központos
Számított eredmény	Nyomószilárdság, σ - ϵ görbe, nyomási munka (görbe alatti terület $\epsilon = 0-0,75\%$ értékek között), nyomószívóssági tényező (fajlagos nyomási munka)	Nyomószilárdság, rugalmassági modulus, σ - ϵ görbe	Nyomószilárdság, σ - ϵ görbe, nyomási munka (görbe alatti terület $\epsilon = 0-0,75\%$ abszcissa értékek között)

3. táblázat folytatása A nyomóvizsgálatok rendje



2. ábra Próbahengeren mért nyomószilárdság C 20 nyomószilárdsági osztályú referencia beton és hajlított végű Dramix szálak alkalmazásával, $d_{\max} = 16$ mm mellett

Megjegyzés: A száladagolás a beton nyomószilárdságára kisebb hatással van, mint a hajlító-húzószilárdságra illetve a hajlító-húzószívósságra, szabatos vizsgálata mégis fontos, hiszen a szálerősítésű beton nyomószilárdsági osztályának meghatározása mindig elvégzendő feladat. Példaképpen az OTKA T 007382 sz. kutatás (Kausay 1996) keretében mért nyomószilárdsági függvények egyikét a 2. ábrán mutatjuk be.

7. HAJLÍTÓ-HÚZÓVIZSGÁLAT HARMADPONTOS TERHELÉSEL

Feldolgozott szabványok és műszaki előírások: NBN B 15-238, AFNOR P 18-409, JSCE-SF2, JSCE-SF4, DBV-Merkblatt:1991, DBV-Merkblatt:09.92, DBV-Merkblatt: Anhang A, Vorläufige Richtlinien:1985, UNE 83-504, UNE 83-509, UNE 83-510, ASTM C 1018

Szabvány és műszaki előírás jele	NBN B 15-238	AFNOR P 18-409	JSCE-SF2 JSCE-SF4	DBV-Merkblatt: 1991 és 09.92 és Anhang A	UNE 83-504 UNE 83-509 UNE 83-510	ASTM C 1018
Próbagerenda arányok és méretek	150*150* 600 mm	140*140* 560 mm	Ha a szál-hosszúság meghaladja a 40 mm-t, akkor 150*150* 530 mm, ha nem haladja meg, akkor 100*100* 380 mm	150*150* 700 mm (Vorläufige Richtlinien: 1985 szerint a hajlító-húzó-szilárdságot 350* 100*10 mm méretű lemezen kell vizsgálni)	150*150* 600 mm és 100*100* 400 mm. A gerenda legkisebb mérete nem lehet kisebb, mint a szál hosszának kétszerese	100*100* 350 mm
Támaszköz, ℓ	450 mm	420 mm	450 mm vagy 300 mm	600 mm		300 mm
Lehajlás mérés	Fesztáv közepén, a semleges vonaltól, legalább $\ell/150$ mm lehajlásig	Fesztáv közepén, a semleges vonaltól, legalább 3 mm lehajlásig	Fesztáv közepén, a semleges vonaltól, legalább $\ell/150$ mm lehajlásig	Fesztáv közepén, a semleges vonaltól, $\ell/150$ mm lehajlásig		Terhelőfejnél méri és a támaszelmozdulást korrigálja. Első repedési lehajlás 5,5-szereséig

4. táblázat A hajlító-húzóvizsgálatok rendje

Szabvány és műszaki előírás jele	NBN B 15-238	AFNOR P 18-409	JSCE-SF2 JSCE-SF4	DBV-Merkblatt: 1991 és 09.92 és Anhang A	UNE 83-504 UNE 83-509 UNE 83-510	ASTM C 1018
Terhelés növelés hajlító-húzó-szilárdság méréshez					0,8-1,2 N/mm ² percenként	
Lehajlás-vezérelt terhelés növelés	0,03-0,11 mm/perc, amely 0,5 mm felett 0,3-0,7 mm/perc értékre növelhető	0,22-0,28 mm/perc között	$\ell/1500$ és $\ell/3000$ mm/perc között	Max. 0,5 mm/perc	$\ell/1500$ és $\ell/3000$ mm/perc között	0,05-0,10 mm/perc, de a vizsgálat végén ennek csak 0,87-szerese
Hajlítási szívósság, [N*mm]	Terhelés-lehajlás görbe alatti terület, a terhelés kezdetétől adott ℓ/n lehajlásig		Terhelés-lehajlás görbe alatti terület, a terhelés kezdetétől adott $\ell/n = \ell/150$ mm lehajlásig	Terhelés-lehajlás görbe alatti terület, a terhelés kezdetétől adott $\ell/n = \ell/150$ mm lehajlásig	Terhelés-lehajlás görbe alatti terület, a terhelés kezdetétől adott $\ell/n = \ell/150$ mm lehajlásig	Terhelés-lehajlás görbe alatti terület, a terhelés kezdetétől adott ℓ/n lehajlásig és az első repedés-hez tartozó terület hányadosa
Relatív hajlítási szívósság, [-]	Adott ℓ/n lehajlást okozó teher és az első repedést okozó teher hányadosa	Adott ℓ/n lehajlást okozó teher és az első repedést okozó teher hányadosa		Ismeri az egyenértékű hajlító-húzószilárdság fogalmát, amit a megrepedt kereszt-metszetre vonatkoztat	Hajlítási szívósság osztva a terhelés-lehajlási görbén az első repedéshez tartozó görbe alatti területtel	

4. táblázat folytatása A hajlító-húzóvizsgálatok rendje

Szabvány és műszaki előírás jele	NBN B 15-238	AFNOR P 18-409	JSCE-SF2 JSCE-SF4	DBV-Merkblatt: 1991 és 09.92 és Anhang A	UNE 83-504 UNE 83-509 UNE 83-510	ASTM C 1018
Számított eredmény	A hagyományos és legnagyobb hajlító-húzó-szilárdság, a hajlító-húzó-feszültség az első repedésnél, a hajlítási szívósság jellemzői	A hagyományos és legnagyobb hajlító-húzó-szilárdság, a hajlító-húzó-feszültség az első repedésnél, a relatív hajlítási szívósság	A legnagyobb hajlító-húzó-szilárdság, a hajlítási szívósság	A legnagyobb hajlító-húzó-szilárdság, az egyenértékű hajlító-húzó-szilárdság, a hajlítási szívósság	A hajlító-húzó-szilárdság, az első repedéshez tartozó feszültség, a hajlítási szívósság, a relatív hajlítási szívósság	A hagyományos és legnagyobb hajlító-húzó-szilárdság, a hajlító-húzó-feszültség az első repedésnél, a hajlítási szívósság

4. táblázat folytatása A hajlító-húzóvizsgálatok rendje

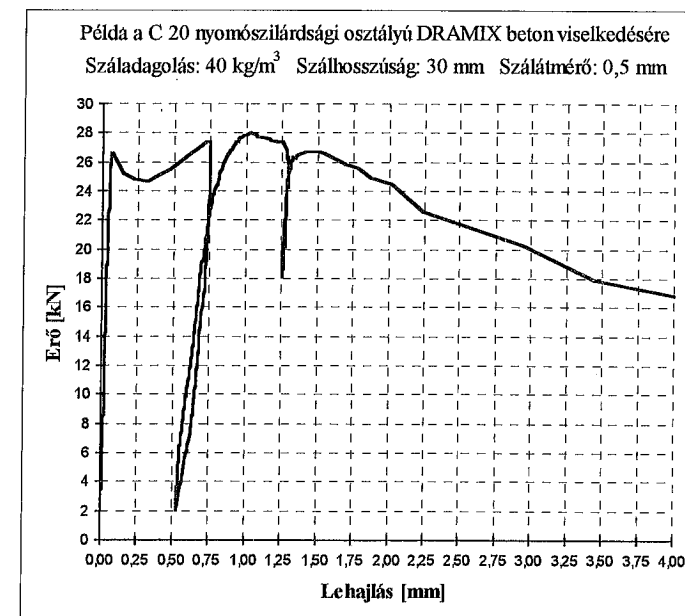
Megjegyzés: A szálerősítésű beton hajlító-húzóvizsgálata több érdekes feltételt tartalmaz.

Az egyik a lehajlás-vezérelt terhelés növelés, amelyet hagyományos szilárdságvizsgáló gépekkel is meg lehet oldani úgy, hogy a szilárdságvizsgáló géphez csatlakoztatott számítógép a lehajlás érzékelőjének jelét feldolgozva vezérli a hidraulikát. A számítógép csak olyan idő intervallumokban adhat vezérlési utasítást, amelyek elég ritkák ahhoz, hogy a szilárdságvizsgáló gép hidraulikája és mechanikája azokat követni tudja. A gép tehetetlensége folytán nagyobb lehajlásokkor előfordul, hogy a terhelőerő igen erősen visszaesik, hogy a rendszer a lehajlás-vezérelt terhelés növelés követelményének megfelelőhessen. Eerre példa az OTKA T 007382 sz. kutatás (Kausay 1996) keretében felvett erő-lehajlás görbék egyike (3. ábra).

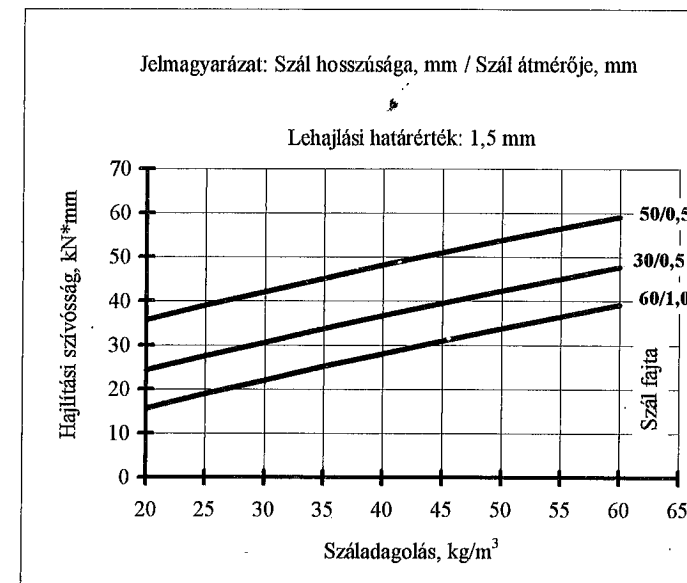
A másik érdekesség, hogy a lehajlást a semleges tengelyhez képest kell mérni. A próbagerenda két oldalán elhelyezkedő egy-egy érzékelő a próbagerenda támaszvonalai és a geometriai hossz tengely metszéspontjában lévő csapokon felfekvő acélpálcákon - mint elmozdulás mentes alapvonalakon - ül, az elmozdulás érzékelő tűk pedig a próbagerenda tetejére erősített, azzal együtt lehajló konzolokra támaszkodnak.

A harmadik érdekesség a mérési eredmények értékelés módja, a hajlítási szívósság fogalma, számítása és felhasználásával ok-okozati összefüggések keresése. A 4. ábrán ugyanebből a munkából származó hajlítási szívósság összefüggések láthatók.

A hajlítási szívósság mérése mutat rá arra, hogy a szálerősítésű beton a beton megrepedését követően további terhelések felvételére képes, szívós és képlékenyen viselkedik, szemben a szálerősítés nélküli betonnal, amely ridegen törik, és képlékeny tartománnyal nem rendelkezik.



3. ábra Erő-lehajlás diagram C 20 nyomószilárdsági osztályú referencia beton és hajlított végű Dramix szálak alkalmazásával, $d_{max} = 16$ mm mellett



4. ábra Hajlítási szívósság C 20 nyomószilárdsági osztályú referencia beton és hajlított végű Dramix szálak alkalmazásával, $d_{max} = 16$ mm mellett

8. MEGÁLLAPÍTÁSOK

A szálerősítésű betonok fejlesztését laboratóriumi kísérletek, alkalmazását laboratóriumi és építéshelyi vizsgálatok nélkül megvalósítani nem lehet. Minthogy azonban a szálerősítésű betonok tulajdonságai több vonatkozásban is eltérnek a hagyományos, szálat nem tartalmazó betonok tulajdonságaitól, vizsgálati módszereik is sajátosak és a technológia térhódításával kölcsönhatásban fejlődnek. Azon vizsgálati módszerek, amelyek végrehajtásában megállapodás születik, szabvány vagy műszaki előírás alakjában öltenek testet. Ezek a műszaki színvonalat is tükrözik, hiszen nemcsak a vizsgálatok módjáról, hanem a szálerősítésű betonok tulajdonságairól is szólnak és az anyagtani követelményektől sem vonatkoztatnak el. A szálerősítésű betonok vizsgálatának egységesítése, az anyagtól várt teljesítőképesség megfogalmazása hazánkban rendkívül időszerű, ezért nyolc nemzet 39 szabványának, műszaki előírásának tanulmányozásával és népszerűsítésével a feladat megoldásához kívántunk hozzájárulni. E munka közben a következő megállapításokra jutottunk.

- A) A feldolgozott szabványok és műszaki előírások sok hasonló módon végzendő vizsgálatot írnak le, amelyek alapján a legfontosabb eljárások hazai szabványosítása megoldható lenne. Ezek tulajdonképpen azok a vizsgálatok, amelyeket elemeztünk: a szálak teljesítőképességének, a konzisztenciának, a nyomószilárdságnak, a hajlító-húzási tulajdonságoknak a vizsgálata. A várható vizsgálati nehézségek nemcsak a szálerősítésű beton vizsgálatával kapcsolatosak: például a nyomóvizsgálati hengerek nyomott felületének hevített kénhabarcsos kellőssítésében, a próbatesten mért alakváltozás illetve lehajlás által vezérelt terhelés növelésben nem nagyon van gyakorlatunk.
- B) A szálerősítésű betonnak nincs minősítő szabványa, nincs jele. Az MSZ 4719-82 hatálya nem terjed ki a szálerősítésű betonra, csak a szálat befogadó betonra. A szálat befogadó beton az építmény szempontjából azonban csak félkész keverék, amelynek minősítésénél nem szabad megállni, azt ki kell terjeszteni a beépítésre kerülő készkeverékre, a szálerősítésű betonra is. Ezért elkerülhetetlen annak megfogalmazása, hogy mit értünk a szálerősítésű beton konzisztenciáján és nyomószilárdságán. Fontos a hajlító-húzószilárdság és szívósság fogalmának és vizsgálatának körülírása is, hiszen a szálerősítésű betont épp olyan területeken alkalmazzák, amelyek a húzások szempontjából kényesek. Ennek a követelménynek az érvényesítésében az útépítő betontechnológusok élen járnak.
- C) Vannak a feldolgozott szabványoknak olyan fejezetei is, amelyek nem elhanyagolhatók, de az előadásban elemzésükre nem kerülhetett sor: a szálak alak, szakítószilárdság, korrózióállóság szerinti vizsgálata, a száltartalom meghatározása, a szálerősítésű beton próbatest elkészítése, tömörítése, a szilárdságvizsgálat során az első repedést követően fellépő pontatlanságok ("parazita jelenség") kezelése az alakváltozási vagy lehajlási diagramon, a nyírószilárdság vizsgálata, a lemez alakú próbatestek átszűrődés vizsgálata, korong alakú próbatestek ütésállóság vizsgálata, excentrikus nyomóvizsgálat, stb.
- D) A szabványok tanulmányozásával kikristályosodott vizsgálatok, de nem feltétlenül végleges nézetek ismerhetők meg. A fejlődés legújabb eredményei a friss irodalomban olvashatók, amelyek a szabványok korszerűségének ellenőrzésére is alkalmasak.
- E) A feldolgozott területre vonatkozó európai vagy nemzetközi szabályozásról nincs tudomásunk, az Eurocode-2, az ENV 206 dokumentumok e kérdést nem érintik.

9. JELÖLÉSEK

f_f	szálat nem tartalmazó referencia beton hajlító-húzószilárdsága	N/mm ²
ℓ	hajlító-húzóvizsgálat esetén a próbagerenda támaszköze	mm
n	hajlító-húzóvizsgálat esetén a támaszköz egészszámu osztoja a próbagerenda megkülönböztetett lehajlás értékei megadásához	
ℓ/n	hajlító-húzóvizsgálat esetén a próbagerenda megkülönböztetett lehajlás értékei	mm
p	az 1 m ³ bedolgozott betonban lévő acélszál tömege	kg/m ³
$f_{f,n,p}$	hajlító-húzóvizsgálat esetén a p acélszáladagolású próbagerenda ℓ/n lehajlásához tartozó hajlító-húzófeszültség	N/mm ²
$T_{n,p}$	acélszál teljesítőképességét kifejező szívóssági tényező	
$p_{e,n}$	szívóssági egyenérték, a $T_{n,p} = 0,5$ szívóssági tényezőhöz tartozó p acélszáladagolás	kg/m ³
d	adalékanyag szemnagysága	mm
d_{max}	adalékanyag legnagyobb szemnagysága	mm
d_{atl}	adalékanyag átlagos szemnagysága	mm
$D_{10} D_{25} D_{50} D_{60} D_{70} D_{75}$	adalékanyag szemmegoszlási görbéjének azon abszcissza értékei, amelyeknél az összes áthullott anyag mennyisége rendre 10, 25, 50, 60, 70, 75 tömeg%	mm
$U_{60} U_{70}$	adalékanyag szemmegoszlásának MSZ 18288/5 szerinti egyenlőtlenségi együtthatója	
DQ	adalékanyag szemmegoszlásának MSZ 18288/5 szerinti osztályozottsági értéke	
SK	adalékanyag szemmegoszlásának MSZ 18288/5 szerinti aszimmetria értéke	
σ	feszültség	N/mm ²
ε	fajlagos alakváltozás	
R_m	beton nyomószilárdságának átlag értéke	N/mm ²
R_k	beton nyomószilárdságának jellemző értéke	N/mm ²

10. KÖSZÖNETNYILVÁNÍTÁS

A szerző köszönetet mond az Országos Tudományos Kutatási Alapnak, hogy a munkára lehetőséget biztosított, Jef Verbaeys (Bekaert GmbH Austria) és Dr. Dirk E. Nemegeer (N. V. Bekaert S.A. Zwevegem, Belgium) uraknak önzetlen tanácsaikért, és minden kollégájának, akik a kutatás megvalósításában segítségére voltak.

11. HIVATKOZÁSOK

11.1. Szabványok és műszaki előírások

11.1.1. Magyar szabványok

MSZ 15450/3-82	Beton és vasbeton termékek csatornaépítéshez. Körszelvényű acélhajbeton-cső bekötőcsonkkal
MSZ 15450/5-82	Beton és vasbeton termékek csatornaépítéshez. Körszelvényű acélhajbeton cső
MI-04.117-79	Acélhajbeton építőipari alkalmazása

MI-04-155:1990 *Vagdalt polipropilénszál erősítésű beton és homokbeton*

11.1.2. Belga szabványok

NBN B 15-238:1992 *Proeven op vezelversterkt beton - Bugproef op prismatische proefstukken Szálerősítésű beton vizsgálata - Hajlítási vizsgálat hasáb alakú próbatesten*

NBN B 15-239:1992 *Karakterisering van staalvezels op basis van de conventionele buigtreksterkte Acélszálak jellemzése hagyományos hajlító-húzószilárdság alapján*

11.1.3. Francia szabvány és műszaki előírás

AFNOR P 18-409:1993 *Béton avec fibres métalliques. Essai de flexion Szálerősítésű beton. Hajlítási vizsgálat*

S.N.C.F. Ref. 5876:1989 *Région de Toulouse. Tunnel de Grand Mergieux. Travaux de confortement de l'ouvrage. Cahier des Prescriptions Speciales (CPS) Francia Államvasutak, Toulouse-i Körzet. Grand Mergieux alagút. Műtárgy átalakítási munkák. Különleges előírások füzet*

11.1.4. Japán műszaki előírások

JSCE-SF1:1984 *Method of making steel fiber reinforced concrete in the laboratory*

JSCE-SF2:1984 *Acélszálerősítésű betonok készítése laboratóriumban Method of making specimens for strength and toughness tests of steel fiber reinforced concrete Próbatestek készítése acélszálerősítésű betonok szilárdsági és szívóssági vizsgálatához*

JSCE-SF3:1984 *Method of making specimens for strength and toughness tests of shotcreted steel fiber reinforced concrete Próbatestek készítése acélszálerősítésű löttbetonok szilárdsági és szívóssági vizsgálatához*

JSCE-SF4:1984 *Method of tests for flexural strength and flexural toughness of steel fiber reinforced concrete Acélszálerősítésű betonok hajlító-szilárdságának és hajlítási szívósságának vizsgálata*

JSCE-SF5:1984 *Method of tests for compressive strength and compressive toughness of steel fiber reinforced concrete Acélszálerősítésű betonok nyomószilárdságának és nyomási szívósságának vizsgálata*

JSCE-SF6:1984 *Method of tests for shear strength of steel fiber reinforced concrete Acélszálerősítésű betonok nyírószilárdságának vizsgálata*

JSCE-SF7:1984 *Method of tests for fiber content of steel fiber reinforced concrete Acélszálerősítésű betonok száltartalmának meghatározása*

11.1.5. Német műszaki előírások

DBV-Merkblatt: 1991 *Grundlagen zur Bemessung von Industriefußböden aus Stahlfaserbeton Acélszálerősítésű betonból készített ipari padlóburkolat méretezésének alapjai*

DBV-Merkblatt: 1992. Aug. *Technologie des Stahlfaserbetons- und Stahlfaserspritzbetons*

DBV-Merkblatt: 1992. Sept. *Az acélszálerősítésű beton és löttbeton technológiája Bemessungsgrundlagen für Stahlfaserbeton im Tunnelbau Az alagútépítési acélszálerősítésű beton méretezésének alapjai*

DBV-Merkblatt. Anhang: 1992 *Anhang A. Empfehlungen für Einzelprüfungen A. függelék. Ajánlások egyedi vizsgálatokhoz Anhang B. Empfehlungen für Einstufungs-, Eignungs- und Güteprüfungen B. függelék. Ajánlások besorolási, alkalmassági és minőségi vizsgálatokhoz*

Vorläufige Richtlinien: 1985 *Vorläufige Richtlinien für die Prüfung und Güteüberwachung von Erzeugnissen aus Faserbeton Előzetes irányelvek a szálerősítésű beton termékek vizsgálatához és minőségellenőrzéséhez*

11.1.6. Osztrák szabvány

ÖNORM B 5073:1989 *Stahlfaserbetonrohre und zugehörige Formstücke. Anforderungen, Prüfung und Gütesicherung Acélszálerősítésű betonból készült csövek és idomdarabok. Követelmények, vizsgálatok és minőségbiztosítás*

11.1.7. Spanyol szabványok

UNE 83-500-89 Parte 1 *Hormigones con fibras de acero y/o polipropileno. Clasificación y definiciones. Acél és/vagy polipropilén szálal erősített betonok. Osztályozás és meghatározások Parte 1. Fibras de acero para el refuerzo de hormigones 1. rész. Acélszálak a betonok megerősítésére*

UNE 83-500-89 Parte 2	Hormigones con fibras de acero y/o polipropileno. Clasificación y definiciones. <i>Acél és/vagy polipropilén szállal erősített betonok. Osztályozás és meghatározások</i> Parte 2. Fibras de polipropileno para el refuerzo de hormigones <i>2. rész. Polipropilén szálak a betonok megerősítésére</i>
UNE 83-501-86	Hormigones con fibras de acero y/o polipropileno. Toma de muestras de hormigon fresco <i>Acél és/vagy polipropilén szállal erősített betonok. A beton mintavétele</i>
UNE 83-502-88	Hormigones con fibras de acero y/o polipropileno. Fabricación en laboratorio <i>Acél és/vagy polipropilén szállal erősített betonok. Laboratóriumi betonkeverés</i>
UNE 83-503-88	Hormigones con fibras de acero y/o polipropileno. Medida de docilidad por medio del cono invertido <i>Acél és/vagy polipropilén szállal erősített betonok. Konzisztencia fordított tölcserrel mérve</i>
UNE 83-504-90	Hormigones con fibras de acero y/o polipropileno. Fabricación de probetas para los ensayos de laboratorio. <i>Acél és/vagy polipropilén szállal erősített betonok. Próbatetek készítése laboratóriumi vizsgálatra</i>
UNE 83-505-86	Hormigones con fibras de acero y/o polipropileno. Extracción y conservación de probetas testigo <i>Acél és/vagy polipropilén szállal erősített betonok. Próbatetek kifűrése és tárolása</i>
UNE 83-506-86	Hormigones con fibras de acero y/o polipropileno. Refrentado de probetas con mortero de azufre <i>Acél és/vagy polipropilén szállal erősített betonok. Próbatetek homlokfelületének kialakítása kénhabarccsal</i>
UNE 83-507-86	Hormigones con fibras de acero y/o polipropileno. Rotura por compresión. <i>Acél és/vagy polipropilén szállal erősített betonok. Nyomószilárdság vizsgálat</i>
UNE 83-508-90	Hormigones con fibras de acero y/o polipropileno. Determinación del índice de tenacidad a. compresión <i>Acél és/vagy polipropilén szállal erősített betonok. Nyomási munka meghatározása</i>
UNE 83-509-88	Hormigones con fibras de acero y/o polipropileno. Rotura por flexotracción <i>Acél és/vagy polipropilén szállal erősített betonok. Hajlító-húzószilárdság vizsgálat</i>

UNE 83-510-89	Hormigones con fibras de acero y/o polipropileno. Determinación del índice de tenacidad de resistencia a primera fisura <i>Acél és/vagy polipropilén szállal erősített betonok. Az első repedés szívóssági ellenállási együtthatójának meghatározása (hajlító-húzószilárdság).</i>
UNE 83-511-89	Hormigones con fibras de acero y/o polipropileno. Determinación de la resistencia a cortante <i>Acél és/vagy polipropilén szállal erősített betonok. Nyírószilárdság meghatározása</i>
UNE 83-512-89	Hormigones con fibras de acero y/o polipropileno. Parte I. Determinación del contenido de fibras de acero <i>Acél és/vagy polipropilén. szállal erősített betonok. 1. rész. Acélszál tartalom meghatározása.</i>
UNE 83-514-90	Hormigones con fibras de acero y/o polipropileno. Determinación de la resistencia. al impacto. <i>Acél és/vagy polipropilén szállal erősített betonok. Ütési mérték meghatározása. Kísérlet</i>

11.1.8. USA szabványok

ASTM A 820-90	Standard Specification for Steel Fibers for Fiber Reinforced Concrete <i>Szabványos előírások a betonba kerülő acélszálakról</i>
ASTM C 995-91	Standard Test Method for Time of Flow of Fiber-Reinforced Concrete Through Inverted Slump Cone <i>Szabványos vizsgálati módszer szálerősítésű beton fordított ejtő kúpon való átfolyási idejének meghatározására</i>
ASTM C 1018-89	Standard Test Method for Flexural Toughness and First-Crack Strength of Fiber-Reinforced Concrete. (Using Beam With Third-Point Loading) <i>Szabványos vizsgálati módszer szálerősítésű betonok hajlítási szívósságának és első repedési szilárdságának meghatározására. (Harmadponton terhelt gerenda felhasználásával)</i>

11.2. Irodalom

- Dombi J.: Acélszál-erősítésű nagy átmérőjű SIOME betoncsövek teherbírása. SZIKKTI 50. sz. tudományos közleménye, Budapest, 1976.
- Kausay T.: Acélhuzal-szálerősítésű betonok tulajdonságai és teherbírása. I. rész. Építőanyag. 46. évf. 1994. 6. szám. pp. 166-173.
- Kausay T.: Acélhuzal-szálerősítésű betonok tulajdonságai és teherbírása. OTKA T-007382 sz. kutatási téma. Zárójelentés, 1996.
- Nemegeer, D. E. - Teutsch, M.: Möglichkeiten und Anwendungsgebiete des Stahlfaserbetons. Betonwerk + Fertigteil-Technik. Jg. 59. 1993. Heft 11. pp. 74-80.
- Szabó I.: Acélhajbeton. Műszaki Könyvkiadó. Budapest, 1976.

AZ ÖSSZETÉTEL HATÁSA A SZÁLERŐSÍTÉSŰ BETON ÉS HABARCS TULAJDONSÁGAIRA

Dr. Magyar Béla*

Innomat Kft

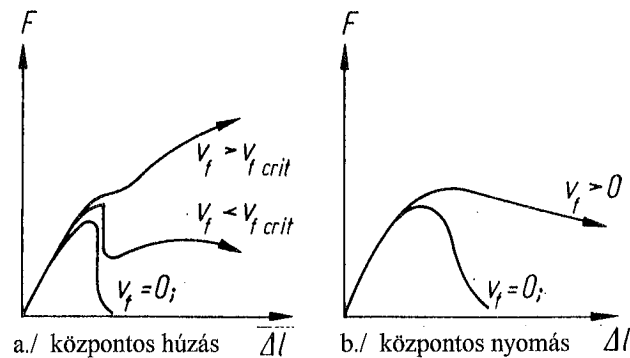
6000 Kecskemét Csillag u. 8.

ÖSSZEFOGLALÁS

Szerző kísérleti keveréseket végzett a szálerősítésű kompozitok optimális összetételének meghatározására. A kísérletekből levont következtetés: *a szálerősítésű kompozit nem egy normál kompozit (beton, habarcs) és a szál keveréke, hanem egy normál kompozit és szálcement kompozit keveréke* - ezért az összetétel tervezés két lépésben valósítható meg. Első lépés a szálcement kompozit létrehozása, majd ezt követi a normál kompozit számítása - a kettő együtt adja a szálerősítésű kompozit összetételét.

1. BEVEZETÉS

A cementkötésű kompozitok előállítása során egyre szélesebb körben alkalmaznak rövid acél-, üveg-, műanyag- vagy szénszálakat a kompozitok különleges tulajdonságainak elérésére. A szakirodalomban számos, már eddig bevált összetétel található, melyet építményeknél sikeresen alkalmaztak. Ezen betonok cementtartalma 320-550 kg/m³ értékek között változik. Egyes szerzők a szálerősítésű betonok cementtartalmára 10% cementtöbbletet javasolnak. A dolgozat célja olyan módszer bemutatása, amelynek segítségével a szálerősítésű anyagokhoz, azok különböző száladagolásához meghatározható egy összetétel - s így többek között elérhető az 1. ábrán bemutatott erő-elmozdulás összefüggése. (Beton-Kalender, 1998)

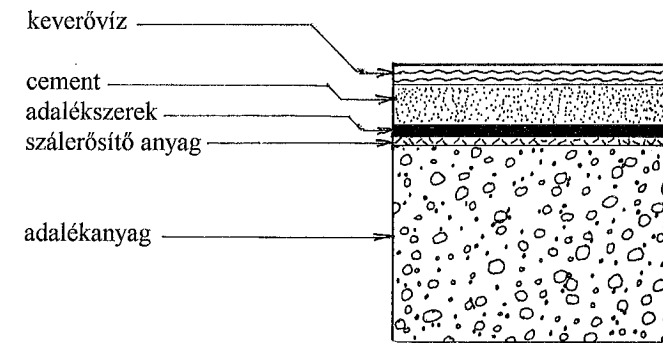


1. ábra Szálerősítésű beton jellemző erő-elmozdulás összefüggései

*okl. építőmérnök, a műszaki tudományok kandidátusa, ügyvezető igazgató

2. A SZÁLERŐSÍTÉSŰ KOMPOZITOK ALAPANYAGAI

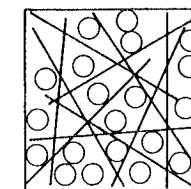
E fejezetben nem tárgyaljuk részletesen a betontechnológiából már ismert követelményeket - az alapanyagok szálerősítéssel összefüggő különleges szempontjait vesszük sorra. A 2. ábra a szálerősítésű kompozit súlyarányait mutatja (Zement-Taschenbuch, 1964).



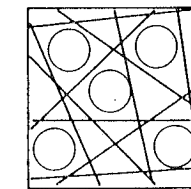
2. ábra Szálerősítésű kompozit alkotói (Zement-Taschenbuch, 1964)

2.1. Adalékanyag

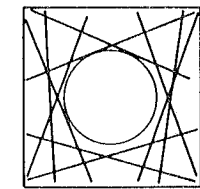
Az adalékanyagváznak alkalmasnak kell lennie a kompozitban a szálerősítő anyag egyenletes befogadására. Ennek csak akkor tud megfelelni az adalékanyag, ha szemszerkezete, szemmagysága harmonizál a szálerősítésű anyag térbeli eloszlásával. Az adalékanyagváznak egyidejűleg kell mechanikai szerepkört és térbeli geometriai szerepkört betölteni - távolságtartó funkciót. Az adalékkváz és a szálerősítés viszonyát mutatja a 3. ábra, - az 1. táblázat az acélszálhoz ajánlott maximális szemmagyság.



szemmagyság: 4 mm



szemmagyság: 8 mm



szemmagyság: 16 mm

3. ábra Adalékkváz - szemmagyság és szálerősítés viszonya (Mathews, 1983)

A 3. ábra merev szálak pl. acélszál elrendeződését mutatja. Hajlékony szálak, mint pl. a polipropilén esetén nagyobb szemcse telítettség is lehet a betonnak. Habarcsok esetén magas száltelítettség érhető el 1/2,5 és 0,5/1 mm-es homok frakciókkal. A szálerősítő anyag hossza legyen 4-5-szöröse az adalék szemmagyságának.

Szemnagy- ság	Hossz/átmérő értékek l / d		Maximális száladagolás (kg/m ³)			
			l/d=75		l/d=60	
mm	normál	szivattyúzott beton	acélszál 60/0.80	szivattyúzott beton	acélszál 60/1.00	szivattyúzott beton
4	120	90	125	95	160	120
8	95	70	100	75	125	95
16	65	50	70	55	85	65

1. táblázat Ajánlott max. szem nagyság és l/d viszony (Maidl, 1991)

2.2 Cement

A betontechnológiában ismert és alkalmazott cementek szálerősítésű kompozitok előállítására általában alkalmasak - szálerősítésű kompozitban a cementnek új funkciója is van: kiváló kötést kell biztosítani az alkalmazott szálerősítésű anyaggal és nem utolsósorban minden egyes szálat be kell vonni cementenyvvvel. A cement összmenyiségében megjelenik a szálerősítésű anyag teljes bevonásához szükséges mennyiség is. Az összefüggéseket részletezi a 3. fejezet.

2.3. Szálerősítő anyag

A szálerősítésű kompozittal szemben támasztott követelmények alapján kiválasztható a szálerősítő anyag fajtája, típusa és annak szükséges adagolása. Így például ha rugalmas ágyazású táblánál acélszál alkalmazása mellett döntünk - az igénybevételtől függően 25-50 kg/m³ acélszál tartalom a szokásos adagolás. Alagútépítésben 50-120 kg/m³ értékeket alkalmaznak. Vízáró medencék létesítésénél gyakran használnak műanyag szálat is - a szokásos adagolás 1-5 kg/m³. A szálerősítésű anyag kiválasztásához ad információt a 2. táblázat.

Szál fajta	Sűrű- ség kg/m ³	Átmérő mm	Húzó- szilárdság N/mm ²	Rugalmassági modulus N/mm ²	Alkáli ellenálló képesség	Ár DM/kg
acél	7.8	< 1,00	400-1.500	200.000	++	1,5-2,5
AR-üveg	2,7	< 0,02	2.500	< 80.000	+	ca. 10
E-üveg	2,6	< 0,02	2.000-3.500	< 80.000	-	5-8
Poliakrilnitril	1,2	< 0,18	900-1.000	17.-20.000	++	ca. 8
Poliaramid	1,4	< 0,012	3.000	< 130.000	(+)	50-100
Polipropilén	0,9	< 0,15	600-700	< 18.000	++	ca. 6
Azbeszt	2,6	< 0,001	3.500	160.000	++	1-2
Szénszál	1,6-1,9	< 0,018	450-4.000	30.-400.000	++	40-150
Szilíciumkarbid	2,6	< 0,15	900-3.600	100.-400.000	++	900-3.000
Cellulóz	1,5	< 0,06	200-1.500	5.-40.000	-	1-2

2. táblázat Szálerősítő anyagok összefoglaló adatai (Maidl, 1991)

A szálerősítő anyaggal szemben állított követelmények között a magas rugalmassági modulus fontos helyen áll - meg kell jegyezni, hogy a beton rugalmassági modulusánál alacsonyabb szál rugalmassági modulus a korai szilárdságnál lehet hasznos (előregyártás). A szálerősítő anyag l/d viszony szám dinamikus igénybevételnél 90-150, statikus igénybevételnél 50-100, míg a repedés képződés mérséklésére 30-60 lehet. Az egyedi szálak lehetnek merevek /acélszál/ vagy hajlékonyak - utóbbiakhoz "A" szemszerkezeti eloszlás vagy hiányos szemszerkezet is alkalmazható.

A szálerősítő anyag a kompozitban szilárd fázisként kezelendő - ismerni kell az egységnyi kompozitban jelen lévő szál felületét, mely a száladagolás és a szálatmére függvénye. A 3. táblázat néhány szálerősítő anyag fajlagos felületét tartalmazza számítások alapján, valamint a cementpép igényt - kísérleteink szerint.

Megnevezés	Sűrűség kg/m ³	Átmérő mm	Felület m ² /dm ³	Felület m ² /kg	Pép/szál dm ³ /dm ³
acél	7,25	0,55	7,27	0,925	5,83
fémüveg	7,85	0,035x2,5	57,94	7,37	11,78
polipropilén	0,90	0,18	22,22	24,66	10,26
poliakrilnitril	1,18	0,014	285,6	242,1	9,17
üvegszál	2,7	0,015	266,8	98,81	6,71

3. táblázat Szálerősítő anyagok fajlagos felülete és cementpép igénye

2.4 Keverővíz

A szálerősítő kompozitok bedolgozása fokozott figyelmet igényel, ugyanis azonos víz-cementtényező mellett több energiára van szükség, mint a szálerősítés nélküli kompozitoknál. A víz-cementtényezőt ajánlatos a 0,42-0,55 tartományban tartani. A bedolgozáshoz szükséges konzisztenciát adalékszerrel kell a kívánt értékre beállítani.

2.5 Kiegészítő anyagok

Az alacsonyabb víz-cementtényező alkalmazása mellett a könnyebb bedolgozhatóság érdekében betonplasztifikáló, illetve folyósító szereket alkalmazunk - növekvő száltartalomhoz növekvő adalékszer mennyiség tartozik. Kiegészítő anyagként alkalmazható pernye is - pl. a cementtartalom mérsékléséhez, a hidratációs hő csökkentéséhez, a lisztzemcse tartalom növeléséhez.

3. AZ ÖSSZETÉTEL KÍSÉRLETI VIZSGÁLATA ÉS TERVEZÉSE

A szálerősítésű kompozitok alapvetően eltérnek a szálerősítés nélküli kompozitoktól - az eltérést nem pusztán a szálerősítő anyag jelenléte okozza, hanem az a belső arány és harmónia amely a kompozit struktúráját jellemzi - tekintettel az egyes alkotókra és azok mennyiségére. Minden alkotónak különleges szerepe van abban, hogy a szálerősítésű kompozit a lehető legjobb tulajdonságot eredményezze. Az acélszálerősítésű betont gyártóknál kialakult egy "bevált" receptúra folyamatos, változtatás nélküli alkalmazása - áttekintve a szakirodalmat az összetételek sokszínűsége mutatnak - ugyanazon célú kompozit esetén is. Egy megvalósult alagút teherbíró falszerkezet betonösszetételére

tartalmaz adatokat a 4. táblázat. A cementadagolás érdekessége, hogy az 1970-es években még 500 kg/m³ adagolás volt a jellemző - ma 320 kg/m³ cementadagolásra is van példa - 30 kg/m³ acélszál adagolásnál.

Megnevezés	Adagolás	Típus
Cement	430 kg/m ³	PZ 35 F
Adalékanyag	0/2 mm - 761 kg/m ³ 2/8 mm - 592 kg/m ³ 8/16 mm - 338 kg/m ³	B 16
Töltőanyag	50 kg/m ³	EFA töltőanyag
Folyósítószer	6,5 kg/m ³	BV 6
Acélszál	90 kg/m ³	SFO1/32 HAREX
Víz-cementtényező	0,48	

4. táblázat Frankfurti pályaudvar szálerősítésű betonfalának összetétele (Maidl, 1991)

3.1 Acélszálerősítésű betonok kísérleti keverései 1973-ból

Az 1970-es években Magyarország figyelemreméltó eredményeket ért el az úgynevezett "acélhaj" beton kutatásban (5. táblázat), tervezésben és alkalmazásban. Az utóbbi évek hazai kutatói közül Dr. Balázs L. György, Dr. Erdélyi Attila, Dr. Kausay Tibor, Dr. Bálint Julianna és Dombi József munkássága emelhető ki szálerősítésben.

szál tf. %	Húzószil. N/mm ²	Hasító- húzószil. N/mm ²	Hajlító- húzószil. N/mm ²	Kocka szil. N/mm ²	Cement tartalom kg/m ³	Konzisz- tencia
0,0	2,255	2,206	3,940	26,85	250	FN
0,5	3,661	3,744	6,602	50,79	350	FN
1,0	4,543	4,948	8,142	60,27	450	FN
0,0	1,991	2,198	3,750	21,18	250	KK
0,5	3,316	3,659	6,644	41,83	350	KK
1,0	4,344	4,651	7,746	52,63	450	KK
0,0	1,796	1,971	3,430	19,02	250	K
0,5	2,785	3,010	5,441	31,70	350	K
1,0	3,617	4,006	7,535	45,98	450	K

5. táblázat Összetétel-szilárdság összefüggések (Ø 0,2/50 mm acélszál), 28 nap (Szabó, 1976)

Az adalékanyag szemszerkezete az alábbi volt:

0 / 1 mm	19 %
1 / 2 mm	12 %
2 / 4 mm	16 %
4 / 7 mm	15 %
7 / 15 mm	38 %

Komlós kísérleti eredményeiből az a következtetés vonható le, hogy optimális szilárdsági adatok eléréséhez növekvő száltartalom esetén növekvő cementmennyiség és értelemszerűen csökkenő adalékanyagtartalom tartozik.

3.2 Szerző saját összetétel kísérletei

Az Innomat kft laboratóriumában széleskörű kísérleti programot valósítottunk meg POLITON polipropilén szálerősítésű betonokkal és habarcsokkal annak érdekében, hogy feltárjuk a szilárdság összefüggéseket a száladagoláshoz illeszkedő cementadagolás és adalékanyag között - háromféle konzisztencia és kétféle maximális szemmagyság esetére. A programban 70,7 x 70,7 x 250 mm-es hasábokat készítettünk, nedves utókezelést követően a szilárdság vizsgálatokat 7 és 28 napos korban végeztük. A nagyszámú kísérleti anyagból a legjellemzőbbeket mutatjuk be a 6. és 7. táblázatban.

szál tf. %	Hajlító-húzószil. N/mm ² szemszerkezet		Nyomószilárdság N/mm ² szemszerkezet		Cement- tartalom kg/m ³	Konzisz- tencia
	U8 / III.	U8 / I.	U8 / III.	U8 / I.		
0,0	4,434	7,796	34,62	62,05	418	FN
0,5	4,972	8,033	37,83	63,44	483	FN
1,0	5,601	8,342	42,01	65,06	532	FN
0,0	4,387	6,532	31,07	58,24	418	KK
0,5	5,551	6,913	35,42	59,28	483	KK
1,0	5,272	7,378	40,63	62,26	532	KK
0,0	3,825	6,471	25,89	50,42	418	K
0,5	4,332	6,642	28,83	53,24	483	K
1,0	4,964	6,846	32,47	56,81	532	K

6. táblázat Összetétel-szilárdság összefüggések (Ø 0,18/40 mm pp. szál), 28 nap

szál tf. %	Hajlító-húzószil. N/mm ² szemszerkezet		Nyomószilárdság N/mm ² szemszerkezet		Cement- tartalom	Konzisz- tencia
	U4 / III.	U4 / I.	U4 / III.	U4 / I.		
0,0	5,083	5,398	35,62	57,26	418	FN
0,5	5,322	5,836	38,61	61,45	483	FN
1,0	5,621	6,394	43,28	67,03	532	FN
0,0	4,707	5,563	32,62	50,86	418	KK
0,5	4,994	6,010	35,60	54,67	483	KK
1,0	5,382	6,576	39,42	60,23	532	KK
0,0	3,955	5,477	27,24	50,63	418	K
0,5	4,103	5,792	29,22	53,67	483	K
1,0	4,304	6,213	32,03	57,61	532	K

7. táblázat Összetétel-szilárdság összefüggések (Ø 0,18/20 mm pp. szál), 28 nap

Az adalékanyag szemszerkezete az alábbi volt:

Megnevezés Frakció	U8 / I. s. %	U8 / III. s. %	U4 / I. s. %	U4 / III. s. %
0 / 1 mm	20,7	66,7	20,7	66,7
2,5 / 4 mm	-	-	79,3	33,3
4 / 8 mm	79,3	33,3	-	-

3.3 Modell vizsgálat

A szálerősítő anyagok cement igényének meghatározása, valamint a várható mechanikai tulajdonságok megismerése céljából 70 x 250 x 10 mm méretű lapokat készítettünk - cementpép és különböző szálak keverékéből, amelyet szálcement lapoknak nevezhetünk - ezek segítségével meghatároztuk az adott száltípusból maximálisan adagolható szálmennyiséget, s az ehhez tartozó cementpép mennyiségét - ebből számítható az egységnyi száladagoláshoz szükséges cementpép. Néhány száltípushoz szükséges cementpép mennyiséget a 3. táblázatban adtuk meg.

A szálcement lapok hajlítása során értékes információkat kapunk a kompozit mechanikai viselkedésére és a repedésképre, s ezt mind a betonoknál, mind a habarcsoknál figyelembe tudjuk venni. (Magyari, 1988)

3.4 Szálerősítésű kompozitok összetételének tervezése

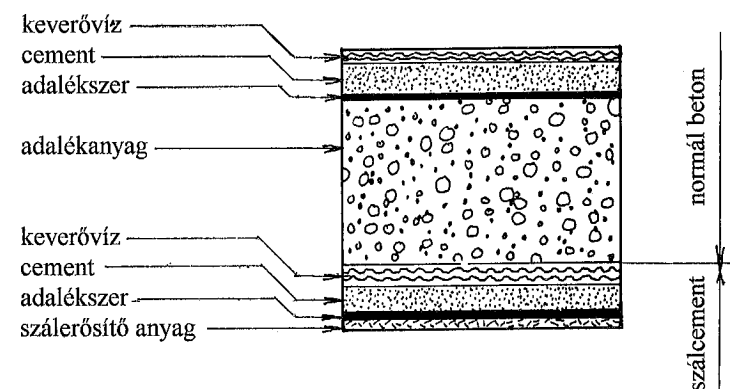
A szálerősítésű kompozitok összetételének tervezésekor három feltételnek kell eleget tenni: egyrészt az alkotók térfogatának 1 m^3 -t kell együttesen adni, másrészt a cementpépnek be kell vonni az adalékanyagot is és a szálerősítő anyagot is, harmadrészt az adalékanyagváznak be kell tudni fogadni a szálerősítő anyagot - lehetőleg egyenletes eloszlásban.

Az összetétel tervezésben az első lépés a szálfajta kiválasztás (mechanikai, vagy alakváltozási igények szerint), ezt követi a szál típus meghatározása, majd az adagolás meghatározása. A számítás következő fázisa a 3. táblázat felhasználásával az 1 m^3 -ben lévő szál bevonásához tartozó cementpép s ezek térfogat meghatározása, majd az 1 m^3 -hez még szükséges további kompozit alkotók meghatározása ismert módszer szerint - azzal a módosítással, hogy a szemszerkezet legyen alkalmas a szálak "távolságtartására" is. E célból előnyös lehet kiszámítani az egy db szálhoz tartozó kompozit térfogatot.

4. MEGÁLLAPÍTÁSOK

Az Innomat kft laboratóriumában végzett kísérletek feldolgozása alapján megállapítható, hogy a szálerősítésű betonok és habarcsok optimális összetételének tervezésekor kiemelten kell figyelembevenni a tervezendő kompozit belső geometriai viszonyait. Az összetétel feleljen meg annak a geometriai alapkövetelménynek, hogy az egyes alkotók aránya, térbeli helye belső harmóniát biztosítson. Ez a követelmény a szál l/d viszonyának, a szálhossz/adalék maximális szemnagysága viszonyának, valamint a szálak darabszáma és a szemek száma közötti helyes viszony segítségével biztosítható. A kísérletek szerint a szálerősítő anyag hossza legyen 4-5-szöröse az adalék

szemnagyságának. A kompozitban a szálak száma legyen 3-6-szorosa az adalék szemcseszámának. A kísérleti keverések másik fontos tapasztalata, hogy a kompozit cementtartalma függ a szál fajtájától és a szál adagolástól: növekvő szál adagoláshoz növekvő cementtartalom, de csökkenő adalékanyag tartalom tartozik, s ezekhez igazodik a víz-cementtényező. Tapasztalatunk szerint az eddigi felfogást (2. ábra) módosítani kell, ugyanis a szálerősítésű betonhabarcs nem egy normál beton, vagy habarcs és a szál keveréke, hanem egy normál kompozit és szálcement kompozit keveréke, mint ahogy azt a 4. ábra mutatja.



4. ábra Szálerősítésű kompozit alkotói

5. HIVATKOZÁSOK

- "Beton-Kalender", 1998 pp. 113-115.
- Magyari, B., "Concrete with Glass Metal Reinforcement" Report, IABSE Congress 1988 Helsinki, pp 21-26.
- Maidl, B., "Stahlfaserbeton", Berlin, 1991.
- Mathews, M. S. Lub. K.B., "Steel fibre reinforced concrete, its definition, development, behaviour and uses", Eindhoven, 1983.
- Schorn, H., "Baustoffliche Kriterien für die Anwendung von Stahlfaserbeton." In: Berichte des Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau, Ruhr-Universität Bochum, 1980.
- Szabó I., "Acélhajbeton", Budapest, 1976.
- "Zement- Taschenbuch", Wiesbaden, 1984.

SZÁLERŐSÍTÉSŰ BETONOK ÉS MIKROBETONOK A TECHNOLOGUS SZEMÉVEL

Dr. Bálint Júlianna*
YMMF Építőanyag Laboratórium
1146 Budapest, Thököly út 74.

ÖSSZEFOGLALÁS

Az YMMF Építőanyag Laboratóriuma az elmúlt évtizedben tanulmányokat készített a különböző szálak építőipari felhasználási lehetőségeiről, továbbá 11 féle - hazai valamint különböző európai cégek által gyártott - műanyag szállal és kétféle acélszállal végzett vizsgálatokat az egyes szálfajtákkal elérhető tulajdonságok kimutatására, a gyártók, a forgalmazók és a felhasználók megbízásai alapján.

A munkák során alkalmazott vizsgálati módszer segítségével meghatároztuk az alkalmazandó összetételeket és keverési módokat valamint a betonokba és mikrobetonokba ($D \leq 4$ mm) bekeverhető szálmennyiségeket műanyagszálak esetében. Betonoknál és mikrobetonoknál a szívósságot, az ütőszilárdságot és a repedésállóságot javító kisebb (műanyag és acélszálas), mikrobetonoknál pedig a nagyobb hajlító-húzószilárdságot is eredményező nagyobb adagolású műanyagszálas összetételeket határoztuk meg.

Vizsgáltuk az egyes szálfajtákkal és adagolásokkal elérhető tulajdonságokat, (nyomó-, és hajlító-húzószilárdság, szívósság, üttömunka és időállóság) valamint a lehetséges felhasználási területeket. Bizonyítást nyert a száladagolás közvetett hatása: a fagyállóság, a korrózióállóság és a kopásállóság növelése.

Az eredmények megvalósult szerkezetek és elemek formájában kerültek alkalmazásra.

E munkák leglényegesebb megállapításait ismerteti és foglalja össze - a teljeskörűségre való törekvés nélkül - jelen közlemény.

1. BEVEZETÉS

Az utóbbi két évtizedben világszerte elterjedt a vagdalt műanyag szálak betonkiegészítő anyagkénti alkalmazása betonokhoz, mikrobetonokhoz (habarcsokhoz) és gipsz kötőanyagú termékekhez, továbbá aszfaltokhoz és az azbesztszál helyettesítésére azbesztcement termékekhez.

A betonoknál és a mikrobetonoknál a kisebb adagolások a szívósságot, az ütőszilárdságot és a repedésállóságot javítják, illetve ebből a javulásból következően,

* okl. építőmérnök, Építőanyag laboratórium/tanszék vezető

közvetett módon a fagyállóságot, a korrózióállóságot és a kopásállóságot növelik. A nagyobb adagolások pedig előbbi tulajdonságok javításán kívül, nagyobb húzószilárdságot eredményeznek.

Ebből következnek a műanyag szál adagolásának műszakilag és gazdaságilag előnyös területei: betonok esetében az időállósági tulajdonságok javítása, azaz a környezeti hatásoknak, a fagyás - olvadás valamint az olvasztósók hatásának jobban ellenálló szerkezetek, a vasbetonokban lévő acélbetétek védelmét fokozottabb mértékben biztosító betonok, valamint a vízzárósági és kopásállósági követelményeket támaztató létesítmények; mikrobetonok esetében pedig a vékonyfalú, homlokzatburkoló és díszítő, a manipulációs igénybevételeknek ellenálló, és a betonokhoz hasonlóan fokozott mértékben időálló termékek. Ez utóbbi összetételekkel készülnek a repedésmentes, szórt vízzáró vakolatok és javítások is.

Igen jó eredménnyel adagolhatók a szálak a habbetonokba is, ahol elsősorban a repedés korlátozó hatásuk érvényesül.

Külső vakolatok, önterülő kiegyenlítő habarcsok, termikus igénybevételeknek kitett vakolatok, javító habarcsok, esztrichek készítésénél javul a repedésállóság és a kopásállóság.

A száladagolás előnyösen alkalmazható a gipsz kötőanyagú termékek - válaszfalakok, álmennyezetek- gyártásánál, a kizsuzthatóság és a szállíthatóság javítására.

Aszfalt burkolatok készítésénél a bitumen megkötésére és nagyobb mennyiségű bitumen beviteléhez, valamint a járművek okozta nyomvályúsodás csökkentésére használnak poliakril nitril szálal vagy cellulóz szálakat.

Az azbesztszál azonos értékű helyettesítésére mind a mai napig nem találtak megoldást. A műszaki paraméterei miatt szóba jöhet két szálfajta a polivinil alkohol szál és a szénszál. Előbbi gyártása japán monopólium és ára is magasabb az azbesztszálnál. A szénszál ugyancsak magas ára miatt egyelőre csak korlátozott mértékben alkalmazható. Gondot okoz, hogy nincs elég megnyugtató adat és tapasztalat az azbesztmentes, polivinil-alkohol szállal készített azbesztcement tetőfedő elemek időállóságára vonatkozóan. Így az azbesztcement termékeknél az azbesztszál helyettesítésének szükségessége, illetve megoldása ma is nyitott kérdés.

Fentiek alapján a vágott szálak alkalmazásának következő területeit különböztetjük meg:

- betonok, mikrobetonok, habbetonok
- habarcsok
- gipsz kötőanyagú termékek
- aszfaltok
- azbesztcement termékek

Magyarországon a műanyag szálak gyártására és bevezetésére irányuló próbálkozások kb. három évtizedes múltat tekintenek vissza. Az MTA szerves kémiai kutatólaboratóriuma kikísérletezte és szabadalmaztatta a POLITON márkanévű polipropilén szálal. Az elmúlt években sok munka folyt a POLITON szálas mikrobetonok és betonok különböző tulajdonságainak meghatározására. A hazai

alkalmazási tapasztalatok főleg a vékony falú elemekre - burkoló és erkély mellvéd elemek illetve az egyedi esztétikai igényeket kielégítő homlokzati elemek - beton földm béléstestekre, vízzáró betonok és szórt vízzáró vakolatok készítésére terjedtek ki.

Az egyik legjelentősebb felhasználási terület az útváltások, útburkolatok, hídpályalemezek és hídszegélyek, ipari és egyéb nagy igénybevételnek kitett burkolatok terén hazai alkalmazásra csak kis mértékben került sor, holott a külföldi példák egyértelműen igazolják a műanyag szálak e területeken való alkalmazásának műszaki és gazdasági előnyeit.

Az utóbbi években megkezdődött az aszfalt burkolatok kopó rétegének műanyag és cellulóz szálakkal való erősítése.

Ugyancsak megkezdődött az azbesztcement termékek egy részénél az azbesztszál kiváltása, illetve a kiváltás lehetőségeinek a keresése.

Jelenleg a hazai gyártású polipropilén szál mellett több külföldi terméket forgalmaznak a legkülönbözőbb területekre, elsősorban a repedés korlátozó, vagy a dekoratív felület kialakítását elősegítő alkalmazáshoz, azonban jelentős mennyiségű felhasználásról a szál cement tetőfedő termékeken kívül, nem lehet beszélni.

Az utóbbi években föllendült az acélszálak alkalmazása elsősorban ipari padlókhöz; a két forgalmazó cég termékeivel mintegy 100 000 m² készült az elmúlt évben.

A Magyarországra behozott és eladott szálak mennyiségére és választékára vonatkozóan nincsenek pontos adatok. A cégek saját maguk döntenek el, hogy milyen szálakat akarnak alkalmazni a termékeikhez és sokszor közvetlenül a külföldi gyártóktól szerzik be a szükséges mennyiséget.

A száladagolás szükségességét legtöbbször az egyéni tudás és felkészültség - vagy ezek hiánya - a személyes kapcsolatok, valamint a legolcsóbb megoldásokra való törekvés és nem a legkedvezőbb műszaki megoldások keresése döntik el.

Mivel a száladagolás kedvező műszaki hatása nem vitatható, ezért igen fontos feladat a korrekt tájékoztatás az elérhető hatásokra vonatkozóan. Sokszor a gyártók és forgalmazók túlzó ígéretei a szálak hatását illetően és az ennek következtében kialakuló túlzott vevői elvárások, inkább hátráltatják mint segítik a szálak alkalmazásának elterjedését. (Bálint J. 1988, 1997)

2. VIZSGÁLATOK ÉS EREDMÉNYEIK

A hazai gyártású POLITON polipropilén szállal, valamint a különböző európai cégek által gyártott szálakkal az Ybl Miklós Műszaki Főiskola Építőanyag Laboratóriuma hosszú évek óta végez vizsgálatokat a szálak tulajdonságainak összehasonlítására és az egyes szálfajtákkal elérhető tulajdonságok meghatározására, valamint a száladagolással elérhető előnyös tulajdonságok kimutatására, a felhasználók, a gyártók és a forgalmazók megbízásai alapján. (Bálint 1987, 1988, 1989, 1990, 1993, 1994, 1995, 1996, 1998).

A műanyag szálak általában fóliából hasítva és fibrillálva készülnek. Kivételt képez a DOLANIT és a POLITON szál, amelyek ömledékszálak. A POLITON szál további sajátossága, hogy kb. 200 elemi szálból sodrott pászmaként kerül forgalomba.

Az összes szál polipropilén anyagú, kivéve a poliakrilnitril DOLANIT szálakat, és a marással illetve meleg hengerléssel előállított HAREX acélszálakat.

Az 1. Táblázat a munkák során alkalmazott szálak legfontosabb tulajdonságait ismerteti.

Típus	Gyártó	Szakító szilárdság, MPa	Rug. modulus, MPa	Hossz, mm
DOLANIT	Hoeshst, Németo.	400-500	15000	6, 12, 18, 24
KRENIT stand	Dánia	450-500	13-18000	6, 12, 18, 24
KRENIT spec	Dánia	400-450	11-15000	6, 12, 18, 24
FORTA	Svájc, USA	400	5000	19, 38, 57, 64
FIBERMESH	Anglia, USA	500-700	3500	19, 38, 51
POLYCRETE	Dánia	500	7500	5, 10, 15, 25
SYNPLATE	Belgium	300	5000	53
POLYCON	Németo.	320-400	3500-3600	3,6,10,15,20
POLITON	Magyaro.	500	6000	25, 40, 60
HAREX 01-32	Németo.		210 000	32
HAREX 45/1,0	Németo.		210 000	45

1. táblázat A vizsgálatoknál alkalmazott szálak legfontosabb tulajdonságai

A szálak mechanikai paraméterein túlmenően, igen lényegesek a geometriai jellemzők is: a vagdalási hossz, (l) amelynek értéke általában 5-40 mm közötti, a névleges átmérő, (d) valamint a vagdalási hossz és a névleges átmérő aránya l/d.

2.1. A szálak bekeverhetősége

Míg a műanyag szálak kisebb mennyiségben (1 kg /m³) való bekeverése gyakorlatilag minden betonhoz és mikrobetonhoz, csaknem minden keverőgép segítségével megvalósítható - bizonyos szabályok betartásával- addig a nagy mennyiségű szál (5-20 kg/m³) bekeverése csak mikrobetonok esetében valósítható meg.

A szálak bevitelle a keverékbe kétféle módon lehetséges:

- bekeveréses eljárással, azaz a szál keverőgépbe juttatásával és az alkotóanyagokkal való elkeverésével,
- szórásos eljárással

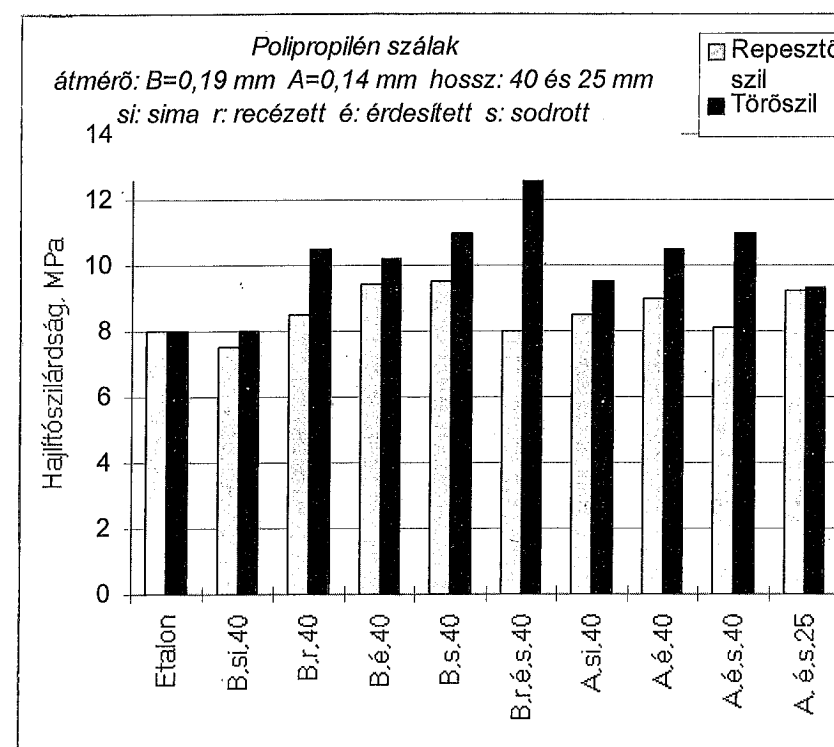
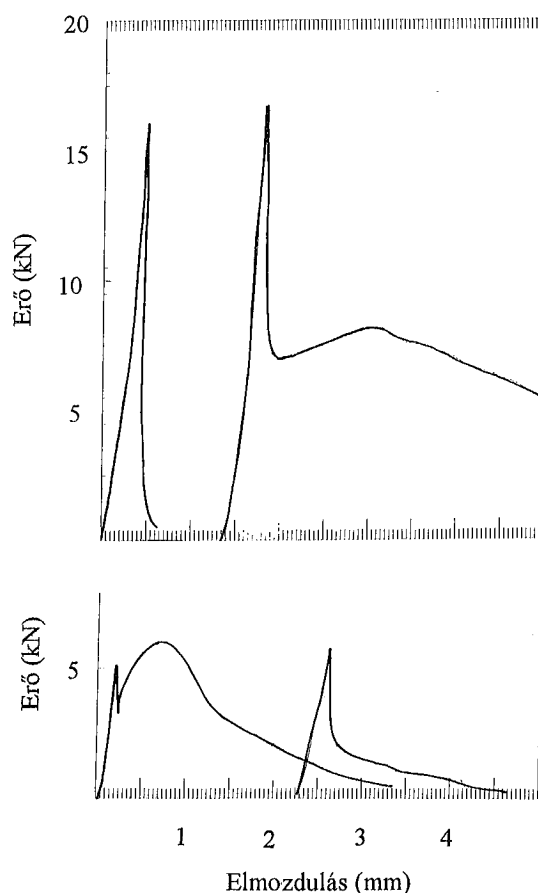
2.2. A nyomószilárdság vizsgálata

A száladagolás megfelelő összetétel és tömörítés esetén is csak nagy adagolásoknál növelheti - a hajlítószilárdságnál lényegesen kisebb mértékben - a nyomószilárdságot, ezért itt ezeket az eredményeket nem elemezzük.

2.3. A hajlítószilárdság vizsgálata

A szálak hatását mutató jellegzetes erő - lehajlás görbék típusai láthatók az 1. ábrán.

1. ábra Erő-lehajlás görbék
a. Betonok: szál nélkül és szállal
b. Mikrobetonok: különböző száltartalommal

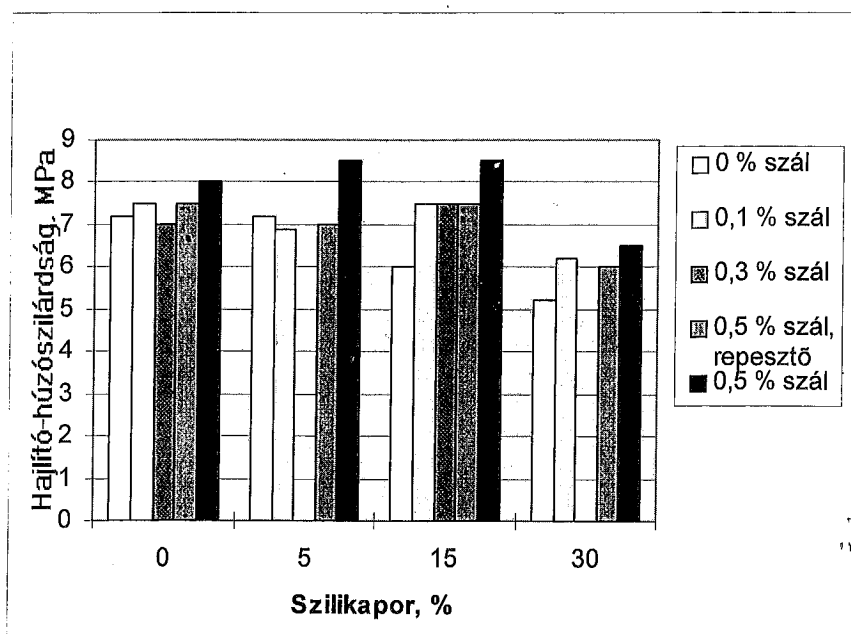


2. ábra Hajlítószilárdságok különböző megmunkálási szálak esetén

A szálfelület kialakításának hatását, a különböző felületi megmunkálási polipropilén szálas mikrobetonok vizsgálatával mutattuk ki. A különböző szálfelületű, 40 mm hosszúságú, sima, periodikusan mintázott, mechanikailag érdesített, mintázott, érdesített és sodrott szálak a különböző gyártási fázisokból származtak, míg az utolsó változat a piaci végtermék.

A felületi megmunkálások hatása a repesztő szilárdság növelésében, a törő szilárdságnak a repesztő szilárdságot meghaladó értékében és a nagyobb szívósságban mutatkozott meg. Ugyancsak látható a szálhosszúság és a szálvastagság növelésének szilárdságnövelő hatása. (2. ábra)

A 3. ábra a szálak repedés kialakulás gátló hatását és az ennek következtében létrejövő szilárdság növekedést mutatja. A cement tömegének 15 % vagy annál nagyobb mennyiségű szilikaporról való helyettesítése esetén a zsugorodási repedések kialakulása miatt csökken a hajlítószilárdság, amit a száladagolás ellensúlyoz. Míg a szál nélküli összetételnél 15 % szilikapor adagolásnál jelentős szilárdságcsökkenés volt tapasztalható, addig a száladagolású keverékeknel ez a csökkenés nem mutatkozott.



3. ábra A hajlítószilárdság alakulása különböző szilikapor és szál adagolásoknál

2.4. A szívósság vizsgálata

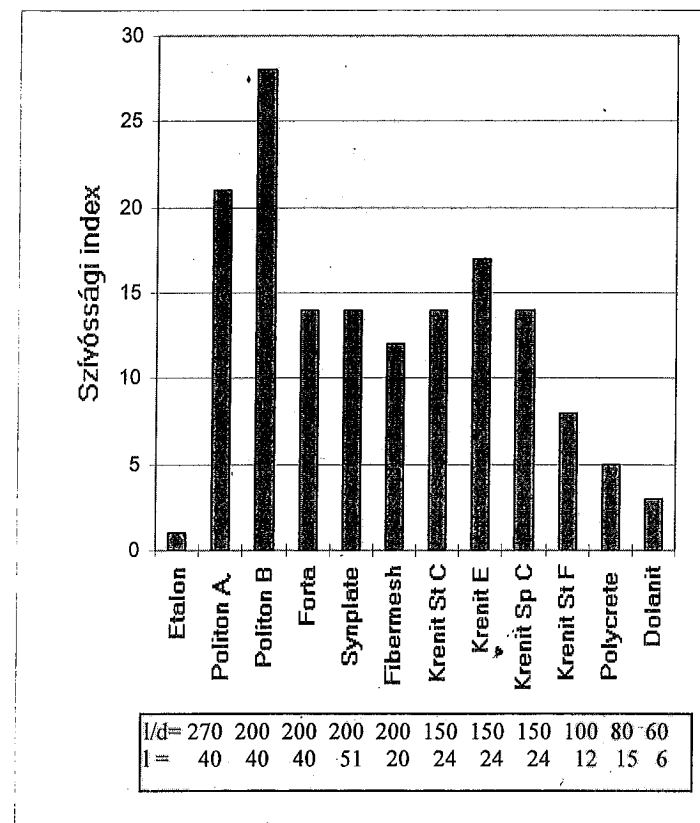
A száladagolás szívósság növelő hatása a hajlító vizsgálatok során felvett erő lehajlás görbének alapján értékelhető. A szívósság mértéke az amerikai ASTM C 1018-85 szabvány szerint, a szálas és a szál nélküli próbatestek erő-lehajlás görbéi integráljainak arányával fejezhető ki. Ekkor a szálas összetétel görbéje alatti területet a szál nélküli törő alakváltozásának 5,5-szörös alakváltozásáig veszik figyelembe. A 4. ábra különböző szálfajták alkalmazása esetén a mikrobetonok szívósságának nagymértékű növekedését mutatja a szál nélküli összetételekhez képest.

A szívósság jellemezhető az erő lehajlás görbe integráljával (adott lehajlásig figyelembevéve) - az energiával- vagy annak a próbatest térfogategységére számított értékével is.

Az 5. ábra polipropilén és acél szálak szívósság növelő hatását mutatja, 1 kg/m³ illetve 25 kg/m³ adagolás esetén, betonban. A kétféle acélszál eltérő tulajdonságainak hatása a szívóssági tulajdonságok eltérő alakulásában mutatkozik meg.

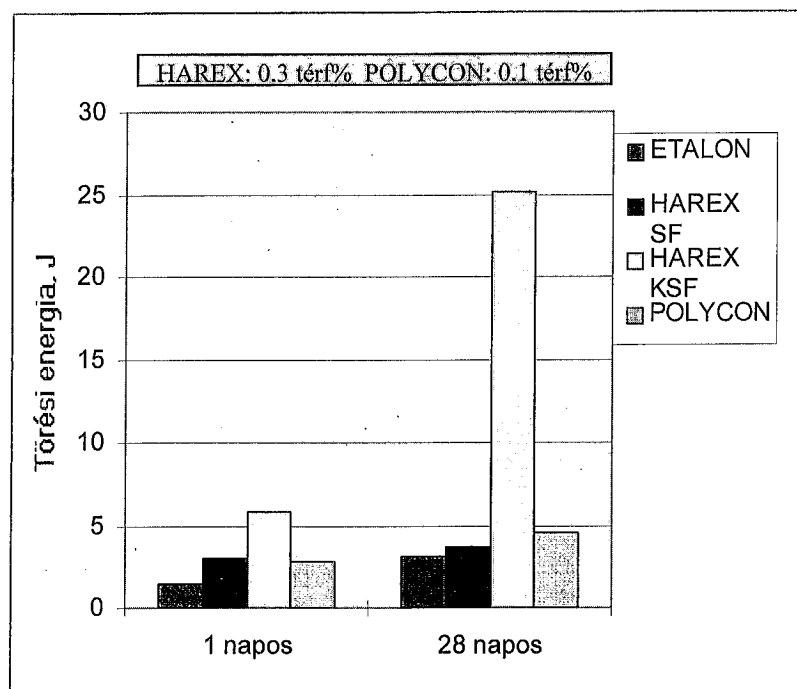
2.5. Az ütőmunka vizsgálata

Míg a hajlító szilárdság növelésére a vastagabb és hosszabb szálak, addig az ütőmunka növelésére általában a rövidebb, vékonyabb szálak kedvezőek. (6. és 7. ábra)

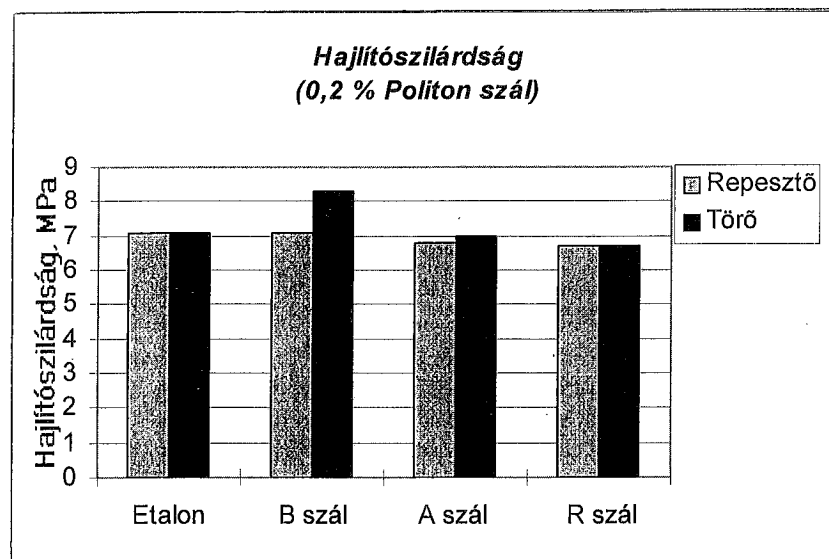


4. ábra A szívósságok összehasonlítása különböző szálfajták esetén

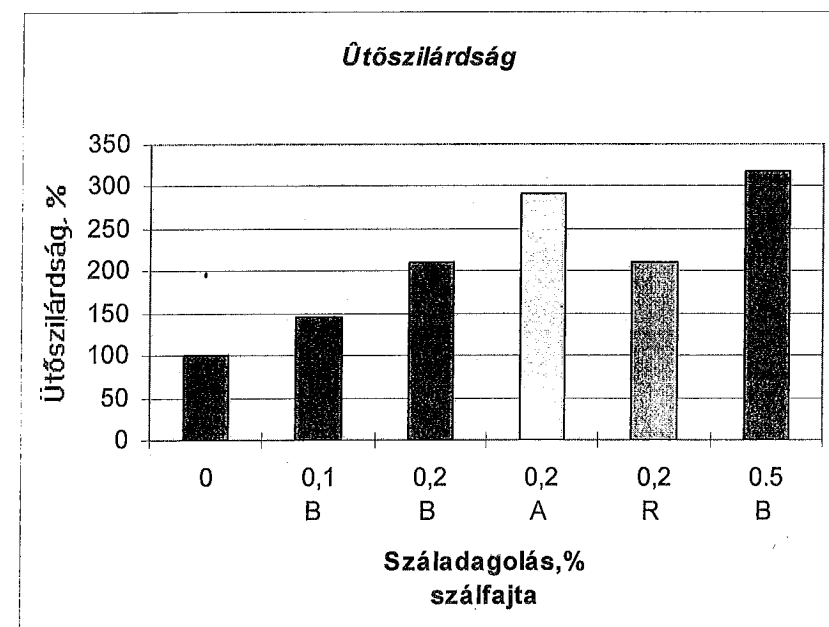
A betonokban a szokásosan alkalmazott 1 kg/m³ műanyag szál adagolásnak a szívósságra nincs hatása, a mikrobetonokhoz alkalmazott mennyiségek viszont jelentős növekedést eredményeznek. Bizonyos acélszál fajták már a szokásosan használt kis adagolásoknál - 25 kg/m³ - is jelentősen növelik az ütőmunka értékét. (8. és 9. ábra)



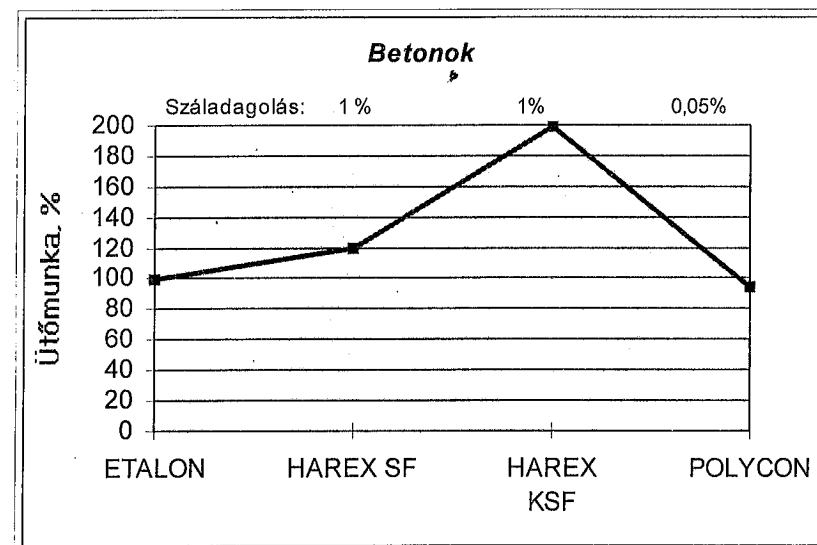
5. ábra A töréshez tartozó energiák alakulása (betonok)



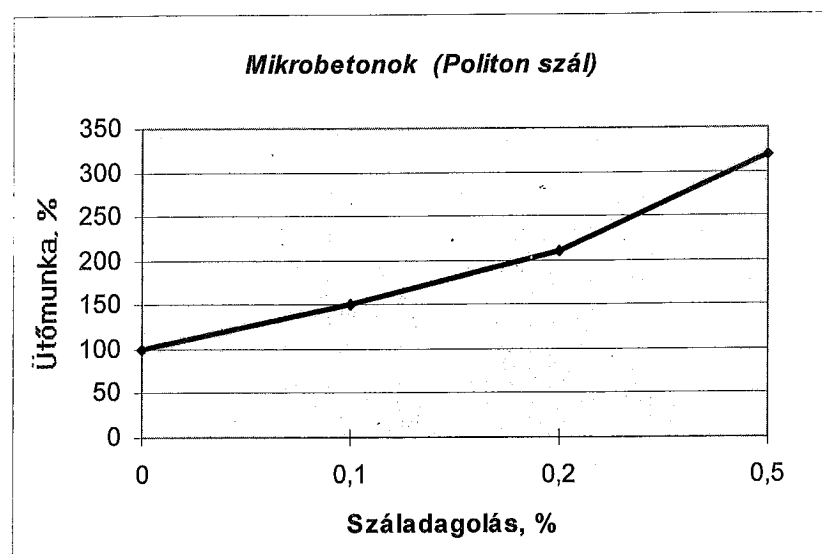
6. ábra. A hajlítószilárdság alakulása mikrobetonoknál (politon szál)



7. ábra Az útőszilárdság alakulása (politon szálak, mikrobetonok)

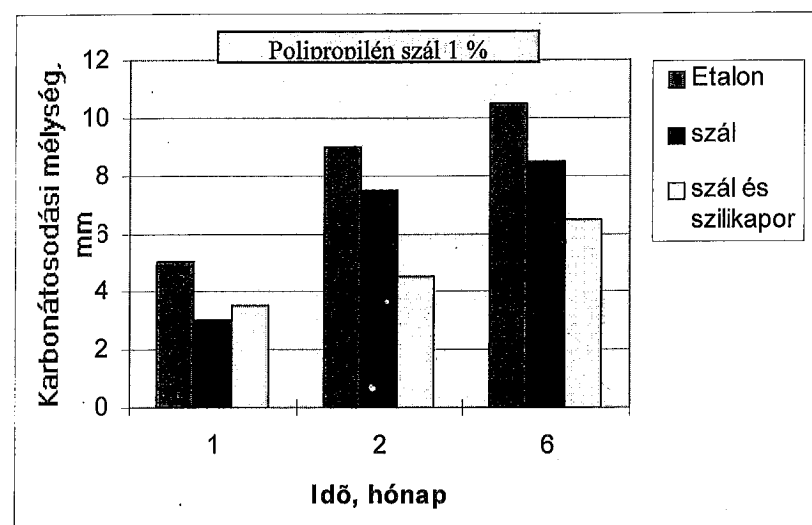


8. ábra Az útőszilárdság alakulása különböző szál adagolású betonoknál



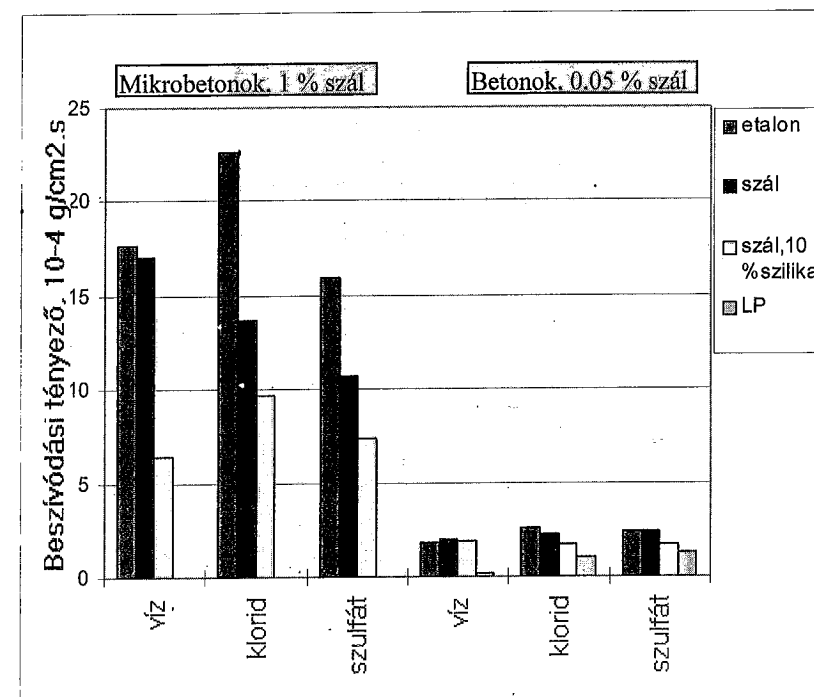
9. ábra Az ütőszilárdság alakulása polipropilén szálal mikrobetonoknál

2.6. Időállósági tulajdonságok

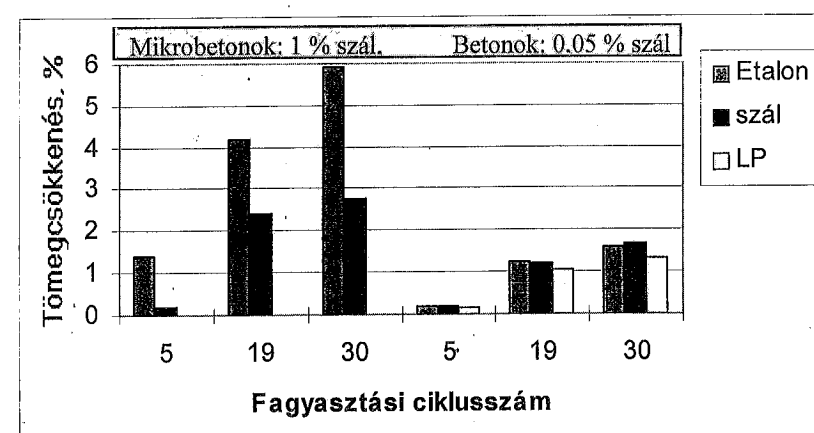


10. ábra Karbonátosodás gyors vizsgálata

A száladagolás kedvezően befolyásolja a mikrobetonok karbonátosodásának mértékét, amit a gyorsvizsgálataink során mért csökkent átlagos karbonátosodási mélységek igazoltak. (10. ábra)



11. ábra Beszívódási sebességek vizsgálata



12. ábra Sóoldatos fagyállósági vizsgálat

Az agresszív anyagok beszívódását a polipropilén száladagolás mintegy 2/3-ára csökkentette mikrobetonoknál. (11. ábra)

A száladagolás ugyancsak igen kedvező a mikrobetonok fagy és olvasztósókkal szembeni ellenállóképességére. A mért tömegveszteségek mintegy felére csökkentek a sóoldatos fagyasztási vizsgálataink során. (12. ábra)

3. FONTOSABB MEGÁLLAPÍTÁSOK

A műanyagszálak bekeverésre vonatkozóan az alábbi megállapítások tehetők:

- a monoszálak rövidebb idő alatt keverhetők el, mint a fibrillált típusok, amelyek a keverés során szakadnak önálló szálakra
- a vékonyabb szálak nehezebben keverhetők el, mint az azonos mennyiségben adagolt vastagabb szálak
- a rövidebb szálak könnyebben keverhetők el, mint a hosszabbak, ezért előbbiekből nagyobb mennyiség bekeverése lehetséges adott összetétel és keverőgép típus esetén
- legkönnyebben keverhetők a monoszálak, illetve az ásványi szemcsés anyaggal bevont felületű szálak tartalmazó keverékek, míg a fóliaszálak a keverék nagyobb merevségét, azaz nagyobb konzisztencia romlást eredményeznek
- a nagyobb finomrész tartalmú keverékekbe a szálak könnyebben és nagyobb mennyiségben keverhetők bele, például a szilikapor adagolása a keverhetőséget javítja

A szálak alkalmazásának hatékonysága hajlítószilárdság szempontjából annál nagyobb, minél

- nagyobb a száltartalom
- nagyobb a szálak vagdalási hossza
- nagyobb mértékű a szálak tapadása a mátrixban

A száladagolású összetételeknek a szál nélkülihez képest nagyobb repesztő hajlító-húzószilárdsága a szálak mikrorepedés kialakulását gátló hatásával magyarázható. Ez a hatás annál jobban érvényesül, minél szárazabb körülmények között tároljuk az elemeket, minél nagyobb méretűek az elemek, és minél inkább akadályozott a zsugorodás.

A száladagolás már kis mennyiség esetén is növeli a betonok és mikrobetonok szívósságát.

A szívóssági tulajdonságok alapján értékelhető az adott szálfajta hatása a használati és a manipulációs igénybevételekkel szembeni ellenállás szempontjából.

A száladagolás az üttömunka nagyságát lényegesen növeli, ami az elemek és vékonyfalú szerkezetek sérülékenységének csökkenésében, az útbetonok és ipari padlók kopásállóságának és időállóságának növekedésében jelentkezik. Az üttömunka

növekedését a száladagolás és a szálak tulajdonságai befolyásolják.

A száladagolás közvetett módon - repedéskorlátozó hatásán keresztül - kedvezően befolyásolja az időállóságot.

4. HIVATKOZÁSOK

- Bálint J., (1987) "Politon szál alkalmazástechnológiai kutatása" Kutatási Jelentés. YMMF. 1987.
- Bálint J., (1988) Szálerősítéses betonok tulajdonságai és alkalmazásuk. *ÉTK. Világ színvonal vizsgálati tanulmányok*. 1988.
- Bálint J., (1988) Polipropilén szálak beton vizsgálata. Kutatási Jelentés. YMMF. 1988.
- Bálint J., (1988) Különböző megmunkálású politon szálak összehasonlítása. *Kutatási Jelentés. YMMF*. 1988.
- Bálint J., (1988) Politon szál alkalmazhatóságának vizsgálata az ÜGP gyártásban. *Kutatási Jelentés. YMMF*. 1988.
- Bálint J., (1988) Politon szálak szórt vízzáró vakolat kutatása. *Kutatási Jelentés. YMMF*. 1988.
- Bálint J., (1989) Politon szállal erősített mikrobetonok hajlító-húzó határfeszültségének meghatározására irányuló vizsgálatok. *Kutatási Jelentés. YMMF*. 1989.
- Bálint J., (1989) Politon betonok beton-, és betonacélkorróziós jellemzőinek meghatározása. *Kutatási Jelentés. YMMF*. 1989.
- Bálint J., (1990) Szálak beton kompozitok speciális tulajdonságainak meghatározása. *Magyar Építőipar*. 1990.
- Bálint J., (1990) Műanyagszálak homokbetonok. *Magyar Építőipar*. 1990.
- Bálint J., (1993) A szilikapor és száladagolás hatása a beton időállóságára. *Magyar Építőipar*. 1993. 9.sz.
- Bálint J., (1994) Szálerősítéssel kapcsolatos kutatások. Francia nyelvű előadás. *Laboratoire des Ponts et Chaussées. Franciaország*. 1994.
- Bálint J., (1995) Az akkreditált építőanyag laboratórium bemutatása. Szálerősítéssel kapcsolatos kutatások. A szálerősítés gyakorlati alkalmazása. *Wolverhamptoni Egyetem. Anglia*. Angol nyelvű előadás. 1995.
- Bálint J., (1996) Szálerősítéses mikrobeton időállósági vizsgálata. *Kutatási Jelentés YMMF*. 1996.
- Bálint J., (1997) Különböző szálak tulajdonságai és felhasználási lehetőségei az építőiparban 1997. Tanulmány
- Bálint J., (1998) Harex és Polycon szálak betontechnológiai hatásvizsgálata. *Kutatási Jelentés YMMF*. 1998.

3. Szekció – *Session 3*

**A szálerősítésű beton elemek viselkedése
– *Behaviour of FRC members***

VASBETONGERENDÁK TÖRÉSI VISELKEDESE ACÉLSZÁLAK ÉS HAGYOMÁNYOS VASALÁS EGYIDEJŰ ALKALMAZÁSA ESETÉN

Kovács Imre* - Dr. Erdélyi László** - Dr. Balázs L. György***

BME Vasbetonszerkezetek Tanszéke

1111 Budapest Bertalan Lajos u. 2

ÖSSZEFOGLALÁS

A BME Vasbetonszerkezetek Tanszékének laboratóriumában kísérleteket végeztünk acélszálerősítésű beton anyagjellemzőinek meghatározására, valamint a belőlük készült vasbetongerendák (keresztmetszet 100x150 mm, hossz 2 m, A_s : 2Ø16, A_s' : 2Ø6, kengyelezés 0, Ø4/240, Ø4/120, szálerősítés 0, 0,5 V%, 1,0 V% D&D hullámos acélszál) viselkedésének megismerésére. Kísérleti eredményeink igazolták, hogy acélszálerősítés alkalmazásával javíthatók a beton mechanikai jellemzői (elsősorban hasító-húzószilárdsága és szívóssága), valamint jelentősen növelhető a szerkezeti elem nyírási teherbírása.

1. BEVEZETÉS

A gyorsan fejlődő építőipar egyre magasabb követelményeket támaszt az alkalmazott építőanyagok tulajdonságaival szemben. Fokozottan előtérbe kerülnek a tartóssággal kapcsolatos kérdések a teherbírás és gazdaságosság mellett. A megjelenő építőanyagok között egyre szélesebb körben alkalmazzák a különböző anyagú, alakú szálakkal erősített betont. Szálerősítésű beton felhasználásával ipari padlók, repülőtéri kifutópályák, alagútszerkezetek, csőszervezetek (Dombi 1993), hídlemezek, és vízépítési műtárgyak készültek az utóbbi mintegy 30 évben. Napjainkban előtérbe kerül ezen építőanyag szerkezeti elemekben való alkalmazása (Dulácska 1994, El-Niema 1991, Kiss 1996). Felhasználásával előre gyártott keretszerkezetek helyszínen készülő csomópontjait valamint síklemezfödémek és oszlopok kapcsolatait lehetne például kedvezően kialakítani.

Hazánkban napjainkban alkalmaztak először acélszálerősítésű betont az egyik most épülő belvárosi épület vasbeton falainak építésénél. Ez az épület világviszonylatban is az acélszálerősítésű beton, magasépítési szerkezeti alkalmazásának első úttörő példája. Magyarországon jelentős kutatások folytak és folynak napjainkban is a szálerősítésű betonok anyagjellemzőinek (Erdélyi 1993, Kausay 1994).

* okl. építőmérnök, doktorandusz

** okl. építőmérnök, tudományos munkatárs

*** okl. építőmérnök, a műszaki tudományok kandidátusa, egyetemi docens

A BME Vasbetonszerkezetek Tanszékének laboratóriumában kísérleteket végeztünk acélszálerősítésű vasbetongerendák viselkedésének megismerésére (Balázs 1996, Balázs - Erdélyi 1996, Balázs - Erdélyi - Kovács 1997, Balázs - Kovács 1997, Kovács 1997). Kísérleteink alapját képezhetik ezen anyag szerkezeti felhasználását széleskörűen feltáró hazai kutatási programnak.

2. KÍSÉRLETI PROGRAM

A kísérleti program célja az acélszálerősítésű beton anyagjellemzőinek meghatározása (kockaszilárdság, hengersizilárdság, hasító-húzó szilárdság), valamint a belőlük készült vasbeton gerendák teherbírásának, törésképének, tönkremeneteli módjának, terhelés alatti lehajlásának és repedezettségi állapotának vizsgálata volt.

2.1. Betonkeverék, alkalmazott szálak, keverés, bedolgozás

A beton tervezett átlagos kockaszilárdsága 150 mm-es kockán 38 N/mm² volt, ami az EC2 szerint C30-as betonosztálynak felel meg. A betonreceptúrát Dr. Kausay Tibortól (Betonolith K+F Kft.) kaptuk. Az adalékanyag legnagyobb névleges átmérőjét (8 mm) úgy választottuk meg, hogy a szálhosszúság (30 mm) ennek többszöröse legyen. Az adalékanyag szemmegoszlását az A és B határgörbék közé terveztük. A mosott osztályozott adalékanyagot Kiskunlacházáról szállítottuk. A finomsági modulus 5,3-re vettük föl. A keverhetőséget, a "labdaképződés" elkerülését és a bedolgozhatóságot próbakeveréssel ellenőriztük.

A szálerősítésű betonkeverék száltartalma legyen olyan, hogy az a mechanikai tulajdonságokban érezhető változást eredményezzen, viszont még ne legyen túl drága az ipar számára és ne okozzon keverési problémát. Így választottuk ki a referencia keverékekkel együtt a 0 V%, 0,5 V% (39,2 kg/m³) és 1,0 V% (78,5 kg/m³) száltartalmakat. A vizsgálatokhoz $\ell=30$ mm hosszú és 0,5 mm átmérőjű ($\ell/\varnothing=60$), a D&D Kft. által gyártott hullámos acélszálakat használtunk. A szálak szakítószilárdsága 1400 N/mm² volt (WAJA 1995). A szálak alapanyaga ötvözetlen szénacélhuzal, melyet 5 mm-es melegen hengerelt huzalból, több fokozatban száraz majd nedves húzással állítanak elő.

A keverést 250 ℓ -es kényszerkeverővel végeztük. A betonösszetevőket először szárazon, majd vízzel teljesen megkevertük. Végezetül ehhez adagoltuk az acélszálakat folyamatos keverés közben. A keverést addig végeztük, amíg a szálak egyenletesen eloszlottak a keverékben.

A próbakockákat és hengereket 15 másodpercig vibroasztalon, a gerendákat 28 mm átmérőjű tűvibrátorral tömörítettük. Az utókezelést a keverést követően egy hétig locsolással biztosítottuk, a víz elpárolgását fóliával akadályoztuk meg.

2.2. Próbatetek

A nyomószilárdságot 150 mm élhosszúságú kockán valamint 300 mm magas és 150 mm átmérőjű hengeren vizsgáltuk. A hengereken hasító-húzó szilárdságot is vizsgáltunk. Minden egyes keverékből 5 db próbakockát és 6 db próbahengert készítettünk.

A teherbírásvizsgálatot 2,0 m hosszú, 100x150 mm keresztmetszetű vasbeton gerendákon hajtottuk végre. A gerendavizsgálatok során kísérleti paraméter volt a

száltartalom (0 V%, 0,5 V% és 1,0 V%) és a nyírási vasalás mennyisége (0, $\varnothing 4/240$, $\varnothing 4/120$). A kengyeltávolságokat úgy vettük fel, hogy a kisebbik kengyeltávolság (120 mm) megfeleljen mind az MSZ 15022/1 mind a DIN 1054 szerkesztési szabályainak. A nagyobbik kengyeltáv (240 mm) ennek a duplája, ami tudatosan nem felel meg az előírásoknak.

Kísérleti állandó volt a gerendák geometriai kialakítása mellett a hosszvasalás (2 $\varnothing 16$ B60.50 húzott, 2 $\varnothing 6$ B38.24 nyomott), illetve a terhelés módja (harmadpontos terhelés). A 3 különböző száltartalom és nyírási vasalás miatt összesen 9 gerenda készült. A kísérleti paraméterek mátrixát az 1. táblázat mutatja.

Nyírási vasalás	0 V%	0,5 V% D&D	1,0 V% D&D
0	1	1	1
$\varnothing 4/240$	1	1	1
$\varnothing 4/120$	1	1	1

1. táblázat Gerendavizsgálat kísérleti paramétereinek mátrixa

3. MECHANIKAI JELLEMZŐK

Mind a kocka mind a hengervizsgálatokat 6000 kN-os hidraulikus törőgéppel végeztük. az alakváltozásokat kockák esetén a terhelő lapok közeledéséből vezettük le (2 db W20-as útdő jeleinek átlagából), míg hengerek esetén D32-es nyúlásmérővel mértünk.

Az egyedi és átlagos kockaszilárdságokat az 1. ábra, hengersizilárdságokat a 2. ábra, henger hasító-húzó szilárdságokat a 3. ábra mutatja be.

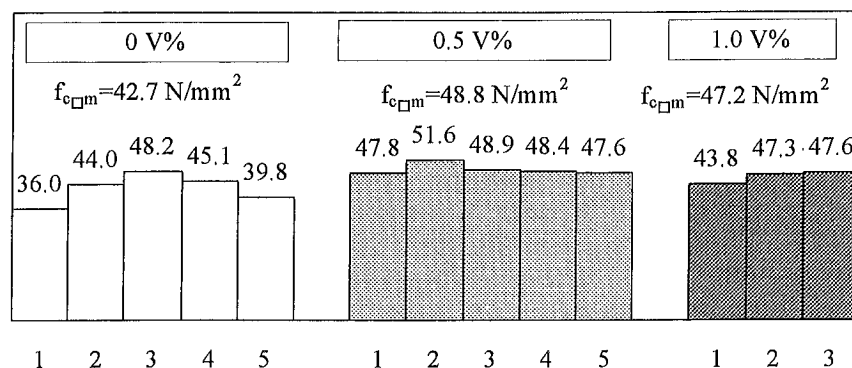
A szilárdsági vizsgálatok általános tapasztalata az volt, hogy a szál nélküli és a szállal készült próbatetek tönkremeneteli módja eltérő. A szál nélküli próbatetek ridegen törtek, és végezetül szétestek. A szállal készült próbatetek tönkremenetele fokozatosan, szívósan következett be. A szilárdság elérése után még jelentős teherbírással rendelkeztek. A próbatetek nem estek szét. A repedéseket keresztező szálak tönkremenetele minden esetben kihúzódással (vagyis az együttműködés megszűnésével) és nem a szálak szakadásával következett be. A nyomott kockák és hengerek repedései 1,0 V% száladagolás esetén már közel párhuzamosan futottak a terhelőerő irányával.

A kockavizsgálatokat a gerendák terhelésével egyidőben, 63 napos korban végeztük. A mért értékek átlagait átszámítottuk 28 napos korra (Weber 1979).

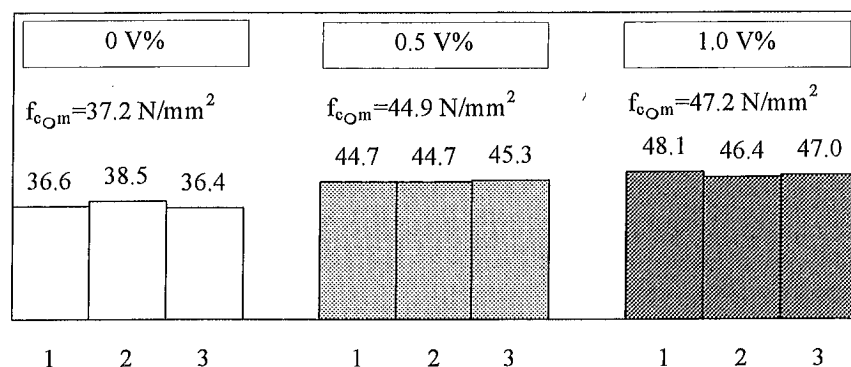
Kockaszilárdság [N/mm ²]	0 V%	0,5 V% D&D	1,0 V% D&D
63 napos korban	42,7	48,8	47,2
28 napos korban	39,5	45,2	43,8

2. táblázat A 63 napos korban mért kockaszilárdságok átszámítása 28 napos korra

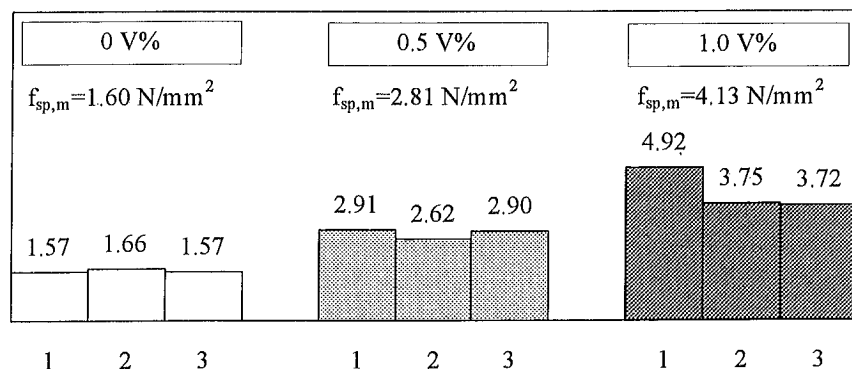
Mind a nyomó, mind a hasító-húzószilárdság növekedését tapasztaltuk acélszáladagolás esetén. A nyomószilárdságok kis mértékben, a hasító-húzó szilárdságok jelentős mértékben nőttek. A hengersizilárdságok növekedése nagyobb mértékű volt mint a kockaszilárdságoké.



1. ábra Egyedi és átlagos kockaszilárdságok D&D ~30/5 szálok esetén



2. ábra Egyedi és átlagos hengershilárdságok D&D ~30/5 szálok esetén



3. ábra Egyedi és átlagos henger hasító-húzószilárdságok D&D ~30/5 szálok esetén

A növekedés nyomószilárdság esetén nem minden esetben volt arányos a száltartalom növekedésével. Mért értékeink átlagait és a szálnélküli próbatestekre vonatkoztatott növekményeket foglalja össze a 3. táblázat.

Szilárdság [N/mm ²]	Kor [nap]	0 V%	0,5 V% D&D	Növekmény %	1,0 V% D&D	Növekmény %
Kocka nyomó- szilárdság	63	42,7	48,8	114	47,2	111
Henger nyomó- szilárdság	52	37,2	44,9	121	47,2	127
Henger hasító- húzószilárdság	44	1,60	2,81	176	4,13	258

3. táblázat Szilárdságvizsgálatok eredményeinek összefoglalása

4. GERENDÁK HAJLÍTÁSI VIZSGÁLATA

A gerendákat harmadpontos terhelésnek vetettük alá. A gerenda fesztávolsága terhelés során 1,8 m volt. A sajtók egymástól és a támaszoktól mért távolsága így 600 mm-re adódott. A terhelőerőt 100 kN teherbírási, LUKAS típusú hidraulikus sajtókkal fejtettük ki. A teherlépcsőket 10 kN sajtóteher eléréséig 1 kN-ra, e fölött 2,5 kN-ra vettük föl.

A tartó középponti lehajlását W20-as elektromágneses úradóval mértük. A terhelőerő-középponti lehajlás ábrát X-Y rajzolóval rögzítettük.

Minden egyes teherlépcsőnél leolvastunk minden repedés tágasságát a húzott betonacél magasságában repedéstágasságmérő mikroszkóppal a tartó egyik oldalán. A leolvadási pontosság 0,01 mm volt. A repedések alakját az egyes teherlépcsőkben fölrajzoltuk a tartókra is, jelölve a sajtóteher értékét, hogy azok fényképek alapján később azonosíthatók legyenek. A repedéseket megjelenésük sorrendjében sorszámmal láttuk el.

4.1. Törőerő, tönkremeneteli mód

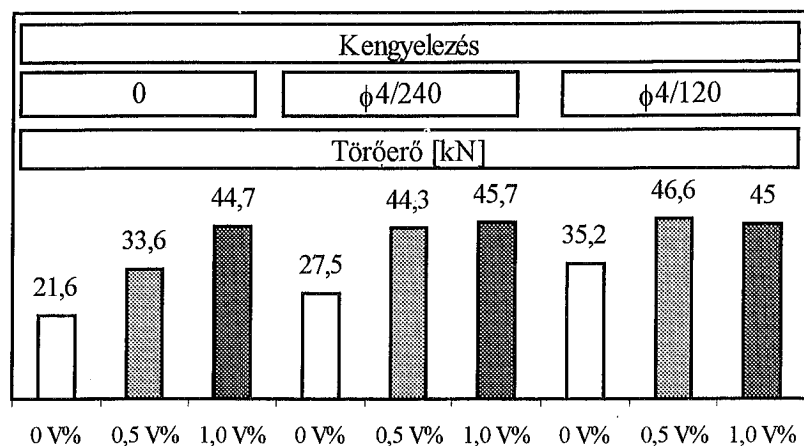
A törési eredményeket a 4. ábra és 4. táblázat foglalja össze, feltüntetve a törőerő mellett a tönkremenetel módját is. A törésképet a legjellemzőbb repedés feltüntetésével az 5. ábra mutatja be.

A szálerősítés legjelentősebb hatását a nyírási vasalás nélküli gerendák esetén észleltük. Megállapítható, hogy a nyírási vasalás nélküli tartók nyírási teherbírási acélszálerősítés esetén jelentősen növekedett (0,5 V%-nál 56%-kal, 1,0 V%-nál 107%-kal). A nyírási teherbírás növekedése arányos volt a száltartalom növekedésével. 1,0 V% száltartalom esetén a nyírási teherbírás növekedése olyan nagy mértékű volt, hogy nyírási tönkremenetel helyett a nyomott öv morzsolódásával kezdődő tönkremenetel jött létre.

A szabványosnál kevesebb kengyelezést (Ø4/240) tartalmazó gerendák tönkremenetele 0 V% és 0,5 V% száltartalom esetén nyírási jellegű volt, míg 1,0 V% száltartalom mellett nyomatóki tönkremenetelt értünk el. A száltartalom növekedése itt is a teherbírás növekedését eredményezte (0,5 V%-nál 61%-kal, 1,0 V%-nál 66%-kal).

Az egyes gerendák tönkremeneteleinél megfigyelhető volt, hogy a szálerősítéses gerendák tönkremenetele szívós volt. A próbakockák és próbahengerek esetén

tapasztaltakhoz hasonlóan a szálak nem szakadtak el, hanem kihúzódtak a betonból. Ez a kialakult repedésekben jól megfigyelhető volt. Hajlítási jellegű tönkremenetel esetén a törőerő elérése után - szívóssága miatt - a gerenda még jelentős erő felvételére volt képes.



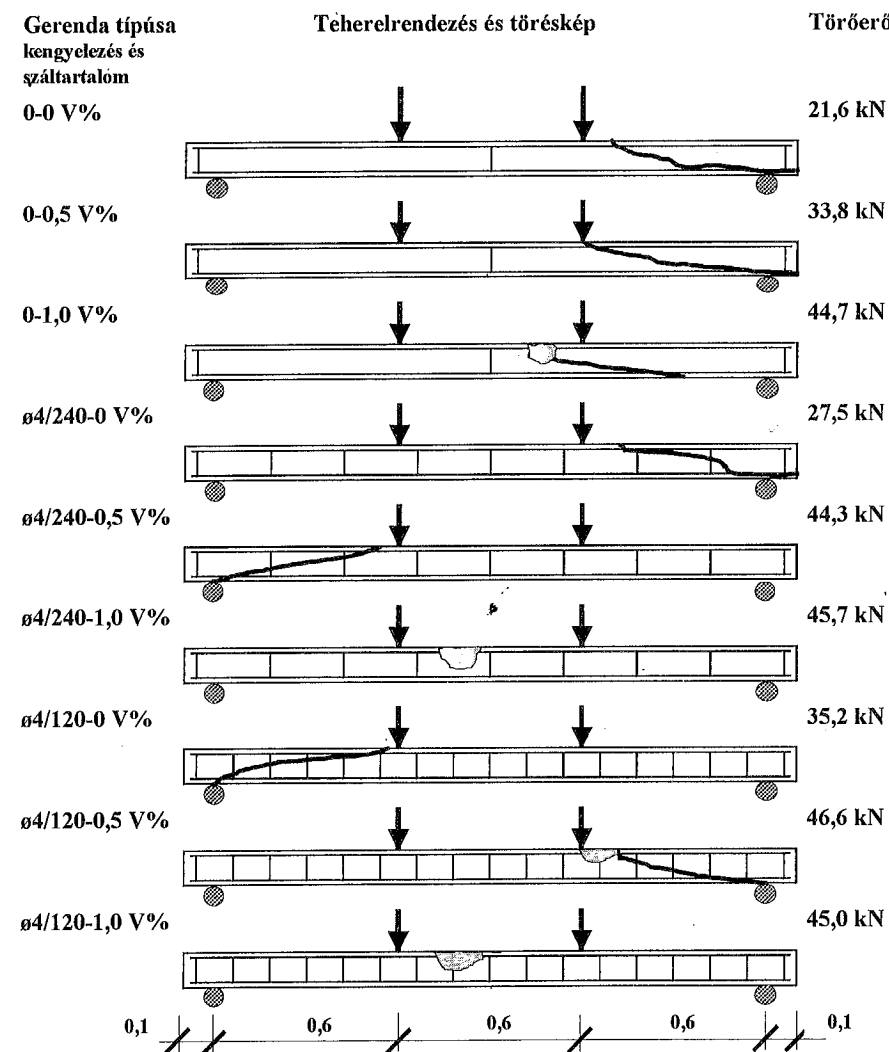
4. ábra Acélszálerősítésű gerendák törőerői [kN] a száltartalom és a kengyelezés függvényében (szálerősítés: D&D $\ell=30$ mm, $\varnothing=0,5$ mm hullámos szál)

Tartó száltartalma	Nyírási vasalás (kengyelezés)	Törőerő [kN]	Törő erő növekmény [%]	Tönkremeneteli mód
0 V%	-	21,6	100	Nyírási
0,5 V% D&D	-	33,6	156	Nyírási
1,0 V% D&D	-	44,7	207	Hajlítási+Nyírási
0 V%	Ø4/240	27,5	100	Nyírási
0,5 V% D&D	Ø4/240	44,3	161	Nyírási
1,0 V% D&D	Ø4/240	45,7	166	Hajlítási
0 V%	Ø4/120	35,2	-	Nyírási
0,5 V% D&D	Ø4/120	46,6	132	Hajlítási+Nyírási
1,0 V% D&D	Ø4/120	45,0	128	Hajlítási

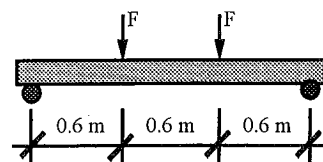
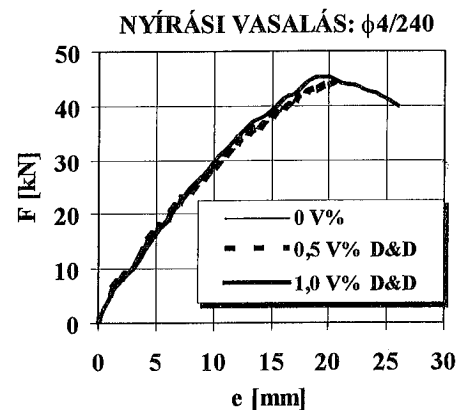
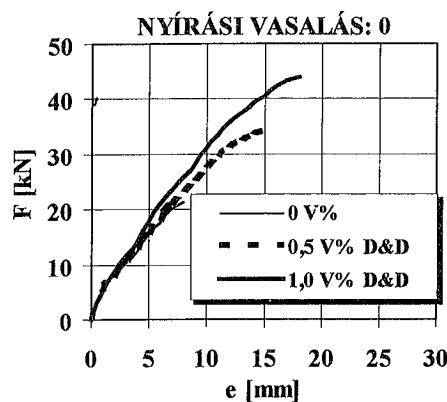
4. táblázat Acélszálerősítésű gerendák törőerői [kN] a száltartalom és a kengyelezés függvényében (szálerősítés: D&D $\ell=30$ mm, $\varnothing=0,5$ mm hullámos szál)

4.2. Erő-alakváltozás összefüggés

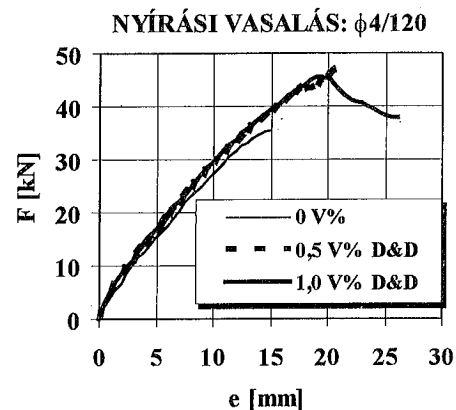
A mért terhelőerő - középponti lehajlás összefüggéseket a 6. ábra mutatja összesítve a nyírási vasalás és a száltartalom függvényében. Megállapítható, hogy a teljes tönkremenetelig elérhető lehajlás száladagolás esetén jelentősen megnövekedett. Az adott teherszínhez tartozó lehajlásértékek a száltartalom növelésével kis mértékben növekedtek.



5. ábra Acélszálerősítésű vasbeton gerendák törésképei és törőerői (szálerősítés: D&D $\ell=30$ mm, $\varnothing_1=0,5$ mm hullámos szál)

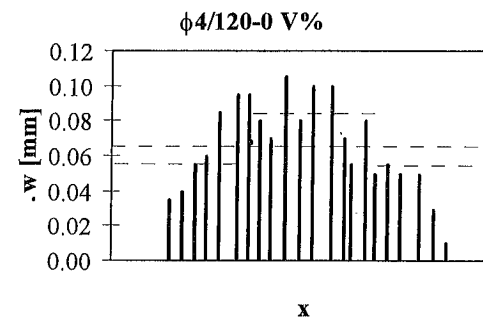
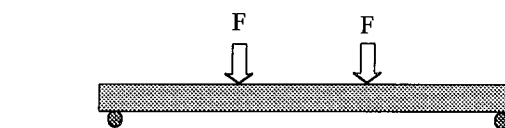


6. ábra Acélszálerősítésű vasbeton gerendák erő-lehajlás diagrammjai a kengyelezés és a száltartalom függvényében

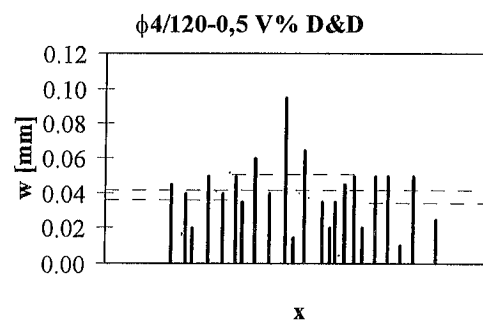


4.3. Repedezettségi állapot

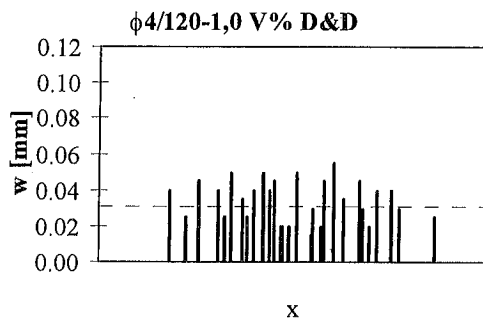
A repedések számát már akkor is feljegyeztük, amikor tágasságuk még nem volt mérhető a húzott acélbetétek magasságában. A nagyszámú mérési adatból lehetőségünk nyílt a repedésszám, az összrepedéstágasság, az átlagos repedéstágasság kifejezésére a száltartalom és nyírási vasalás függvényében. A repedések megoszlását mutatja $\phi 4/120$ kengyelezés esetén 20 kN sajtótehernél a 7. ábra úgy, hogy a repedés észlelt helyénél tüntettük föl a repedéstágasságokat oszlopdiagram formájában. Az ábra egyúttal mutatja az átlagos repedéstágasságot a teljes tartón valamint a hajlított-nyírt szakaszra. Megállapítható, hogy a repedéstágasság acélszáladagolással csökkenthető.



	Teljes tartón	Hajlítási szakasz	Nyírási szakasz
n [db]	22	9	13
Σw [mm]	1,450	0,740	0,710
w_m [mm]	0,066	0,082	0,055
s_m [mm]	82	67	92



	Teljes tartón	Hajlítási szakasz	Nyírási szakasz
n [db]	23	9	14
Σw [mm]	0,945	0,445	0,500
w_m [mm]	0,041	0,049	0,036
s_m [mm]	78	67	86



	Teljes tartón	Hajlítási szakasz	Nyírási szakasz
n [db]	30	17	13
Σw [mm]	1,030	0,585	0,445
w_m [mm]	0,034	0,034	0,034
s_m [mm]	60	35	92

7. ábra Repedéstágasságok megoszlása a tartó mentén $\phi 4/120$ kengyelezés esetén 20 kN sajtóteher esetén

5. MEGÁLLAPÍTÁSOK

A BME Vasbetonszerkezetek Tanszékének laboratóriumában kísérleteket végeztünk acélszál-erősítésű beton anyagjellemzőinek meghatározására, valamint a belőlük készült vasbetongerendák (keresztmetszet 100x150 mm, hossz 2 m, A_s : 2Ø16, A_s' : 2Ø6, kengyelezés 0, Ø4/240, Ø4/120, szál-erősítés 0, 0,5 V%, 1,0 V% D&D 30 mm hosszú, 0,5 mm átmérőjű hullámos acélszál) viselkedésének megismerésére. Az elvégzett kísérletek alapján az alábbi megállapításokat tehetjük.

5.1. Anyagjellemzők

- A) Mind a **kockaszilárdság** mind a **hengersizilárdság** csekély mértékben nőtt acélszál adagolás esetén. Előbbi esetben 11...14%-al, utóbbi esetben 21...27%-al.
- B) A **henger hasító-húzószilárdság** száladagolás esetén jelentősen nőtt. A növekedés a száltartalom függvényében közel lineárisra adódott. 1 V% száladagolás esetén több, mint 100%-os növekedést tapasztaltunk.
- C) Az **anyag szívóssága** (energiaelnyelő képessége) jelentősen megnövekedett acélszáladagolás alkalmazása esetén.

5.2. Gerenda hajlító vizsgálata

- A) Nyírási vasalás nélküli tartók **nyírási teherbírása** jelentősen megnövekedett acélszálak alkalmazása esetén.
- B) Nyírási vasalással ellátott tartók esetén
- ha nyomatéki tönkremenetel volt várható, a nyomatéki teherbírás nem nőtt jelentősen,
 - ha nyírási tönkremenetel volt várható, a **törőerő értéke** növelhető volt száladagolással és némely esetben már nem nyírási hanem nyomatéki tönkremenetel következett be.
- C) Teljes tönkremenetelig bekövetkező középponti **lehajlás** száladagolás esetén **jelentősen megnövekedett** (nagyobb törőerő mellett).
- D) A **törőteher** 20...30%-ig alig volt mérhető repedéstágasság a szál-erősítésű betonokban a húzott vasalás magasságában
- E) Az **átlagos repedéstágasság** és az **egyéni repedéstágasságok** csökkenő tendenciát mutattak acélszáladagolás alkalmazása esetén.

6. KÖSZÖNETNYILVÁNÍTÁS

A szerzők köszönetet mondanak a Művelődési és Közoktatási Minisztériumnak és a D&D Kft-nek a kísérleti program támogatásáért.

7. JELÖLÉSEK

e	lehajlás	mm
A_s	húzott acélbetét keresztmetszeti területe	mm ²
A_s'	nyomott acélbetét keresztmetszeti terület	mm ²

$f_{c\Box}$	kockaszilárdság egyedi értéke	N/mm ²
$f_{c\Box m}$	kockaszilárdság átlagos értéke	N/mm ²
$f_{c\bigcirc}$	hengersizilárdság egyedi értéke	N/mm ²
$f_{c\bigcirc m}$	hengersizilárdság átlagos értéke	N/mm ²
$f_{ct,sp}$	henger hasító-húzószilárdság egyedi értéke	N/mm ²
$f_{ct,sp,m}$	henger hasító-húzószilárdság átlagos értéke	N/mm ²
F	terhelőerő	kN
F_u	törőerő	kN
ℓ	acélszál hossza	mm
s_r	repedéstávolság	mm
w	repedéstágasság	mm
w_m	átlagos repedéstágasság	mm
Σw	összrepedéstágasság a tartó mentén	mm
x	helykoordináta	mm
Ø	névleges átmérő	mm

8. HÍVATKOZÁSOK

- Balázs L. Gy., (1996) "Fiber-Reinforced Cement Composites" *State-of-the-Art- Report*, Unpublished, BME Vasbetonszerkezetek Tanszéke, Budapest, 1996
- Balázs L. Gy., Erdélyi L., (1996) "Beton szívósságának növelése acélszálakkal" *Kutatási jelentés*, MKM 150/94, BME Vasbetonszerkezetek Tanszéke, Budapest, 1996
- Balázs L. Gy., Erdélyi L., Kovács I., (1997) "Fiber Reinforced Prestressed Concrete", *Proceedings, FIP Symposium 1997 Johannesburg*, Vol.2., pp 223-233.
- Balázs L. Gy., Kovács I., (1997) "Increase in shear strength of beam by applying fiber reinforcement", *Proceedings in honour of Prof. Mellhorn's 65. birthday*, Sept., 1997, pp. 10-18.
- Dombi J., (1993) "Acélszál alkalmazása a Siome betoncső gyártásában", *Közlekedésepítés- és Mélyépítéstudományi Szemle*, 1993, No.8, pp. 306-313.
- Dulácska E., (1994) "Az acélszál-erősítésű betonszerkezetek méretezési kérdései", *Közlekedésepítés- és Mélyépítéstudományi Szemle*, 1994, No.7, pp. 263-274.
- El-Niema E. I., (1991) "Reinforced Concrete Beams with Steel Fibers under Shear", *ACI Strucural Journal*/May-June, 1991, pp. 178-183.
- Erdélyi A., (1993) "The toughness of Steel Fiber Reinforced Concrete", *Periodica Polytechnica*, 1993, Vol.37, No.4, pp. 329-344.
- Kausay T., (1994) "Acélhuzal-szál-erősítésű betonok tulajdonságai és teherbírása", *BETON*, 1994, No.6, pp. 5-11.
- Kiss R., (1996) "A hazai gyártású acél és műanyag szálakkal erősített tartók nyírási teherbírásának vizsgálata", *Kísérleti terv*, BME Vasbetonszerkezetek Tanszéke, Budapest, 1996
- Kovács I., (1997) "Shear capacity of steel fiber reinforced concrete beams", *PhD Hallgatónk Nemzetközi Konferenciája*, Pécs, 1997, Vol.2,
- RILEM (1978) "Testing and Test Methods of Fiber Cement Composites", *Proceedings of the RILEM Symposium 1978*, Construction Press, Lancaster, 1978
- WAJA (1995) "Hullámosított acélszálak gyártása", *Tanulmány*, WAJA Klub Miskolc, 1995

FESZÍTŐBETÉT ERŐÁTADÓDÁSI HOSSZA ÉS BEHÚZÓDÁSA ACÉLSZÁLerezŐSÍTÉSŰ BETONBAN

Dr. Erdélyi László* - Kovács Imre** - Dr. Balázs L. György***

BME Vasbetonszerkezetek Tanszéke

1111 Budapest, Bertalan Lajos u. 2

ÖSSZEFOGLALÁS

A BME Vasbetonszerkezetek Tanszékének laboratóriumában acélszálerezősítésű betonból készített, héteres feszítópásmával előfeszített gerendákon (80 mm × 120 mm × 2000 mm) végeztünk kísérleteket. A kísérletek során - fokozatos feszítőerő ráengedés mellett - vizsgáltuk az erőátadási hossz változását a száladagolás (0, 0,5 V% és 1 V%) függvényében. A feszítőerő fokozatos ráengedésének minden egyes teherlépcsőjében mértük a tartóvégi pászmabehúzódásokat és a kísérleti tartók szélső szálainak beton deformációit.

A kísérleti eredmények alapján megállapítható, hogy szálerezősítésű beton alkalmazása esetén az erőátadási hossz és a tartóvégi pászmabehúzódás értéke kisebb, mint a hagyományos, szálerezősítés nélküli betonban.

1. BEVEZETÉS

Az építőipar felgyorsult fejlődése egyre újabb és újabb gazdaságos építőanyagok és építési technológiák alkalmazását követeli meg. világszerte. Ilyen újszerű építőanyag többek között a szálerezősítésű beton is, melynek szerkezeti alkalmazására egyre több példát találni nemcsak külföldön de hazánkban is (Naaman 1992, Reinhardt, Naaman 1992, Falkner, Kuba, Droese 1994). A szálerezősítésű beton előfeszített vasbeton szerkezetekben való felhasználásának ötlete újabb számos, az alkalmazás során kedvező tulajdonság forrása lehet.

Előfeszített vasbeton szerkezetek tervezésénél különös gondot kell fordítani a feszítőbetétek erőátadási hosszának meghatározására. Míg a túl rövid erőátadási hossz kedvezőtlen lehet a tartóvégre, különösen a feszítőerő hirtelen ráengedésekor, addig a hosszabb erőátadási hossz kedvezőtlenül hathat a tartó teherbírására végleges, beépített állapotban.

Vannak azonban olyan esetek a felhasználás ill. alkalmazás során (pl. vasúti aljak), ahol kifejezetten a rövid erőátadási hossz lenne kedvező.

Az acélszálerezősítésű beton anyagtulajdonságainak egyre alaposabb megismerése után a kutatások mindinkább az acélszálerezősítésű beton szerkezeti alkalmazásának laboratóriumi vizsgálata valamint a szerkezeti alkalmazási lehetőségek feltérképezése felé irányulnak. Jelen dolgozat témáját is magába foglaló laboratóriumi mérési eredmények teljes kiértékelését, mely tartalmazza a feszítőerő fokozatos ráengedése utáni időszakban, a

* okl. építőmérnök, tudományos munkatárs

** okl. építőmérnök, doktorandusz

*** okl. építőmérnök, a műszaki tudományok kandidátusa, egyetemi docens

feszítőerő hirtelen ráengedésekor valamint a előfeszített gerendák törővizsgálata során kapott eredményeket is, tanulmány (Balázs, Erdélyi 1996) foglalja össze.

2. A KÍSÉRLETEK CÉLJA

Laboratóriumi kísérleteink célja - fokozatos feszítőerő ráengedés esetén - az erőátadódási hossz számításához szükséges tartóvégi pászmabehúzódnás és beton deformáció kísérleti meghatározása, az eredmények elemzése és összehasonlítása volt, hagyományos, száladagolás nélküli és különböző, a gyakorlatban szokásos acélszáladagolású (0.5V%, 1V%) betonnal készített előfeszített tartók esetén.

3. A KÍSÉRLETI PROGRAM

A kísérleti programunk legfontosabb paramétereit az 1. táblázatban foglaltuk össze.

Kísérleti elemsorozat száma	A próbatestek száma	Jele	Acélszál- erősítés (V %)	Kor, ráenge- désnél	Beton kocka- szilárdság* (N/mm ²)	Feszítőerő ráengedés módja
1. sorozat, betonozás: (95/01/18)	3 db	1/1	0	28 nap (95/02/15)	37.9	fokozatos
		1/2	0.5		39.8	
		1/3	1.0		38.2	
2. sorozat, betonozás: (95/03/30)**	3 db	2/1	0	28 nap (95/04/26)	39.5	hirtelen
		2/2	0.5		40.4	
		2/3	1.0		40.0	

* a kockaszilárdság átlagértéke (öt mérési eredmény alapján) 150 mm oldalhosszúságú kockán mérve,
** a hirtelen feszítőerő ráengedés eredményeinek ismertetése nem tartalmazza jelen dolgozat tárgyát.

1. táblázat A kísérleti elemek legfontosabb jellemzői

Itt említjük meg, hogy a laboratóriumi kísérleteknél alkalmazott mérési módszert a Budapesti Műszaki Egyetem Vasbetonszerkezetek Tanszék laboratóriumában fejlesztették ki (Orosz, Tassi, Erdélyi 1984) és használták előfeszített vasbeton tartók sajátfeszültség-állapotának ellenőrzésére a feszítőerő ráengedésekor.
Az erőátadódási hossz meghatározása egy, a kísérleti eredményekre alapozott elméleti számítási módszer alapján történt (Erdélyi 1998).

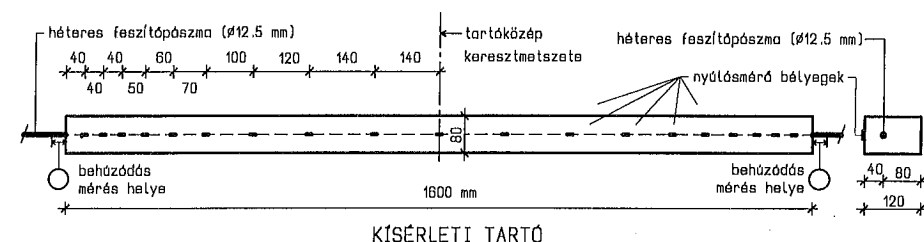
4. A KÍSÉRLETI ELEMEL JELLEMZŐI

4.1. Geometriai adatok

Az előfeszített kísérleti tartók megtervezésekor az alábbi szempontokat vettük figyelembe:

- a keresztmetszeti elrendezés egyszerű és méretben olyan legyen, hogy a nyomott szélső szálban jól mérhető beton deformációk ébredjenek,
- a feszítőerő külpontosan az alsó magpontban hasson, elkerülve ezzel a tartó megrepedését a feszítőerő ráengedésekor,
- a tartó hosszát úgy határoztuk meg, hogy már a tartó középkérszmettszete előtt a feszítőerő teljes egészében átadódjék.

Fenti szempontok figyelembevételével a 2000 mm hosszú kísérleti előrefeszített tartó geometriai méreteit, továbbá a mérési helyek elrendezését az 1. ábrán tüntettük fel.



1. ábra A kísérleti tartó geometriája és a nyúlásmérő bélyegek elrendezése

Megemlítjük, hogy a kísérleti tartókban hagyományos vasalást ill. kengyelezést egyáltalán nem helyeztünk el.

4.2. Anyagjellemzők

4.2.1. Feszítőbetét

Feszítőbetétként a gyakorlatban széleskörben használt 1570/1700-100-D&D jelű, 12.5 mm névleges átmérőjű, hétetes feszítópásmát használtuk.

A feszítópásmá jellemzői:

- f_{pk} = 1770 N/mm²
- $f_{p,0.1}$ = 1570 N/mm²
- E_p = 193700 N/mm²
- A_p = 100 mm²

4.2.2. Acélszál

A vizsgálatokhoz 30 mm hosszú és 0,5 mm átmérőjű DRAMIX acélszálát, jele: DRAMIX ZC 30/5 használtunk. Az acélszálak szakítószilárdsága:

$$\text{DRAMIX ZC 30/5 szál} \geq 1100 \text{ N/mm}^2$$

4.2.3. Beton

Az előfeszített vasbeton gerendák betonjának kockaszilárdsági jellemzőit az 1. táblázatban adtuk meg.

5. A FESZÍTŐERŐ KIFEJTÉSE

5.1. A feszítőberendezés

A feszítőerő kifejtéséhez olyan feszítőberendezést alkalmaztunk, amely alkalmas volt a feszítőerő kifejtésére és fokozatos visszaengedésére.

A feszítőerőt egy megfelelő terhelőkeret közbeiktatásával 2 db 400 kN-os LZM 40/200 jelű, LUKAS gyártmányú hidraulikus sajttal fejtettük ki.

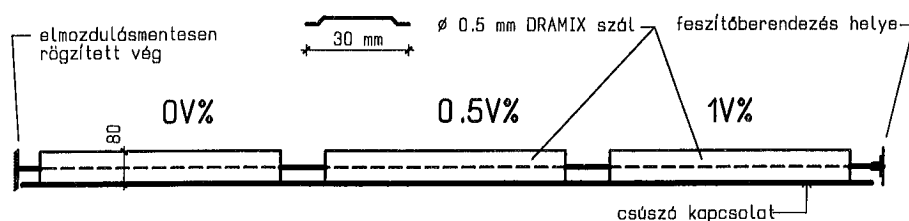
A sajtókban fellépő erő mindenkor aktuális értékét egy, a hidraulikus rendszer vezetékhálózatába beépített KYOWA PGKU 500 jelű nyomásmérő segítségével határoztuk meg. A feszítőerőt minden egyes teherlépcsőben - egy digitális kijelzőn - 0.1 kN-os pontossággal olvastuk le.

5.2. A próbatestek elrendezése feszítéskor

A próbatestek elkészítésekor egy 12.3 m hosszú feszítőpásmára mentén 3 db, egyenként 2 m hosszú kísérleti elemet betonoztunk be.

A próbatestek oldalára fordított helyzetben készültek annak érdekében, hogy lehetőség legyen a nyomott szélsőszál beton deformációinak mérésére:

A kísérleti elemek elrendezése az 2. ábrán látható.



2. ábra A kísérleti elemek elrendezése feszítéskor (fokozatos feszítőerő ráengedés esetén)

Az ábra feltünteti az elemek acélszáladagolása mellett a feszítőerő ráengedésének helyét is a feszítőerő fokozatos ráengedése esetén.

6. MÉRÉSI MÓDSZEREK

6.1. A tényleges feszítőerő mérése

A feszítőerőt fokozatosan fejtettük ki és a feszítés ideje alatt ellenőrző méréseket végeztünk. A megfeszített pásmára teljes hosszának és az egyes feszítőerőkhöz tartozó

pásmanyúlások értékeinek ismeretében számítással is ellenőriztük a mindenkor feszítőerő nagyságát.

A feszítőerő pontos értékét azonban - mint ahogyan azt már az 5.1. pontban is leírtuk - egy a hidraulikus sajtók vezetékhálózatába beépített KYOWA PGKU 500 jelű nyomásmérő segítségével határoztuk meg. A feszítéshez alkalmazott hidraulikus sajtókban fellépő erő aktuális értékét egy digitális kijelzőn keresztül 0.1 kN-os pontossággal olvastuk le.

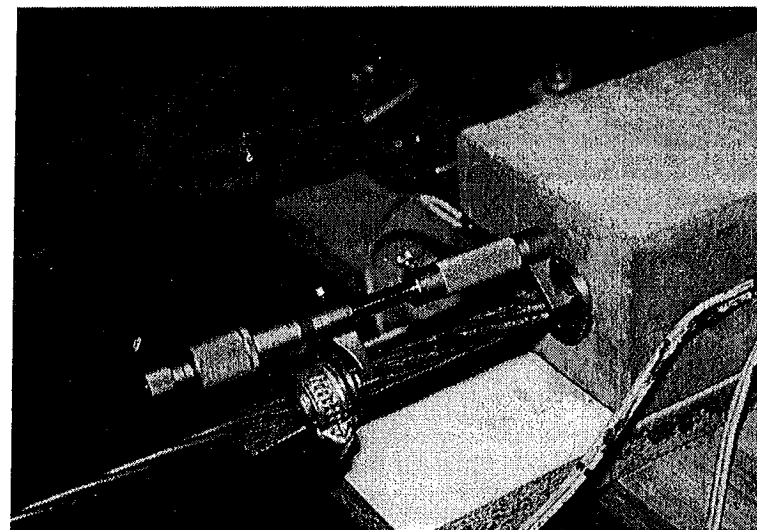
A hidraulikus sajtók és a digitális leolvasóberendezés a kísérlet teljes időtartama alatt rendelkezésre állt, így nemcsak feszítéskor de a betonszilárdulás ideje alatt is ellenőrizhettük a feszítőerőt. A feszítőerő ráengedésekor természetesen ugyanezt a feszítőerőmérő-rendszert használtuk.

6.2. A tartóvégi pásmabehúzódnak meghatározása

A feszítőpásmára behúzódnak, azaz a pásmára és a beton közötti relatív elmozdulás (s_e) mérésére csupán a kísérleti elemek végkeresztmetszeteiben nyílik lehetőség.

Különböző kutatási eredmények szerint a pásmabehúzódnak és az erőátadási hossz szoros összefüggésben vannak egymással. Kézenfekvő tehát, hogy a viszonylag egyszerű méréssel meghatározható behúzódnak értékeket használjuk fel az erőátadási hossz nagyságának meghatározására.

Az elemvégen végzett pásmabehúzódnak mérése az 1. fényképen látható.



1. fénykép Az elemvégi pásmabehúzódnak mechanikus mérése

A pásmabehúzódnak tartóvégkeresztmetszeti mérésére *mechanikus mérési módszert* alkalmaztunk. A behúzódnak méréséhez egy olyan acélgyűrűt használtunk, melyen átvetve a pásmát, azt a kísérleti elem beton végkeresztmetszetére ragasztottuk. Ezzel egyidejűleg egy két darab acél félhengerből álló mérőelemet rögzítettünk a pásmára a végkeresztmetszettől kb. 100 mm-re. Mind a felragasztott acélgyűrű, mind az acél

félhengerek belső, egymás felé eső homloklapjain három-három egymástól 120 fokra elforgatott acélgolyót helyeztünk el. A beton végkeresztmetszetre és a pásmára rögzített mérőgyűrűk szemben elhelyezkedő acélgolyói közötti távolság változását egy, a behúzódméréshez átalakított Mitutoyo mikrométerrel mértük.

A pászma és a végkeresztmetszet betonja közötti relatív elmozdulást (s_e = behúzódmás) csak közvetve - a mérési eredmények alapján számítva - tudtuk meghatározni. Mérési eredményeinket ($\Delta \ell_s$) ugyanis a két mérőelem közötti kb. 100 mm hosszú szabad pászmaszakasz megrövidülésének értékével minden esetben korrigálni kellett, azaz az elemvégi tényleges relatív elmozdulást az

$$s_e = \Delta \ell_s - P \ell / (A_p E_p)$$

összefüggéssel határoztuk meg, ahol:

$\Delta \ell_s$ = a végkeresztmetszet és a pásmára rögzített mérőgyűrű közötti távolság,

P = a ráengedett feszítőerő,

ℓ = a végkeresztmetszet és a pásmára rögzített mérőgyűrű közötti távolság a feszítőerő ráengedésének megkezdése előtt.

6.3. A beton alakváltozás-állapotának vizsgálata

A kísérleti elemek betonján, a nyomott szélső szálon kijelölt, különböző helyeken 20 mm alaphosszúságú KYOWA típusú nyúlásmérőbéllyegekkel határoztuk meg a beton fajlagos deformációinak értékét. A nyúlásmérőbéllyegek elrendezési vázlata a 1. ábrán látható.

A mérési helyek elrendezésénél arra törekedtünk, hogy a beton nyomott szélső szála mentén a fajlagos beton deformációk értékeit minél több helyen meghatározzuk. Ennek ismeretében ugyanis lehetőség nyílik az erőátadódási hosszra vonatkozó következtetések levonására, valamint az erőátadódási hossz pontosabb meghatározására.

A feltételezett erőátadódási hossz mentén, a nyúlásmérőbéllyegek sűrűbben helyeztük el. Minden egyes elemen 21 mérési helyet jelöltünk ki (lásd 1. ábra). Ezekből egy a középső keresztmetszetben, míg 10-10 a jobb és baloldalon, szimmetrikusan helyezkedett el. A kísérleti elem jobb és bal oldalán, az elemvégtől páronként azonos távolságra elhelyezett nyúlásmérő béllyegek mérési eredményeit a kiértékeléskor átlagoltuk.

Fent leírtaknak megfelelően a 3 kísérleti elemen összesen 63 helyen végeztünk beton deformáció méréseket.

6.4. A teljes pászmamegrövidülés mérése

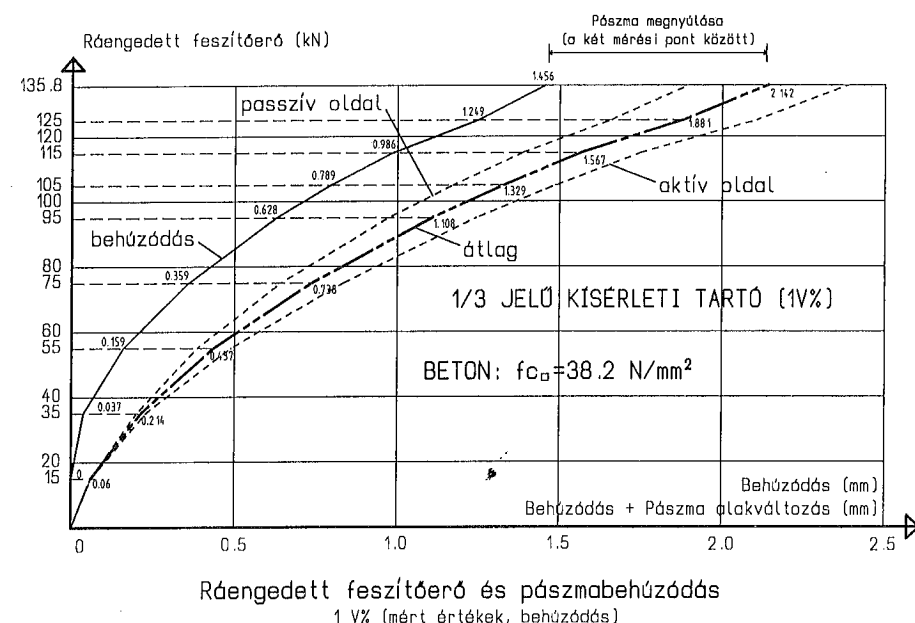
A feszítőerő fokozatos ráengedése esetén teherlépcsőnként mértük a teljes pászmamegrövidülést.

A kísérleti elemeken átfutó pászma teljes hosszrövidülésének mérése kiváló lehetőséget biztosított az egyes kísérleti elemeken végzett tartóvégi pászmabehúzódmás és beton deformációs méréseink ellenőrzésére.

7. MÉRÉSI EREDMÉNYEK KIÉRTÉKELÉSE A FESZÍTŐERŐ FOKOZATOS RÁENGEDÉSE ESETÉN

7.1. A tényleges feszítőerő és tartóvégi pászmabehúzódmás közötti összefüggés

A pászmában lévő feszítőerő a pászma megfeszítésekor 135,8 kN volt. A feszítőerő ráengedése a kísérleti elemekre fokozatosan történt a hidraulikus sajtók segítségével. A feszítőerő fokozatos ráengedése - a közben elvégzett mérésekkel együtt - összesen 7 órán keresztül tartott. A tartóvégen mért "pásmabehúzódmás" értékek ill. azok átlaga, mely a tényleges pásmabehúzódmást és az adott mérési hosszhoz tartozó pászmamegrövidülést foglalja magába, 1 V %-os szálerősítésű beton esetén az 3. ábrán látható.



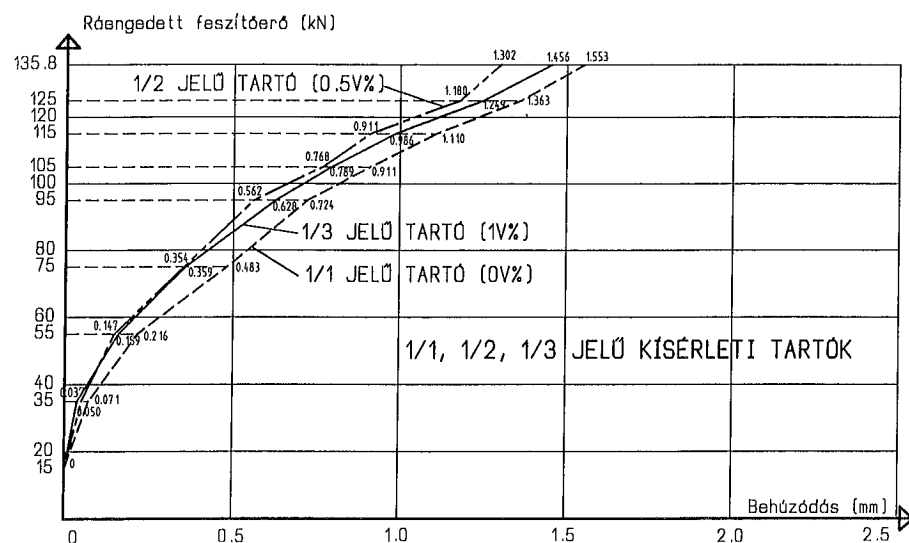
3. ábra Feszítőerő - mért és számított tartóvégi pásmabehúzódmás diagram (fokozatos feszítőerő ráengedés esetén)

Az átlagértékekből minden egyes feszítőerőráengedési lépcső esetén levonva a mérőelemek közötti szabad pászmaszakasz megrövidülését megkapjuk a *tartóvégi tényleges pásmabehúzódmás* értékét.

Természetesen a 3. ábrán feltüntetettekhez hasonlóan a kiértékelést elvégeztük a 0 és 0,5 V %-os betonokkal készült kísérleti elemek esetén is.

A *feszítőerő - tartóvégi pásmabehúzódmás* mérési eredményekből számítható diagramjait, a legjobban illeszthető $y = a x^b$ alakú regressziós görbével helyettesítettük. Az erőátadódási hossz mérési eredmények alapján vett, számítással történő meghatározásához a későbbiekben ezeket a függvényeket használtuk fel.

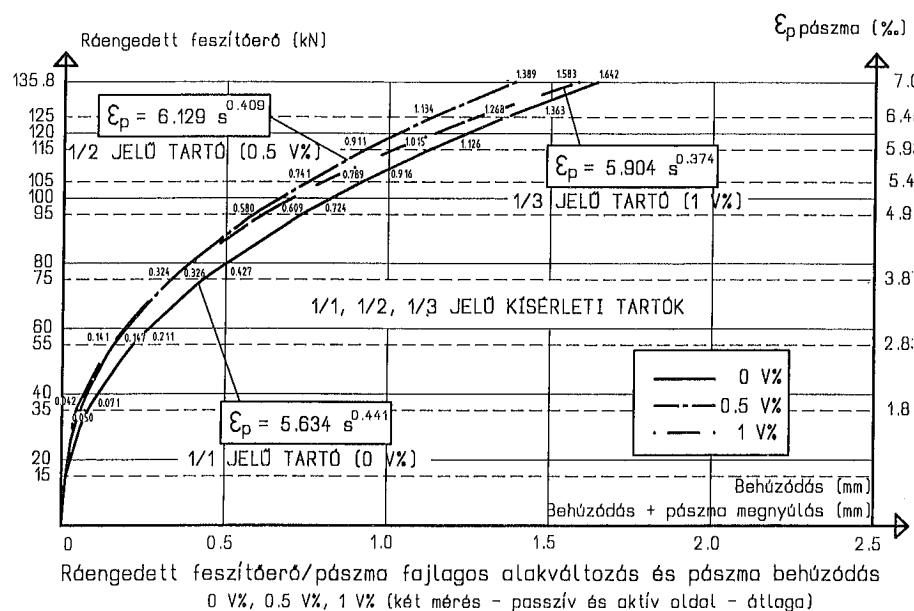
A kapott *feszítőerő - tartóvégi pásmabehúzódmás* értékeket az 4. ábrán tüntettük fel. Az erőátadódási hossz számításához felhasznált regressziós görbéket egy közös diagramon az 5. ábrán adjuk meg.



Ráengedett feszítőerő és behúzódás

0 V%, 0.5 V%, 1 V% (két mérés - passzív és aktív oldal - átlaga)

4. ábra Feszítőerő - tartóvégi pászmabehúzódás diagramok a különböző száltartalmú kísérleti elemek esetén (fokozatos feszítőerő ráengedés esetén)



5. ábra A feszítőerő - tartóvégi pászmabehúzódás regressziós görbéinek egyenletei különböző szálerősítésű betonok alkalmazása esetén (a feszítőerő fokozatos ráengedése esetén)

A mérési eredmények és a kapott diagramok alapján összefoglalva:

- a tartóvégi pászmabehúzódások maximális értékei 1,3 mm és 1,6 mm közöttiek,
- a 4. ábra alapján megállapítható, hogy 135,8 kN-os feszítőerőnél szálerősítésű beton alkalmazása esetén 6 - 16%-kal kisebb tartóvégi pászmabehúzódás értékeket kapunk, mint szálerősítés nélkül készült kísérleti elem esetén.

7.2. A beton alakváltozási állapota

A nyúlásmérő bélyegekkel mért mérési eredményeket néhány kiválasztott, jellemzőnek tekintett feszítőerőráengedési teherlépcső esetén a 6. ábrán mutatjuk be. Ismerve a betonfelületen való fajlagos nyúlásmérés bizonytalanságát, mely nagyrészt a beton inhomogenitásának tulajdonítható, a kiértékelésnél és az erőátadódási hossz meghatározásához végzett számításoknál az azonos keresztmetszetekben mért értékek átlagait vettük figyelembe. Ezeket az átlagértékeket ábrázoltuk a 7. ábrán.

Az 6. ábra alapján megállapítható, hogy a mért beton deformációk különbözőek a feszítőerő ráengedés, vagyis a feszítőerő helyének oldalán (aktív oldal) és az azzal szemben elhelyezkedő tartóvégeken (passzív oldal). Mint az az ábrákon látható az aktív oldali (a 6. ábra esetén a bal oldal) beton deformációk lefutása "laposabb", míg a passzív oldali lefutás "meredekebb".

Hasonló különbség figyelhető meg az aktív és passzív oldali tartóvégi pászmabehúzódások esetén is, mint ahogyan az a 3. ábrán látható.

A kísérleti elemek ugyanúgy, mint az elemgyárakban az előregyártott feszített elemek a feszítőerő ráengedésekor a zsaluzaton megcsúszva, kismértékben elmozdulnak. Az elmozduló betonfelület és a zsaluzat közötti súrlódás adhat magyarázatot az aktív és passzív oldali különböző mérési eredményekre. A tényleges erőátadódási hossz kétoldali mérések átlagából való meghatározása ezt a hatást kiküszöböli.

A beton deformációk mérési eredményei és a kapott diagramok alapján összefoglalva:

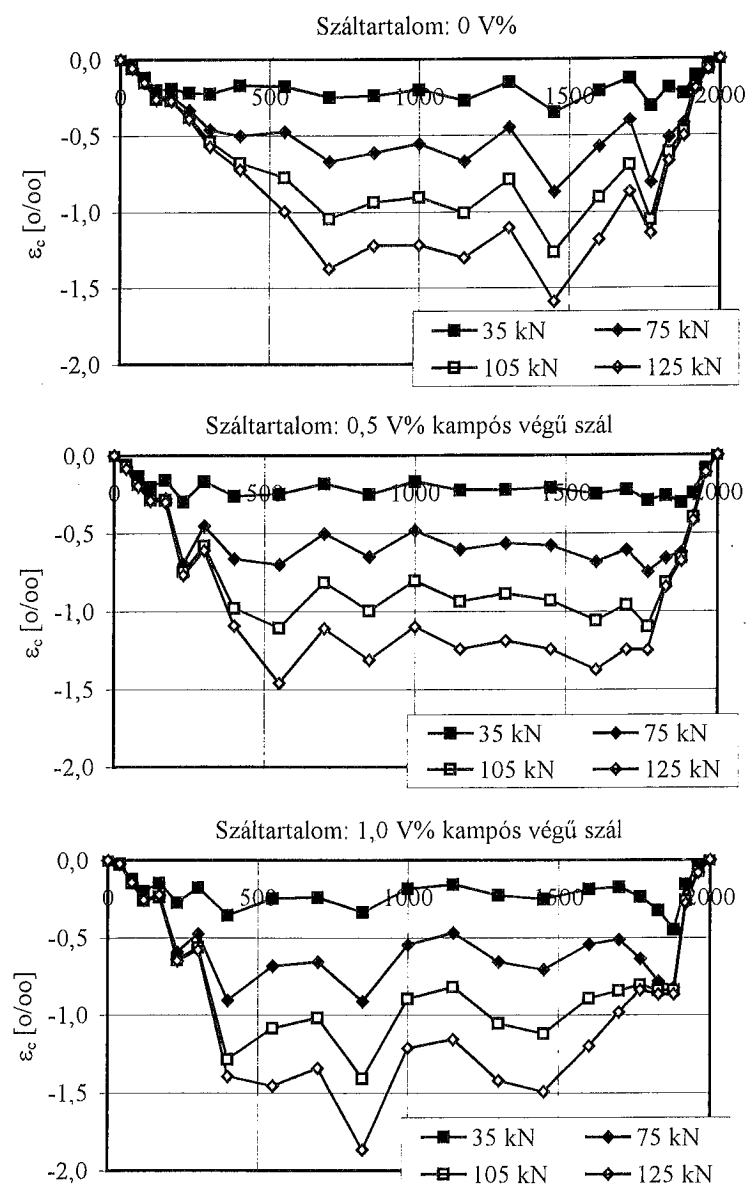
- a 7. ábrán megfigyelhető, hogy a szálerősítésű betonokkal készített próbatestek esetén az erőátadódási hossz rövidebb, mint szálerősítés nélküli esetben,
- a feszítőberendezés oldalán (aktív oldal) és az azzal átellenes oldalon (passzív oldal) mért beton deformációk kissé eltérnek egymástól.

7.3. Az erőátadódási hossz meghatározása a feszítőerő fokozatos ráengedésekor

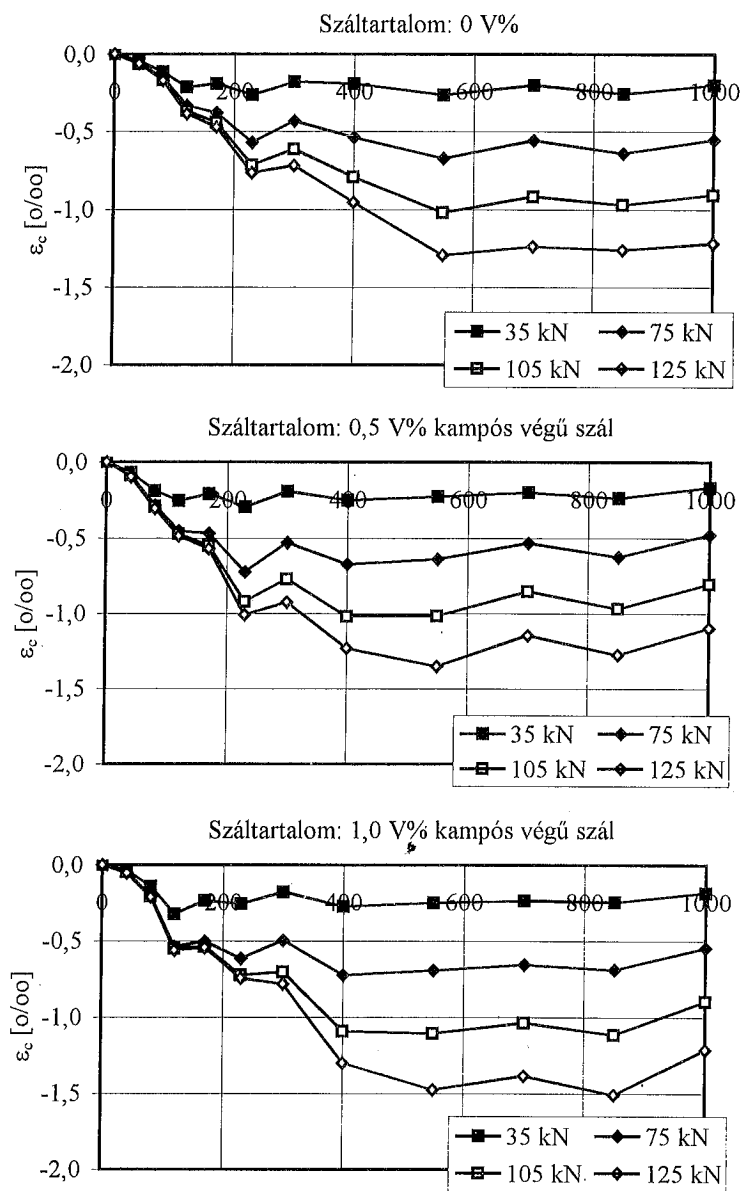
Az erőátadódási hossz kísérleti eredmények alapján történő meghatározásával kapcsolatban számos jelentős kutatási eredmény született. Intenzíven foglalkoznak a témával napjainkban is (Bruggeling 1995, Erdélyi 1998). Bruggeling számítási módszere az erőátadódási hossz kiszámítását csupán a tartóvégi pászmabehúzódás mérésére alapozza, míg Erdélyi a tartóvégi pászmabehúzódások mellett a beton deformációk hatását is figyelembe veszi.

passzív oldal

aktív oldal



6. ábra A nyílásmérő béléggel mért beton deformációk a tartó hossza mentén

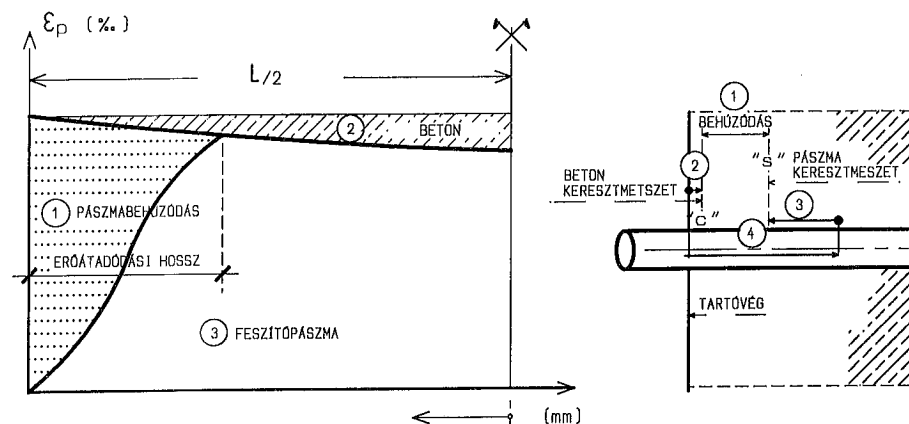


7. ábra Beton deformációk átlaga a fél tartóhossz mentén

Mérési eredményeink kiértékelésénél ez utóbbi számítási módszert vettük alapul, mely a tartóvégi pászmabehúzódások mért értékei mellett a feszítőpásza magasságában kialakuló, nyúlásméréssel mérhető beton deformációkat is figyelembe veszi. A számítási módszer részletes leírása nélkül az alábbiakban közöljük a legfontosabb alapfeltevéseket és összefüggéseket:

- a feszítőbetét viselkedését lineárisan rugalmasnak tekintjük a ráengedett feszítőerő tartományában,
- a beton viselkedését szintén lineárisan rugalmasnak tekintjük a kísérleti elem teljes hossza mentén,
- az erőátadási hossz mentén a feszítőbetét és az azt körülvevő beton között relatív elmozdulás jön létre,
- a tartóvégen mért mindenkor feszítőerő - pászmabehúzódás diagram a tartó minden egyes keresztmetszetében érvényes, azaz a feszítőerő adott változása meghatározott relatív elmozdulást eredményez a beton és a feszítőpásza között a keresztmetszet helyétől függetlenül,
- a végkeresztmetszeti pászmabehúzódás az 8. ábrán bejelölt értékekből tevődik össze.

FESZÍTŐPÁSZMA BEHÚZÓDÁSA

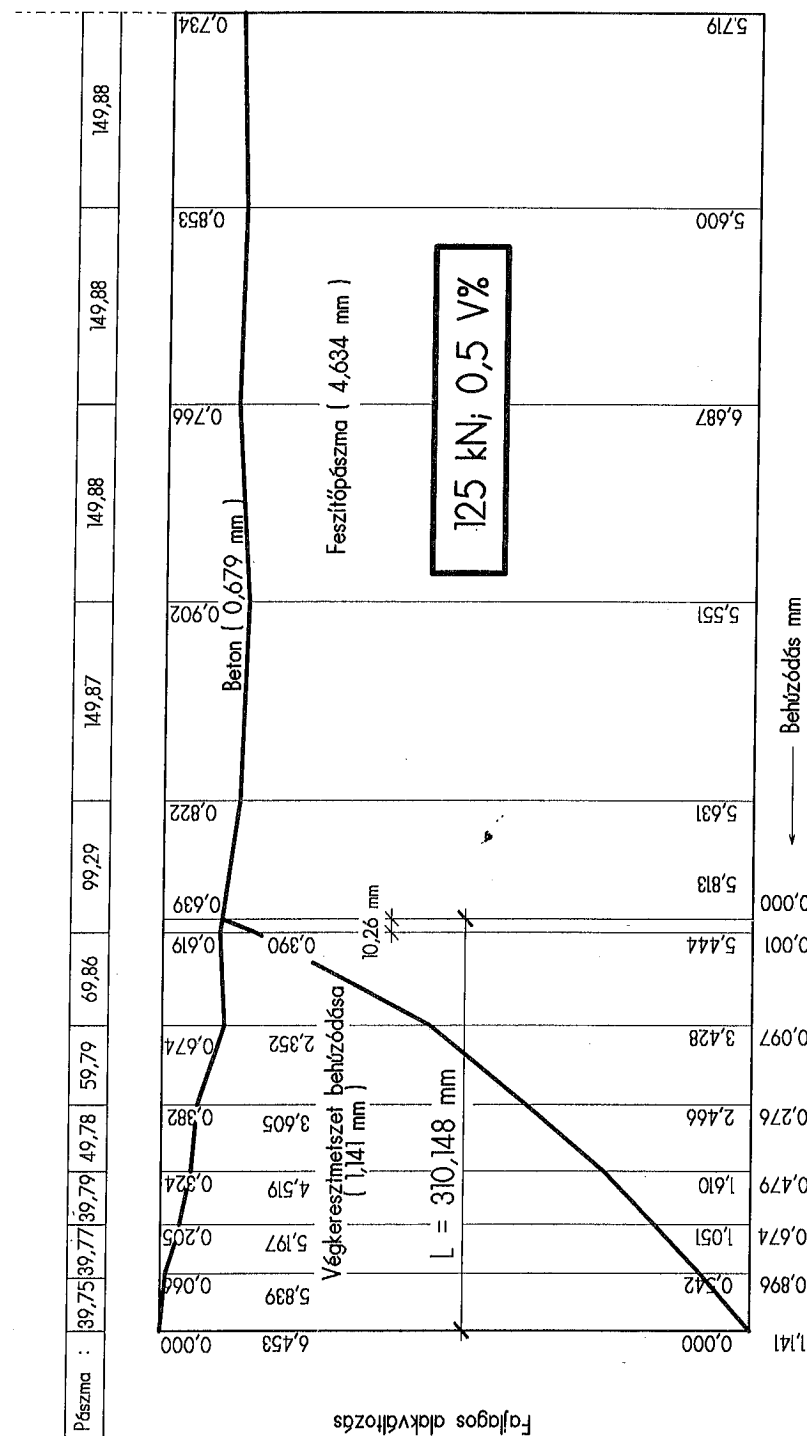


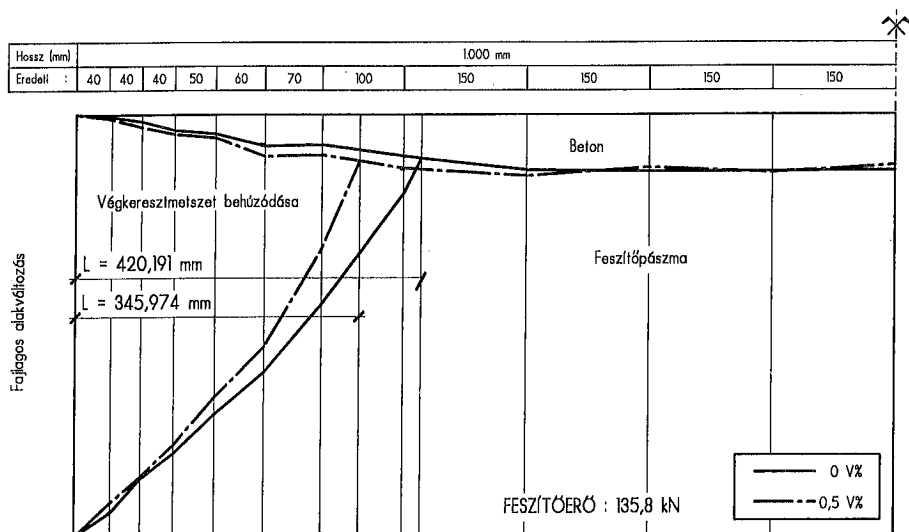
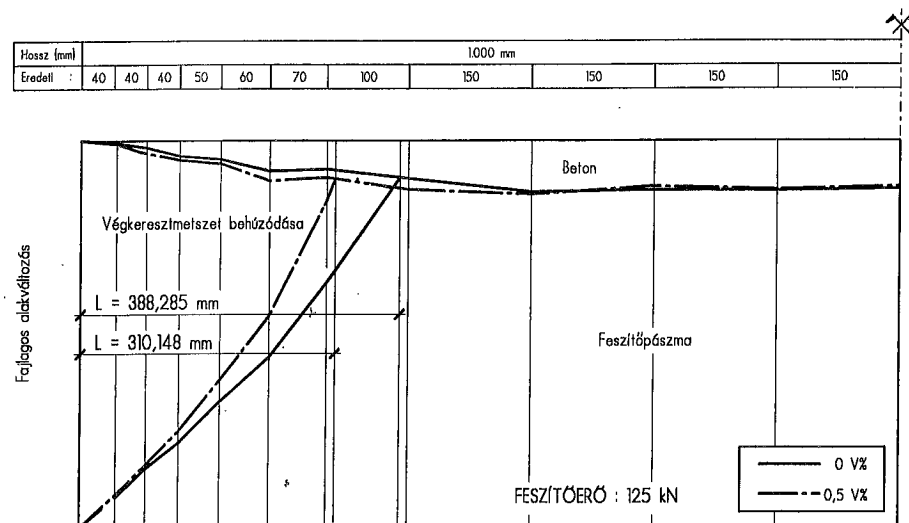
$$s_e = \frac{P_0 L}{2A_p E_p} - \int_0^{L/2} \varepsilon_c d\xi - \int_0^{L/2} \varepsilon_p d\xi$$

④
②
③

8. ábra Az elemvégi pászmabehúzódás (s_e) összetevői és számítása

A mérési eredmények alapján kiszámított erőátadási hosszakat a legnagyobb 135,8 kN-os feszítőerőre és a gyakorlati alkalmazáshoz közelebb álló 125 kN-os feszítőerőre, különböző szálerősítésű előrefeszített kísérleti elemek esetén külön-külön meghatároztuk.





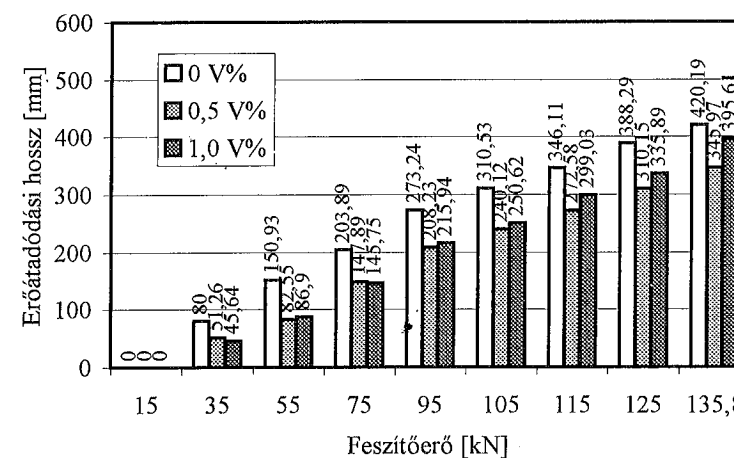
10. ábra Számított erőátadódási hosszak a feszítőerő és a száttartalom függvényében

A 9. ábrán (lásd két oldallal előbb) szemléltetésül 0,5 V%-os száladagolás és 125 kN-os feszítőerő alkalmazása során kapott eredményeinket grafikus formában adjuk meg. Az ábrán feltüntettük az egyes keresztmetszetekben a betonban és a feszítőpákszma kialakuló fajlagos deformációkat, a kísérleti elem adott szakaszainak tényleges hosszait és feszítőerő ráengedés utáni bebetonozott pászmahosszakat, az adott keresztmetszetekhez tartozó pászmabehúzódások értékeit valamint a számított erőátadódási hosszat.

Az erőátadódási hossz értékét az aktív és passzív oldali pászmabehúzódások és beton deformációk átlagának figyelembevételével számítottuk ki. Így az eredményül kapott erőátadódási hosszak is az aktív és passzív oldali tényleges erőátadódási hosszak átlagának felelnek meg.

A 10. ábrán (lásd előző oldalon) együtt mutatjuk meg különböző száttartalmú elemek erőátadódási hosszainak értékét a két legmagasabb feszítőerő érték esetén. Az ábrán a szemléletesség kedvéért csupán a legnagyobb eltérést mutató 0,5 V%-os száttartalmú elemet hasonlítja össze a szálerősítés nélküli kísérleti elem eredményeivel.

Az erőátadódási hossz változásának ábrázolása a feszítőerő nagyságának és az alkalmazott szálerősítésnek a függvényében a 11. ábrán látható.



11. ábra Az erőátadódási hossz értékei a feszítőerő és a száttartalom függvényében fokozatos feszítőerő ráengedés esetén

A számítási módszerből adódóan erőátadódási hosszként az a távolság definiálható, amely az adott nagyságú feszítőerőhöz tartozó tartóvégi pászmabehúzódás feszültségmentes pászmakeresztmetszete és azon belső keresztmetszet között mérhető, melyben éppen nincs már relatív elmozdulás a pászma és az azt körülvevő beton között. Vagyis ebben a keresztmetszetben az erőátadódás befejeződött.

8. A KÍSÉRLETI EREDMÉNYEK ALAPJÁN LEVONHATÓ KÖVETKEZTETÉSEK

Az alábbiakban összefoglaljuk azokat a fontosabb megállapításokat következtetéseket és eredményeket, amelyeket az előfeszített - szálerősítéses és szálerősítés nélküli - vasbeton kísérleti elemekkel végzett laboratóriumi vizsgálataink során kaptunk fokozatos feszítőerő ráengedés mellett.

① A tartóvégi pászmabehúzódnások mérése és a kísérleti elem hossza mentén egyidejűleg mért beton deformációk ismerete lehetőséget nyújt az erőátadódási hossz számításával történő meghatározására.

② A feszítőerő fokozatos ráengedése mellett mind a *mérhető* tartóvégi pászmabehúzódnás mind a *számítható* erőátadódási hossz acélszálerősítésű beton alkalmazása esetén csökken.

③ A tartóvégi pászmabehúzódnások fokozatos feszítőerő ráengedés alatti mérése után (ez a mérés elengedhetetlenül szükséges az erőátadódási hossz számításával történő meghatározáshoz) a mérési pontokra *regressziós függvény* illeszthető, mely

$$S = a \times \varepsilon_p^b \quad \text{alakú,}$$

és ahol S = a számított tartóvégi pászmabehúzódnás,
 a = a regressziós függvény együtthatója (kísérleti eredményekből számítva),
 ε_p = a kezdeti feszítőerőhöz tartozó pászma deformáció,
 b = a regressziós függvény kitevője (kísérleti eredményekből számítva).

Fenti függvényt tehát laboratóriumi kísérleti eredmények alapján lehet meghatározni az alkalmazott pászmatípus és betonosztály ismeretében. A pászmabehúzódnások mérésére lehetőleg olyan mérési módszert kell alkalmazni, mellyel a mérés rövid idő alatt elvégezhető.

④ A szálerősítésű betonnal készített kísérleti elemek erőátadódási hosszai - a feszítőerő fokozatos ráengedésekor - *kisebkek* a hagyományos, szálerősítés nélküli betonból készült kísérleti elemek esetén tapasztalható értékeknél.

Kísérleti eredményeink alapján az erőátadódási hossz értéke az előfeszített elemeken, C35 beton alkalmazása esetén, 125 kN-os feszítőerőnél:

- szálerősítés nélkül: 388 mm (100%),
- szálerősítéssel: 310 - 336 mm (80-87%) közötti értékre adódott.

⑤ A beton deformációk ismeretében *pontosítani* lehet az erőátadódási hossz értékét. Amennyiben csak a tartóvégi pászmabehúzódnások alapján számítjuk ki az erőátadódási hosszat, akkor tudatában kell lenni annak, hogy az az erőátadódási hossz - melyet a beton deformációkat is figyelembevevő számítási modell eredményez - az így kapottnál kissé nagyobb.

⑥ Mind a pászmabehúzódnások, mind a beton deformációk mérése során a tartók két végén mért értékek közötti különbség azt mutatja, hogy az *aktív oldali* (a feszítőerő ráengedésének oldala) és a *passzív oldali* (az átellenes oldal) erőátadódási hossz között nem mindig elhanyagolható a különbség.

9. KÖSZÖNETNYILVÁNÍTÁS

A szerzők köszönetet mondanak a Művelődési és Köznevelési minisztériumnak a kutatási program támogatásáért (száma: MKM, 150/1994).

10. JELÖLÉSEK

s_e	a feszítőbetét tartóvégi behúzódnása	mm
P	feszítőerő (a kísérleteknél: ráengedett feszítőerő)	kN
A_p	a feszítőbetét keresztmetszeti területe	mm ²
E_p	a feszítőbetét rugalmassági modulusa	N/mm ²
f_{pk}	a feszítőbetét szakítószilárdságának karakterisztikus értéke	N/mm ²
$f_{p,0.1}$	a feszítőbetét névleges folyási határa	N/mm ²
$\varnothing$	a szál átmérője	mm
ε_p	a feszítőbetét fajlagos alakváltozása	‰
ε_c	a beton fajlagos alakváltozása	‰
$\Delta \ell_s$	a végkeresztmetszet és a pászmára rögzített mérőgyűrű közötti távolság	mm
ℓ	a végkeresztmetszet és a pászmára rögzített mérőgyűrű közötti távolság a feszítőerő ráengedésének megkezdése előtt	mm

11. HIVATKOZÁSOK

Balázs L. Gy., Erdélyi L., (1996) "Beton szívósságának növelése acélszálakkal" *Kutatási jelentés*, MKM 150/94, BME Vasbetonszerkezetek Tanszéke, Budapest, 1996

Bruggeling A. S. G., (1996) "Description of the SSR Method for the Experimental Determination of the Actual Transmission Length and Relevant Parameters" *Research Report*, Delft University, Netherlands, presented at the FIP Com. 2 Meeting, 2nd May 1996, Lisbon

Erdélyi L., (1998) "Transmission Length Determination Based on Measured Draw-in and Concrete Strains" *Periodica Polytechnica*, Vol. 42, No. 2, pp. 85-96, 1998

Falkner H., Kubat B., Droese S., (1994) Durchstanzversuche an Platten aus Stahlfaserbeton (Punching Tests on Steel Fiber Plates), *Bautechnik*, Vol. 71, No. 8, pp. 460-467, 1994

Naaman A. E., (1992) "Tailored Properties for Structural Performance" *High Performance Fiber Reinforced Composites, RILEM Proceedings*, 15, H. W. Reinhardt and A. E. Naaman, Editors, Chapman and Hall, London, 1992

Orosz Á., Tassi G., Erdélyi L., (1984) "Előrefeszített vasbeton tartók sajátfeszültség-állapotának ellenőrzése a feszítőerő ráengedésekor" *KK jelentés*, 232.044/1983, BME Vasbetonszerkezetek Tanszéke, Budapest, 1984

Reinhardt H. W., Naaman A. E., (1992) "High Performance Fiber Reinforced Cement Composites" *Proceedings of the RILEM/ACI Workshop*, Mainz, June 23-26, 1991, Chapman and Hall, London, 1992

4. Szekció – Session 4 **Modellezés – Modelling**

SZÁLERŐSÍTÉSŰ BETON MODELLEZÉSE EGYTENGELYŰ HÚZÓ IGÉNYBEVÉTEL ESETÉN

Kovács Imre *

BME Vasbetonszerkezetek Tanszéke

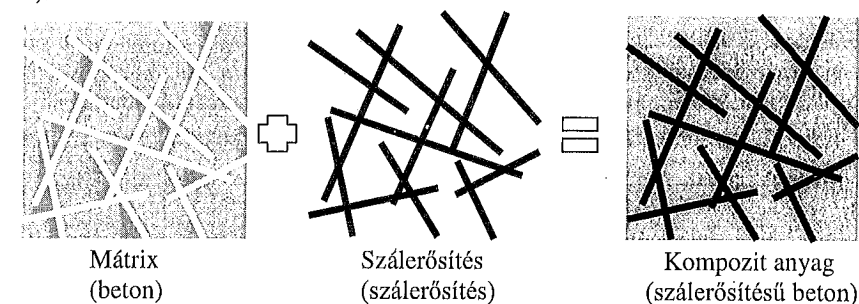
1111 Budapest, Bertalan Lajos u. 2.

ÖSSZEFOGLALÁS

A dolgozatban egy anyagmodellt mutatunk be, amely szálerősítésű betonok viselkedését írja le egytengelyű húzó igénybevétel hatására. Szemléletes rheológiai modellje segítségével vázoljuk a termodinamikai alapokon nyugvó alapegyenleteket a modell legösszetettebb változata alapján. Az alkotóelemek (beton mint mátrix és szálerősítés) anyagmodelljeinek megfelelően (pl.: lineárisan rugalmas - tökéletesen képlékeny anyagú szál, lineárisan rugalmas - tökéletesen rideg anyagú beton) bemutatjuk a modell változatait. A szemléletesség érdekében a legegyszerűbb modell kapcsán vázoljuk az egyes paraméterek hatását. Ezt követően ismertetjük meghatározásuk menetét kísérleti tapasztalatokra és elvi megfontolásokra építve. Végezetül vázoljuk az 1 dimenziós modell 3 dimenzióra történő kiterjesztésének módszerét.

1. BEVEZETÉS

A szálerősítésű betonok felhasználása ugrásszerűen megnőtt az utóbbi években külföldön és hazánkban egyaránt, köszönhetően a betonnal szemben mutatott előnyös tulajdonságainak (ACI 1986, Erdélyi 1993, Gopalartnam 1986, Gopalartnam 1991, Reinhard, Naaman 1991, Balaguru, Shah 1992). A fokozott érdeklődés ellenére az eddig rendelkezésünkre álló különböző tervezési eljárások csak egyes speciális problémák és szál típusok esetén nyújtanak használható eszközöket a tervező mérnökök számára (Reinhard, Naaman 1991, Naaman, Reinhard 1995, Balaguru, Shah 1992). Az anyag viselkedésének komplex leírása annak összetettsége miatt még a legegyszerűbb egytengelyű feszültségállapot esetén is igen bonyolult feladat (Chern, Yang, Chen 1992).



1. ábra A szálerősítésű beton alkotóelemeinek értelmezése a modell alapján

* okl. építőmérnök, doktorandusz

Ezzel magyarázható, hogy a gyakorlatban alkalmazott modellek az anyagviselkedés szempontjából igen durva egyszerűsítéseket tartalmaznak, így magasabb rendű eljárásokban - mint például a véges elemes módszerek - az apparátus komolysága ellenére sem szolgáltatnak reális képet az anyag viselkedéséről. Joggal merül tehát fel az igény egy olyan anyagmodell felállítására, amely mérnöki szempontból kellőképpen egyszerű, jól beilleszthető a megszokott tervezési eljárások filozófiájába, de ugyanakkor jól kifejezi az anyag viselkedését lehetőséget adva különböző numerikus módszerek alkalmazására (Reinhard, Naaman 1991, Balaguru, Shah 1992, Naaman, Reinhard 1995). A cikkben szereplő modell egy lehetséges megoldást kíván bemutatni.

A szálerősítésű betont tágabb értelemben a kompozit anyagok családjába sorolhatjuk. Kompoziton olyan inhomogén anyagot értünk, amely több homogén anyag társításából jön létre (Kollár, Kiss 1999). Ágyazóanyagból (mátrix) - ami szálerősítésű beton esetén a beton - és a beágyazott szálakból (szálerősítés) állnak (1. ábra). Mind az ágyazóanyag mind a szálak anyaga igen sokfajta lehet (Naaman, Reinhard 1995). Szálerősítésű betonban elsősorban különböző acél és műanyag szálak használata terjedt el, eltérő alakban és méretben (ACI 1986).

A cikkben szereplő anyagmodell egytengelyű húzó igénybevétel működése esetén általánosan alkalmazható kompozit anyagok viselkedésének leírására. Az általánosított modellt itt szálerősítésű betonra alkalmazzuk (Kovács 1998, Kovács 1998).

2. RHEOLÓGIAI MODELLEK

Az 2. ábra egy a szálerősítésű beton viselkedését egytengelyű húzásban leíró rheológiai modellt mutat be (Kovács 1998, Kovács 1998). A modellt a két összetevő (a beton mint mátrix és a szálerősítés) viselkedését leíró lineáris anyagmodell építi föl. Jelen modell esetén a mátrixot lineárisan rugalmas - rideg anyagnak tekintjük, melyben az anyag megrepedése után maradó feszültségek működnek (felpuhulás). A beton mint mátrix lineárisan rugalmas viselkedését a modellben egy C_m merevségű rugó, húzószilárdságát egy f_t szilárdságú repedést jelképező elem, az $\bar{f}_t$ maradó szilárdságot egy surlódó kapcsolat, a felpuhulást egy H_m merevségű rugó ábrázolja. A modellben a szálerősítést lineárisan rugalmas - képlékeny anyagként vesszük figyelembe. Rugalmas állapotát egy C_f merevségű rugó, folyáshatárát egy f_y szilárdságú surlódó kapcsolat, a felpuhulást egy H_f merevségű rugó ábrázolja.

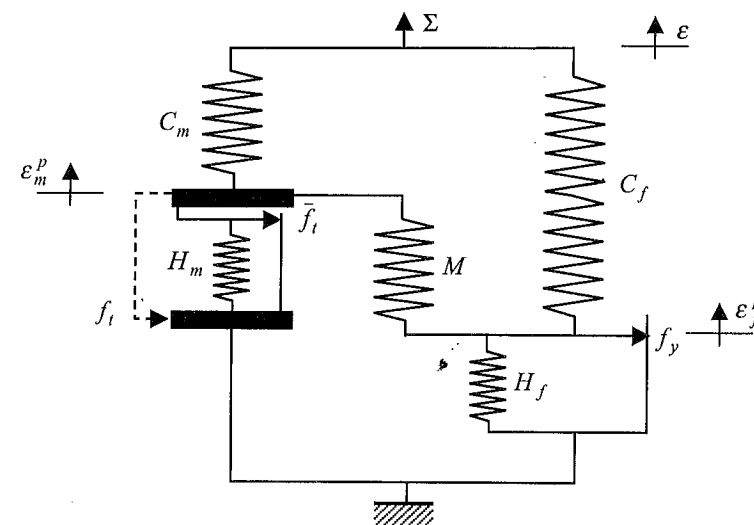
A szálerősítésű beton alkotóelemeinek anyagmodelljeit a 3. ábra szemlélteti. A szálak hatásukat a repedések megjelenése után fejtik ki, a beton és a szál között kialakuló kapcsolat miatt, melyet a modellben egy M merevségű rugó ábrázol. A betonban mint mátrixban ill. a szálerősítésben kialakuló képlékeny alakváltozásokat ε_m^p és ε_f^p jelöli. A szálerősítésű betonban a külső teherből származó feszültséget Σ , az alakváltozást ε jelöli.

Az egyes anyagjellemzők helyes értelmezése érdekében megjegyezzük, hogy minden egyes felsorolt paraméter a szálerősítésű beton szintjén értelmezett mennyiség, nem feleltethető meg és származtathatók közvetlenül az alkotóelemek anyagjellemzőiből (1. és 3. ábra) (Kovács 1998). Például a szálerősítés képlékeny alakváltozásának értelmezése során különböző, a szálerősítésű anyag szintjén megfigyelhető jelenségeket kell figyelembe vennünk mint például a szál és beton kapcsolati szilárdsága, a szálkihúzóerő, a szálak lokális folyása, stb. Az egyes alkotóelemek rugalmas

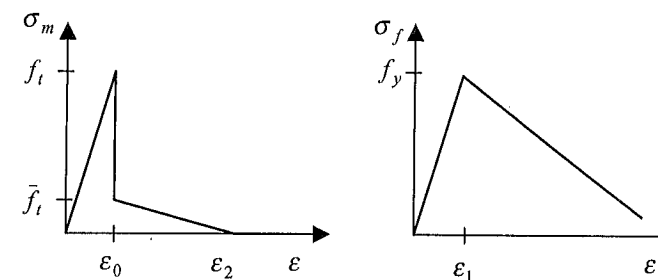
viselkedését leíró rugók merevsége (C_m és C_f) sem feleltethető meg közvetlenül az anyagi rugalmassági modulusoknak, hiszen a két alkotóanyag társítása alkotja a szálerősítésű betont. Ebből következően egy eredő rugalmassági modulusnak tekinthető, a szálerősítésű betont mint kompozit anyagot jellemző rugalmassági moduluszt valamely homogenizációs összefüggés alapján nyerhetjük az alkotóelemek anyagi rugalmassági modulusaiból.

Jelölje σ_m a betonban mint mátrixban, σ_f pedig a szálerősítésben lévő húzófeszültségeket. Ekkor a szálerősítésű beton és alkotóelemeinek feszültségállapotát az alábbi egyenletek írják le a 2. ábra alapján:

$$\begin{aligned}\Sigma &= \sigma_m + \sigma_f = (C_m + C_f)\varepsilon - C_m\varepsilon_m^p - C_f\varepsilon_f^p \\ \sigma_m &= C_m(\varepsilon - \varepsilon_m^p) - M(\varepsilon_m^p - \varepsilon_f^p) \\ \sigma_f &= C_f(\varepsilon - \varepsilon_f^p) + M(\varepsilon_m^p - \varepsilon_f^p)\end{aligned}\quad (1)$$



2. ábra Szálerősítésű beton 1 dimenziós rheológiai modellje



3. ábra Az alkotóelemek viselkedését leíró lineáris anyagmodellek
a) a beton mint mátrix anyagmodellje b) a szálerősítés anyagmodellje

E feszültségeket a szálerősítésű betonra valamint alkotórészeire felírható folyási feltételek korlátozzák:

$$f := \max\{f_m, f_f\}$$

$$f := \max\{f_m, f_f\} = \sigma_m + \zeta_m - \bar{f}_i \leq 0 \quad \text{ha : } f_i / f_y < C_m / C_f \quad (2)$$

$$f := \max\{f_m, f_f\} = \sigma_f + \zeta_f - f_y \leq 0 \quad \text{ha : } f_i / f_y > C_m / C_f$$

ahol $-\zeta_m$ és $-\zeta_f$ az alkotórészek felpuhulását jelképező rugókban ébredő feszültségek, melyek a képlékenységtanban szereplő keményedést/felpuhulást leíró változók függvényei: $\zeta_m = \zeta_m(\chi_m)$ és $\zeta_f = \zeta_f(\chi_f)$. Ezen változók (χ_m, χ_f) tekintettel arra, hogy 1 dimenziós feszültségállapotot vizsgálunk megegyeznek a nekik megfelelő képlékeny alakváltozásokkal $(\varepsilon_m^p, \varepsilon_f^p)$:

$$\chi_m = \varepsilon_m^p \leftrightarrow \zeta_m = -H_m \chi_m \quad (3)$$

$$\chi_f = \varepsilon_f^p \leftrightarrow \zeta_f = -H_f \chi_f$$

Terhelés során vagy a betonban mint mátrixban ébredő feszültség éri el a húzószilárdságot (mint általában tapasztalható szálerősítésű betonok esetén), vagy a szálerősítésben ébredő feszültségnövekedés okoz képlékeny alakváltozást a szálakban (szálerősítésű műanyagok esetén a rideg szálak miatt ez általában tönkremenetelt is okoz).

A fenti egyenletekből (2)(3) kitűnik, hogy a folyási feltételt nem közvetlenül a kompozit anyagra - azaz a szálerősítésű betonra - írjuk fel, hanem az alkotórészek szintjén állapítjuk meg.

Ez előrevetíti az egyes alkotóelemek lineáris anyagmodelljeiben szereplő paraméterek meghatározásának problémáját. Ezzel a kérdéssel bővebben a 4. fejezetben foglalkozunk. Tekintettel arra, hogy a szálerősítésű beton egy lehetséges anyagmodelljét kívánjuk bemutatni, a továbbiakban a következő feszültségállapotokat különböztetjük meg:

$$f := \max\{f_m, f_f\} < 0$$

$$f_m = df_m = 0, \quad f_f < 0 \quad (4)$$

$$f_m = df_m = 0, \quad f_f = df_f = 0$$

Rugalmas állapotban az (1) összefüggésben szereplő feszültségek az alábbi képletek alapján számíthatók:

$$f := \max\{f_m, f_f\} < 0 \quad \left\{ \begin{array}{l} \Sigma = (C_m + C_f) \varepsilon \\ \sigma_m = C_m \varepsilon \\ \sigma_f = C_f \varepsilon \end{array} \right. \quad (5)$$

A 3/a ábra alapján a beton repedése az alakváltozás egy ε_0 értékénél következik be. Ekkor a betonban lévő feszültség eléri a húzószilárdság értékét. Közvetlenül a repedés kialakulása előtt az (1) egyenletekben szereplő feszültségek (5) alapján az alábbiak:

$$-\Sigma^0 = f_i(1 + \kappa) \quad -\sigma_m^0 = f_i \quad -\sigma_f^0 = f_i \kappa \quad (6)$$

ahol κ az egyes alkotóelemek modelljében szereplő rugók merevségeinek hányadosa; $\kappa = C_f / C_m$. A beton repedését követően a folyási feltétel (2) alapján felírható a betonban létrejövő képlékeny alakváltozás:

$$\varepsilon_m^p = \frac{f_i - \bar{f}_i}{C_m + M} = \frac{f_i - \sigma_m^{res}}{C_m + M + H_m} \quad (7)$$

A kapott eredményt felhasználva a szálerősítésű beton és alkotóelemeinek feszültségállapota az (1) egyenletekbe történő behelyettesítés és egyszerűsítés után a következő alakot ölti:

$$+\Sigma^0 = -\Sigma^0 - \frac{C_m}{C_m + M} (f_i - \bar{f}_i)$$

$$+\sigma_m^0 = -\sigma_m^0 - (f_i - \bar{f}_i) = \bar{f}_i \quad (8)$$

$$+\sigma_f^0 = -\sigma_f^0 + \frac{M}{C_m + M} (f_i - \bar{f}_i)$$

A fenti egyenletek csak közvetlenül a repedés utáni (nincs alakváltozás: $-\varepsilon_0 = +\varepsilon_0$) feszültségállapotot írják le. A plasztikus potenciál-elméletnek megfelelően a további képlékeny alakváltozások növekményeit leíró anyagtörvény a következőképpen írható fel:

$$\text{ha } f_m = 0 \rightarrow (d\varepsilon_m^p, d\chi_m) = d\lambda_m \left(\frac{\partial f_m}{\partial \sigma_m}, \frac{\partial f_m}{\partial \zeta_m} \right)$$

$$\text{ha } f_f = 0 \rightarrow (d\varepsilon_f^p, d\chi_f) = d\lambda_f \left(\frac{\partial f_f}{\partial \sigma_f}, \frac{\partial f_f}{\partial \zeta_f} \right) \quad (9)$$

ahol λ_m, λ_f a képlékenységtanból ismert nem negatív képlékenységi szorzótényezők, 1 dimenziós esetben: $d\lambda_m = d\sigma_m / H_m$, $d\lambda_f = d\sigma_f / H_f$. Az (1) és (8) egyenletek alapján felírhatjuk a szálerősítésű beton feszültségnövekményeit a (4)-ben figyelembe vett 3 feszültségállapot alapján:

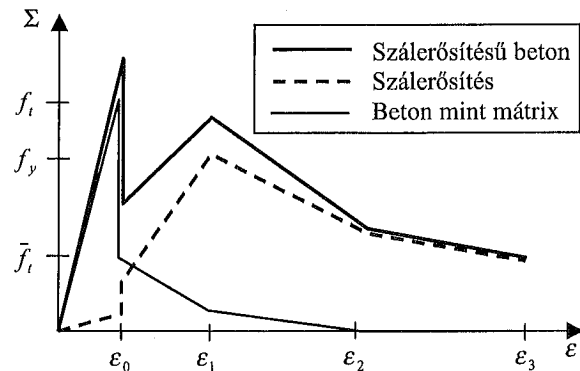
$$d\Sigma = d\sigma_m + d\sigma_f \quad (10)$$

ahol az alkotóelemek feszültségnövekményeit a feszültségállapottól függően az alábbi egyenletek alapján írhatjuk fel:

$$\text{ha } f_m = df_m = 0; f_f < 0: \begin{cases} d\sigma_m = \frac{C_m H_m}{C_m + M + H_m} d\varepsilon \\ d\sigma_f = \left(C_f + \frac{C_m M}{C_m + M + H_m} \right) d\varepsilon \end{cases} \quad (11)$$

$$\text{ha } f_m = df_m = 0; f_f = df_f = 0: \begin{cases} d\sigma_m = H_m \frac{C_m (C_f + M + H_f) + C_f M}{(C_m + M + H_m)(C_f + M + H_f) - M^2} d\varepsilon \\ d\sigma_f = H_f \frac{C_f (C_m + M + H_m) + C_m M}{(C_m + M + H_m)(C_f + M + H_f) - M^2} d\varepsilon \end{cases} \quad (12)$$

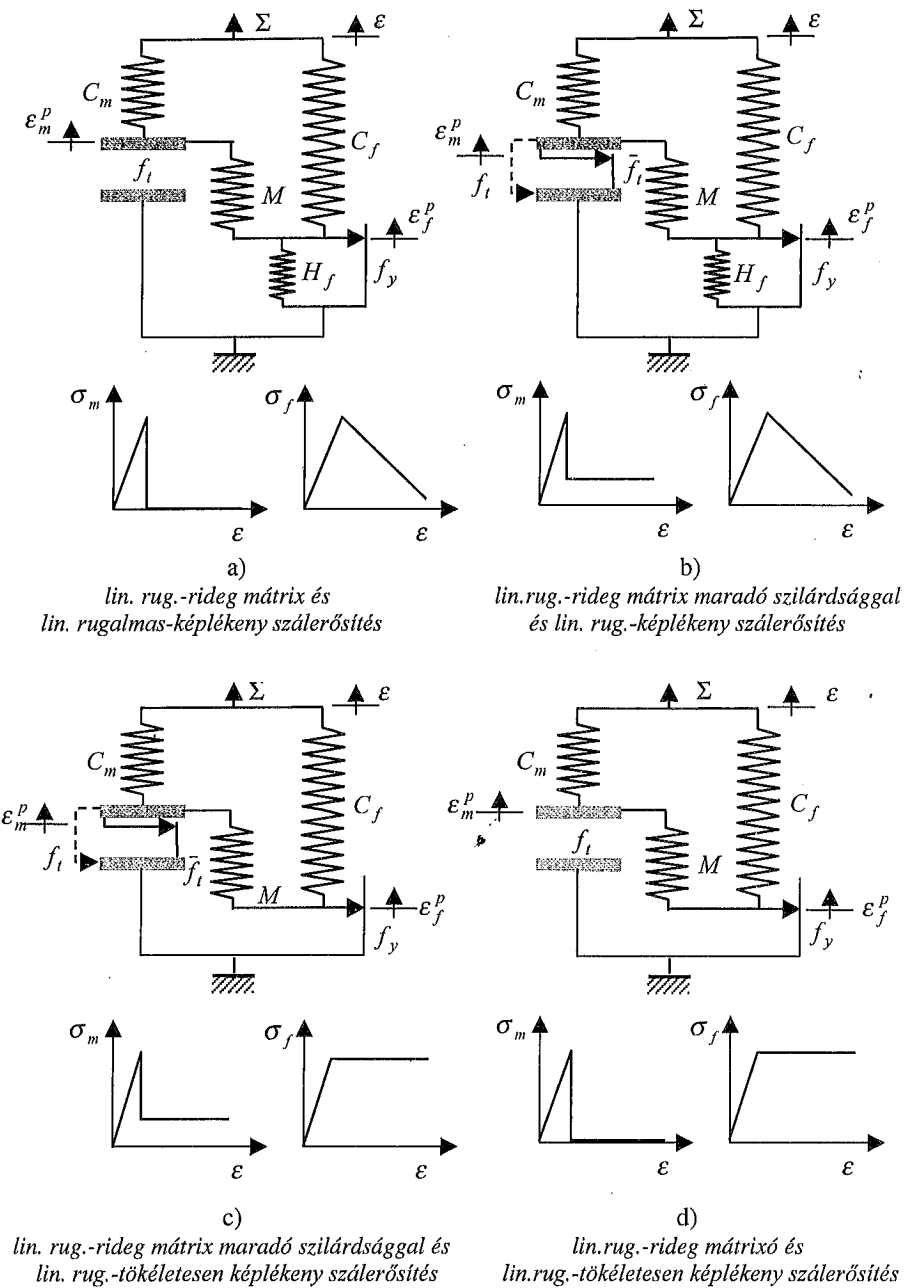
Az ismertett modell alapján meghatározható a szálerősítésű beton ($\Sigma - \varepsilon$) és alkotórészeinek ($\sigma_m - \varepsilon$, $\sigma_f - \varepsilon$) jellegzetes feszültség-alakváltozás görbéi melyek a 4. ábrán láthatók. Az 2. ábra valamint a (11) és (12) összefüggései alapján mód nyílik az alkotóelemek anyagmodelljeiben szereplő paraméterek számának csökkentésére, ami matematikailag és gyakorlati szempontból is egyszerűbben kezelhető modelleket eredményez. Néhány egyszerűbb felépítésű rheológiai modellt valamint a hozzájuk tartozó alkotóelem-anyagmodelleket mutat be az 5. ábra.



4. ábra A modell alapján megállapítható feszültség-alakváltozás diagramok

A modell kapcsán definiált három feszültségállapot értelmezése némi magyarázatot igényel, hiszen húzó igénybevétel esetén a repedés megjelenését követően már nem beszélhetünk a beton klasszikus értelemben vett képlékeny alakváltozásáról. Joggal merül fel a kérdés, mit is értelmezhetünk így a modellben értelmezett betonban kialakuló képlékeny alakváltozás alatt. Kísérleti úton természetesen meghatározható egy feszültség-fajlagos alakváltozás összefüggés de ez csak az összetartozó erő-repedésnyílás értékekből számított, valódi fizikai tartalommal nem rendelkező fiktív kapcsolat, hiszen a mérési eljárás függvénye.

A bemutatott rheológiai anyagmodell (2. ábra) szemléletesen ábrázolja a modell hármas tagozódását. A beton mint mátrix és a szálerősítés viselkedését lineáris anyagmodellekkel vettük figyelembe (3. ábra). A modell harmadik összetevőjét, a két alkotóelem kapcsolatát kifejező M paraméter szintén lineárisnak feltételeztük (2. ábra). A modellben az összetevőket jellemző anyagállandókból kiindulva, a kapcsolatot kifejező M paraméter segítségével felírtuk a szálerősítésű beton és alkotóelemeinek feszültségállapotait (4. ábra). A modellben szereplő paraméterek meghatározását a következőkben mutatjuk be.



5. ábra Különböző rheológiai modellek szálerősítésű betonhoz az összetevők anyagmodelljeivel (Kovács 1998)

3. MODELLPARAMÉTEREK VIZSGÁLATA ÉS MEGHATÁROZÁSA

A mechanikai szempontból részleteiben is ismertett 1 dimenziós modell paramétereinek vizsgálata azok nagy száma miatt nehézségekbe ütközik. A továbbiakban ezért csak a legegyszerűbb 5/d ábrán látható modell alapján ismertetjük az egyes alkotóelemek anyagjellemzőinek hatását a szálerősítésű beton viselkedésére, valamint ismertetjük meghatározásuk elvét elméleti megfontolások és kísérleti tapasztalatok alapján.

3.1 Az alkotóelemek anyagállandóinak hatása

Az 6. ábrán jól megfigyelhető, hogy a feszültség-alakváltozás görbe 3 jellegzetes ponttal rendelkezik. A levezetések mellőzésével közöljük az egyes pontokban meghatározható feszültség értékeket (Σ'), valamint a görbe egyes szakaszaihoz tartozó érintő modulusokat (K_i):

$$\begin{aligned} -\Sigma^0 &= (C_m + C_f) \epsilon_0 \\ +\Sigma^0 &= \left(C_m + C_f - \frac{C_m^2}{C_m + M} \right) \epsilon_0 = -\Sigma^0 - C_m \frac{f_t}{C_m + M} \end{aligned} \quad (13)$$

$$-\Sigma^1 = +\Sigma^1 = f_y$$

$$K_0 = C_m + C_f$$

$$K_1 = C_m + C_f - \frac{C_m^2}{C_m + M} = C_f + \frac{C_m M}{C_m + M} \quad (14)$$

$$K_2 = 0$$

A fenti egyenletekben összesen öt (C_m, C_f, M, f_t, f_y) paraméter szerepel. Mint említettük meghatározásuk közvetlen kísérleti úton nem lehetséges, hiszen azok összetett jelenségeket (pl.: f_f esetében szállíhúzóadás + szál-beton kapcsolat, stb.) írnak le. A kompozit anyagok rugalmassági modulusának elméleti úton történő meghatározására napjainkig számos eredmény született. Ezen modellekre általánosan elmondható, hogy az alkotóelemek anyagi rugalmassági modulusaiból vezetik le a kompozit rugalmassági modulusát valamilyen homogenizációs elv alapján. Legegyszerűbb ilyen eljárás az alkotóelemek anyagi rugalmassági modulusainak térfogatszázalék arányban való figyelembe vétele a kompozit rugalmassági modulusának meghatározása során. Ezek a modellek egyúttal tökéletes, együtdolgozást is feltételeznek az alkotórészek között.

A modell jelölései alapján a keverési szabály a következő formában írható fel:

$$K_0 = C_m + C_f = (1 - \eta_f) E_m + \eta_f E_f \quad (15)$$

ahol η_f a szálerősítés térfogatrészt, E_m és E_f pedig az alkotórészek anyagi rugalmassági modulusait jelöli.

Ha eltekintünk a szálorientáció rugalmassági modulusra gyakorolt hatásától egy 30000 N/mm² rugalmassági modulusú betonban alkalmazott 0,5 V% (~36 kg/m³) mennyiségű 210000 N/mm² rugalmassági modulusú acélszál esetén a szálerősített beton rugalmassági modulusa 30900 N/mm². Ennek a csekély eltérésnek (~0,3%) a későbbiek során nagy jelentősége lesz.

A 7/a ábra szemlélteti néhány felvett C_m érték hatását a szálerősítésű beton húzófeszültség - fajlagos alakváltozás összefüggésére. A többi paramétert állandónak tekintve érzékelhető, hogy C_m -nek, azaz a beton mint mátrix rugalmassági modulusának van a legnagyobb hatása a diagram lefutására mind rugalmas állapotban, mind a beton repedését követően. A bevezetett öt paraméter közül igazából egy paraméter jelent teljesen új, eddig nem alkalmazott tényezőt. Az M rugalmassági modulus jellegű paraméter a szálerősítés és a beton kapcsolatának „erősségét” kívánja jellemezni a beton megrepedés után (5/d ábra). A 7/b ábra érzékelteti, hogy jelentős hatással van a szálerősítésű beton repedés utáni viselkedésre. Növekedése jelentősen növeli az anyag szívósságát, amit a görbe alatti területből vezethetünk le. Mivel C_f C_m -hez hasonló mennyiség, hatása is hasonló, de arányuk miatt jóval kisebb. Ezt érzékelteti a 6/c ábra mely a $\kappa = C_f / C_m$ hányados változását szemlélteti. A legtöbb mechanikai jelenséget magába foglaló anyagjellemző f_y , azaz a szálerősítés folyáshatárát kifejező mennyiség. Nyilvánvaló, hogy lineárisan rugalmas – tökéletesen rideg betonmodell esetén a repedés utáni állapotot leginkább a szálerősítés mennyisége és szilárdsága befolyásolja. Hatását a 7/d ábra ábrázolja.

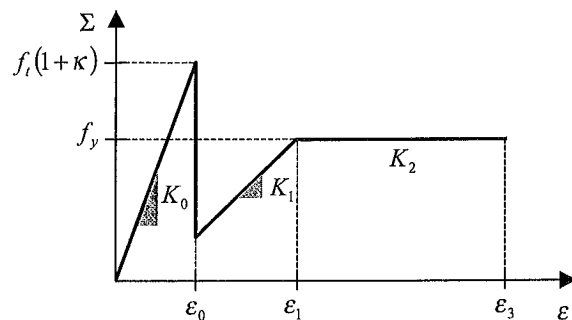
3.2 Modellparaméterek meghatározása

A legkönnyebben alkalmazható anyagmodellek kísérleti úton könnyen meghatározható anyagi paramétereket tartalmaznak. Modellünkben olyan paraméterek szerepelnek, melyeket nem tudunk közvetlenül fizikailag mérni, ezért meg kell próbálnunk mérhető mennyiségekből levezetni őket további elvi megfontolások alapján. A húzófeszültség – fajlagos alakváltozás ábra valamilyen itt nem tárgyalt energetikai úton kifejezhető a közvetlenül mérhető erő – repedésnyílás összefüggésből. Tekintsük ezt adottnak. Fejezzük most ki a (14) egyenletekben szereplő érintő modulusokat C_m , M és κ , azaz C_f / C_m függvényében:

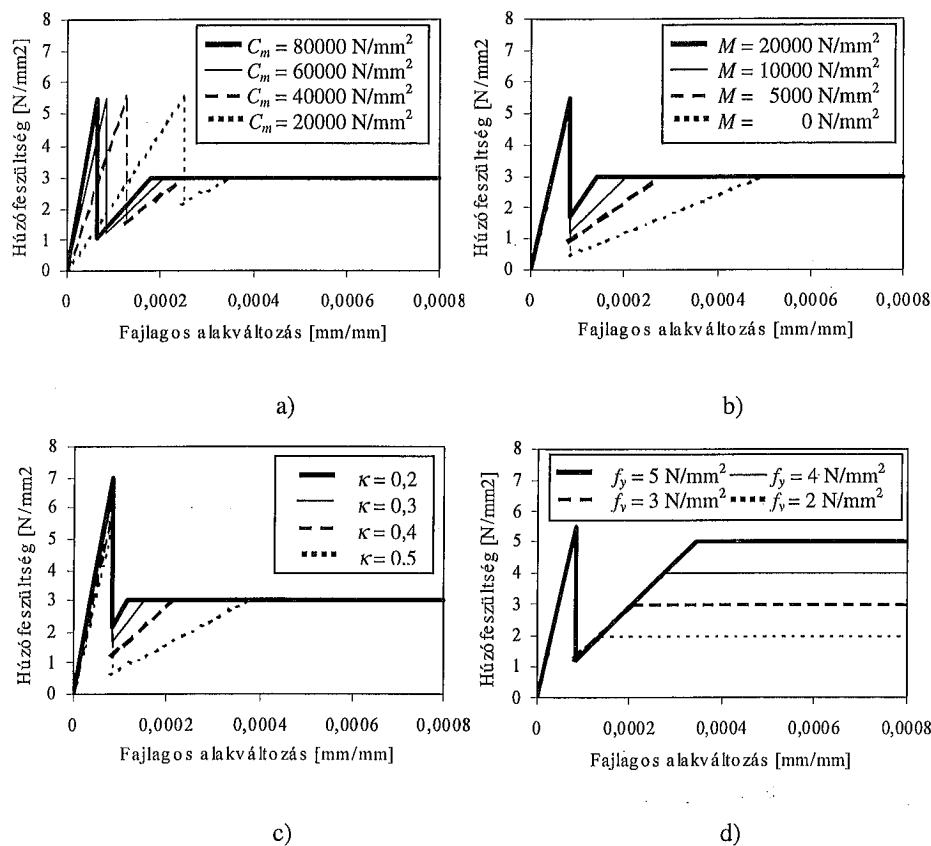
$$\begin{aligned} K_0 &= C_m (1 + \kappa) \\ K_1 &= C_m \left(\kappa + \frac{M}{C_m + M} \right) \end{aligned} \quad (16)$$

Fejezzük most ki a szálerősítés és a beton kapcsolatát repedés után jellemző M tényezőt:

$$M = K_1 \frac{1 + \kappa (1 - K_0 / K_1)}{(1 + \kappa)^2 (1 - K_1 / K_0)} \quad (17)$$



6. ábra A legegyszerűbb rheológiai modell alapján meghatározható húzófeszültség-fajlagos alakváltozás összefüggés (Kovács 1998)

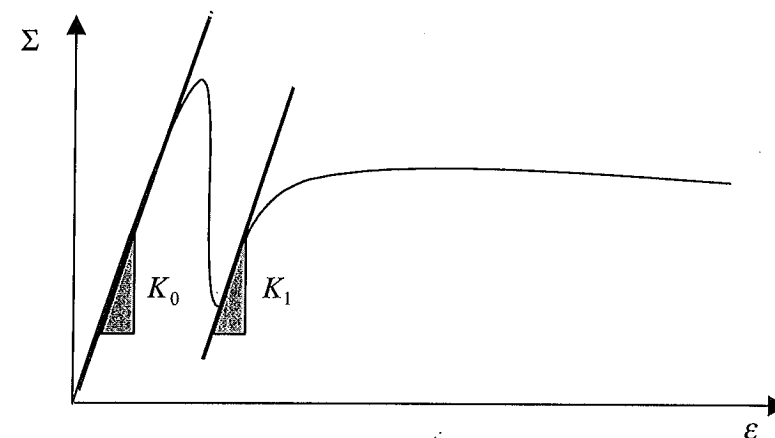


7. ábra Az alkotórészek anyagi jellemzőinek hatása a szálerősítésű beton húzófeszültség-fajlagos alakváltozás összefüggésére egytengelyű húzás esetén (Kovács 1998)
a) C_m hatása b) M hatása c) $\kappa = C_f / C_m$ hatása d) f_y hatása

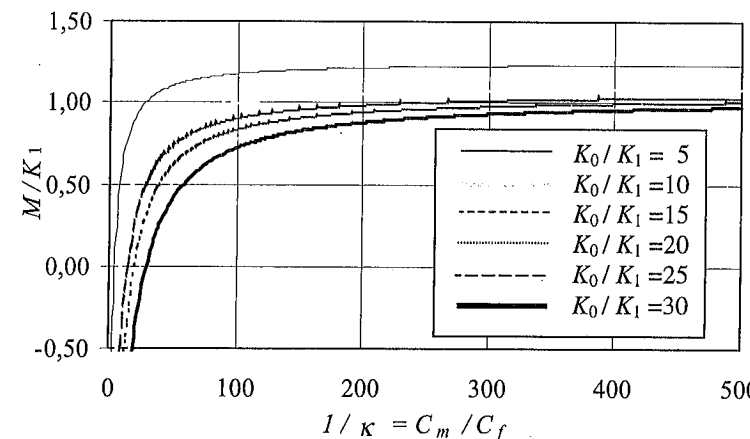
Tekintettel arra, hogy rendelkezésünkre áll egy kísérleti úton meghatározott $\Sigma - \varepsilon$ ábra, K_0 és K_1 a görbe alapján egyszerűen meghatározható (8. ábra). Így M már csak κ függvénye. Ezt függvénykapcsolatot különböző κ értékek esetén ábrázoltuk a 9. ábrán. Az ábra alapján megállapítható, hogy M aszimptotikus viselkedést mutat függetlenül a felvett K_0 / K_1 értékektől. Az aszimptota $\kappa = 0$ értékénél határozható meg. Vizsgáljuk most meg az egyes érintő modulusokat $\kappa \rightarrow 0$ esetén:

$$\lim_{\kappa \rightarrow 0} K_0 = \lim_{\kappa \rightarrow 0} C_m (1 + \kappa) = C_m$$

$$\lim_{\kappa \rightarrow 0} K_1 = \lim_{\kappa \rightarrow 0} C_m \left(\kappa + \frac{M}{C_m M} \right) = \frac{C_m M}{C_m + M} \quad (18)$$



8. ábra K_0 és K_1 meghatározása kísérleti úton (Kovács 1998)



9. ábra A szálerősítés és beton kapcsolatát repedés után jellemző M paraméter aszimptotikus viselkedése (Kovács 1998)

(18) első egyenlete a beton és szálerősítésű beton rugalmassági modulusainak egyezését fejezi ki. Ez az eredmény összhangban van a (15) alapján bemutatott példával, amelyben a 0,5 V% (~40 kg/m³) mennyiségű szálerősítés okozta mintegy ~0,3%-os különbség mérnöki szempontból elhanyagolhatónak tekinthető. A szálak tényleges betont erősítő hatásukat annak megrepedése után fejtik ki, a szálerősítés és a beton közötti kapcsolatnak köszönhetően, melyet az M paraméter vesz figyelembe (Kovács 1998, Kovács 1998). Ennek értéke (18) alapján könnyen megkapható a két egyenlet egymásba történő behelyettesítésével:

$$\lim_{\kappa \rightarrow 0} M = \frac{K_0 K_1}{K_0 + K_1} \quad (19)$$

Nyilvánvaló, hogy a kompozit anyagnak tekinthető szálerősítésű beton húzószilárdsága $f_t(1+\kappa)$, (5. ábra) (18) alapján megegyezik a beton mint mátrix húzószilárdságával (f_t) (Romualdi, Batson 1963, Lim, Paramasivam, Lee 1987). Ezt kísérleti eredmények szintén alátámasztják. A szálerősítés folyáshatárának meghatározása során számos nehézséget okoz annak összetett volta. Kísérleti tapasztalatok alapján az elemi szálak viselkedését tönkremenetel során két nagyobb, egymástól jól elkülöníthető esetre bonthatjuk. Nagyobb szilárdságú (>C80) és viszonylag nagy száltartalmú (>2 V% ~ 160 kg/m³) és rugalmassági modulusú (pl.: acélszálak) szálerősítésű betonok esetén megfigyelhető, hogy repedés után a szálak képesek az anyaguk szintjén értelmezett folyáshatárig teherviselésre. A tönkremenetel ebben az esetben a szálak szakadásával következik be (Kovács, Erdélyi, Balázs 1997). Normál szilárdságú betonok esetén (<C60) megszokott száltartalmak mellett (<1 V% ~ 80 kg/m³) a tönkremenetel a szálak betonból történő kihúzódnásával következik be. Az első esetben f_y értékének meghatározásához használhatjuk a már bemutatott keverési szabályt (15), $f_y = \eta_f F_y$, ahol F_y alatt a szál anyagára értelmezett folyáshatárt értjük (Kovács 1998). Szálkihúzódnással végbemenő tönkremenetel esetén f_y -t az elemi szál kihúzóvizsgálatából határozhatjuk meg.

A fejezetben megmutattuk az egyes modellparamétereket, kiemelve a beton rugalmassági modulusának és a beton és szálerősítés kapcsolatát kifejező M paraméternek a feszültség-alakváltozás diagrammra gyakorolt hatását. Bemutattuk, hogy az 1 dimenziós modellben szereplő modellparaméterek meghatározhatók kísérleti eredmények $F-w$ összefüggéséből származtatott $\Sigma-\epsilon$ diagrammjai alapján:

■ 1 húzókísérlettel, ha feltételezzük hogy a szálerősítés folyáshatárát a keverési szabály alapján meghatározhatjuk

■ 1 húzó + 1 szálkihúzó vizsgálatból abban az esetben, ha a tönkremenetel szálkihúzódnás miatt következik be,

valamint az M paraméter aszimptotikus viselkedéséből levonható megállapítások alapján. A felállított modell alapján kimutattuk a szálerősítés elhanyagolható hatását a szálerősítésű beton rugalmassági modulusára és levezettük M kapcsolati paramétert a mérhető rugalmassági, és repedés utáni érintő modulusának függvényében.

4. A 3 DIMENZIÓS ANYAGMODELL

A következő fejezetben ismertetjük az 1 dimenziós modell 3 dimenzióra történő kiterjesztésének elvi alapjait és megoldását a rendszer energiaállapotának leírása alapján. A 3 dimenziós anyagmodell alapösszefüggéseit termodinamikai úton határozzuk meg, a skalár anyagparamétereket 3 dimenzióban tenzoriális megfelelőikkel fejezzük ki.

4.1 1-D anyagmodell termodinamikai alapjai

A rendszer disszipációs energiájára felírjuk a Clausius-Duhem egyenlőtlenséget:

$$\varphi_{1\text{dim}} dt = \Sigma d\epsilon - d\psi \geq 0 \quad (20)$$

ahol $\varphi_{1\text{dim}}$ jelöli az 1 dimenziós (egy tengelyű feszültségállapotban lévő) anyag disszipációs energiáját, ψ pedig a rendszer szabad energiáját fejezi ki, az állapotváltozók függvényeként. Az állapotváltozók jelen esetben a teljes rendszeren értelmezett fajlagos alakváltozás ϵ , valamint az alkotóelemek szintjén értelmezett képlékeny fajlagos alakváltozások, ϵ_m^p és ϵ_f^p . Az 5/d ábra alapján a szabad energia függvénye a következőképpen fejezhető ki:

$$\psi = \psi(\epsilon, \epsilon_m^p, \epsilon_f^p) = \frac{1}{2} C_m (\epsilon - \epsilon_m^p)^2 + \frac{1}{2} C_f (\epsilon - \epsilon_f^p)^2 + \frac{1}{2} M (\epsilon_m^p - \epsilon_f^p)^2 \quad (21)$$

Behelyettesítve a Helmholtz féle energiafüggvényt (21) a Clausius-Duhem (20) egyenlőtlenségbe megkapjuk a rendszer disszipációs energiájának függvényét:

$$\varphi_{1\text{dim}} dt = \left(\Sigma - \frac{\partial \psi}{\partial \epsilon} \right) d\epsilon = \sigma_m d\epsilon_m^p + \sigma_f d\epsilon_f^p \geq 0 \quad (22)$$

ahol a szálerősítésű beton és alkotórészeinek feszültségeit az energiafüggvényből származtathatjuk:

$$\begin{aligned} \Sigma &= \frac{\partial \psi}{\partial \epsilon} = (C_m + C_f) \epsilon - C_m \epsilon_m^p - C_f \epsilon_f^p \\ \sigma_m &= - \frac{\partial \psi}{\partial \epsilon_m^p} = C_m \epsilon - (C_m + M) \epsilon_m^p + M \epsilon_f^p \\ \sigma_f &= - \frac{\partial \psi}{\partial \epsilon_f^p} = C_f \epsilon + M \epsilon_m^p - (C_f + M) \epsilon_f^p \end{aligned} \quad (23)$$

A fenti egyenletek (23) természetesen ekvivalensek a (1) egyenletekkel. Az energiafüggvény alapján kifejezhetjük a szálerősítésű beton rugalmassági modulusát az állapotváltozók függvényeként:

$$K_0 = C_m + C_f = \frac{\partial \Sigma}{\partial \varepsilon} = \frac{\partial^2 \Psi}{\partial \varepsilon^2} \quad (24)$$

továbbá az alkotóelemek rugalmassági modulusát a *Maxwell szimmetria* alapján:

$$C_m = -\frac{\partial \Sigma}{\partial \varepsilon_m^p} = \frac{\partial \sigma_m}{\partial \varepsilon} = -\frac{\partial^2 \Psi}{\partial \varepsilon \partial \varepsilon_m^p} \quad C_f = -\frac{\partial \Sigma}{\partial \varepsilon_f^p} = \frac{\partial \sigma_f}{\partial \varepsilon} = -\frac{\partial^2 \Psi}{\partial \varepsilon \partial \varepsilon_f^p} \quad (25)$$

A (23) mutatja, hogy a szálerősítésű betonban kialakuló feszültség nem a kompozit anyagok hagyományos elméletében szereplő feszültségösszegzés eredménye, hanem a beton és szálerősítés közötti kapcsolat Maxwell szimmetriájának következménye:

$$M = \frac{\partial \sigma_m}{\partial \varepsilon_f^p} = \frac{\partial \sigma_f}{\partial \varepsilon_m^p} = -\frac{\partial^2 \Psi}{\partial \varepsilon_m^p \partial \varepsilon_f^p} \quad (26)$$

A kapcsolatot kifejező M paramétert így a *Maxwell szimmetria* definiálja, melyet (26) alapján kétféleképpen fogalmazhatunk meg:

- M paraméter kifejezi a szálerősítés egységnyi képlékeny alakváltozása (ε_f^p) hatására a betonban létrejövő feszültséget, σ_m -et
- M paraméter kifejezi a betonban egységnyi képlékeny alakváltozása (ε_m^p) hatására a szálerősítésben létrejövő feszültséget, σ_f -et

A (22) alapján lehetőségünk van a szálerősítésű beton különböző feszültségállapotaiban kifejezni a disszipációs energia értékét. A 4/d ábra lineárisan rugalmas – tökéletesen rideg betonmodellje alapján a rugalmas állapotban felhalmozódott energia egy része törés során eltávozik. Ennek értéke kifejezhető (22) és (23) alapján:

$$-[[\Psi]] = \psi^0 - {}^+\psi^0 = \int_{-t^0}^{+t^0} \psi_{1\text{dim}} dt = \int_0^{\varepsilon_m^p} \sigma_m d\varepsilon_m^p = \frac{1}{2} \frac{f_t^2}{C_m + M} \quad (27)$$

Szálerősítés nélküli, lineárisan rugalmas – tökéletesen rideg anyag törése során a felhalmozódó teljes rugalmas energia eltávozik. A bevezetett jelölésekkel:

$$-[[\Psi]] = \psi^0 - {}^+\psi^0 = \int_{-t^0}^{+t^0} \psi_{1\text{dim}} dt = \int_0^{\varepsilon_0} \sigma_m d\varepsilon = \frac{1}{2} \frac{f_t^2}{C_m} \quad (28)$$

A két mennyiséget grafikusán is szemléltettük a 9. ábrán. Nyilvánvaló, hogy a repedés utáni disszipációs energiát (22) alapján a szálerősítésben kialakuló képlékeny alakváltozásokból vezethetjük le:

$$\sigma_m \varepsilon_m^p = 0 \quad \psi_{1\text{dim}} dt = \sigma_f d\varepsilon_f^p = f_y d\varepsilon_f^p \quad (29)$$

$$K_0 = C_m + C_f = \frac{\partial \Sigma}{\partial \varepsilon} = \frac{\partial^2 \Psi}{\partial \varepsilon^2} \quad (24)$$

továbbá az alkotóelemek rugalmassági modulusát a *Maxwell szimmetria* alapján:

$$C_m = -\frac{\partial \Sigma}{\partial \varepsilon_m^p} = \frac{\partial \sigma_m}{\partial \varepsilon} = -\frac{\partial^2 \Psi}{\partial \varepsilon \partial \varepsilon_m^p} \quad C_f = -\frac{\partial \Sigma}{\partial \varepsilon_f^p} = \frac{\partial \sigma_f}{\partial \varepsilon} = -\frac{\partial^2 \Psi}{\partial \varepsilon \partial \varepsilon_f^p} \quad (25)$$

A (23) mutatja, hogy a szálerősítésű betonban kialakuló feszültség nem a kompozit anyagok hagyományos elméletében szereplő feszültségösszegzés eredménye, hanem a beton és szálerősítés közötti kapcsolat Maxwell szimmetriájának következménye:

$$M = \frac{\partial \sigma_m}{\partial \varepsilon_f^p} = \frac{\partial \sigma_f}{\partial \varepsilon_m^p} = -\frac{\partial^2 \Psi}{\partial \varepsilon_m^p \partial \varepsilon_f^p} \quad (26)$$

A kapcsolatot kifejező M paramétert így a *Maxwell szimmetria* definiálja, melyet (26) alapján kétféleképpen fogalmazhatunk meg:

- M paraméter kifejezi a szálerősítés egységnyi képlékeny alakváltozása (ε_f^p) hatására a betonban létrejövő feszültséget, σ_m -et
- M paraméter kifejezi a betonban egységnyi képlékeny alakváltozása (ε_m^p) hatására a szálerősítésben létrejövő feszültséget, σ_f -et

A (22) alapján lehetőségünk van a szálerősítésű beton különböző feszültségállapotaiban kifejezni a disszipációs energia értékét. A 4/d ábra lineárisan rugalmas – tökéletesen rideg betonmodellje alapján a rugalmas állapotban felhalmozódott energia egy része törés során eltávozik. Ennek értéke kifejezhető (22) és (23) alapján:

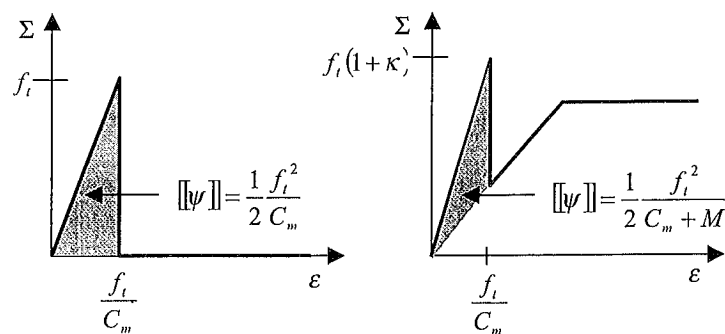
$$-[[\Psi]] = \psi^0 - {}^+\psi^0 = \int_{-t^0}^{+t^0} \psi_{1\text{dim}} dt = \int_0^{\varepsilon_m^p} \sigma_m d\varepsilon_m^p = \frac{1}{2} \frac{f_t^2}{C_m + M} \quad (27)$$

Szálerősítés nélküli, lineárisan rugalmas – tökéletesen rideg anyag törése során a felhalmozódó teljes rugalmas energia eltávozik. A bevezetett jelölésekkel:

$$-[[\Psi]] = \psi^0 - {}^+\psi^0 = \int_{-t^0}^{+t^0} \psi_{1\text{dim}} dt = \int_0^{\varepsilon_0} \sigma_m d\varepsilon = \frac{1}{2} \frac{f_t^2}{C_m} \quad (28)$$

A két mennyiséget grafikusán is szemléltettük a 9. ábrán. Nyilvánvaló, hogy a repedés utáni disszipációs energiát (22) alapján a szálerősítésben kialakuló képlékeny alakváltozásokból vezethetjük le:

$$\sigma_m \varepsilon_m^p = 0 \quad \psi_{1\text{dim}} dt = \sigma_f d\varepsilon_f^p = f_y d\varepsilon_f^p \quad (29)$$



10. ábra A törés során eltávozó energia grafikus ábrázolása

a) nem szálerősített lineárisan rugalmas – tökéletesen rideg anyag esetén

b) szálerősítésű anyag esetén, lineárisan rugalmas – tökéletesen rideg mátrix

4.2 Az 1-D anyagmodell kiterjesztése 3-D esetére

A 3 dimenziós modellt formailag könnyen előállíthatjuk, ha az 1 dimenziós modellben szereplő skalár paramétereket a nekik megfelelő tenzoraikkal helyettesítjük. A disszipációs energiát a Clausius-Duhem egyenlőtlenséggel kifejezve:

$$\varphi_{3\text{dim}} = \Sigma : d\mathbf{e} - d\Psi \geq 0 \quad (30)$$

és a Helmholtz féle energiafüggvényt felírva:

$$\begin{aligned} \Psi &= \Psi(\mathbf{e}, \mathbf{e}_m^p, \mathbf{e}_f^p) = \\ &= \frac{1}{2}(\mathbf{e} - \mathbf{e}_m^p) : \mathbf{C}_m : (\mathbf{e} - \mathbf{e}_m^p) + \frac{1}{2}(\mathbf{e} - \mathbf{e}_f^p) : \mathbf{C}_f : (\mathbf{e} - \mathbf{e}_f^p) + \frac{1}{2}(\mathbf{e}_m^p - \mathbf{e}_f^p) : \mathbf{M} : (\mathbf{e}_m^p - \mathbf{e}_f^p) \end{aligned} \quad (31)$$

behelyettesítés után megkapjuk a disszipációs energiát:

$$\varphi_{3\text{dim}} dt = \left(\Sigma - \frac{\partial \Psi}{\partial \mathbf{e}} \right) : d\mathbf{e} = \sigma_m : d\mathbf{e}_m^p + \sigma_f : d\mathbf{e}_f^p \geq 0 \quad (32)$$

valamint a feszültségállapotot leíró egyenleteket:

$$\begin{aligned} \Sigma &= \frac{\partial \Psi}{\partial \mathbf{e}} = (\mathbf{C}_m + \mathbf{C}_f) : \mathbf{e} - \mathbf{C}_m : \mathbf{e}_m^p - \mathbf{C}_f : \mathbf{e}_f^p \\ \sigma_m &= -\frac{\partial \Psi}{\partial \mathbf{e}_m^p} = \mathbf{C}_m : \mathbf{e} - (\mathbf{C}_m + \mathbf{M}) : \mathbf{e}_m^p + \mathbf{M} : \mathbf{e}_f^p \\ \sigma_f &= -\frac{\partial \Psi}{\partial \mathbf{e}_f^p} = \mathbf{C}_f : \mathbf{e} + \mathbf{M} : \mathbf{e}_m^p - (\mathbf{C}_f + \mathbf{M}) : \mathbf{e}_f^p \end{aligned} \quad (33)$$

ahol $\mathbf{C}_m + \mathbf{C}_f, \mathbf{C}_m, \mathbf{C}_f, \mathbf{M}$ 4-ed rendű tenzorok és a (24)(25)(26) összefüggésekhez hasonlóan határozhatók meg:

$$\begin{aligned} \mathbf{C}_m + \mathbf{C}_f &= \frac{\partial \Sigma}{\partial \mathbf{e}} = \frac{\partial^2 \Psi}{\partial \mathbf{e}^2} \\ \mathbf{C}_m &= -\frac{\partial \Sigma}{\partial \mathbf{e}_m^p} = \frac{\partial \sigma_m}{\partial \mathbf{e}_m^p} = -\frac{\partial^2 \Psi}{\partial \mathbf{e} \partial \mathbf{e}_m^p} \quad \mathbf{C}_f = -\frac{\partial \Sigma}{\partial \mathbf{e}_f^p} = \frac{\partial \sigma_f}{\partial \mathbf{e}_f^p} = -\frac{\partial^2 \Psi}{\partial \mathbf{e} \partial \mathbf{e}_f^p} \\ \mathbf{M} &= \frac{\partial \sigma_m}{\partial \mathbf{e}_f^p} = \frac{\partial \sigma_f}{\partial \mathbf{e}_m^p} = -\frac{\partial^2 \Psi}{\partial \mathbf{e}_m^p \partial \mathbf{e}_f^p} \end{aligned} \quad (34)$$

A 4-ed rendű tenzorok mindegyike 9×9 elemű mátrixként adható meg. A paraméterek száma 1 dimenziós esetünkhöz képest megsokszorozódott. Korábban megmutattuk, hogy sem $\mathbf{C}_m$, $\mathbf{C}_f$ és $\mathbf{M}$ skalár értékeinek meghatározása nem jelent problémát 1 dimenziós esetben. Ezek közül $\mathbf{C}_m$ és $\mathbf{C}_f$ tenzoriális alakjainak, $\mathbf{C}_m$ és $\mathbf{C}_f$ -nek meghatározása sem okoz nehézséget, ha elfogadjuk a (15) érvényességét 3 dimenziós esetben is, hiszen a beton és a szál anyagának paraméterei ismertek. Megfontolást igényel viszont $\mathbf{M}$ értelmezése. 1 dimenziós esetben a szálakban is csak egytengelyű húzóigénybevétel működik, így a beton és szál közötti kapcsolat egy skalár paraméterrel jellemezhető (M). Többtengelyű feszültségállapot esetén nem elégedhetünk meg M skalár értékével mivel a szál és beton kapcsolata a feszültségállapot függvénye is (húzás, nyomás, nyírás). A kapcsolatot leíró M paraméter bevezetése további kérdéseket vet fel. M skalár paramétert több dimenziós feszültségállapot esetén akkor használhatjuk, ha feltételezzük, hogy a szálak is egytengelyű feszültségállapotban vannak. Ekkor a Helmholtz féle energiafüggvény alakja a következő:

$$\begin{aligned} \Psi &= \Psi(\mathbf{e}, \mathbf{e}_m^p, \mathbf{e}_f^p) = \\ &= \frac{1}{2}(\mathbf{e} - \mathbf{e}_m^p) : \mathbf{C}_m : (\mathbf{e} - \mathbf{e}_m^p) + \frac{1}{2} \sum_{f=1}^n C_f (\mathbf{e}_f \cdot \mathbf{e} \cdot \mathbf{e}_f - \mathbf{e}_f^p \cdot \mathbf{e}_f^p)^2 + \frac{1}{2} \sum_{f=1}^n M_f (\mathbf{e}_f \cdot \mathbf{e}_m^p \cdot \mathbf{e}_f - \mathbf{e}_f^p \cdot \mathbf{e}_f^p)^2 \end{aligned} \quad (35)$$

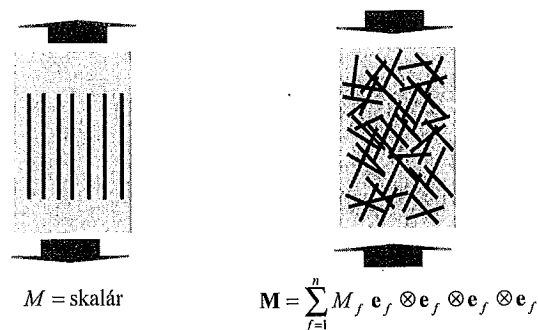
A disszipációs energiát (30) és (35) alapján:

$$\varphi_{3\text{dim}} dt = \sigma_m : d\mathbf{e}_m^p + \sum_{f=1}^n \sigma_f : d\mathbf{e}_f^p \geq 0 \quad (36)$$

a feszültségállapotot leíró függvényeket pedig

$$\begin{aligned} \Sigma &= \frac{\partial \Psi}{\partial \mathbf{e}} = \sigma_m + \sum_{f=1}^n \sigma_f \mathbf{e}_f \otimes \mathbf{e}_f \\ \sigma_m &= -\frac{\partial \Psi}{\partial \mathbf{e}_m^p} = \mathbf{C}_m : (\mathbf{e} - \mathbf{e}_m^p) - \sum_{f=1}^n M_f (\mathbf{e}_f \cdot \mathbf{e}_m^p \cdot \mathbf{e}_f - \mathbf{e}_f^p \cdot \mathbf{e}_f^p) \mathbf{e}_f \otimes \mathbf{e}_f \\ \sigma_f &= -\frac{\partial \Psi}{\partial \mathbf{e}_f^p} = C_f (\mathbf{e}_f \cdot \mathbf{e} \cdot \mathbf{e}_f - \mathbf{e}_f^p \cdot \mathbf{e}_f^p) + M_f (\mathbf{e}_f \cdot \mathbf{e}_m^p \cdot \mathbf{e}_f - \mathbf{e}_f^p \cdot \mathbf{e}_f^p) \end{aligned} \quad (37)$$

alakban nyerjük, ahol $\mathbf{e}_f$ az egyes szálak irányítottságát megadó vektor. M skalár paraméterének tenzoriális értelmezését (37) alapján szemlélteti a 11. ábra.

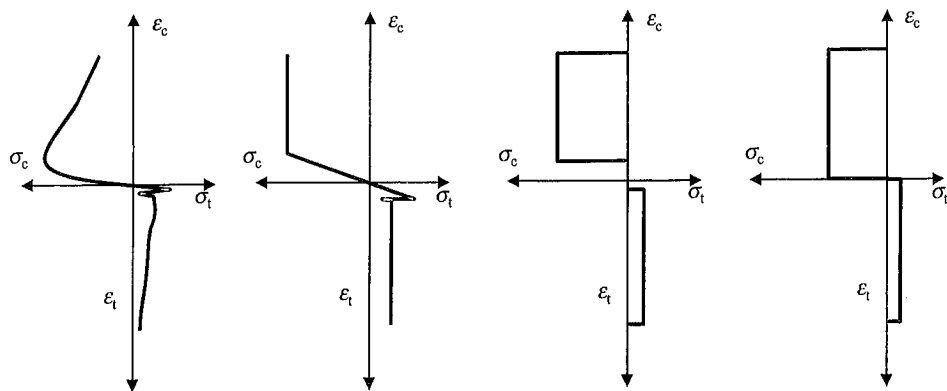


11. ábra M skálár paraméter tenzoriális értelmezése egy és többtengelyű feszültségállapot esetén

A fejezetben vázoltuk az anyagmodell 3 dimenzióra való kiterjesztésének thermodinamikai alapjait. A 3 dimenziós esetre általánosított anyagmodellben a skálár anyagparamétereket tenzoriális kifejezésükkel helyettesítettük. Egytengelyű feszültségállapotot feltételezve a szálerősítésben, ismertettük a skálár M paraméter tenzoriális alakját. Többtengelyű feszültségállapot figyelembe vétele a szálerősítésben igényli a M tenzor elemeinek kísérleti meghatározását.

5. PERSPEKTÍVÁK

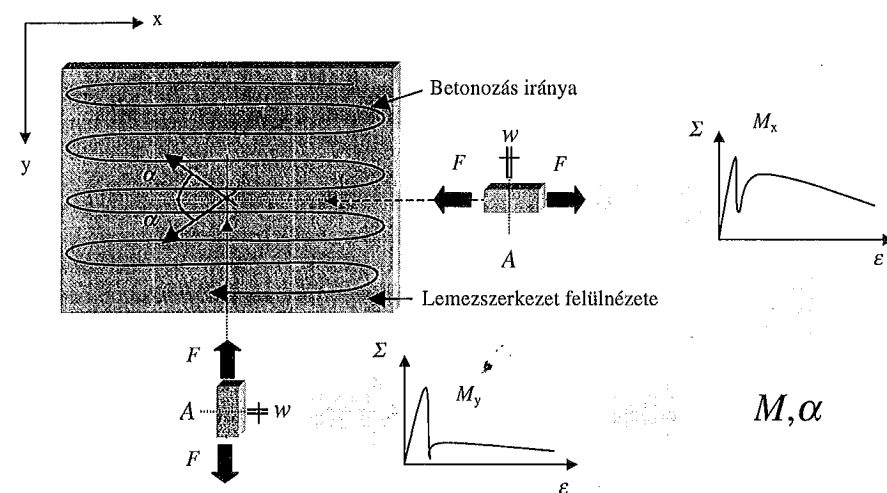
A kidolgozott modell mérnöki eljárásokba történő adaptálásra alkalmas. Különböző szálerősítésű betonokon végzett kellő számú húzó kísérlettel az anyag viselkedése karakterizálható az ismertett eljárással. A szálerősítésű beton nyomófeszültség – fajlagos alakváltozás összefüggése valamint a kidolgozott húzófeszültség – fajlagos alakváltozás görbék alapján egyszerű hajlítási modellek dolgozhatók ki szálerősítésű beton- és vasbetonszerkezetek méretezéséhez. Az egyszerűsített modellekből a 12. ábra mutat be néhányat.



12. ábra Szálerősítésű beton egyszerűsített modelljei hajlított szerkezeti elemek méretezéséhez

A szálerősítésű betonok legnagyobb alkalmazási területe hazánkban a padlószervezetek. Az egyre nagyobb mértékű szálfelhasználás e téren indokolja a padlószervezetek méretezésére alkalmas eljárás kidolgozását. Az ismertett modell 2 dimenziós változata alkalmas lehet a feladatra megfelelő végeselemes implementáció után.

Sok esetben a szálak ismeretlen elhelyezkedéséből fakadó bizonytalan anyagi viselkedés retenti vissza a felhasználókat a szálerősítésű beton alkalmazásától. Egy a 13. ábrán bemutatott betonozási irányt követve, a kétirányból kivett próbatesteken végzett húzóvizsgálat eredményeiből meghatározhatunk egy a szálorientációra jellemző α szöget, feltételezve, hogy a szálak a lemez síkjában helyezkednek el. Az ábra az α szög meghatározásának elvét is bemutatja. Korábban ismertett (Kovács 1998) kutatási eredmények igazolták e számítás reális alapját, annak ellenére, hogy a szálakban csak egytengelyű feszültségállapotot tételeztünk fel. Az M kapcsolati modulus tenzor elemeinek meghatározásával természetesen figyelembe vehető többtengelyű feszültségállapot is. Lemezszerkezetek ill. egyéb felületszerkezetek esetén a kapcsolatot jellemző tenzorelemek meghatározása kísérletek végzését igényli.

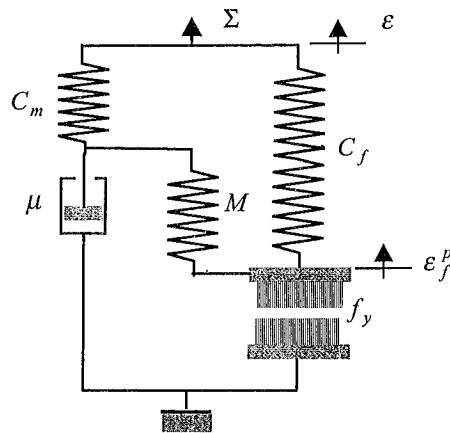


13. ábra Szálorientáció meghatározásának elve lemezszerkezetekben

A modell ismertett thermodinamikai alapjai lehetővé teszik a numerikus alkalmazásokba történő felhasználást. Néhány probléma azonban még megválaszolásra vár. Ezek közül már a 13. ábra kapcsán érintettük a szálorientáció hatását. Nyilvánvaló, hogy a legnehezebben követhető folyamat a szálak betonban való elhelyezkedésének változása a betonozás során. A gyakorlatban viszont sok esetben fontos lehet a szálorientáció pontos ismerete. Bizonyos áramlástanban ismert matematikai eszközökkel megkísérrelhető a szálorientáció hatásának figyelembe vétele. Ez azonban csak numerikus eljárásokban lehetséges.

A rheológiai modellben nem térünk ki a tehermentesítés kérdésére. Kísérletekkel jelenleg még nem kellőképpen tisztázott a szálerősítésű beton viselkedése ismétlődő terhelések hatására. A jelenség kellő megismerése után a modell alkalmas a terhelés – visszatérhelés folyamatának kezelésére is.

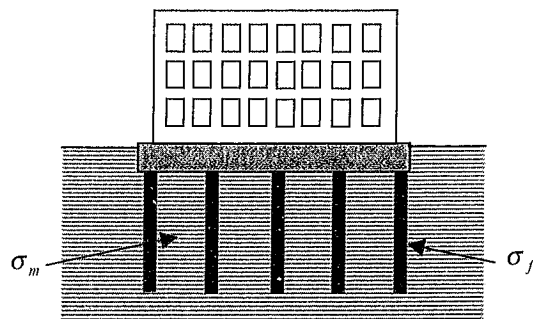
Az ismertett modell alapvetően kompozit anyagok modellje, melyet a szálerősítésű betonok kapcsán tárgyaltunk részletesen. Az egyes paraméterek megfelelő modelljeinek megválasztásával és a modell szerkezetének kismértékű megváltoztatásával előállíthatjuk szálerősítésű műanyagok anyagmodelljét is. Ebben az esetben a probléma matematikai szempontból nagymértékben leegyszerűsödik, hiszen a szálak irányítottága a gyártástechnikából fakadóan ismert. Egy lehetséges rheológiai modellt a 14. ábra mutat be. A műanyagba ágyazott szál lineárisan rugalmas – tökéletesen rideg anyag, a mátrix viszkoelasztikus. Természetesen az 5. ábrához hasonlóan ez a modell is módosítható az összetevők anyagmodelljei alapján.



14. ábra Rheológiai modell szálerősítésű műanyag kompozitokhoz

Tágabb értelemben a kompozit jellegű anyagokhoz sorolhatjuk a cölöpökkel és geotextíliákkal megerősített talajokat is. A 15. ábra a modell alkalmazásának elvét szemlélteti egy cölöpalapozással készült épület esetén. Ebben az esetben a cölöpök mint „szálerősítés” működnek a talajban.

Néhány lehetőségét mutattuk be a kompozit anyagokra kidolgozott modell építőmérnöki alkalmazásának. Igyekeztünk a szálerősítésű betonnal kapcsolatos megválaszolásra váró kérdések felvetése mellett adalékkal szolgálni különböző kompozit vagy kompozit jellegű anyagok modellezéséhez.



15. ábra A kidolgozott modell alkalmazásának elve cölöpalapozás esetén

6. MEGÁLLAPÍTÁSOK

A kidolgozott egydimenziós anyagmodell alkalmas különböző szálerősítésű kompozit anyagok viselkedésének leírására egytengelyű feszültségállapot esetén. A tanulmányban elsősorban a szálerősítésű betonok szempontjából vizsgáltuk a modell paramétereit. Váztuk kiterjesztésének elvi és gyakorlati kérdéseit többtengelyű feszültségállapotra. Nyilvánvaló, hogy jelen formájában gyakorló mérnökök számára közvetlenül még nem alkalmazható eljárást mutattunk be, mely végleges formájában alkalmas lehet egyszerű és összetettebb problémák megoldására is.

Az elmondottakkal összhangban a következő megállapításokat tehetjük a bemutatott modell kapcsán:

- A kidolgozott rheológiai modell jól szemlélteti az anyag viselkedését egytengelyű feszültségállapotban.
- A modell egyszerű és szemléletes felépítése lehetőséget ad különböző alkotóelem anyagmodellek figyelembe vételére (felpuhulás/felkeményedés).
- A bemutatott modell független az alkotóelemek anyagától és a szálak típusától.
- A kidolgozott eljárás nemcsak szálerősítésű betonokra alkalmazható. Az anyagmodellek megválasztásával tetszőleges szálerősítésű kompozit anyag viselkedése leírható, de alkalmas cölöpökkel és geotextíliákkal megerősített talajok vizsgálatára is.
- A modell alapján levezethető állapotegyenletek segítségével meghatározhatjuk a szálerősítésű betonban és alkotóelemeiben kialakuló húzófeszültségek értékeit.
- A modellben szereplő paramétereket a szálerősítés betonban való viselkedésének függvényében kis számú kísérlettel meghatározhatjuk.
- Az egyszerű karakterizálás miatt a különböző összetételű szálerősítésű betonokra érvényes húzófeszültség-fajlagos alakváltozás diagrammok egyenletei előállíthatók.
- A kidolgozott egyenletseregekkel egyszerű hajlítási modellek dolgozhatók ki, melyek figyelembe veszik a berepedt betonban lévő maradó húzófeszültségeket.
- A felírt 1 dimenziós modell termodinamikai úton könnyen kiterjeszthető 3 dimenziós esetre. A skalár anyagparamétereket 3 dimenzióban a nekik megfelelő tenzor alakjaikkal fejezzük ki.
- A 3 dimenzióra kidolgozott anyagmodell alkalmas numerikus módszerekben történő felhasználásra (véges differenciák módszere, végelelem módszer).
- A kapcsolatot jellemző M paraméter tenzorának meghatározása további kutatásokat és kísérleteket igényel.
- Eddigi kísérleti eredményekre támaszkodva a modell segítségével lehetséges egy közelítő szálorientáció meghatározása felületszerkezetek esetén.
- Az áramlástan törvényszerűségeit követve kellő matematikai apparátussal numerikus úton lehetségesnek tűnik a szálorientáció pontos meghatározása szálerősítésű betonban.

7. KÖSZÖNETNYILVÁNTÁS

A szerző köszönetét fejezi ki a TEMPUS nemzetközi együttműködési programnak az LCPC-nél (Laboratoire Centrale des Ponts et Chaussées) végzett kutatómunka biztosításáért, valamint az OTKA Iroda F025621 számú „Acélszálerősítésű beton és vasbetonszerkezetek méretezése” kutatási programjának támogatásáért.

8. JELÖLÉSEK

C_m, C_m	beton mint mátrix rugalmassági modulusa	
	ill. merevségi tenzora	[N/mm ²]
C_f, C_f	a szálerősítés rugalmassági modulusa	
	ill merevségi tenzora	[N/mm ²]
E_m	mátrix anyagi rugalmassági modulusa	[N/mm ²]
E_f	a szál anyagi rugalmassági modulusa	[N/mm ²]
M, M	a beton és szálerősítés közötti kapcsolatot jellemző skalár ill. tenzor	[N/mm ²]
M_x, M_y	felületszerkezetekben x és y irányban meghatározható a beton és szálerősítés kapcsolatát jellemző paraméterek	[N/mm ²]
K_0	szálerősítésű beton rugalmassági modulusa	[N/mm ²]
K_1	a szálerősítésű beton repedés utáni érintő modulusa	[N/mm ²]
K_2	a szálerősítésű beton szálerősítés folyása utáni érintő modulusa	[N/mm ²]
Σ, Σ	a szálerősítésű beton húzófeszültsége ill. feszültségtenzora	[N/mm ²]
σ_m, σ_m	a beton mint mátrix húzófeszültsége ill. feszültségtenzora	[N/mm ²]
σ_f, σ_f	a szálerősítés húzófeszültsége ill. feszültségtenzora	[N/mm ²]
f_t	a beton mint mátrix húzószilárdsága	[N/mm ²]
f_y	a szálerősítés folyáshatára	[N/mm ²]
ε, ε	a szálerősítésű beton alakváltozása ill. alakváltozás-tenzora	[mm/mm]
$\varepsilon_m^p, \varepsilon_m^p$	a beton mint mátrix képlékeny alakváltozása ill. képlékeny alakváltozás-tenzora	[mm/mm]
$\varepsilon_f^p, \varepsilon_f^p$	a szálerősítés képlékeny alakváltozása ill. képlékeny alakváltozás-tenzora	[mm/mm]
χ_m, χ_f	felkeményedést/felpuhulást jellemző változók	[mm/mm]
κ	C_f / C_m	[-]
w	repedésmegnyílás	[mm]
Ψ	a rendszer szabad energiája	
φ	disszipációs energia	
e_f	egyedi szál irányvektora	
α	szálak irányítottágát jellemző szög felületszerkezetekben	[rad]

9. HÍVATKOZÁSOK

- ACI Committee 544. (1986), "State-of-the-Art Report on Fiber Reinforced Concrete", *ACI Committee Reports*
- Balaguru, P. N., and Shah, S. P. (1992), "Fiber-Reinforced Cement Composites" *McGraw-Hill Inc.*
- Chern, J.-C., Yang, H.-J., and Chen, H.-W. (1992), "Behavior of Steel Fiber Reinforced Concrete in Multiaxial Loading", *ACI Materials Journal* /January-February, pp.32-41.
- Erdélyi, A. (1993), "Toughness of steel fibre reinforced concretes", *Periodica Polytechnica*, Vol. 37. No. 4. Pp. 329-344.
- Gopalartnam, V.S. et al. (1991), "Fracture Toughness of Fiber Reinforced Concrete", *ACI Materials Journal*, Vol.88., No.4, pp.339-353.
- Gopalaratnam, V.S., and Shah, S.P. (1986), "Properties of Steel Fiber Reinforced Concrete Subjected to Impact Loading", *ACI Journal*, Vol.83, No.1, pp. 117-126.
- Kovács, I. (1998), "Modeling of Plastic Matrix-Fiber Interaction in Fiber Reinforced Concrete", *Proceedings of the 2nd International Ph.D. Symposium in Civil Engineering*, Budapest, Hungary, 29-28 August, pp.15-22.
- Kovács, I., Erdélyi, L., Balázs, G. L. (1997), "Acélszálerősítésű vasbeton gerendák törési viselkedése", *BME Vasbetonszerkezetek Tanszéke Kiadvány*, Budapest, pp.119-130
- Kovács, I. (1998), "Modeling of Plastic Matrix-Fiber Interaction in Fiber Reinforced Concrete", *Proceedings of the 2nd International Ph.D. Symposium in Civil Engineering*, Budapest, 26-28 August, pp.15-22.
- Kovács, I. (1998) "Modeling of Fiber Reinforced Concrete in Uniaxial Tension", *Proceedings of the Department of Reinforced Concrete Structures Technical University of Budapest*, Budapest, pp.97-111.
- Lim, T. Y., Paramasivam, P., and Lee, S. L. (1987), "Analytical Model for Tensile Behavior of Steel-Fiber Concrete", *ACI Materials Journal* / July-August, pp.286-298.
- Naaman, A. E., and Reinhard, H. W. (1995), "High Performance Fiber Reinforced Cement Composites", *Proceedings of the 2nd Int. RILEM/ACI Workshop, Ann Arbor USA, June 11-14.*
- Reinhard, H. W. and Naaman, A. E. (1991), "High Performance Fiber Reinforced Cement Composites", *Proceedings of the Int. RILEM/ACI Workshop, Mainz, Germany, June 23-26.*
- Romualdi, J. P., and Batson, G. B. (1963), "Tensile Strength of Concrete Affected by Uniformly Distributed Beams with Closely Spaced Reinforcement", *ACI Journal*, Vol.60, No.6., June, pp. 775-790.

AZ ACÉLSZÁL ERŐSÍTÉSŰ BETON ÉS VASBETON MÉRETEZÉSELMÉLETE

Dr. Dulácska Endre*

BME, Szilárdságtani és Tartószerkezeti Tanszék
1521, Budapest, Műegyetem rakpart 3. K242.

ÖSSZEFOGLALÁS

Kidolgoztuk a szálerezítéses beton és vasbeton szerkezetek méretezéseméletét, és az elméleti eredmények helyességét, ill. megbízhatóságát kísérleti vizsgálattal igazoltuk. Megállapítottuk, hogy a szálerezítés képes a szokványos vasalással együtt dolgozni, csökkenti a beton repedéstágasságát, és számottevően növeli a nyírási teherbírást

1. BEVEZETÉS

Az acélszál erősítés a friss beton állékonyságát, a megszilárdult beton struktúráját, alakváltozását, repedésérzékenységét, szívósságát, szilárdságát, kopásállóságát, korrózióállóságát előnyösen befolyásolja, ezért, és a hagyományos vasszerelés megtakarításának céljából is, alkalmazása külföldön egyre inkább terjed. A felhasználásában rejlő előnyös tulajdonságok a speciális területeken való hazai bevezetését indokolják. Ilyen speciális terület pl. az útburkolati pályabetonok, térburkolatok, földműszerkezetek, alagutak, csatornák és bányabiztosítások, dinamikus igénybevett szerkezetek, előregyártott elemek, statikailag és korrózió módon károsodott szerkezetek helyreállítása és erősítése. Meg kell említeni, hogy a szálerősítésű beton alapjainak Romualdi és Batson által való kidolgozása (ACI Journal, 1963, jun. pp. 775) előtt már Magyarországon a 20-as években már alkalmazták (Palotás, Per. Pol. Civ. Eng. 1978, 1-2.), és Rényi 1950-ben javaslatot tett széles körű használatára. 1970-ben Balázs és Erdélyi a BME Építőanyag Tanszéken több szálanyag kísérleti vizsgálatát végezte el, később a SZIKKTI betonosztálya, és a Mélyépítő V. is foglalkozott a kérdéskörrel. 1976-ban megjelent Szabó I. Acélhajbeton c. könyve, majd 1978-ban a Mélyépítő alkalmazási segédlete, és végül 1979-ben az MI-04.117, Acélhajbeton Építőipari Alkalmazása, ÉTK, Bp. 1979. műszaki irányelv.

A belgiumi BEKAERT cég kidolgozta a DRAMIX acélszálat, ez két alaptulajdonságban tér el a sima acél-, illetve drótszáltól. Egyrészt a szál végén kampószerű kialakítás van, ez az acélszál jobb lehorgonyzását biztosítja, és a betonból való kihúzódnását késlelteti. Ezzel az acélszál erősítésű beton mechanikai tulajdonságait lényegesen javítja. Másik eltérés, hogy az acélszál 3-5 cm széles táblákba összeragasztva kerül szállításra. Így betonkeveréskor nincs csomósodási veszély, a ragasztó a betonnedvesség hatására oldódik, és a keverés végén egyenletes homogén szálerőszórtást kapunk. A táblácska a keverés során mint egy lapos adalékszem viselkedik.

A DRAMIX szál behozatalával és a cég technológiai tapasztalatával a kérdéskör egyik fele megoldható, de az anyagi-szerkezeti tulajdonságok meghatározása, valamint a hazai méretezésemélet alapjainak kidolgozása hazai vizsgálatok elvégzését igényli.

* Széchenyi díjas okl. építészmérnök, a Műszaki Tudomány Doktora, egyetemi tanár

A T007382 sz. OTKA téma keretében ezt a kérdést szándékoztunk megválaszolni, az acélszál-erősítésű betonok mechanikai alaptulajdonságainak meghatározásával és az alkalmazás méretezési kérdéseinek elméleti és kísérleti kidolgozásával, megválaszolando, hogy a DRAMIX szál hogyan befolyásolja a szálerősítésű beton szilárdsági tulajdonságait. A laboratóriumi eredmények lehetővé teszik, hogy a szálerősítésű beton méretezési elveit a különböző igénybevételi módokra ellenőrizzük, és ezzel a különböző építési célú felhasználás feltételét megadjuk. Kidolgoztuk az acélszál erősítésű vasbeton javasolt elméletét (Dulácska 1994). A normál vas nélküli acélszálerezítésű betonkeresztmetszet hajlítási vizsgálatára egy igen egyszerű statikai modellt javasoltunk. Meg kell említenünk, hogy a modell hajlítás esetében hasonló a (Bölcskei 1992) által már javasolt modellhez. A normál vasalás hatását egy összetett, kombinált modellel javasoltuk figyelembevenni. Mind a szálerősítéses beton, mind az erősítéses vasbeton eseteire adtunk méretezési módot, nem csak a hajlítás, de a külpontos nyomás, a nyírás, a csavarás, a repedéstágasság, valamint a lehajlás számítására is. A (Dulácska 1996) cikkben a hajlítás és nyírás ellenőrzési kísérleteit ismertettük, a kísérleti eredményt összehasonlítva a számítás adta eredményekkel. A kísérleteket a BME Vasbetonszerkezetek Tanszékén Dr. Balázs György irányította.

2. A SZOKÁSOS MÉRETEZÉSI MÓDOK

A szálerősített beton méretezésmódjára többféle eljárás alakult ki. Ezen eljárások a teljesen empirikus és a tiszta elméleti módszerek között is széles skálán helyezkednek el. Így tiszta elméleti módszernek tekinthető PALOTÁS eljárása, mely a kiadott Műszaki Irányelvben is szerepel. E módszer elvileg a beton és az acélszál feszültségének a számítására alkalmas, a repedt vasbetonszerkezetek I. stádiumbeli, rugalmassági elmélet alapján. Az eljárás igen bonyolult, mert a kiindulási adathoz a végeredmény ismerete szükséges, és ezért a módszer csak a bonyolult számítás többszöri megismétlése árán ad elfogadható eredményt. Hátránya az is, hogy nem veszi figyelembe a szálerősítésű beton rugalmas-képlékeny tulajdonságait, és nem ad támpontot a betonacéllal is vasalt szálerősítésű beton vizsgálatára. A másik szélsőséget a BEKAERT cégnek a DRAMIX szálerősítésű betonra vonatkozó ajánlása jelenti. Ez kísérletekre alapozva, a különböző szálméretekhez empirikus úton meghatározott diagram ill. táblázatrendszerrel ad, amely segítségével a hajlítási feszültségekből és az alkalmazott szálmennyiségtől (kg/m^3) függően határozza meg a beton megkívánt hajlító-húzószilárdságát. Ismeretlen tényező e számításban az acélszálnak a szilárdsága, nem szerepel a beton minősítési szilárdsága, és rejtett marad a biztonság mértéke. Ezen kívül nem alkalmazható a vegyes vasalás (betonacél + szálerősítés együttes alkalmazása) esetén.

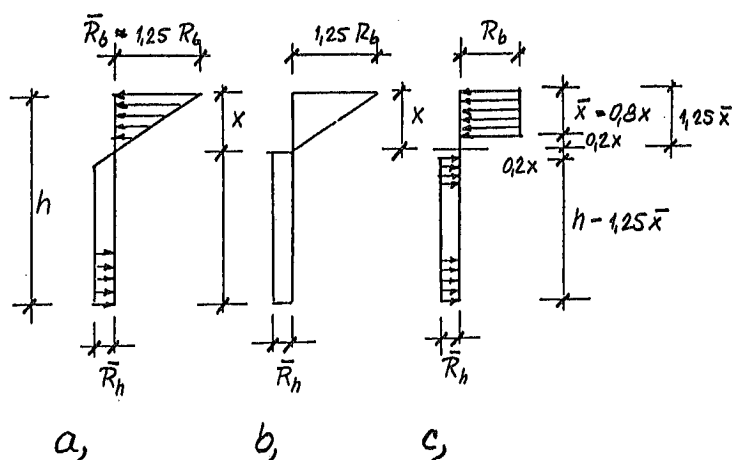
Meg kell említeni, hogy a szálerősítésű betonok homogén-rugalmas modellel való közelítése hamis képet ad. Míg a betonra jó közelítés ez a modell, mert a hajlított beton keresztmetszet a szélső szál repedése után rögtön törik, a szálerősítésű beton képlékenyen viselkedik. Így az egyik esetben pl. rugalmas négyszögkeresztmetszetenél $W_f = bh^2/6$, a másik esetre pedig $W_k = bh^2/4$ a keresztmetszeti tényező. Ez maga 50 % növekedés. Így pl. ha a szálerősítésű beton repedés utáni húzási szilárdsága a repesztő szilárdságnak csak 75 %-a, a modellváltás miatt a rugalmas modell esetén látszólag 12 %-os húzási szilárdság növekedést kapunk. Ez a kutatókat megtévesztette a kísérletek értékelésekor. A valóságban a szálerősítésű beton nem a homogén képlékeny modell szerint dolgozik, mert a húzási határnyúlás 2-4-szer akkora, mint a nyomási határösszenyomódás. E körülmény még nagyobb látszólagos hajlítószilárdság növekedést adna.

Más eljárások a szilárdsági paramétereket az átlagos száltávolság függvényében nézik, nem foglalkozva az acélszál és a beton szilárdságával, és a szálirányítottság kérdésével. A megállapítások rendszerint kismodell kísérleteken alapulnak, ez pedig a szálirányítottságban erős kényszert jelent. A különböző országokban széleskörű előírások készültek a szálerősítésű betonokra, melyek főleg a vizsgálati módszereket tartalmazzák és viszonylag keveset mondanak a méretezésre ill. a tervezésre. Az ismert módszereket vizsgálva, egyik sem idomul a hazai vasbeton méretezési elvekhez, és elrejt az alkalmazható elől a fizikai valóságot. Ezt a magyar mérnök nem szereti, mert az empirikusan megállapított igazságok elméleti indoklására, és alkalmazási korlátaira is kíváncsi. A fentiek miatt úgy tűnik, szükség van egy olyan javaslat kialakítására, mely a szálerősítésű beton fizikai-mechanikai paraméterein alapul, a mérnöki gyakorlat módszereit alkalmazza, és kellő összhangban van a szakmai irodalomban ismertetett, kellően megbízható empirikus eredményekkel. Jelen cikkben e téma alapelveit ismertetjük.

3. A KIALAKÍTOTT MÉRETEZÉSELMÉLETI MODELL ALAPELVEI

3.1 A kiindulási modell

A (Dietrich 1992) irodalom bemutatja a különböző javaslatokat a szálerősítésű húzott betonöv feszültségeloszlására. Kimutatható, hogy ezek eredményei (nyomaték) között kisebb az eltérés, mint az anyag bizonytalanságai. Így a lehető legegyszerűbb megoldást kell választani, amivel még a tartó viselkedése viszonylag jól jellemezhető. Ez a modell a *Schnüßgen* szerinti modell lehet (1/a ábra). Miután a semleges tengely melletti húzófeszültségnek alig van nyomatéka, megengedhető egyszerűsítés az 1/b ábrán bemutatott *Hannant* féle modell alkalmazása is. Ezzel a modellel a keresztmetszet nyúlásviszonyai, és így még az alakváltozások is követhetők. Ha, csak a határnyomaték érdekel minket, akkor további egyszerűsítésként a 2/c ábrán látható modell is alkalmazható. Ezzel a modellel kapcsolni is lehet a számítást a szokásos vasbeton modellhez, és így nemcsak a szálerősítésű beton, hanem a szálerősítésű vasbetonszerkezet is számíthatóvá válik.

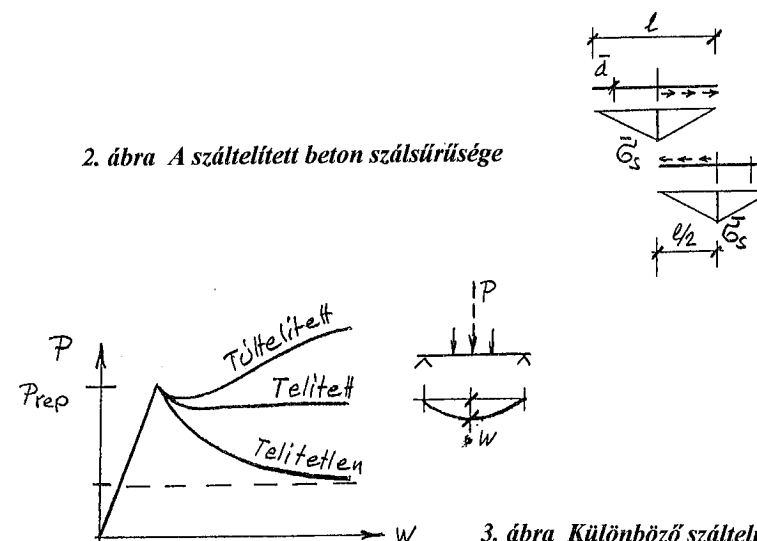


1. ábra Egyszerűsített modellek a hajlítófeszültség megoszlására

4.2 A szálsűrűség

A szálerősítésű beton jellemzésére az irodalom az átlagos száltávolságot alkalmazza. Ez a tényező fordítottan dolgozik, mint az ember érzéke, a gyenge hatékonyságot egy nagy szám, a jót pedig egy kis szám jellemzi. E helyett az új elméletben a szálsűrűséget vezetjük be. Míg az átlagos száltávolságot általában tetraéderes vagy dodekaéderes rendszerben értelmezik, a szálsűrűséget derékszögű hálózati "kocka" rendszerben írjuk le. A szálsűrűség körében háromféle alapfogalmat fogunk megkülönböztetni. Ha a szálak az elméleti derékszögű kocka-rendszerben úgy helyezkednek el minden irányban, hogy az egyik szálról tapadással leadódó erő a másik szárra átadódik (2. ábra) és a szálak egymástól mért (merőleges) távolsága a fél szálhosszúság, akkor az ilyen *száltelített* betonnak nevezzük. Ha a szálsűrűség ennél kisebb, *szálhányos* betonról, és ha nagyobb, *száltúltelített* betonról beszélünk.

2. ábra A száltelített beton szálsűrűsége



3. ábra Különböző száltelítettségű betongerenda erő-lehajlás összefüggései

A megfogalmazás szerint az elméleti derékszögű rendszerben a száltelített beton esetében a száltávolság hossz felének megfelelő hálózati vonalon kell szálnak futni, és az erőátadási-toldási átfedési hossz miatt minden hálózati vonalon két szál helyezkedik el. Így a száltelített betonban mindhárom térbeli irányt figyelembevéve az 1 m³ betonban lévő szálak összhossza:

$$L_s = 3 \cdot 2 \left(\frac{1,0}{0,5l} \right) \text{ folyóméter (fm) ahol } l \text{ a szálhossz méterben.} \quad (4.1)$$

$$\text{Az 1 m}^3 \text{ betonban lévő szálak darabszáma: } db = \frac{L_s}{l} \quad (4.2)$$

$$\text{Az 1 m}^3 \text{ betonban lévő acélszálak tömege: } Q = L_s \cdot q, \quad (4.3)$$

ahol q a szál folyóméter tömege (súlya)

A DRAMIX szálak választékának megfelelő adatok az 1. táblázatban láthatók.

DRAMIX-al szálteltett beton 1. Táblázat

Jel (ℓ/d)	ℓ (mm)	d (mm)	L_s (fm/m ³)	q (kg/m)	Q (kg/m ³)
30/0,5	30	0,5	26667	0,00154	41,1
40/0,6	40	0,6	15000	0,00222	33,3
50/0,5	50	0,5	9600	0,00154	14,8
60/0,8	60	0,8	6667	0,00394	26,3
60/1,0	60	1,0	6667	0,00616	41

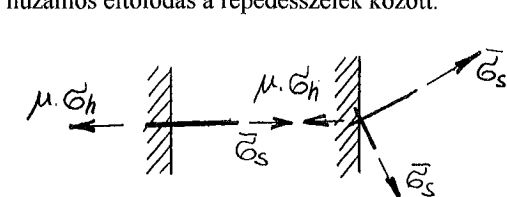
A szálteltett vagy túlteltett betonnál, homogén száeloszlás esetében bármely irányú repedés ugyanolyan tulajdonságokkal jelentkezik. A jellemző viselkedés a három különböző esetben a 3. ábrán szemléltetett hajlított próbatesten érzékelhető. A szálteltett és a túlteltett beton a beton repedése után gyakorlatilag képlékenyen viselkedik, és alkalmazható rá a rugalmas-képlékeny anyagmodell. A húzószilárdság valamivel alacsonyabb a beton tiszta húzószilárdságánál. A telítetlen betont csak jelentős feszültségredukcióval tekinthetjük ideálisan rugalmas-képlékenynek (3. ábra szaggatott vonal).

4.3 Az irányítottság

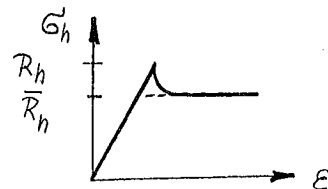
A szálerősített beton viselkedése szempontjából nem közömbös, hogy az igénybevételek irányában a szálaknak hányad része dolgozik. Ezt az I_t irányítottság-vel fejezhetjük ki. A térben háromirányú egyenlő irányítottság esetében az irányítottság térhomogén, így az irányítottság $I_t = 0,33$ míg síkbeli (kétirányú) irányítottságnál $I_t = 0,50$, és egyirányú irányítottságnál $I_t = 1,0$,

Az irányítottság a valóságban a beton bedolgozási módjának, és a beton keresztmetszet méreteinek a függvénye. Így pl. nagytömegű betonok hagyományos bedolgozása esetén $I_t = 0,33$, és vékony lemezek esetében az $I_t = 0,50$ -hoz közelít. Egyirányú irányítottságot gyakorlatilag igen nehezen lehet létrehozni. Így végül is I_t értéke 0,33 és 0,50 között várható. (A megfelelő érték kísérleti kiértékeléssel vehető fel). Ez azt jelenti, hogy a főfeszültség irányába a szálak fele-harmada dolgozik hatékonyan.

Síkbélien homogén irányítottság esetén az elméleti derékszögű hálórendszer minden irányú repedés ellen egyforma hatékonysággal dolgozik (Szederjei 1970). Mind a két irányban a betonban számított húzófeszültségből meghatározott acélfeszültség ébred a szálakban, azok bármilyen szöggel is hajlanak el a normálistól (4. ábra). Ez a tétel háromirányú derékszögű erősítésű térbeli elemre is igaz. Ez azt jelenti, hogy mindegyik irányú szálakat a nagyobbik húzó főfeszültségre kell méretezni. Ilyen esetben nincs párhuzamos eltolódás a repedésszélek között.



4. ábra Ferde szálak feszültségei

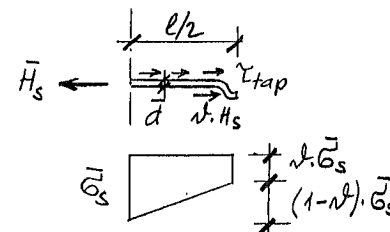


5. ábra Az ideálisan rugalmas - képlékeny modell

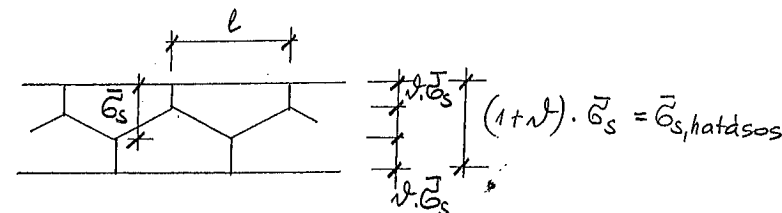
4.4 A szálllehorgonyzás

Az acélszál-erősítésű beton szerkezetének meghatározásához azt szokás megkérni, hogy a húzóigénybevétel hatására ne a szálak szakadjanak el, hanem húzódnak ki a betonból. Így biztosítható, hogy a szálerősítéses beton a 5. sz. ábrának megfelelően rugalmas-képlékeny anyagként viselkedjen. Ezt a szálteltetlen beton alkalmazásával érhetjük el.

A DRAMIX szál végén kis kampócska helyezkedik el, ez a lehorgonyzási tulajdonságokat javítja, és deformációja elősegíti a képlékeny tulajdonságok kialakulását. A síma, ill. csavart szál (pl. HAREX) véglehorgonyzás nélküli, egyenletesnek tekinthető tapadásos lehorgonyzással. Az acélszál lehorgonyzási modellje a 6. ábrán látható.



6. ábra Az acélszál lehorgonyzási modellje



7. ábra Két acélszál sorozat feszültségösszege

(Ha a DRAMIX szál erejének 1/3-a horgonyzódik le a kampóval, akkor $\vartheta = 0,33$). Egyenletes tapadófeszültség eloszlás feltételezésével a lehorgonyzás egyensúlyi feltétele:

$$(1 - \vartheta) \cdot \bar{\sigma}_s \cdot \frac{\pi}{4} = \frac{\bar{\sigma}_s \cdot \pi \cdot l}{2} \cdot R_{tap} \quad (4.4)$$

R_{tap} az $R_{tap} = \alpha \cdot R_h$ képletből számítható, ahol R_{tap} az acélszál és beton között ébredő tapadó nyírószilárdság, és R_h a beton húzószilárdsága. Az α az acélbetét érdességétől függő tényező, esetünkben a síma huzalra $\alpha = 1$, a csavart huzalra $\alpha = 1,33$. Az acélszál feszültségére azt kapjuk, hogy $\sigma_s = 2 R_h \cdot l \cdot \bar{\sigma}_s (1 - \vartheta)$. (4.5)

Az említett feltételből következik, hogy $R \geq \sigma_s$ kell legyen. A DRAMIX szál esetében kifejezhetjük a szükséges legnagyobb R_h értéket is. Így $R_h = \bar{\sigma}_s \cdot \bar{\sigma}_s (1 - \vartheta) \cdot 2l$. (4.6)

Igy pl. ZC 60/1,0 száznál $\bar{\sigma}_s = 0,1$ cm, $l = 6$ cm, $\vartheta = 0,33$, $\sigma_B = 1000$ N/mm², és így $R_h = 5,58$ N/mm².

A húzószilárdság kb. tizede a nyomószilárdságnak, ez $R_{b,max}=50 \text{ N/mm}^2$ nyomószilárdságú betont jelent. Kisebb szilárdságú szálerősítésű beton repedés utáni R_h húzószilárdsága arányosan kisebb, $\bar{R}_{b,max}$ - nál nagyobb szilárdság pedig felesleges, mert nem lehet kihasználni. A DRAMIX szálak értékeit $R_B = 1000 \text{ N/mm}^2$, és $\vartheta = 0,33$ esetében lásd a 2. táblázatban.

$R_{b,max}$ értékek a DRAMIX szálakhoz 2. Táblázat

Jel (ℓ/d)	ℓ (mm)	d (mm)	R_h (N/mm^2)	$R_{b,max}$ (kg/m^3)	C (beton)
30/0,5	30	0,5	5,58	56	C50
40/0,6	40	0,6	5,62	56	C50
50/0,5	50	0,5	3,35	33	C30
60/0,8	60	0,8	4,46	45	C40
60/1,0	60	1,0	5,58	56	C

4.5 A szálhatékonyosság

A 7. ábrán felrajzoltuk az acélszállban működő feszültséget. Ha a két elvileg egymás mellett futó acélszál feszültségeit összegezzük, a 7. ábrát kapjuk, mely mutatja, hogy a szál végén lévő kis kampó miatt a szál kihasználtsága jobb, mintha csak sima egyenes szálakkal erősítenénk a betont. Egyenes szálak esetén ugyanis a két szál a váltott erőjáték miatt csak mint egy hosszú szál dolgozik, de a két kampós szál $(1 + \vartheta)$ -szoros hatású. Így az $(1 + \vartheta)$ -et szálhatékonyossági tényezőnek, és a $\sigma_{s,hat} = (1 + \vartheta) \cdot \sigma_s$ kifejezést hatékony szálfeszültségnek nevezzük.

4.6 A maximális acélszálmennyiség

A cél a szálteltett beton előállítás. Vizsgáljuk meg, hogy ehhez mennyi DRAMIX acél szálra van elméletileg szükség. Előbb láttuk, hogy a száltoldás miatt a szálfelhasználás $2/(1 + \vartheta)$ -szoros, és a három irány miatt $I_t = 0,33$ térbeli homogén száeloszlásnál. Feltételünk, hogy a betonszilárdság $R_b \leq 56 \text{ N/mm}^2$. Az ideálisan rugalmas-képlékeny viselkedés esetén a szálak maximális kihasználásának feltétele, hogy repedés után a szálak annyi erőt vegyenek fel, mint a beton a repedés előtt. Így kapjuk a maximális hatékony szálmennyiséget:

$$(1 + \vartheta) \frac{I_t}{2} \cdot \bar{\mu}_{max} \cdot A_b \cdot \bar{\sigma}_s = A_b \cdot R_h, \quad (4.7) \quad \bar{\mu}_{max} = \frac{2 \cdot R_h}{I_t \cdot \sigma_s (1 + \vartheta)}. \quad (4.8)$$

Az $R_h = 5,6$, $\sigma_s = \sigma_B = 1000 \text{ N/mm}^2$, és $\vartheta = 0,33$ értékkel a $\bar{\mu}_{max} = 0,0255$ értéket kapjuk előbbi példánk esetére. A maximális acélszálsúly: $Q_{max} = 7850$, $\bar{\mu}_{max} = 200 \text{ kg/m}^3$. Kisebb betonszilárdságnál a max. acélmennyiség csökken, így $R_b = 20, 30, 40, 50 \text{ N/mm}^2$ esetén $Q = 80, 120, 160, 200, \text{ kg/m}^3$. A szokásos $Q = 80 \text{ kg/m}^3$ legnagyobb DRAMIX száladagolás a reális tartományba esik. A gyakorlat azért alkalmaz szálteltet betont (rugalmas-képlékeny modellel), mert a teltett betont nehezebb bedolgozni.

4.7 A szálerősítéses beton húzási szilárdsága

Húzóigénybevételre a szálerősítéses beton ugyanakkora húzófeszültségnél reped, mint a beton. Feladatunk a repedés utáni maradék R_h húzószilárdság meghatározása.

$$\text{A 4.4 pontban felírtak alapján a szálfeszültség: } \bar{\sigma}_s = 2 R_h \cdot l \cdot d (1 - \vartheta). \quad (4.9)$$

$$\text{A húzóerő egyenlő a szálerők összegével, tehát } R_h \cdot A_b = \mu \cdot A_b \cdot \bar{\sigma}_s \cdot 0,5(1 + \vartheta) \quad (4.10)$$

$$\text{Behelyettesítve } \bar{\sigma}_s \text{ értékét: } R_h = \frac{l}{d} \mu \cdot I_t \cdot \frac{1 + \vartheta}{1 - \vartheta}. \quad (4.11)$$

$$\text{A felső korlátot a } \bar{\sigma}_s = R_B \text{ jelenti, azaz } R_h \leq \mu \cdot R_B \cdot 0,5 \cdot I_t (1 + \vartheta) \quad (4.12)$$

A μ érték a $Q/7850$ -ből számítható, ahol a 7850 kg/m^3 az acél anyagsűrűsége. Egy másik felső korlát lehet az $R_h \leq R_B$ összefüggés.

A különböző betonminőségekre a különböző DRAMIX szálak és szálmennyiségek esetében a 3. táblázatban látható értékek adódnak a kerekített húzószilárdságra.

Szálerősítéses beton húzási szilárdsága. R_h (N/mm²) 3. Táblázat

Beton		R_h (N/mm2)	Jel (ℓ/d)	$Q(\text{kg/m}^3)$						
				20	30	40	50	60	80	200
C30	3	30/0,5	0,30	0,45	0,60	0,75	0,90	1,20	3,00	
		40/0,6	0,33	0,50	0,67	0,83	1,00	1,33		
		50/0,5	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	2,00		
		60/0,8	0,38	0,56	0,75	0,95	1,12	1,50		
		60/1,0	0,30	0,45	0,60	0,75	0,90	1,20		
C40	4	30/0,5	0,40	0,60	0,80	1,00	1,20	1,60	4,00	
		40/0,6	0,44	0,68	0,90	1,10	1,35	1,80		
		50/0,5	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	2,25		
		60/0,8	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	2,00		
		60/1,0	0,40	0,60	0,80	1,00	1,20	1,60		
C50	5	30/0,5	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	2,00	5,00	
		40/0,6	0,55	0,83	1,12	1,37	1,67	2,22		
		50/0,5	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	2,26		
		60/0,8	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	2,26		
		60/1,0	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	2,00		
Felső korlát $R_h = 1000\text{N/mm}^2$ -nél			0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	2,26	5,65	

4.8 A szálerősítéses beton nyomószilárdsága

A szálerősítéses betonban a nyomás hatására kialakuló keresztirányú nyúlást a szálerősítés gátolja, és ezzel a nyomószilárdságot növeli. A növekedés nem túl nagy, $p = 1 \%$ száltartalom (80 kg/m^3) esetén mintegy 10% . Így kb. $\bar{R}_b = R_b \cdot (1 + p \cdot 20)$. (4.13) nyomószilárdságot vehetünk tekintetbe (DIN 1084). Tekintettel azonban arra, hogy a szálerősítéses beton gyakorlatilag mindig húzásra megy tönkre, és nem nyomásra, nem érdemes a nyomószilárdság növekedését figyelembe venni.

A nyomószilárdság növekedés mellett az összenyomódási képesség is növekszik, a szál-erősítéses beton határösszenyomódása (hasonlóan a nyomószilárdsághoz) növekszik, és az

$$\bar{\epsilon}_{b,H} = \epsilon_{b,H} \cdot (1 + p/10) \quad (4.14)$$

kifejezéssel vehető tekintetbe. Ez az érték sem olyan jelentős, hogy érdemes lenne miatta a számításokban a szál-erősítéstől függő, változó határösszenyomódást alkalmazni. Így a számítási modellnél az $\bar{\epsilon}_{b,H} = \epsilon_{b,H}$ és az $\bar{R}_b = R_b$ értékeket fogjuk használni.

4.9 A szál-erősítéses beton alakváltozási tényezője

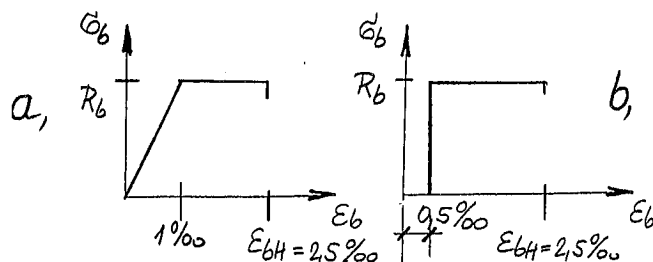
Az a körülmény, hogy a szál-erősítés a nyomás esetében a keresztirányú tágulást gátolja, a nyomásirányú összenyomódást is csökkenti. Ez pedig az E_{b0} rugalmassági, ill. az E_b alakváltozási tényező növelésével vehető figyelembe. A kísérletek szerint az alakváltozási tényezőt a szál-erősítés hasonlóan növeli, mint a nyomószilárdságot. Így az alakváltozásokat az $\bar{E}_b = E_b \cdot (1 + p/10)$ kifejezés figyelembevételével számíthatjuk. (4.15)

4.10 A betonacél tapadása a szál-erősítéses betonban

A külföldi kísérletekből (Stang-Aarre 1992) kiértékeltek a betonacél tapadási tényezőt. Azt kaptuk, hogy a tapadási tényező a $\bar{\alpha} = \alpha \cdot (1 + 10p \cdot \mu_s)$ kifejezéssel írható le. (4.16) Itt p a szálhányad %-ban, μ_s a normál acélbetét hányada a betonban, α a szál-erősítés nélküli, míg $\bar{\alpha}$ a szál-erősített beton tapadási tényezője. Ez az összefüggés azonban (fontossága miatt) hazai kísérleti ellenőrzésre szorul.

5. A MÉRETEZÉSI MODELL ÉS ALKALMAZÁSA

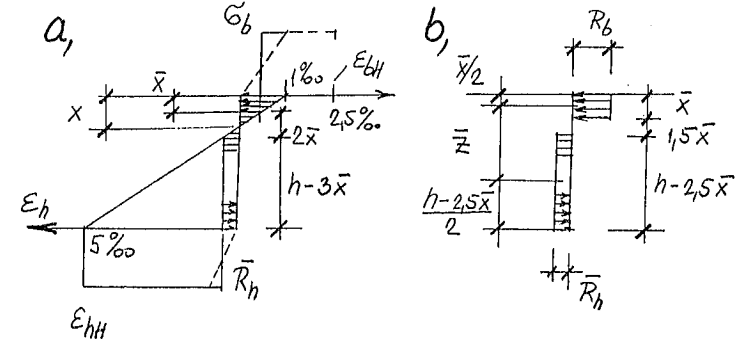
A számítási modell kialakításához meg kell vizsgálnunk a szál-erősítéses beton nyúlási paramétereit. Az alkalmazásra kerülő beton a C 20 - C 50 tartományban lehet. Az ilyen betonok repedési nyúlása az $\epsilon_{h,rep} = 0,001 - 0,00022$ tartományban helyezkedik el. A szál-erősítés kihasználásához viszont $\epsilon_h = 0,0035$ fajlagos nyúlás szükséges. Ebből következik, hogy az erősítés csak a beton repedése után dolgozik. A normál betonacél alkalmazásakor a határfeszültség kihasználásához lágyacélnál 1,0 - 1,2 %, míg a periodikus betonacélok kihasználásához 2,0-3,0 % fajlagos nyúlás szükséges. Tehát a normál betonacél kihasználása csak a szál-erősítés megcsúszása után lehetséges. A szál-erősítésű beton max. fajlagos húzási nyúlása 5,0-10,0 % közötti. Ha a biztonság oldalán állva az 5,0 %-ot vesszük számításba, akkor is adódik a 3,0 % és az 5 % között egy olyan szakasz, melynél mindkét acél képlékenyen viselkedik, így teherbírásuk összegezzhető.



8. ábra A rugalmas-képlékeny ill. egyszerűsített képlékeny feszültség-nyúlás diagram

5.1. Az acélszál-erősítésű betonkeresztmetszet hajlítási határigénybevétele

A hajlítási modell felvételénél az előbbieken tárgyaltaknak megfelelően kikötjük, hogy a húzási nyúlás, $\epsilon_{hH} \leq 5,00$ ‰, és a nyomási összenyomódás kisebb a beton határösszenyomódásánál, $\epsilon_{b,H} = 2,5$ ‰-nél. Praktikusan $\epsilon_b = 1,0$ ‰-et választhatunk. Ez az érték ugyanis csatlakozik a beton lineáris (8/a ábra) méretezési diagramjának töréspontjához, és így a betonacéllal is vasalt modell egyszerűbben felépíthető. Ha így az alakváltozás folyamatosságát biztosítottuk, a méretezéshez felhasználjuk a 8/b diagramot, és miután a húzószilárdság sokkal kisebb a nyomószilárdságnál, a nyomott oldal a rugalmas tartományon belül marad. Ezek figyelembevételével a hajlítási méretezési modell a 9. ábrán látható.



9. ábra A rugalmas-képlékeny és az egyszerűsített képlékeny keresztmetszet feszültségmegoszlása

A semleges tengely x határhelyzete az $\epsilon/x = \bar{\epsilon}_{bH} / (h_t - x)$ képletből számítható. (5.1)

Ebből $\epsilon_{hH} = 5$ ‰, és $\epsilon_b = 1$ ‰ esetén $x = 0,167h_t$, modellünk eddig érvényes. (5.2)

A 9/b ábrából a húzó- és nyomóerők egyensúlyát felírva és rendezve azt kapjuk, hogy:

$$\bar{x} = h_t \cdot (2,5 + R_b / \bar{R}_h) \quad (5.3)$$

A 3. táblázat adatait figyelembevéve R_b / R_h értéke 15 és 100 közé esik. Számunkra a mértékadó a 15 érték, ezzel $x = 0,057 h_t \ll 0,167 h_t$. Így a modell a teljes tartományban érvényes. Az x értékére tekintve, a z belső kar (9/b ábra): $\bar{z} = 0,5h_t - 0,75\bar{x}$ (5.4)

A húzóerő eredője: $\bar{H} = \bar{R}_h \cdot b \cdot (h - 2,5\bar{x})$ (5.5)

A két értéket összeszorozva kapjuk a törőnyomatékot:

$$\bar{M}_t = \bar{H} \cdot \bar{z} = \bar{R}_h \cdot b \cdot (h - 2,5\bar{x}) \cdot (0,5h_t - 0,75\bar{x}) \quad (5.6)$$

Rendezve, egyszerűsítve, ha $\bar{x} / h_t = \xi$, $\rightarrow \bar{M}_t = \bar{R}_h \cdot b \cdot h_t^2 \left(0,5 - 2,0\xi + 1,88\xi^2 \right)$. (5.7)

A zárójelen belüli rész 0,39 és 0,48 közötti. A $Q \leq 40$ kg/m³ száladagolás esetén 0,42, a $Q \geq 50$ kg/m³ száladagolás esetén pedig 0,47 vehető. Átlagosan a 0,44 érték használható. A méretezésnél $\bar{R}_h$ helyett $\bar{\sigma}_{hH}$ veendő, így a hajlított keresztmetszet határnyomatéka:

$$\bar{M}_H = 0,44 \cdot b \cdot h_t^2 \cdot \bar{\sigma}_{hH} \quad (5.8)$$

5.2 Összehasonlítás a DRAMIX táblázat értékeivel

A DRAMIX táblázatokat a lineáris, rugalmas feszültségállapot alapján, a névleges húzószilárdsággal, a $W = bh^2/6 = 0,166 bh^2$ keresztmetszeti tényezővel számították. Így a névleges hajlítóhúzószilárdságot a $0,166/0,44 = 0,38$ szorzóval szorozva kell összehasonlítani a 3. táblázat belső húzószilárdságokkal. Végezzük el az összehasonlítást az $R_h = 4 \text{ N/mm}^2$ közepes húzószilárdságú beton (C 40) esetére, a $Q = 30\text{-}50 \text{ kg/m}^3$ száladagolás esetében. Az összehasonlítást a következő 4. táblázat mutatja.

Névleges hajlítószilárdságok (N/mm ²)		4. Táblázat		
	Jel	Q=30 kg/m ³	Q=40 kg/m ³	Q=50 kg/m ³
3. Táblázat értékei 1/0,38 7 2,63-al szorozva	ZC 30/0,5	1,58	2,10	2,63
	ZX 40/0,6	1,79	2,37	2,89
	ZC 50/0,5	2,24	2,97	3,70
	ZC 60/0,8	1,97	2,63	3,29
	ZC 60/1,0	1,58	2,10	2,63
DRAMIX táblázat értékei (f_d vel jelölt)	ZC 30/0,5	1,70	2,10	2,40
	ZX 40/0,6	2,10	2,50	2,90
	ZC 50/0,5	2,40	2,80	3,10
	ZC 60/0,8	2,20	2,60	2,90
	ZC 60/1,0	2,00	2,40	2,70

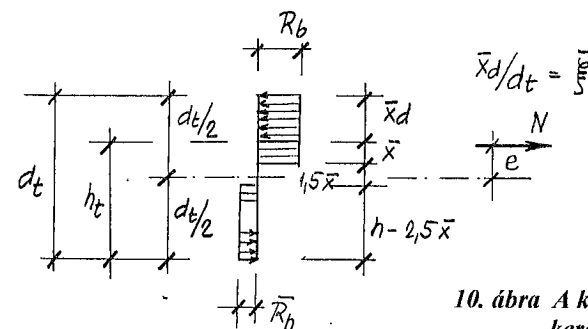
Bár értékeink némileg eltérnek a DRAMIX táblázat értékeitől, de az illeszkedés tűrhetőnek mondható. Értékeink átlaga a 4. táblázatból $\bar{R}_h, \text{átlag} = 2,43$, míg a DRAMIX értékeké $\bar{R}_h, \text{átlag} = 2,45$. Úgy tűnik, hogy a hazai kísérleti ellenőrző adatbank kiépüléséig a DRAMIX értékekből az $\bar{R}_h = 0,38 f_d$ képletből számított húzószilárdsági értékek használhatók. A húzóhatárfeszültség a magyar előírások elvei szerint a

$$\bar{\sigma}_{h,H} = \bar{R}_h / 1,5 \quad \text{képletből számíthatók.} \quad (5.10)$$

5.3 Az acélszálerősítésű betonkeresztmetszet külpontos nyomása

Ha a hajlított keresztmetszetre nyomóerő is működik, az ϵ_b összenyomódás növekszik, egészen az ϵ_{bH} értékig. Ez $x = 0,33 h_t$ értéket jelent, melyhez $x = 0,8 x = 0,267 h_t$ tartozik. Ha a nyomóerő tovább növekszik, akkor az ϵ_b érték kezd el csökkenni, egész addig, míg a húzott oldal átmegy nyomásba. Így megy át a külpontos nyomás a központos nyomásba, mert a növekvő erőhöz kisebb és kisebb nyomaték tartozik. Az x értéknek a fokozatos növelésével ez a folyamat követhető, és az egyensúlyi feltételek figyelembevételével minden x értékhez meghatározható az M, N értékpár. Így megkapjuk a teherbírási vonal diszkrét pontjait, ezeket egy folyamatos görbével összekötve kapjuk a teherbírási vonalat. A 9/b ábrán alkalmazott egyszerűsített modell használata esetén eljárásunk a következő (lásd a 10. ábrát). A h_t magasságú keresztmetszetrész az 5.1 pontnak megfelelően tiszta hajlítás állapotban van. A nyomóerőt az $\bar{x}_d$ szakasz viseli, így a keresztmetszet egyensúlyozó nyomóereje:

$$N_b = R_b \cdot b \cdot \bar{x}_d. \quad (5.11)$$



10. ábra A külpontosan nyomott beton keresztmetszet egyszerűsített feszültségmegoszlása

A $d_t/2$ helyű semleges tengelyre most az N_b erőnek is van nyomatéka, így a keresztmetszet által felvett nyomaték a két nyomaték összege. Határértékekkel felírva az összefüggéseket: $\bar{N}_H = \sigma_{bH} \cdot b \cdot \bar{x}_d$, és $\bar{M}_{H,d} = \bar{M}_H + 0,5 \cdot N_H \cdot (d_t - \bar{x}_d)$ (5.12), (5.13)

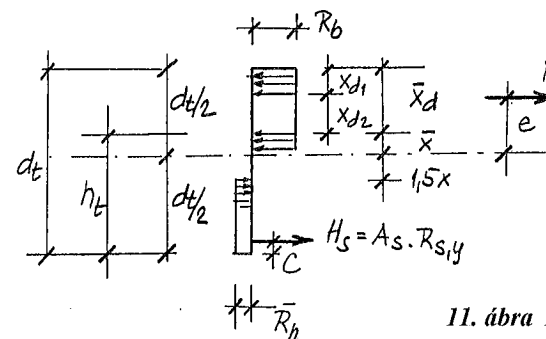
$$\text{Behelyettesítve: } \bar{M}_{H,d} = 0,44 \cdot b h_t^2 \cdot \bar{\sigma}_{h,H} + 0,5 \cdot \bar{\xi} \cdot (1 - \bar{\xi}_d) \cdot \sigma_{bH} \cdot b \cdot d_t^2. \quad (5.14)$$

$$\text{Az összefüggés addig érvényes, míg } \epsilon_b \leq \epsilon_{bH}, \text{ azaz } \bar{x}_d + 0,1 h_t \leq 0,33 d_t. \quad (5.15)$$

Ebből az $\bar{x}_d \leq 0,2 d_t$ érték adódik. Ez után x növekedésével ϵ_b csökkenése jár együtt, és az $\bar{M}_H$ képlete módosul, és a kiskülpontosság tartományába jutunk. A pontos vizsgálat az összefüggések komplikáltsága miatt hosszadalmasabb. Néhány pontban végzett ellenőrző számítás azonban azt mutatta, hogy elegendő pontossággal járunk el akkor, ha az $\bar{x}_d \geq 0,25 d_t$ esetben is a nagykülpontosságra felírt összefüggést használjuk.

5.4 Az acélszálerősítésű vasbeton-keresztmetszet hajlítása ill. külpontos nyomása

Ha a szálerősítésű betonban hagyományos vasalást is alkalmazunk, akkor a szálerősítésű betonkeresztmetszet külpontos nyomásához hasonlóan vehetjük fel a számítási modellt, a 11. ábra szerint:



11. ábra A külpontosan nyomott vasbeton keresztmetszet egyszerűsített feszültségmegoszlása

Itt is az a helyzet, hogy a h_t magasságú szakasz szálerősítésű része tiszta hajlítás állapotában van. A vetületi egyensúlyi egyenletből: $N = R_b \cdot b \cdot \bar{x}_d - H_s = R_b \cdot b \cdot x_{d2}$. (5.16)

Az x_{d1} nyomotttörvénysz tart egyensúlyt a H_s húzóerővel. Így $x_{d1} = H_s / b R_b$. (5.17)

valamint: $x_{d2} = \bar{x}_d - x_{d1}$. (5.18)

Az N erő meghatározása után a nyomatékbírás három részből tehető össze:

A vasbetonrész nyomatékbírása: $M_{l,vb} = H_s \cdot (d_l - c - x_{d1} / 2)$. (5.19)

A szálerősítésű h_t magasságú szakasz nyomatékbírása: $\bar{M}_l = 0,44 \cdot b \cdot h_t^2 \cdot \bar{R}_h$. (5.20)

A nyomóerőt hordó x_{d2} magasságú rész nyomatéka a tartótengelyre:

$$M_{l,N} = N \left(\frac{d_l}{2} - x_{d1} - \frac{x_{d2}}{2} \right) \quad (5.21)$$

A teljes nyomatékbírás: $M_l = M_{l,vb} + \bar{M}_l + M_{l,N}$. (5.22)

Határnyomaték esetében az R szilárdságok a σ_H határfeszítéssel helyettesítendők. Így

$$M_{H,teljes} = A_s \cdot \sigma_{sH} \left(d_l - c - \frac{A_s \cdot \sigma_{sH}}{2b \cdot \sigma_{sH}} \right) + 0,44 b h_t^2 \bar{\sigma}_{hH} + \left(\sigma_{bH} \cdot b \cdot \bar{x}_d - A_s \cdot \sigma_{sH} \right) \cdot \left[\frac{d_l}{2} - \frac{A_s \cdot \sigma_{sH}}{b \cdot \sigma_{bH}} - \frac{1}{2} \left(\bar{x}_d - \frac{A_s \cdot \sigma_{sH}}{b \cdot \sigma_{bH}} \right) \right]. \quad (5.23)$$

$\bar{x}_d$ felvételével meghatározható egy összetartozó N és M (és így $e = M/N$) érték. Elegetően sok pont kiszámításával a teherbírási vonal felrajzolható.

Tiszta hajlítás esetén $N = 0$, és x_{d2} zérus. Ez esetben $x_{d1} = x_d$, és a határnyomaték:

$$M_H = M_{H,vb} + \bar{M}_H = A_s \cdot \sigma_{sH} \left(d_l - c - \frac{A_s \cdot \sigma_{sH}}{2b \cdot \sigma_{bH}} \right) + 0,44 b h_t^2 \bar{\sigma}_{hH}. \quad (5.24)$$

Hajlításnál is, és külpontos nyomásnál is az a korlátozás, hogy ha $x > x_0$, az acél határfeszítést redukálni kell. E korlátozásnál x alatt az $x = x_d + \bar{x}$ együttes semleges-tengely magasságát kell érteni.

Pl. a $Q=40\text{kg/m}^3$ szálerősítésű vasbetonnál a szálerősítés mintegy 10 %-ot visel az egész nyomatékból, adott esetben a nyomatékbírásból való elhanyagolása is szóba jöhet.

5.5 Hajlítási nyírás az acélszálerősítéses vasbetonban

Miután a repedés megjelenését a szálerősítés nem késlelteti, a repedésben T_{Ha} érték nem változik, az a $T_{Ha} = 0,6bd\sigma_{hH}$ képletből számítható. (5.25)

A vasbetonnál a vasalás erősségével T_{hb} csökken, mert a megnyíló repedés a repedésben fellépő nyíró súrlódás leépülését okozza. Így a normál vasbetonban a

$$T_{H,b} = \frac{5}{6} \left(\frac{1 - T_{Hs}}{T_{H,f}} \right) \cdot T_{H,a} \quad (5.26)$$

képletet alkalmazzuk.

Itt $T_{H,s}$ a vasalással felvett nyíróerő, $T_{H,f}$ a nyírási felső határerő ($T_{Hf} = 0,3bh \sigma_{bH}$, és T_{Hb} a beton által felvett nyíróerő.

Szálerősítéses beton esetében a nyíró súrlódás nem csökkenhet a $\bar{\sigma}_{hH}$ érték alá, így a T_{Hb} értéknek egy alsó korlátja adódik:

$$T_{H,b} = \frac{5}{6} \left(1 - \frac{\sum T_{H,s}}{T_{H,f}} \right) \cdot T_{H,a} \geq 0,6bd \cdot \bar{\sigma}_{h,H}. \quad (5.27)$$

5.6 Csavarási nyomatékbírás a szálerősítéses vasbeton keresztmetszetben

Miután csavarásra a vasbeton is, és a szálerősítésű beton is képlékenyen dolgozik, a kétféle képlékeny nyomatékbírás összeadható.

$$M_{H,cs} = M_{H,cs,vb} + \bar{M}_{H,cs} \quad (5.28)$$

Itt $M_{H,cs,vb}$ a vasbeton-keresztmetszet csavaró határnyomatéka a kengyelek vagy a

hosszvasak alapján (a kisebbik), és $\bar{M}_{h,cs} = W_{cs,pl} \cdot \bar{\sigma}_{hH}$. (5.29)

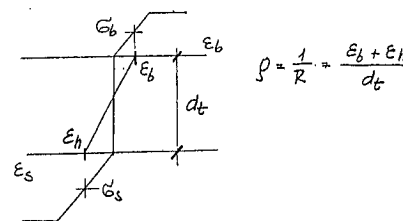
a szálerősítéses csavarási határnyomaték ahol $W_{cs,pl}$ a képlékeny csavarási keresztmetszeti tényező. Nyírás és csavarás együttes fellépése esetében a részbiztonságok összegezésének tétele alkalmazható, mely szerint:

$$\frac{T}{T_H} + \frac{M_{cs}}{M_{H,cs}} \leq 1,0 \quad \text{kell legyen.} \quad (5.30)$$

5.7. Alakváltozás számítás

A kombinált keresztmetszet idealizált inercianyomatékát elég komplikált és bizonytalan meghatározni. Ezért célszerűbb a görbületeket a szélső szálak nyúlásából levezetni a rugalmas szakaszokon (13. ábra).

$$\rho = \frac{1}{R} + \frac{\varepsilon_b + \varepsilon_h}{d_t} \quad (5.31)$$

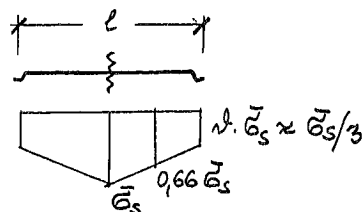


12. ábra A görbület meghatározása

Az ε értékek a felvett x értékekhez meghatározhatók, és a lehajlás a görbület integrálásával számítható. Az ε_b -nek a szálerősítésből adódó növekedését figyelembe lehet venni. A biztonság javára megengedhetők véljük a szálerősítéses vasbeton esetében a lehajlásokat csak a vasbetonrészből számítani.

5.8 A szálerősítéses beton repedéstágassága

A repedéstágasság ellenőrzésének a rugalmas-képlékeny modell esetében csak a rugalmas szakaszán van értelme, mert a képlékeny szakaszon az acélnyúlás, és így a repedéstágasság is határozatlan. Miután a szálmennyiséget úgy állítjuk be, hogy a képlékeny viselkedés érdekében a szálerősítéses beton száلكihúzódással menjen tönkre, az acél szilárdsági határáig tekinthető rugalmasnak a szálerősítéses beton. Egyetlen szál lehorgonyzását vizsgálva (13. ábra).



13. ábra Egyetlen DRAMIX szál lehorgonyzása

A repedés megnyílás a szál nyúlásának összege, azaz: $a_{max} = 0,66 \cdot l \cdot \bar{\sigma}_s / E_s$ (5.32)

A fajlagos max. rugalmas nyúlás ennek az l értékkel osztott értéke, tehát

$$\varepsilon^* = a_{max} / l = 0,66 \cdot \bar{\sigma}_s / E_s. \quad (5.33)$$

Határesetben

$$\bar{\sigma}_s = \bar{R}_s = 100 \text{ kN/cm}^2, \text{ és } E_s = 18000 \text{ kN/cm}^2. \text{ Így } \varepsilon_{max} = 0,00367, \text{ és a}$$

a maximális repedéstágasság a rugalmas tartomány végén: $a_{max} = 0,00367 \cdot l$

A DRAMIX szálakra vonatkozó értékek (5. táblázat):

A max. repedéstágasság a szál $R_s = 100 \text{ kN/cm}^2$ feszültségénél					5. Táblázat
Jel	30/0,5	40/0,6	50/0,5	60/0,8	60/1,0
a (mm)	0,11	0,15	0,18	0,22	0,22

A fenti táblázatból megállapítható, hogy a repedés tágasságát csak a szálfeszültség jelentős csökkentésével, vagyis száltúladagolással lehet 0,1 mm alá csökkenteni a szálerősítésű betonban.

5.9. A szálerősítéses vasbeton repedéstágassága

A vasbeton megengedett repedéstágassága 0,2-0,4 mm közötti, így ez a tartomány a szálerősítés képlékeny szakaszára esik. Ezen a szakaszon a szálerősítésnek kétféle hatása van. Az egyik hatás az, hogy a repedésben a szálerősítés miatt maradék húzószilárdság működik, és ez csökkenti a repedés tágasságát. Miután a maradék R_h szilárdság kisebb az R_{ht} beton húzószilárdságnál, és a betonszilárdság hatását a repedés tágasság számításánál amúgyis elhanyagoljuk, még inkább indokolt az R_h okozta repedéscsökkenéstől eltekinteni.

A másik hatás, hogy a szálerősítés a keresztirányú repedések kialakulásának gátlásával az acél R_{lap} tapadó szilárdságát növeli. Ez az α tapadási tényező $\bar{\alpha}$ -ra való növelésével vehető figyelembe. A 4.9 fejezet szerint: $\bar{\alpha} = \alpha(1 + 10p \cdot \mu_s)$. (5.34)

Itt p az acélszálhányad %-ban, μ_s a betonkeresztmetszethez viszonyított betonacél hányad. Így a szálerősítéses vasbeton repedéstágassága:

$$a = \sigma_{s,H}^2 \cdot \phi \cdot \psi / 2\alpha \cdot E_s \cdot \sigma_{bI} (1 + 10p \cdot \mu_s) \quad (5.35)$$

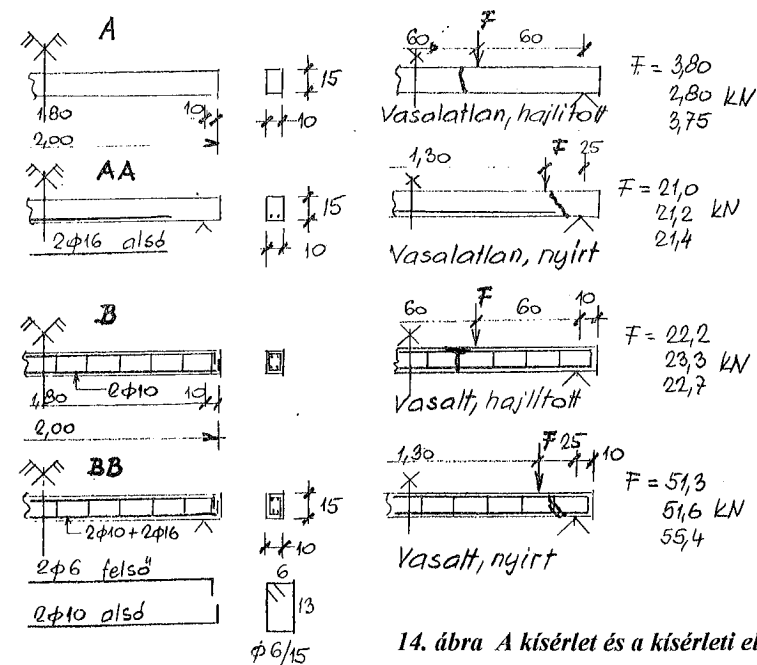
Itt ϕ az acélbetét átmérője, $\psi = 1 - \sigma_{s,H} / 3\sigma_{bH} \geq 0,5$ az MSZ15022/1 szerinti tényező,

$\sigma_{s,H}$ az acélbetét feszültsége. α a tapadási tényező (sima acélnál $\alpha = 1,0$, periódikusnál $\alpha = 2,0$), E_s a betonacél rugalmassági tényezője, és σ_{bI} a hajlított keresztmetszet húzott szélső szálában számított fiktív húzófeszültség. A repedéstágasságot természetesen nem a mértékadó teherből, hanem a terhek alapértékéből kell számítani.

6. A KÍSÉRLETEK

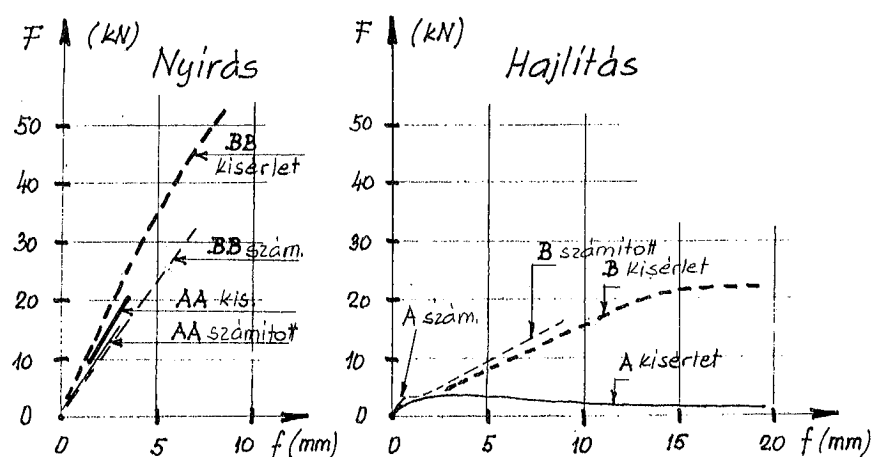
A kísérletekre szánható anyagi keret szűkös volta csak a lényeges kérdések vizsgálatára adott lehetőséget. Így a szálerősítéses beton hajlítási, nyírási, lehajlási és repedéstágassági ellenőrzésére, valamint a szálerősítéses vasbeton ugyanezen vizsgálatára.

Mindegyik vizsgálatra a minimális 3-3 elemet szántunk. A kísérleti tartók 10 x 15 cm-es keresztmetszetűek voltak, 180 cm-es támaszközzel. A szálerősítés 80 kg/m³ ZC30/0,5 DRAMIX szál volt. Az alkalmazott szál és tartómeretek mellett még feltételezhető a homogén száeloszlás és irányítottság, és ezért az irányítottsági tényezőt $I_1 = 0,33$ -ra vettük. Az acélszál szilárdságára 100 - 120 N/mm² értéket mértünk. Az alkalmazott beton C40, a betonacél pedig B60.50 volt



14. ábra A kísérlet és a kísérleti elemek

A kísérletek kéttámaszú tartókkal történtek, melyeket két azonos F erő terhelt. Az egy betűvel és számmal jelölt elemek a hajlítási, a két betűvel és sorszámmal jelöltek a nyírási teherbírás megállapítását célozták. Az alkalmazott kísérleti elemek rajzát és vasalását, a kísérleti terhelést, az F , törőerőket, és a törésképeket a 14. ábra mutatja be. A hajlításra tört tartók jelentős képlékeny alakváltozást mutattak. A nyírási töréssel tönkrement tartók lényegében rideg viselkedést jeleztek. Az AA jelű elemek nyírási törése hajlítási repedéssel indult, mely nyírási törésbe ment át. Az egyes elemtípusok átlagosított viselkedését az 15. ábrán látható erő-lehajlás diagramok szemléltetik. A kísérleti eredmények az 6. táblázatban láthatók.



15. ábra A kísérleti eredmények

A kísérletek jellemző átlagértékei

6. Táblázat

A vizsgált tartótípus	A	B	AA	BB
Terhelő erő helye a (cm)	60	60	25	25
Használati állapot vizsgálati erő (kN)	2	16	15	32
Lehajlás f (cm)	0,02	0,90	0,24	0,47
Átlagos repedéstágasság a _r (mm)	0,019	0,055	0,018	0,043
Maximális repedéstágasság a _{max} (mm)	0,028	0,120	0,028	0,063
Törőerő F (kN)	3,46	19,39	21,2	52,8
Nyírási törőerő T (kN)	---	---	21,2	52,8
Törés helye, k (cm)	67,0	67,0	10,0	15,0

Acél: $E_s = 20600 \text{ kN/cm}^2$, Acélszál: $Q = 80 \text{ kg/m}$ $E_s = 18000 \text{ kN/cm}^2$

Minden egyes kísérleti elemnek kiszámítottuk a jellemző értékeit és törési paramétereit a javasolt elméleti módszerrel. A kísérleti eredmények és a számított eredmények hányadosait a 7. táblázatban láthatjuk.

A kísérleti és a számított értékek hányadosa

7. Táblázat

A vizsgált tartótípus	A	B	AA	BB
Használati állapot vizsgálati erő (kN)	2	16	15	32
Lehajlás	0,35	0,69	0,80	0,67
Átlagos repedéstágasság	0,34	0,65	0,25	0,61
Maximális repedéstágasság	0,50	1,41	0,41	0,91
Törőerő	1,21	1,32	1,15	1,72
Nyírási törőerő	---	---	1,15	1,72

Megállapíthatjuk az eredményekből, hogy a kísérleti törőértékek mind meghaladják a számított értékeket. Hasonlóképpen, a kísérleti lehajlásértékek alatta maradnak a számított értékeknek. A repedéstágassági értékeket tekintve az átlagos repedéstágasság a számított értékek alatt marad, míg az észlelt maximális repedéstágasság az erősen hajlított elemeknél meghaladja a számított repedéstágasságot. Ez azonban nem volt váratlan, mert a szabványos repedésszámítási mód, melyet a szálerősítéses vasbeton repedéstágasságának számítására módosítva alkalmaztunk, alapvetően az átlagos repedéstágasság számítására lett kidolgozva. A maximális repedéstágasság a számítottak általában másfélszerese lehet. Kísérleti elemeink ezt a feltételt teljesítik. Így végezetül azt mondhatjuk, hogy a javasolt számítási módszer kísérletileg igazoltnak tekinthető, és megfelelő megbízhatósággal alkalmazható.

7. MEGÁLLAPÍTÁSOK

Elméleti összefüggéseket dolgoztunk ki az acélszálerősítésű beton és vasbeton szerkezetek méretezésére. Kísérleti ellenőrzésnek vetettünk alá a DRAMIX acélszállal erősített beton ill. vasbetongerendákat, és ezzel ellenőriztük a szálerősítéses szerkezetek méretezési módjára kidolgozott eljárást. A kísérletekkel a hajlítási és nyírási viselkedést vizsgáltuk. A kísérleti és a számított eredmények összehasonlítása azt mutatta, hogy a kialakított számítási módszer kellő megbízhatósággal alkalmazható az ilyen szerkezetek méretezésére. Megállapítható, hogy:

- a szálerősítés növeli a vasbetonszerkezet szívósságát, kismértékben növeli a nyomási és a húzási szilárdságot, az alakváltozási tényezőt, és a szerkezet törőnyomatékát,
- a szálerősítés csökkenti a maximális repedéstágasságot,
- a szálerősítés jelentősen csökkenti az átlagos repedéstágasságot, és jelentősen növeli a nyírási törőerőt,
- a szálerősítés nem növeli a repesztő szilárdságot.

8. JELÖLÉSEK

A jelölésekre a következőket alkalmaztuk, a szálerősítés, illetve szálerősítésű beton jelöléseit felülvonással jelezzük:

R_b a beton normatív nyomószilárdsága	R_h a beton norm. húzószilárdsága
R_{hajl} a beton hajlítási húzószilárdsága	R_{tap} a beton tapadási szilárdsága
R_y az acél folyási szilárdsága	R_B az acél szakítási szilárdsága
σ_{bH} a beton nyomási határfeszültsége	σ_{hH} a beton húzási határfeszültsége
τ_H a beton nyírási határfeszültsége	$\tau_{H,tap}$ a beton tapadó határfeszültsége
σ_b a beton nyomási feszültsége	σ_h a beton húzási feszültsége
σ_s az acél feszültsége	σ_{sH} az acél határfeszültsége
$\sigma_{s,rep}$ az acél feszültsége a beton megrepedésekor	ϵ_{sH} az acél húzási határnyúlása
ϵ_h a beton fajlagos nyúlása	ϵ_b a beton fajl. összenyomódása
ϵ_s az acél nyúlása (ill. összenyomódása)	$\epsilon_{s,y}$ az acél folyásponti nyúlása
E_{bo} a beton rugalmassági tényezője	E_b a beton alakváltozási tényezője
E_s az acél rugalmassági tényezője	D a betonacél átmérője
α a tapadási tényező (pl. $\tau_{H,tap} = \alpha \cdot \sigma_{hH}$)	a a repedéstágasság
az acélszál véglehorgonyzási aránya	$\frac{H_s}{d}$ az acélban ébredő húzóerő
l az acélszál hossza	$\bar{d}$ az acélszál átmérője
p az acélszál mennyiség térfogat %-ban	Q az acélszál mennyisége (kg/m ³)
I_t az iránytényező (ha minden szál egy irányban fekszik, $I_t = 1,0$, ha irányuk a térben egyenletesen oszlik el, $I_t = 0,33$)	$\bar{d}$ az acélszál átmérője
μ a teljes (mindhárom irányú) acélszál-hányad a beton keresztmetszetre vonatkoztatva	
L_s az egy m ³ -ben lévő szálak összhossza	q egy fm acélszál tömege (kg/m ³)
db egy m ³ betonban lévő szálak darabszáma	$1/d$ az acélszál alaktényezője
h_t a hajlított tartókeresztmetszet teljes magassága (szálerősítéses beton)	
h a hajlított vasbeton tartókeresztmetszet hasznos magassága	
d_t a kombinált tartókeresztmetszet teljes magassága (szálerősítéses vasbeton)	
A_b a keresztmetszet betonterülete	A_s az acélkeresztmetszet területe
M a hajlítónyomaték	$M_t, M_{törő}$ a törőnyomaték
M_{rep} a repesztőnyomaték	f a tartólehajlás
T_t a nyíróerő törési értéke	T a nyíróerő (az indexelt értékek az Msz 15022/1-szerintiek)

9. HIVATKOZÁSOK

Publikációk:

- Bölcskei, E.: (1992) Acélszálbeton alkalmazása Ausztriában. *Magyar Építőipar*, 1992. 7. szám.
- Dietrich, J.: (1992) Zur Qualitätsprüfung von Stahlfaserbeton für Tunnelschalen mit Biegezugbeanspruchung. Ruhr Universität Bochum. Institut für Konstruktiven Ingenieurbau. Mitteilung Nr. 92-4 (1992)
- Dulácska, E.: (1994) Az acélszál erősítésű vasbeton méretezési kérdései. *Közlekedés és Mélyépítés Tudományi Szemle*, 1994. 7. szám, 263. old.
- Dulácska, E.: (1996) Kísérletek az acélszálerősítésű vasbeton viselkedésének ellenőrzésére. *Közlekedés és Mélyépítés Tudományi Szemle*, 1996. 10. sz.
- Kausay, T.: (1994) Acélhuzal erősítésű betonok tulajdonságai és teherbírási. *BETON*, 1994. 6.
- Stang, H.-Aarre, T.: (1992) Evaluation of Crack Width in FRC with Conventional Reinforcement. *Cement and Concrete Composites* 14 (1992).
- Swamy, R N. - Barr, B.: (1989) Fibre reinforced cement and concretes: *Recent Developments*. Elsevier Applied Science. London-New York, 1989.
- Szabó I.: (1976) Acélhajbeton. Műszaki Könyvkiadó, Budapest, 1976
- Szederjei J.: (1970) Ferde hálóval vasalt vasbeton lemezek repedéstágassága. *Mélyépítéstudományi Szemle*, 1970, 9.

Előírások:

- MI-04.117-79. Acélhajbeton építőipari alkalmazása. *ÉTK*. Budapest, 1979.
- NBN B 15-238 szept. 1992. Test on fibre reinforced concrete-Beuding test on prismatic samples
- NBN B 15-239. szept. 1992. Characterisation of steel fibres starting from the conventional flexural strength
- P 18-409. Avril 1993. Concrete with steel fibres. Flexural strength test.
- ASTM A 820-90 Standard Specification for Steel Fibers for Fiber Reinforced Concrete.
- ÖNORM B 5073. April 1989. Stahlfaserbetonrohre und zugehörige Formstücke.
- ASTM C 1018-89 May. 1990: Standard test Method for Flexural Toughness and First-Crack Strength of Fiber-Reinforced Concrete.
- Concrete Library of JSCE. June 1984: Method of Tests for Steel Fiber Reinforced Concrete.

BERECHNUNGSMETHODEN FÜR FASERBETON MIT KUNSTSTOFFASERN IM BETONBAU

Dipl.Ing. Hartmut LUBICH
Ingenieurkonsulent für Bauwesen
A - 1160 WIEN

SUMMARY

Kunststoffaserbewehrter Beton kann zwar in Bezug auf die äquivalente Biegezugfestigkeit quantitativ nicht mit stahlfaserbewehrtem Beton verglichen werden, doch die komplexen Qualitätsverbesserungsmerkmale, die er speziell im Frühstadium des Abbindeprozesses aufweisen kann, sowie die konstruktiven und verarbeitungstechnischen Merkmale dieses Baustoffes zwingen praktisch zu einer genaueren Betrachtung beim Einsatz in Beton und dessen Berechnung. Die Zugabe von Kunststoffasern zu andern Faserbetonen (Cocktails) bewirkt aber immer, durch die positive Beeinflussung des frühen Abbindevorganges, eine wesentliche Verbesserung der vom Faserbetonbau erwarteten Eigenschaften. Meine Erfahrungen beruhen im wesentlichen auf dem Einsatz von Polypropylenfasern der Type **FORTA-FIBRE High Grade 190**.

1. EINLEITUNG

Ich möchte heute, anlässlich dieses Symposiums, versuchen Ihnen aufzuzeigen, welche Möglichkeit den Planern (Statiker, Architekt, Konstrukteur), die die volle Verantwortung für die Standsicherheit eines Bauwerkes gegenüber dem Bauherrn gewährleisten müssen, derzeit in die Hand gegeben ist.

Das Problem bei der Bemessung von Faserbetonbauteilen, das sich dem Statiker derzeit darstellt, besteht im wesentlichen darin: Einerseits liegt eine Unmenge an wissenschaftlichen Arbeiten, die meistens durch Finanzierung der Privatindustrie erstellt wurden, vor; andererseits existiert so gut wie keine behördlich genehmigte, bzw. amtlich zugelassene Berechnungsmethode. Die in den Prospekten der einzelnen Faservertreter angegebenen zulässigen Spannungen werden zwar garantiert, im Falle eines Bauschadens ist es aber so gut wie unmöglich, den Vertreiber dieser Fasern dafür haftbar zu machen. Demzufolge bleibt der "Schwarze Peter" beim Zivilingenieur, er muß also aus persönlich vertretbaren Aspekten die jeweilige Situation beurteilen.

Hauptaspekt bei der Bemessung von Bauteilen bildet der Rahmen der zulässigen Spannungen. Die untere Grenze kann mit Sicherheit oberhalb der normgemäßen Werte für unbewehrten Beton angenommen werden. Die obere Grenze liegt irgendwo im Graubereich von konstruktiv, bzw. schwach bewehrtem Beton.

Auf Basis der ÖNORM B 4200 Teil 3 betragen die zulässigen Werte näherungsweise für

	bewehrten Beton	unbewehrten Beton
Randzugspannung	Nennfestigkeit / 160	Nennfestigkeit / 400
gleichmäßige Druckspannung,		Nennfestigkeit / 40
Randdruckspannung		Nennfestigkeit / 40
Schubspannung	Nennfestigkeit / 400	Nennfestigkeit / 400

Für die Randzugspannung ist in Österreich somit ein Bereich von 40 % des unbewehrten Betons gegenüber bewehrtem Beton definiert. Das zulässige Spannungsverhältnis ist also **1 : 2,5** zwischen unbewehrtem und bewehrtem Beton. In der Anlage habe ich anhand von theoretischen Ableitungen, in denen ein linearer Spannungsverlauf einem nicht-linearen Spannungsverlauf gegenübergestellt wird, herausgearbeitet, daß Berechnungsergebnisse dieses Verhältnis von **1 : 2,5** auch widerspiegeln. Darauf komme ich später noch zurück.

2. BRECHNUNGSMETHODEN FÜR MONOLITHISCHE INDUSTRIEBÖDEN

Bauteile dieser Art werden derzeit mithilfe von Berechnungsmethoden ermittelt, die die elastische Bettung des Untergrundes berücksichtigen. Abgesehen von den Lastfaktoren hängt die Größe der Schnittkräfte vom Verhältnis des Bettungsmoduls des Untergrundes zum Elastizitätsmodul der eingesetzten Betongüte ab. Je näher der Bettungsmodul dem Elastizitätsmodul kommt, desto geringer werden die Schnittkräfte. Umgekehrt läßt sich damit auch sagen: Je geringer der Elastizitätsmodul des Betons (der trivialerweise höher ist als der Bettungsmodul), desto geringer die Schnittkräfte. Allerdings sind natürlich die zulässigen Spannungen dann niedriger.

2.1. Spannungsnachweis nach Westergaard

Dies ist die wohl verbreitetste Methode, mit der derzeit Industriefaserbetonböden bemessen werden. Es existiert ein komplexer Formelapparat, der Flächenlasten sowie ein bis mehrere Einzellasten in Plattenmitte, am Plattenrand und in der Plattenecke berechnet. Die Problematik dieser Berechnungsmethode besteht im wesentlichen in der Superponierung von Gleichlasten und Einzellasten. Eine additive Verknüpfung dieser Werte ist sicher zulässig, aber zu sehr auf der sicheren Seite. Man stelle sich einen mit Paletten partiell belegten Hallenboden vor, zwischen denen ein Stapler fährt. Die freie Fläche zwischen den Paletten wäre naturgemäß mit nach oben gewölbten Biegeformen besetzt, die die Belastung durch den Stapler nur wieder nach unten verformen könnte. Das durch derartige Deformation induzierte Spannungs und Momentenbild kann dementsprechend nur reduziert werden. Eine exaktere und wirtschaftlichere Betrachtung solcher Lastkombinationen erreicht man durch Einsatz der

2.2 FEM - Methode

Wenn auch die Anschaffung einer derartigen Software mit Kosten verbunden ist, so kann man doch relativ rasch anhand von - vor allem für den Bauherrn - überzeugenden Plots die Wirtschaftlichkeit für alle an einem Projekt beteiligten Partner herausarbeiten.

3. STATISCH RELEVANTE GRÖSSEN

3.1 Zugfestigkeit, Druckfestigkeit

Abgesehen von Spezialfällen ist die Erhöhung dieser statischen Kenngröße kaum wirtschaftlich vertretbar und für den Regelfall ökologisch.

3.2 Frühfestigkeit

Da speziell die Kunststoffaser eine eklatante Verbesserung dieser statischen Kenngröße bewirkt (+ 24 %), ist ihr Einsatz bei der Gleitbauweise sowie bei Fertigteilen, die eine rasche Verfügbarkeit der (meist teuren) Schalung bedingt, von wirtschaftlichem Vorteil.

3.3 Biegezugfestigkeit

Anhand von Laborversuchen wurden von der Magistratsabteilung 39 der Stadt Wien Werte bis über 7 N/mm^2 für B300 nachgewiesen.

3.4 Äquivalente Biegezugfestigkeit

Kunststoffaserverstärkter Beton hat aufgrund des - gegenüber Stahlfasern - niedrigeren Elastizitätsmoduls des Fasermaterials keine derart ausgeprägte Arbeitslinie, aber sehr wohl ein Nachrißverhalten, daß doppelt so groß ist wie das von unbewehrtem Beton. Da die Dosierung mengenunabhängig ist - die optimierte Zugabe beträgt ca. 1 kg/m^3 -, stellt diese statische Größe eigentlich einen Materialkennwert dar. Wie ich noch später einmal erwähnen werde, bedingt aber die Zugabe von Kunststoffasern zu anderem Fasermaterial eine wesentliche Verbesserung der äquivalenten Biegezugfestigkeit.

3.5 Schubfestigkeit

Da bei der Beurteilung dieser Materialkenngröße kein normgemäß verankertes Verfahren existiert, kann ich mir vorstellen, die durch die Verwendung von faservergütetem Beton zu erwartende Erhöhung dieses statischen Rechenwertes durch Vergleichsversuche mit unbewehrten Beton anhand von Auszugs- und Durchstanzversuchsreihen festzulegen, mit denen der normgemäß ansetzbare Wert verglichen werden kann. Zusammenhängend mit der Schubfestigkeit müssen die

3.6 Hauptzugspannungen

gesehen werden. Diese mithilfe des Einsatzes von FEM - Berechnungen schnell erhaltene Größe wird immer die obere Grenze der Belastungsfähigkeit des Faserbetons darstellen.

3.7 Spaltzugfestigkeit

Diese Materialkenngröße hat großen Einfluß auf die Bemessung konzentriert eingeleiteter Lasten wie z.B. die von Regalstützen und Radlasten.

3.8 Schlagzähigkeit

Für die Bemessung von dynamischer Lasteinwirkung, wie sie z.B. beim Befahren von Industrieböden mit Staplern auftritt, erhebt sich die Frage, ob die Berücksichtigung der normgemäßen Stoßbeiwerte (1,4 bis 2,0) ihre Berechtigung behalten. Meineserachtens können aufgrund der stark erhöhten Schlagzähigkeit von faservergüteten Betonbauteilen diese Werte vernachlässigt oder zumindest stark reduziert werden.

3.9 Elastizitätsmodul

Die Zugabe von Kunststoffasern bewirken als einziges Fasermaterial bei Faserbeton die Tendenz, den E-Modul zu reduzieren (5-20 %). In Hinblick auf elastisch gebettete Böden ist dies für den Statiker natürlich ein willkommener Aspekt, da bei gleichbleibendem Spannungspotential die Schnittkräfte zufolge äußerer Lasten reduziert werden können.

Ergänzend zu den statischen Größen des faservergüteten Betons muß der Planer bei der Wahl des Fasermaterials auch

4. KONSTRUKTIVE GRÖSSEN (BEGLEITERSCHENUNGEN)

berücksichtigen.

4.1 Brandverhalten

Ein wichtiger Aspekt bei der Beurteilung des Brandverhaltens eines faservergüteten (Stahl-) Betonbauteiles ist die Wahl des Fasermaterials. Schmelz- bzw. Verdampfungspunkte von Glas und Stahl liegen erheblich höher als von Kohlenwasserstoffderivaten. Der durch Brandtemperatureinwirkung bedingte Volumensverlust der Kunststoffasern schafft in der Betonmatrix Hohlräume, die für die entstehenden Dampfpartikel und deren Sprengwirkung (Abplatzungen) Raum für Druckkompensation liefern.

4.2 Frost - Tausalz - Beständigkeit

In den letzten Jahren wurden Bauteile mit dieser Anforderung im wesentlichen durch Zugabe von Luftporenbildnern hergestellt. Die dafür erforderlichen Randbedingungen - wie vergrößerte Betondeckung sowie erhöhte Betonnennfestigkeit - läßt derzeit die Diskussion über die Sinnhaftigkeit dieser im wesentlichen unwirtschaftlichen Parameter wieder aufkommen. Der alternative Einsatz von Polypropylenfasern, im speziellen von

FORTA FIBRE High Grade wird erwogen, da die Oberfläche dieser Faser bei geeignetem Mischvorgang Wassertröpfchen bindet, die im Zuge des Abbindeprozesses zur Bildung des Zementsteins abgesaugt werden. Die dadurch entstehenden Hohlräume bilden damit - zumindest teilweise - jene Hohlräume, die von frost-tausalz-beständigem Beton erwartet werden.

4.3 Elektro-, geomagnetisches Verhalten

Einige militärische und biophysikalische Bauten bedürfen anderer Baukonzepte als die derzeit üblichen Faradayschen [Stahl-(Faser-)beton] Käfige. Ein derzeit in Detailplanung befindliches Geomagnetischen Observatorium konzipiert seine Bauteile mit Polypropylen faserverstärkten Beton. Um auch noch den letzten Störfaktor für die Empfindlichkeit der Instrumente auszuschließen, wird anstelle des üblichen Grauzements weißer eingesetzt.

Weitere Einsatzbereiche wie

4.4 Wasserundurchlässigkeit

4.5 Widerstand gegen chemische Angriffe

liegen in der Natur des Kunststoffaserbetons.

5. THEORETISCHE GRUNDLAGEN FÜR DIE BEMESSUNG VON KUNSTSTOFF-FASERVERSTÄRKTEM BETON

5.1 Bemessung auf Biegung mit Normalkraft

Da zum Zeitpunkt der Drucklegung dieses Seminarbandes dieses Kapitel in einer für den Autor nicht entsprechenden Form fertiggestellt werden konnte, wird es im Zuge des Vortrages als Beiblatt nachgeliefert.

5.2 Bemessung auf Biegung ohne Normalkraft

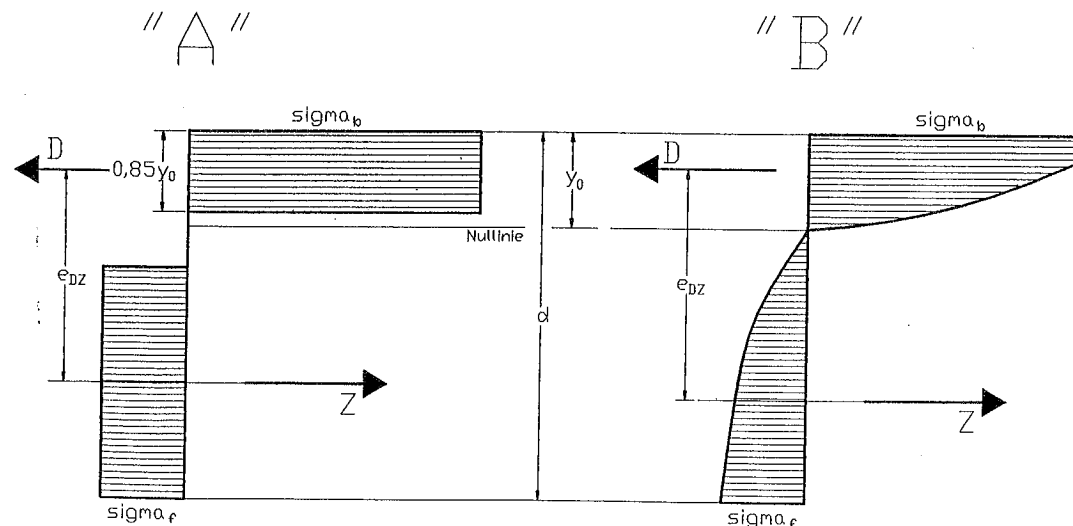
Analog dem Bemessungsmodell für Stahlbeton werden die zulässigen Biegemomente aufgrund des inneren Hebelsarms der aufnehmbaren Druck- und Zugkräfte ermittelt. Entsprechend dem jeweiligen Ansatz im Druckbereich (rechteckig, parabolisch oder dreieckig) sowie im Zugbereich (rechteckig, parabolisch oder dreieckig) werden die Resultierenden beider Komponenten aufintegriert und ins Gleichgewicht gesetzt. Aus diesem Gleichungssystem ergibt sich die Lage der Nulllinie des Querschnittes. Um für etwaige Imperfektionen ein Werkzeug in Händen zu haben, kann mit Hilfe des Ausnutzungsgrades k die Druck- bzw. Zughöhe des Querschnittes gesteuert werden. Bei einem Ansatz dieses Ausnutzungsgrades < 1.0 werden sowohl die Druck- wie auch die Zughöhe um diesen Faktor reduziert, was einerseits zu geringeren aufintegrierbaren Kräften, andererseits zu einer Erhöhung des inneren Hebelsarmes führt.

Die der Praxis am nächsten kommende Kombination von Druck- und Zugansatz sollte zwischen

“A”: rechteckig / rechteckig mit Ausnutzungsgrad $k = 0,85$
und

“B”: parabolisch / parabolisch mit Ausnutzungsgrad $k = 1,0$

liegen.



Folgende Abkürzungen werden verwendet :

zulässige Betondruckfestigkeit
zulässige Faserbetonbiegezugfestigkeit
Plattendicke
Höhe der Nulllinie vom Druckrand
innerer Hebelsarm
Ausnutzungsgrad

$\sigma_b = 0,75 \cdot \beta_{w28}$
 σ_f
 d
 y_0
 e_{DZ}
 k

Für “A” (rechteckig / rechteckig) sowie für “B” (parabolisch / parabolisch) gilt gleichermaßen

$$y_0 = d \cdot \sigma_f / (\sigma_f + \sigma_b)$$

Im Falle “A” ergibt sich

$$e_{DZ} = d - k \cdot y_0 / 2 - k \cdot (d - y_0) / 2 = d \cdot (1 - k/2) \text{ und} \\ D = Z = k \cdot y_0 \cdot \sigma_b$$

Somit errechnet sich das zugehörige Biegemoment zu

$$M = D \cdot e_{DZ} = Z \cdot e_{DZ} = k \cdot (1 - k/2) \cdot d \cdot y_0 \cdot \sigma_b$$

Im Falle "B" ergibt sich

$$e_{DZ} = (1 - 3/8) d = 5/8 d \text{ und} \\ D = Z = 2/3 * y_0 * \sigma_b$$

In diesem Falle errechnet sich das zugehörige Biegemoment zu

$$M = D * e_{DZ} = Z * e_{DZ} = 2/3 * y_0 * \sigma_b * 5/8 * d = 5/12 d * y_0 * \sigma_b$$

Der Unterschied im Fall "A" und "B" liegt für das Biegemoment somit in den Konstanten

$$k (1 - k/2) \text{ und } 5/12$$

Setzt man im Falle "A" für k den oben angeführten Wert von 0,85 ein, so errechnet sich der Unterschied zu $k (1 - k/2) = 0,489$ und $5/12 = 0,417$, im Mittel also $\approx 0,45$.

Die Substitution von y_0 ergibt damit mit genügender Genauigkeit das rechnerische Biegemoment von

$$M = 0,45 * d^2 * \sigma_f * \sigma_b / (\sigma_f + \sigma_b)$$

Die Auswertung dieser Formel, beziehungsweise die Gegenüberstellung errechenbarer Schnittgrößen zur Bemessungsmethode mit linearem Spannungsverlauf, wird auf den nächsten drei Seiten für verschiedene Betongüten und für verschiedene zulässige Faserbetonspannungen dargestellt. Dabei zeigt sich, daß der früher angeführte Wert für den Bereich der zulässigen Spannungen zwischen unbewehrtem und bewehrten Beton von 1 : 2,5 voll ausgenutzt werden kann. Ebenso wird die Gleichwertigkeit sowie die Ersparnis gegenüber orthodoxer Stahlbetonbemessung tabellarisch erfaßt.

6. FASER - COCKTAILS

Bei der Betrachtung der Biegezugfestigkeit, bzw. der äquivalenten Biegezugfestigkeit steht stellvertretend für die erreichbare Größe ein Parameter: Das Auftreten, bzw. der Zeitpunkt des Auftretens des Erstrisses.

Unabhängig vom geometrischen Einsatzbereich von Faserbeton ließ sich bei einer Testreihe an der Universität in Prag (Prof. TRTIK) folgendes feststellen:

Die Zugabe von PP-Fasern, sowohl zu Stahlfasern wie auch zu Glasfasern bewirken - aufgrund der positiven Beeinflussung von PP-Fasern aus den Zeitpunkt des Erstrisses - eine nicht unwesentliche Erhöhung der äquivalenten Biegezugfestigkeit des kombinierten Faserbetons (Cocktail). Ein schematischer Vergleich würde etwa so aussehen:

PP	*****
Stahl	*****
Glas	*****
PP + Stahl	*****
PP + Glas	*****

Biegemomentenaufnahme von (Boden)Platten (N = 0) bei linearer Spannungsverteilung: $M = M (W, \sigma_f)$

Plattendicke d in [cm]	zulässige Biegezugfestigkeit β_f [N/mm ²]					
	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0
	aufnehmbares Biegemoment $M_{zul.}$ in [kNm/m]					
10	0,8	1,7	2,5	3,3	4,2	5,0
15	1,9	3,8	5,6	7,5	9,4	11,3
20	3,3	6,7	10,0	13,3	16,7	20,0
25	5,2	10,4	15,6	20,8	26,0	31,3
30	7,5	15,0	22,5	30,0	37,5	45,0
35	10,2	20,4	30,6	40,8	51,0	61,3
40	13,3	26,7	40,0	53,3	66,7	80,0
45	16,9	33,8	50,6	67,5	84,4	101,3
50	20,8	41,7	62,5	83,3	104,2	125,0

gleichwertig mit St IV (M IV) in cm ² /m je Richtung						
Plattendicke d in [cm]	$A_s \approx 0,037 * M / (d - 5)$					
10	0,6	1,2	1,9	2,5	3,1	3,7
15	0,7	1,4	2,1	2,8	3,5	4,2
20	0,8	1,6	2,5	3,3	4,1	4,9
25	1,0	1,9	2,9	3,9	4,8	5,8
30	1,1	2,2	3,3	4,4	5,6	6,7
35	1,3	2,5	3,8	5,0	6,3	7,6
40	1,4	2,8	4,2	5,6	7,0	8,5
45	1,6	3,1	4,7	6,2	7,8	9,4
50	1,7	3,4	5,1	6,9	8,6	10,3

zweilagige Betonstahlersparnis St IV (M IV) in kg/m ³						
Plattendicke d in [cm]						
10	99	197	296	395	493	592
15	74	148	222	296	370	444
20	66	132	197	263	329	395
25	62	123	185	247	308	370
30	59	118	178	237	296	355
35	58	115	173	230	288	345
40	56	113	169	226	282	338
45	56	111	167	222	278	333
50	55	110	164	219	274	329

Biegemomentenaufnahme von (Boden)Platten (N = 0)
bei **nicht-linearer** Spannungsverteilung $M = 0,45 \sigma_b \cdot \sigma_f / (\sigma_b + \sigma_f)$

B 300 $\sigma_p = 22,5 \text{ N/mm}^2$		zulässige Biegezugfestigkeit β_f [N/mm ²]					
Plattendicke d in [cm]		0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0
		aufnehmbares Biegemoment $M_{zul.}$ in [kNm/m]					
10		2,2	4,3	6,3	8,3	10,1	11,9
15		5,0	9,7	14,2	18,6	22,8	26,8
20		8,8	17,2	25,3	33,1	40,5	47,6
25		13,8	26,9	39,6	51,7	63,3	74,4
30		19,8	38,8	57,0	74,4	91,1	107,2
35		27,0	52,8	77,5	101,3	124,0	145,9
40		35,2	68,9	101,3	132,2	162,0	190,6
45		44,6	87,2	128,1	167,4	205,0	241,2
50		55,0	107,7	158,2	206,6	253,1	297,8
gleichwertig mit St IV (M IV) in cm ² /m je Richtung							
Plattendicke d in [cm]		$A_s \approx 0,037 \cdot M / (d - 5)$					
10		1,6	3,2	4,7	6,1	7,5	8,8
15		1,8	3,6	5,3	6,9	8,4	9,9
20		2,2	4,3	6,2	8,2	10,0	11,8
25		2,5	5,0	7,3	9,6	11,7	13,8
30		2,9	5,7	8,4	11,0	13,5	15,9
35		3,3	6,5	9,6	12,5	15,3	18,0
40		3,7	7,3	10,7	14,0	17,1	20,1
45		4,1	8,1	11,9	15,5	19,0	22,3
50		4,5	8,9	13,0	17,0	20,8	24,5
zweilagige Betonstahlersparnis St IV (M IV) in kg/m ³							
Plattendicke d in [cm]							
10		261	510	749	979	1199	1410
15		195	383	562	734	899	1058
20		174	340	500	652	799	940
25		163	319	468	612	749	881
30		156	306	450	587	719	846
35		152	298	437	571	699	823
40		149	292	428	559	685	806
45		147	287	421	550	674	793
50		145	283	416	544	666	784

Vergleich: Biegemomentenaufnahme verschiedener
Betongüten, Spannungsverteilung nicht-linear / linear

B 225 $\sigma_p = 17 \text{ N/mm}^2$		zulässige Biegezugfestigkeit β_f [N/mm ²]					
Plattendicke d in [cm]		0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0
		aufnehmbares Biegemoment $M_{zul.}$ in [kNm/m]					
10		2,2	4,3	6,2	8,1	9,8	11,5
15		4,9	9,6	14,0	18,1	22,1	25,8
20		8,7	17,0	24,8	32,2	39,2	45,9
25		13,7	26,6	38,8	50,3	61,3	71,7
30		19,7	38,3	55,8	72,5	88,3	103,3
35		26,8	52,1	76,0	98,6	120,1	140,6
40		35,0	68,0	99,2	128,8	156,9	183,6
45		44,3	86,1	125,6	163,1	198,6	232,4
50		54,6	106,3	155,1	201,3	245,2	286,9
Vergleich von nicht-linearer mit linearer Spannungsverteilung							
		2,62	2,55	2,48	2,42	2,35	2,30
B 300 $\sigma_p = 22,5 \text{ N/mm}^2$							
10		2,2	4,3	6,3	8,3	10,1	11,9
15		5,0	9,7	14,2	18,6	22,8	26,8
20		8,8	17,2	25,3	33,1	40,5	47,6
25		13,8	26,9	39,6	51,7	63,3	74,4
30		19,8	38,8	57,0	74,4	91,1	107,2
35		27,0	52,8	77,5	101,3	124,0	145,9
40		35,2	68,9	101,3	132,2	162,0	190,6
45		44,6	87,2	128,1	167,4	205,0	241,2
50		55,0	107,7	158,2	206,6	253,1	297,8
Vergleich von nicht-linearer mit linearer Spannungsverteilung							
		2,64	2,59	2,53	2,48	2,43	2,38
B 400 $\sigma_p = 30 \text{ N/mm}^2$							
10		2,2	4,4	6,4	8,4	10,4	12,3
15		5,0	9,8	14,5	19,0	23,4	27,6
20		8,9	17,4	25,7	33,8	41,5	49,1
25		13,8	27,2	40,2	52,7	64,9	76,7
30		19,9	39,2	57,9	75,9	93,5	110,5
35		27,1	53,3	78,8	103,4	127,2	150,3
40		35,4	69,7	102,9	135,0	166,2	196,4
45		44,8	88,2	130,2	170,9	210,3	248,5
50		55,3	108,9	160,7	210,9	259,6	306,8
Vergleich von nicht-linearer mit linearer Spannungsverteilung							
		2,66	2,61	2,57	2,53	2,49	2,45

7. ZUKUNFT, PERSPEKTIVEN

In Österreich hat sich derzeit im Rahmen des Österreichischen Betonvereins (ÖBV) ein Arbeitskreis konstituiert, bei dem das erklärte Ziel ist, für alle Fasertypen einheitliche statisch-konstruktive Kriterien festzulegen und - anders als bei den Sachstandsberichten in den Merkblättern des Deutschen Betonvereins (DBV) - einen für den Planer bindenden Formelapparat für verschiedene Einsatzbereiche (monolithische Bodenplatte, Spritzbeton sowie Fertigteile etc.) auszuarbeiten. Die zu erwartenden Überschneidungsbereiche von Betongüte und mengenabhängiger Dosierung werden vermutlich mit Klassifizierungen der statischen Kenngrößen erfaßt. Die Ergebnisse, die für die Jahrtausendwende erwartet werden, sollen CIP - kompatibel sein. Falls bis dahin noch die praktische Verwertbarkeit der theoretischen Ansätze, wie sie Kollege Kovacs bearbeitet, einfließen können, bin ich sicher, daß Faserbeton nicht mehr eine mögliche Alternative, sondern ein integrierender Bestandteil des Betonbaus sein wird.

Übersicht zum Einfluß des Fasermaterials auf die Qualitätsverbesserung gegenüber unbewehrtem Beton

	Stahl	Glas	PP	*)
statische Größen				
mengenabhängig	ja	ja	nein	
Druckfestigkeit, Zugfestigkeit	+	+	+	> 0%
Frühfestigkeit	nein	nein	ja	24%
Biegezugfestigkeit	+	+	+	6%
Bruchenergie (äquiv. Biegezugfestigkeit)	+++	+++	++	100%
Spaltzugfestigkeit	++	++	++	20%
Schubfestigkeit	! ? !	! ? !	! ? !	
Hauptzugspannungen	! ? !	! ? !	! ? !	
Schlagzähigkeit	+++	+++	+++	45%
E - Modul	nein	nein	-5 bis - 20 %	
statisch - konstruktive Größen				
Erstrissbeeinflussung	nein	nein	ja	
Einfluß auf das Schwindverhalten	nein	nein	ja	
konstruktive Größen				
Verdunstung beim Abbindeprozeß			+++	
Verschleißfestigkeit	++	++	++	8%
Brandverhalten	nein	nein	ja	
Frost- Tausalz - Beständigkeit	nein	nein	ja	20%
Frost - Beständigkeit			ja	5%
(verletzungs-, korrosionsfreie) Oberfläche	?	+	+++	
elektromagnetische Beeinflussung	?	+	+++	
geomagnetische Beeinflussung	?	+	+++	
verarbeitungstechnische Größen				
Plastifizierung des Mischgutes	+	+	++	
Energieaufwand beim Einfüllen			+++	
Abziehen, Besenstrich		+	+++	

*) begutachtet durch die EMI -Budapest

5. Szekció – *Session 5*

**Alkalmazások és esettanulmányok
– *Applications and case histories***

ACÉLSZÁLERŐSÍTÉSŰ BETON ALKALMAZÁSA IPARI PADLÓ ÉPÍTÉSÉBEN

*Polgár László**
PLAN 31 Mérnök Kft.
1052 Budapest Semmelweis u.9.

ÖSSZEFOGLALÁS

Az ipari betonpadlóba kerülő acélszál felhasználás jelenleg az összes felhasználás mintegy 70%-át teszi ki. Magyarországon az utóbbi években drasztikusan nőtt a szálbeton alkalmazása az ipari padlóban, miközben nagyon sok kérdés tisztázatlan, úgy a tervezésnél, minősítésnél, mint a használati értékénél. A nemzetközi téren sem sokkal jobb a helyzet, mégis úgy tűnik, a szálbetonok előretörése az ipari padlóépítésben feltartozhatatlan.

1. BEVEZETÉS

A beton- és vasbeton szerkezetek alkalmazásának mindig sarkalatos kérdése volt a beton relatív kis húzószilárdsága. A vasbeton felfedezése forradalmasította a beton alkalmazását. A feszített betonszerkezetek újabb lendületet adtak a vasbeton felhasználási terület kiterjesztésére.

Napjainkban újabb forradalmi változásoknak lehetünk tanúi. A nagyteljesítményű betonok - hála az újabb és újabb vegyi anyagoknak - a betonszerkezetek alkalmazási körének jelentős kiterjesztését eredményezik. A relatív kis húzószilárdság és főleg ennek nagy szórása még ma is jelentős korlátokat szab. Ha a húzószilárdságot megbízhatóbbá tudnánk tenni, sok területen egyszerűbbé válna a betonszerkezetek alkalmazása.

A szálbetonok egyre jobb eredményekkel kecsegtetnek. Betonjaink húzószilárdsága a nyomó szilárdságuk mintegy tizedét éri el, de tekintettel a nagy szórásra, ezt sem tudjuk kihasználni. A húzószilárdság bizonytalansága miatt alkalmazzuk az úgynevezett konstruktív vasalást, melynek kialakítása körül sok a bizonytalanság, és a gyakorlati megvalósítás során a legtöbb élönmunkát emészti fel.

Nem véletlen, hogy elsősorban a kivitelezési technológia könnyítése miatt legfőképpen a kivitelező vállalatok keresik a megoldásokat arra vonatkozóan, hogyan lehetne a vasbeton építést még termelékenyebbé tenni. A korszerű zsaluzatok, a betontechnológia fejlődése mellett a vasalatok kialakítása korlátozza gyakorta az építési sebességet.

Természetesen adódott, hogy a szálbetonok alkalmazása azokon a területeken indult el, ahol a bizonytalan működéssel kapcsolatos kockázat kisebb volt, így többek között a betonpadlóknál, hiszen itt a kockázat „csak” a betonlemez repedése, törése, ami még nem jár leszakadással, és javítható.

* okl. építőmérnök, ügyvezető igazgató

Az acélszálbeton első magyarországi alkalmazása tudomásunk szerint a Suzuki esztergomi autógyár szerelő csarnokának betonpadlójánál volt, (eltekinthető a 80-as évek próbálkozásaitól) 1989-ben, Dramix acélszál adagolással. Az akkori alkalmazás a vákumbeton alternatívájaként került sorra, mivel a vákumbetonnal készült padlók sem biztosították a kívánt eredményt. Az akkori alkalmazásnál az Avenarius cég folyósítója, a technológiai segítségnyújtás révén már a vákumozott betonpadlókhoz képest is jelentős javulás mutatott. Ettől kezdve évről-évre növekedett az acélszál alkalmazása az ipari betonpadlók magyarországi megvalósulásánál annak ellenér, hogy hiányosságok voltak az ismeretekben.

A méretezéshez a Dramix cég méretezési ajánlása szolgált alapul, melynek lényege, hogy a hajlított betonlemeznél a szabványban megengedettnél nagyobb húzószilárdsággal számol.

Máig kérdéses, hogy egyáltalán milyen kritériumokat kell a betonpadló méretezésekor teljesíteni?

- Tartószerkezetként méretezni?

- Bizonyos valószínűséggel repedésmentességet biztosítani?

1989 óta mintegy 1 millió m² ipari betonpadló készült acélszállal, így ma már rendelkezésre állnak azok a referenciák, melyek alapján értékelést lehetne készíteni. (Sajnos, a szisztematikus értékelés még nem történt meg.)

2. A 4. ESSLINGENI IPARI PADLÓÉPÍTÉSI KONFERENCIA TAPASZTALATAI

Az ipari padlóépítéssel kapcsolatosan az egyik legrangosabb a négyévenként megrendezésre kerülő esslingeni konferencia. Az 1999. Január 11-14. között megrendezett konferencia 150 előadásából több előadás is foglalkozott a szálbetonokkal. Több egymásnak ellentmondó vélemény is elhangzott.

Az egyik fő probléma a szálbetonoknál, hogy a szilárdsági jellemzők szórása jóval nagyobb, mint azt a vasbetonnál megszoktuk. Ily módon más biztonsági filozófiával kezelhető a szálbeton padló, mint a vasbeton padló.

Az ipari padlók nem tekinthetők klasszikus vasbeton tartószerkezeteknek, törésük általában nem jár rendkívül nagy kárral, a tényleges kárt az üzemvitel zavarása jelenti, mely az üzemi technológiától függően lehet nagyon jelentős vagy jelentéktelen. Egy magasraktár esetében pl. megbénulhat az üzemelés, a targoncák működésképtelenné válnak nagyobb padlóhibáknál. Hasonlóan szigorúak a követelmények azokban az üzemekben, ahol néhány nap kiesés is rendkívüli károkat okozhat. (pl. magas fokon automatizált autógyárban). Ily módon a megengedhető kockázat mértékét a használó ismeri. Teljes mértékben repedésmentes és hézagmentes padlót lehetséges pl. feszítés és szálbeton kombinációjával elérni de ezért már az építettőnek mélyen kell a zsebébe nyúlania.

Elég egybehangzó volt az előadók véleménye viszont abban, hogy a padlók viselkedését legalább olyan mértékben meghatározza az aléptítmény, mint maga a betonpadló. Bizonytalan ill. gyenge teherbírási aléptítményre, talajra kerülő padló esetében a szálbetont nem szabad alkalmazni, mivel ekkor feltétlenül nagyobb törési biztonság kell, azaz a padlót vasbeton lemezként kell kezelni.

Igen jó aléptítmény esetén a betonpadló vasalás nélkül is megfelelhet, jellemző Lehmayr úr véleménye, miszerint a betonpadlók ca. 70%-ába egyáltalán nem kellene vasalás, ha legalább 30 h (h a betonpadló vastagsága) távolságokban hézagok vannak. Az üzemeltetők azonban egyre kevésbé bírák elviselni a túl sűrű hézagokat, nagy az igény a hézagmentes padlókra. Elsősorban ezeken a területeken van esély arra, hogy acélszál alkalmazásával növelhető a hézag távolság 50-100 szoros lemez vastagság (pl. 20 cm vtg. C25/30 betonpadló 30 kg/m

60/0.80 szállal, vagy 40 kg/m 60/1.0 szállal 20x20 m táblákban is elképzelhető, ha minden fázist gondosan megterveztek és kiviteleztek).

Jól mutatja az acél-szálbeton alkalmazhatóságát a Fakner úr által bemutatott „szárlábú” padló. A mintegy 4x4 m osztásban elkészített kavics vagy más olcsó cölöpözés, a cölöpfejekre átvezetett „hagyományos” vasalás és egyébként az egész padlólemez acél szálbetonnal vasalva elvezethet a kívánt eredményhez:

■ hézagmentes padló

■ megfelelő teherbírás (törési biztonság)

A hézagmentesség itt max. 0.4 mm repedéstágasságot jelent, tehát nem repedésmentes padló. A repedések vonatkozásában a konferencián elhangzottak eléggé egységesek voltak.

A 0,2-0,4 mm repedéseket a műanyag bevonatok elég megbízhatóan áthidalják, és mivel ezen repedések tágassága csak csekély mértékben változik a használat során, így az áthidalás tartós lehet.

A tágulási hézagok kiképzése terén újdonság, hogy egyre kevésbé tartják elképzelhetőnek a tágulási hézagok kiképzését acél segéd szerkezet nélkül. Itt az acél hely jó segítség lehet, a hézag melletti legjobban igénybe vett tartomány teherbírását az acélnál kedvezően befolyásolja. Jelentős a változás a szükséges acélszál mennyiség megítélésében. A minimális mennyiséget úgy próbálják korlátozni, hogy az egrivalens húzófeszültség legalább a beton húzószilárdságának a 2/3-át elérje (itt húzószilárdság alatt a próbatest vizsgálatokkor elért legnagyobb teherhez tartozó húzófeszültséget értjük). Ily módon pl. Dramix acélszál esetén a ZC 60/0.8-ból ca. 25 kg/m³, a ZC 60/1.0-ból ca. 30 kg/m lenne a minimális mennyiség C 25/30 betonnál (szemben a ma legáltalánosabban alkalmazott ZC 60/1.0-20 kg/m-rel).

Az ipari betonpadlókat egyre inkább nem mint tartószerkezetet, hanem termelő eszközt tekintik, a padló minősége jelentősen befolyásolhatja a termelési ráfordításokat, így a teljesítő képességüket is ebből a szempontból kell vizsgálni.

Néhány szóban a konferencián levonható tanulság:

Ipari padló: nagyon jó aléptítmény - csúsztató réteg - minél vastagabb és nagyobb szilárdságú beton - sok acélszál vagy heg. háló erősítéssel.

3. ACÉLSZÁLBETONBÓL KÉSZÜLŐ IPARI PADLÓK MÉRETEZÉSI ALAPJAI.

Alapvető különbséget kell tenni vasalatlan, gyengén vasalt, belső feszültségekre vasalt, és előfeszített padlólemez között. Általában az ipari padlókat, mint gyengén vasalt padlókat lehet acélszál-betonnként kivitelezni a nagy teljesítőképességű acélszálak és betonok alkalmazásánál. Ezek a lemezek méretezhetőek úgy, hogy összevethető tartóképeségeket mutassanak. A rendkívüli hatások, túlterhelése esetén viszont a nagyobb mértékben, vasalt, sőt alkalmasint előfeszített szerkezetek jobban viselkednek. Használati állapotban azonban, belső feszültségeknél a vasalási koncepcióktól függően jelentős különbségek adódnak. A különféle vasalási módokat így erre az állapotra hasonlítjuk össze.

Vasalatlan padlólemez I. feszültség állapotban vizsgálhatók. A belső feszültségek korlátozása miatt relatíve kis táblaméretet képzelhetők el.

$$l_{\max}=30h,$$

„ahol $l_{\max}$ a táblaméret, h a betonlemez vastagsága”

A leggyakoribb eset 20 cm vastag betonpadló 6x6 m táblákkal. A vasbeton lemezek esetében alkalmazatunk konstruktívan elhelyezett betonacélt a repedések túlzott megnyílásának korlátozására. A 0,5-1,0 mm repedés vastagság tartományban jelentős lehet a szerepe. Méretezhetünk teherbírási határállapotra elhelyezett betonacélt, esetleg a repedés tágasság korlátozására pl. 0,4 mm repedés tágasságra.

Az előfeszített padlólemezek tökéletes megoldást adhatnak repedésmentes padlóra, amikor csak rendkívüli terheléseknél léphet fel repedés. Ennek korlátozására minimális vasalást akkor is kell alkalmazni, de az lehet acélszálból is (mint például a vízzáró medencéknél).

4. LEHET-E AZ ACÉLSZÁL ÉS BETONACÉL EGYENÉRTÉKŰ?

Ennek megértéséhez a méretezési és biztonságfilozófiai kérdéseket kell tisztázni.

A vasalásnak általában akkor van értelme, ha a vasalás legalább a berepedt keresztmetszetben fellépő repesztő húzóerőt felveszi (minimális vasalás).

Ez ma gyakorlatilag 1,5 ezrelék (eltérően az MSZ 3 ezrelék követelményétől).

Ez alul-felül elhelyezett háló esetén ca. 50 kg/m³-t jelent. Például 20 cm vastag betonpadlóban, alul-felül $\phi 8/15/15$ háló 10,5 kg/m²,

(azaz 52,5 kg/m³ jól ismert a gyakorlatból, toldási hosszak nélküli betonacél mennyiség).

Ezzel a betonacél mennyiséggel az első repedések megjelenése nem befolyásolható, de utána a lemez még jelentős teherbírás tartalékkal rendelkezik.

Ha ugyanezt a vasalást 40 kg/m³ nagyteljesítményű acélszállal pótoljuk (nagyteljesítményű az acélszál, ha a szálcarsúság $l/d \geq 80$, azaz pl. 60mm hosszú szál 0,8 mm keresztmetszettel $l/d=75$, már nagyteljesítményűnek tekinthető), ez esetben 170 000 szál van egy m³ betonban. Ebben az esetben a kezdeti repedés megjelenése is nagyobb tehernél következik be, a lemez egy terheléstartományig kedvezőbben viselkedik, mint a hegesztett hálós vasalás.

Későbbi terhelési fokozatban ismét a betonacéllal vasalt lemez mutat nagyobb teherbírást.

5. MIÉRT ALKALMAZ AZ IPAR EGYRE TÖBB ACÉLSZÁLAT?

A gazdaságban a ráfordítás - elért eredmény határozza meg a követendő tendenciákat. A hegesztett hálós vasalás (szálvas helyszínen kötve, már elemzést sem érdemel). A helyszíni munka órát növeli, nem alkalmazhatók nagyteljesítményű automata gépek (Lézer-Skreap). Tekintsünk egy 20 cm vastag padlót, $\phi 8/15/15$ /BHB 55.50 vasalással, C 25/30 betonnal, majd ugyanezt Dramix 40kg/m³ 60/0,8 szállal vasalva, melyekre azt mondjuk közel azonos teljesítményű padlólemezt adnak.

A kalkuláció alapja: Beton C 25/30 20cm vtg.

Hegesztett háló	Acélszál
18 000 Ft/m ³	16 000 Ft/m ³
(nehezebb a hálón mozogni, több munka óra)	
3600Ft/m ²	3200 Ft/m ²
12 kg/m ² (toldásokkal)	8kg/m ²

távtartók $\phi 8/15/15$
 130 Ft/kg = 1560 Ft/m²
 5160 Ft/m²

240 Ft/kg = 1920 Ft/m²
 5120 Ft/m²

Közel azonos árat kapunk! Ha a kivitelezési időket is figyelembe vesszük, a hegesztett hálós vasalásnál 600 m²/nap, míg az acélszál alkalmazása esetén 1000 m²/nap teljesítménnyel számolhatunk. (létszámnövelés másik oldala, ha kedvezőtlen faktorokat, mint felvonulási, gépeltatási többlet). Érthetővé válik az acélszál térhódítása.

6. TERMÉSZETES KÉRDÉS MARAD A KÉTFÉLE PADLÓ EGYENÉRTÉKŰSÉGE?

A valóságos eredmény sok tényezőtől függ, és a ténylegesen megjelenő repedések a nem kalkulált hatásokat mutatják.

- Pilléralapok süllyedése, ebből további igénybevételek
- Zsugorodási repedések az aléptítmény felbordázódása szállító járművek által, így
- fix pontok az aléptítmény - beton csatlakozásánál
- A két réteg fölia hiánya (csak egy réteg)
- Tényleges betonvastagság lecsökken
- Betontechnológiai hiányosságok

Egy csarnokon belül azonos vasalásnál, azonos névleges szilárdságoknál és technológiáknál is nagy szórások adódhatnak!

Néhány jellemező vélemény egy közepes terhelésű padlóról (ca. 80 kN/m² megoszló teher ill. 130 kN polcláb teher)

Lohmayer: A betonpadló 20-25 cm vastag,
 C 25/30, de inkább C30/37-as betonból,
 6x6m-es táblákkal, álfügákkal feldarabolva

Schumacher: A betonpadló 20-25 cm vastag,
 C 20/25, vagy C25/30-as betonból
 1 rétegű felső hálós, pl. $\phi 10/10/10$ (5 cm betontakarás)

Falkner: acélszál alkalmazása, 30-40 kg/m³ (Dramix)

Rung: acélszál alkalmazása, közvetlenül Mixerből 30-60 kg/m³ (Harex SF 01-32)

7. ALKALMAZÁSI PÉLDÁK

Magyarország

Leggyakoribb a 18 cm vtg. C25/30 betonpadló ZC 60/1.0 száladagolással (METRO, PRAKTIKER stb. áruházak, REWE, SPAR stb. raktárak)

Ezen padlók a mintegy 10 évvel korábbi padlókhoz képest jelentős minőségi javulást képviselnek, de még változatlanul többnyire repedezettek. A repedezettség azonos betonminőségek, száladagolások, kivitelező esetén is nagyon szór, ami mutatja milyen sok egyéb paramétertől is függ az eredmény. Tökéletes ágyazat esetében ezek a padlók

gyakorlatilag repedésmentesek (10x10 m-es táblaméret is). Rossz talajadottságok, téli kivitelezés esetében jelentős repedések láthatók.

Ma már a szigorúbb követelmények miatt, és az acélszál betonok jobb megismerése után ezen padlókat 30 kg/m³ Dramix ZC 60/1.00, vagy 20 kg/m³ ZC 60/0.8, ill. ezzel egyenértékű más száladagolással lenne indokolt készíteni. (20kg/m³ Dramix ZC 60/1.00 18 cm padlóvastagságnál 2,65 EUR/m²; 30 kg/m³ ZC 60/0.80 esetében 5,6 EUR m²!)

A kivitelezők közötti verseny sok esetben a száladagolás olyan csökkentését eredményezte, ami alkalmasint már értelmetlenné tett az adagolást.

Németország

Németországban, ahol a tervezők hozzá vannak szokva a minden területen meglévő szabályozottsághoz, az acélszál - betonok szélesebb körű alkalmazását az ezen a téren még meglévő szabálytalanság akadályozta. Ma már némi előrehaladás van a szabályozásban, így évről évre növekszik az acélszállal készült betonok mennyisége. Ennek különös lendületet adott néhány bátor újítás, mint pl. a berlini Postdamer téri víz alatti lemezalapozás, 10x200 m alapelemző cölöpökön, acélszál lemez vasalással.

Jelenleg kiterjedt kutatások folynak az előregyártott födémlecek („zsuzzó panelek”) és acélszállal erősített monolitikus felbeton födémkonstrukciókkal kapcsolatban. Ez a rendszer úgy tűnik, a lakásépítésben máris nagy sikereket ért el. (Transzportbeton cégektől már lehet rendelni a „vasalt betont” melyet csak be kell pumpálni, és a hagyományos vasalás elmarad.) A szakmai viták elég szélsőséges álláspontokat tükröznek a vasalatlan betontól a hegesztett hálós vasaláson keresztül az acélszál erősítésű betonokig.

8. MEGÁLLAPÍTÁS

Az acélszál betonok alkalmazása az ipari padlóépítésben egyre növekszik a statikai működési bizonytalanságok ellenére. Az ok:

- építési idő rövidítése
- gazdasági szempontok (a nyugati magas bérek miatt az acélszálbeton padlók olcsóbbak)

A statikai működés vonatkozásában bőven van a kutatásnak tennivalója.

9. TÉMÁHOZ KAPCSOLÓDÓ IRODALOM

Braunschweiger Bauseminar 1993

Fussbodenkonferenz Esslingen - Industrieböden 99 - Industrial Floors 99

Polgár L.: „Új tendenciák az ipari padlók építésében” *Magyar Építőipar* 1995/9

Polgár L.: „Ipari padlók. Korszerű követelmények a hazai gyakorlatban” *Alaprajz* 1998

Seidler: Handbuch Industriefussböden (3-ik kiadás)

FASERBETON MIT KUNSTSTOFFASERN TECHNIK UND ANWENDUNG

Dipl.Ing.Hartmut LUBICH

Ingenieurkonsulent für Bauwesen

A – 1160 WIEN

ZUSAMMENFASSUNG

Anhand der derzeit verfügbaren Prüfzeugnisse von fibrillierten und monofilamenten Kunststoffasern werden Eigenschaften und Anwendungsgebiete für die Praxis gegenübergestellt.

1. FASERARTEN

In der heutigen Anwendung sind hauptsächlich Stahlfasern, Polyacryl und Polypropylenfasern, AR-Glasfasern und Kohlefasern.

Die Wahl der geeigneten Faser hängt vordergründig von den technischen Anforderungen ab.

Stahlfasern ermöglichen dem Beton ein zähelastisches Verformungsverhalten.

Das Hauptaugenmerk bei AR-Glasfasern richtet sich auf die Erhöhung der Früh- und Endfestigkeiten.

Kohlefasern sind derzeit noch nicht ganz geprüft und dürften nach Untersuchung der Wirtschaftlichkeit für den Anwendungsbereich gegenüber Polypropylenfasern eine untergeordnete Rolle spielen.

2. POLYPROPYLENFASERN (PP-Fasern)

Polypropylen besteht aus ungesättigten Kohlenwasserstoffen. Durch Polymerisation entsteht Polypropylen. Dieser Stoff ist gegen die meisten Säuren und Laugen resistent. Auch durch Beigabe von den gebräuchlichen Additiven zum Beton besteht keine negative Beeinflussung durch die Faser.

Auch durch die Alkalität eines Betons wird Polypropylen nicht beeinträchtigt und ist in betontechnologischer Hinsicht alkaliresistent.

3. ARTEN VON PP-FASERN

In der Produktion unterscheidet man **fibrillierte** und **monofilamente** PP-Fasern.

Bei den **fibrillierten** Fasern handelt es sich um einen Folienstreifen, der an mehreren Stellen eingeschnitten wird. Die so entstehenden Streifen hängen netzartig zusammen. Es entstehen sogenannte Stegverbindungen zwischen den einzelnen Fasern, die als Sollbruchstellen wirken. beim Mischvorgang entsteht durch die mechanische Einwirkung eine optimale netzartige Verteilung im Beton und übernimmt so die Funktion einer gitterartigen Bewehrung. Da zusätzlich die fibrillierte Faser eine aufgeraute, bedampfte Oberfläche besitzt, verbindet sich dieser Fasertyp optimal im Beton und erhöht so die Haftfestigkeit. Durch diese Eigenschaften kommt die Faser bei der Verarbeitung nicht an die Oberfläche. Ein weiterer Vorteil ist die gröbere Struktur, die die technischen Eigenschaften günstig beeinflusst, wie wir später noch hören werden.

Monofilamente Fasern bestehen aus Einzelfasern, die bei der Produktion auf verschiedene Längen geschnitten werden. Je nach Verwendung werden hier verschiedene Längen empfohlen. Diese Fasern sind in der Regel von 6-20 mm lang. Um bei diesem Fasertyp eine gute Verteilung zu gewährleisten ist eine Oberflächenbeschichtung Voraussetzung. Bei nicht derart behandelten Oberflächen ist eine gute Verteilung beim Mischvorgang nicht gewährleistet.

4. WIRKSAMKEIT DER PP-FASERN IM BETON

4.1 Eigenschaften im Frischbeton

Auf Grund der hohen Faseranzahl im Beton werden die von herkömmlichen Betonen bekannten Eigenschaften wie Schwinden und Bluten sehr günstig beeinflusst. Wie bekannt ist, wird nur eine bestimmte Menge des Anmachwassers für die Hydratation des Zements in einer gewissen Zeit benötigt. Der nicht benötigte Teil verdunstet.

Bei Verwendung von PP-Fasern werden, bedingt durch die große Oberfläche der im Beton vorhandenen Fasern (10-200 mill. Fasern/m³) und die durch das Einmischen der Fasern in den Beton entstehenden geringen statischen Aufladungen, Adhäsionskräfte frei, die das Wasser an der Faseroberfläche binden. Es wird daher ein vorschnelles Verdunsten vermieden und es kann eine kontrollierte Hydratation erreicht werden.

4.2 Wasserrückhalteeigenschaften

Diese Eigenschaften werden in nachstehenden Tabellen dokumentiert. Hier wurde der Feuchteverlust von Beton und Mörtel unter Praxisbedingungen bzw. Extremklima mit und ohne Fasern geprüft.

Feuchtigkeitsverlust an der Oberfläche von Betonwürfeln in [kg/m²]

Betonalter	ohne Fasern	mit Fasern
80 min	1560	1150
200 min	4050	3450
310 min	5550	4600
2 d	7550	6650

Feuchtigkeitsverlust an der Oberfläche von Mörtelprismen in [kg/m²]

Mörtelalter	ohne Fasern	mit Fasern
8 h	1560	1150
12 h	4050	3450
1 d	7550	6650

Der Feuchteverlust bei 0 – Beton, bzw. Mörtel, liegt teilweise mehr als 20 % über dem Vergleichswert bei Faserbeton bzw. –mörtel.

4.3 Schwindverhalten

In der Abbindephase des Betons entstehen innere Zwängsspannungen. Dies umso mehr, wenn dies durch zu schnelle Austrocknung durch Sonneneinstrahlung oder Wind erfolgt. Die dabei auftretenden Spannungen übersteigen die Frühzugfestigkeit des Betons. Es treten bereits in den ersten Stunden sichtbare Risse auf, die sich in der Folgezeit erweitern.

Durch den Einsatz von PP-Fasern wird dies, wie nachstehend dokumentiert, auf ein Minimum reduziert.

Ein Verfahren zur Prüfung der Schwindrißbildung arbeitet mit sogenannten Schwindringen. Es handelt sich um ringförmige Stahlblechschalungen mit einer Höhe von 75 mm, einem Inneringdurchmesser von 290 mm und einem Außenringdurchmesser von 590 mm. An den Außenringen sind 12 Rißinitiatoren mit einer Länge von 30 mm angebracht. Nachdem der Beton in die Schalringe gefüllt und auf dem Rütteltisch verdichtet worden war, wurde er in einer Klimakammer bei Temperaturen von 25°C, einer Luftfeuchtigkeit von 35% und einer Windgeschwindigkeit von 5m/s gelagert. Die Proben wurden stündlich untersucht.

Im Alter von 1 und 2 Stunden waren sowohl bei dem Beton ohne Fasern, als auch bei dem Beton mit Fasern keine Risse feststellbar. Nach 3 Stunden wurden bei dem faserlosen Beton zahlreiche, zum Teil vom Außen- bis zum Innenring der Schalung durchgehende Risse festgestellt. Im Faserbeton traten nur wenige, sehr kurze Risse auf. Nach 3 – 5 Stunden hatten sich die Risse im Beton ohne Polypropylenfasern verlängert. Weiterhin hatten sich neue Risse gebildet. Bei den Probekörpern mit Fasern bildeten sich nur noch vereinzelt sehr kurze Risse. Über das Alter von 5 Stunden bildeten sich bei beiden Mischungen keine neuen Risse.

Risseanzahl und Rißlänge an Schwindringen

Alter	Rißlänge	ohne Fasern		mit Fasern	
		Probe 1	Probe 2	Probe 1	Probe 2
nach 3 Stunden	> 10 cm	7	5	0	0
	3 ÷ 10 cm	10	6	0	0
	1 ÷ 3 cm	9	15	13	2
nach 5 Stunden	> 10 cm	2	0	0	0
	3 ÷ 10 cm	0	5	0	0
	1 ÷ 3 cm	5	18	9	2

Die **quantitative** Summe der Risse in einem Beobachtungszeitraum von 3 bzw. 5 Stunden zeigt, daß die Risseanzahl bei Beton ohne Polypropylenfasern jeweils über dem dreifachen Wert bei Beton mit Fasern lag.

Um eine **qualitative** Aussage machen zu können, muß die Gesamtlänge der Risse ermittelt werden. Dabei wurden folgende Annahmen getroffen:

Risse ≥ 10 cm: l = 15 cm
 Risse 3 ÷ 10 cm: l = 6,5 cm
 Risse 1 ÷ 3 cm: l = 2 cm

Alter	Beton ohne PP – Fasern	Beton mit PP – Fasern
Nach 3 Stunden	332,0 cm	30,0 cm
Nach 5 Stunden	440,5 cm	52,0 cm

Die Unterschiede zwischen Beton ohne und mit Polypropylenfasern sind bei einer qualitativen Betrachtung noch deutlicher. Die optische Darstellung erübrigt sich.

5. PP-FASERN IM FASERBETON

Nachstehende Prüfungen wurden von der EMI-Budapest durchgeführt. Hier wurden die Untersuchungen mit fibrillierten Fasern (FORTA-FIBRE HG190) und mit beschichteten monofilamenten Fasern (FORTA-FIBRE Multi 190) durchgeführt.

5.1 Frühfestigkeit

Es wurden 24 Stück Proben mit einer Kantenlänge von 20 cm hergestellt und die Festigkeitswerte mit der HUMM-Sonde stündlich gemessen. In nachstehender Tabelle ist ersichtlich, daß in den ersten 8 Stunden die Druckfestigkeit um ca. 50 % höher ist bei Einsatz von Fasern der Type FORTA-FIBRE.

Die Messungsergebnisse sind unten zusammengefaßt..

Beton alter* (Stunden)	Stoßzahl (mit Humm-Sonde gemessen)		
	Nullbeton (ohne Fasern)	"Multi"-Faser-Beton	"High Grade"-Faser-Beton
1	0	0	0
2	0	2	1,5
3	2	3	3
4	4	6	6
5	8	12	11
6	19	32	31
7	35	66	64
8	62	mehr als 100	mehr als 100

* Zeit nach dem Beenden des Betonmischens.

Die Druckfestigkeitswerte im Alter von 24 Stunden an 3-3 Würfeln Kantenlänge 150 mm gemessen sind die unterstehenden.

Nr. des Prüfkörpers	24-stündige Druckfestigkeit (N/mm ²)		
	Nullbeton (ohne Fasern)	"Multi"-Faser-Beton	"High Grade"-Faser-Beton
1	3,7	4,6	4,9
2	3,8	4,5	4,6
3	3,8	4,7	4,6
Mittelwert:	3,8	4,6	4,7

5.2 Druckfestigkeit

Die mit PP-Fasern versetzten Betone ergaben eine gleiche bzw. eine geringfügige Erhöhung der Druckfestigkeit.

Art der Probekörper	Mittlere Druckfestigkeit (N/mm ²) im Alter von			
	2 Tagen	3 Tagen	7 Tagen	28 Tagen
Etalon (ohne Fasern)	14,3	17,3	30,4	48,6
mit Multi Fasern	14,8	18,9	32,2	51,6
mit High Grade Fasern	14,5	18,0	31,7	50,7

5.3 Biegezugfestigkeit

Die Biegezugwerte wurden mit fibrillierten und monofilamenten Fasern ermittelt. Bei den monofilamenten Fasern wurden Erhöhungen bis 6,8%, bei den monofilamenten PP-Fasern (FORTA-Multi) und bei den fibrillierten netzartigen PP-Fasern (FORTA HG) bis zu 25% Erhöhung gemessen.

Art der Probekörper	Biegezugfestigkeit (N/mm ²) im Alter von		
	3 Tagen	7 Tagen	28 Tagen
Etalon (ohne Fasern)	2,4	3,8	4,4
mit Multi Fasern	2,8	4,0	4,7
mit High Grade Fasern	2,9	4,3	5,5

5.4 Spaltzugfestigkeit

Die Spaltzugfestigkeit wurde mit 150 mm Würfel in verschiedenen Alter geprüft und erhöhte sich bei den fibrillierten PP-Mono-Fasern um 22,6% und bei den fibrillierten PP-Fasern um 20,6% nach 28 Tagen

Art der Probekörper	Spaltzugfestigkeit (N/mm ²) im Alter von		
	3 Tagen	7 Tagen	28 Tagen
Nullbeton (ohne Fasern)	0,41	0,94	1,55
mit Multi Fasern	0,46	1,06	1,90
mit High Grade Fasern	0,76	1,06	1,87

5.5 Oberflächenverschleiß

Die luftgetrockneten Probekörper wurden nach den Kriterien von BÖHME geprüft und brachten folgende Ergebnisse.

Nullbeton	11,11 cm ³ /50 cm ²
Monofilamente PP-Fasern	10,05 cm ³ /50 cm ²
Fibrillierte PP-Fasern	9,38 cm ³ /50 cm ²

Die Verschleißfestigkeit ist bei monofilamenten PP-Fasern um 9,5 % und bei fibrillierten PP-Fasern um 15,6 % höher als bei Nullbeton.

5.6 Frostwiderstand

Jeweils 3 Betonproben von Nullbeton, monofilamenten und fibrillierten Faser wurden an 50 Zyklen geprüft. Nach der Prüfung konnte man keine sichtbaren Beschädigungen der Würfel feststellen. Im Zeitraum der Frostprüfung wurden

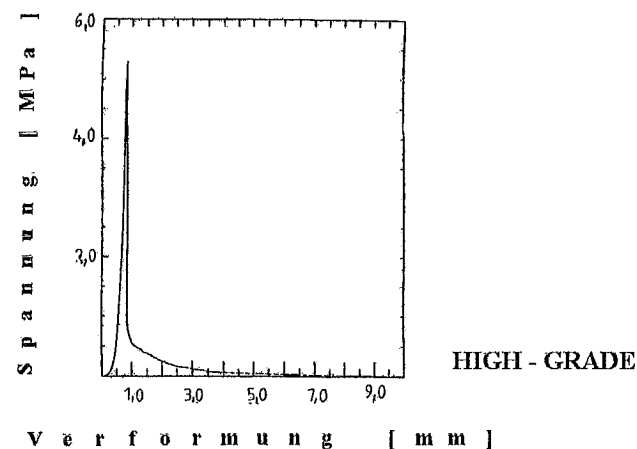
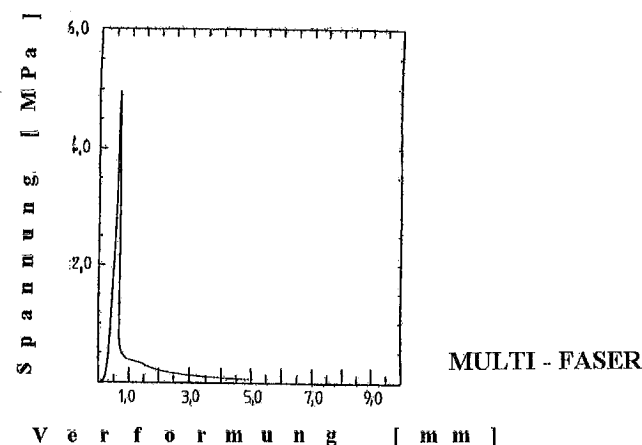
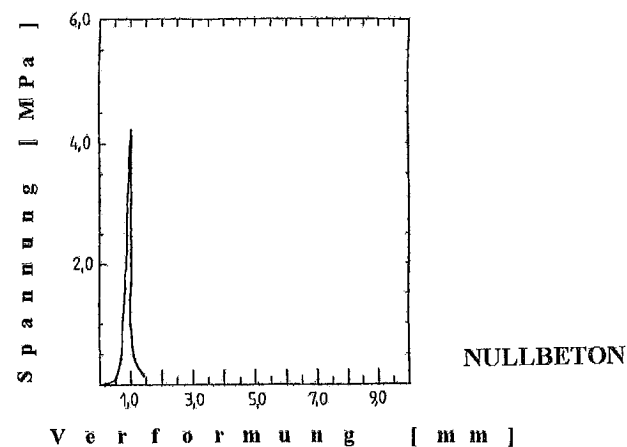
Art der Probekörper	Druckfestigkeit (N/mm ²)		Druckfestigkeits- minderung %
	unter-Wasser gelagerte Würfel	gefrorene Würfel	
Nullbeton (ohne Fasern)	45,9	38,6	15,9
mit Multi Fasern	45,7	41,2	9,8
mit High Grade Fasern	49,6	45,4	8,5

weitere Würfel nach NORM MSZ 4715-3 gelagert. Die Mitteldruckfestigkeitswerte der gefrorenen Würfel sind in nachstehender Tabelle angegeben. Hier zeigt sich, daß die fibrillierten Fasern mit 7,4 % Druckfestigkeitsverminderung besser sind als Nullbeton.

5.7 Bruchenergie

Bei den Biegezugfestigkeitsprüfungen wurden auch die Fläche unter der Kraft-Verschiebungskurve (vom Anfang der Prüfung bis zum Bruch) gemessen. Die Werte in nachstehender Tabelle zeigen, daß der Bruch des PP-Faserbetons ein langsamer, sich in die Länge ziehender Prozeß ist. Die nach der maximalen Kraft gerissenen Körper sind noch in der Lage reduzierte Kräfte aufzunehmen. Hier ist eindeutig, daß fibrillierte Fasern (FORTA HG 190) wesentlich höhere Lasten aufnehmen.

Art der Probekörper	Bruchenergie (bis zum Bruch) der Biegezugfestigkeitsprüfung im Alter von		
	3 Tagen	7 Tagen	28 Tagen
Etalon (ohne Fasern)	0,56 J	0,90 J	1,04 J
mit Multi Fasern	1,26 J	1,81 J	2,11 J
mit High Grade Fasern	1,89 J	2,80 J	3,58 J



5.8 Schlagfestigkeit

Die dynamische Bruchbeanspruchung wurde mit dem CHARPY-PENDEL gemessen. Hier sieht man in nachstehender Tabelle, daß der mit PP-Fasern versetzte Beton eine Erhöhung der Schlagfestigkeit bis zu 74 % bringt.

Art der Probekörper	Schlagfestigkeit bei der Schlagbiegeprobe "Charpy"			
	im Alter von			
	2 Tagen	3 Tagen	7 Tagen	28 Tagen
Etalon (ohne Fasern)	16,0 J	21,0 J	22,5 J	27,0 J
mit Multi Fasern	19,0 J	34,5 J	39,0 J	47,0 J
mit High Grade Fasern	22,0 J	29,4 J	32,5 J	39,5 J

5.9 Frost- Tausalzbeständigkeit

Infolge der Tatsache, daß eine kontrollierte Hydratation in der Abbindephase des Zements erfolgt und die Restfeuchtigkeit durch die Adhäsionskräfte der PP-Faser nur sehr langsam an die Oberfläche abgegeben wird, entstehen an der Außenfläche des Betons sehr kleine Mikrokanäle durch die Restfeuchtigkeit austritt.

Es ergibt sich daher eine dichte Betonkonsistenz. Durch diesen Umstand wird auch die Wassereindringtiefe merklich reduziert und daher auch eine bessere Resistenz gegen Frost und Tausalz erreicht.

Zur Prüfung wurden die Probekörper nach dem folgenden, voraussichtlich frost-tausalzbeständigen Beton ergebenden Rezept gemischt:

859,50 kg/m ³	Sand 0/4mm
152,80 kg/m ³	Kies 4/8 mm
362,90 kg/m ³	Kies 8/16 mm
534,80 kg/m ³	Kies 16/32 mm
340,00 kg/m ³	Zement CEM II/A-S 32,5 R
172,50 l/m ³	Wasser
1,00 kg/m ³	FORTA-FIBRE Fasern
0,52 kg/m ³	Luftporenbildner (EUCOPOR S 60)

Der Luftporengehalt des Frischbetons war 6,4 %.

Der Frost- und Tausalz widerstand wurde nach ÖNORM B 3303 geprüft.

Die Prüfungen wurden an 28-tägigen Probekörpern durchgeführt. Die Prüfergebnisse sind in der Tabelle zusammengefaßt.

Art der Probekörper	Die abgewitterten Betonmengen (g/m ²)			
	0 - 5	6 - 25	26 - 50	0 - 50 zwischen Zyklen
Etalon (ohne Fasern)	32,5	57,5	17,5	107,5
mit Multi Fasern	17,5	47,5	15,0	80,0
mit High Grade Fasern	22,5	50,0	10,0	82,5

An den Frost-Tausalz beanspruchten Betonoberflächen wurde keine 1 mm-tiefe Abnutzung festgestellt. (je nach Art der Probekörper wurden 2x400 cm² Flächen geprüft.)

5.10 Sulfatbeständigkeit

Die Sulfatbeständigkeit wurde an den verschiedenen Probekörpern durch
Wasser (Salzwasser)-Aufnahmemessung
Quellenmessung
Biegezugfestigkeitsveränderung
geprüft.

Der ohne Fasern hergestellte Nullbeton der Betonklasse C20-16 KK wurde mit Zeichen E, der „Multi“-Fasern gemischt Beton mit Zeichen „A“ und der mit „High Grade“-Fasern dosierte Beton mit Zeichen „M“ vermerkt, so stehen sie auch im Protokoll (Beilage 2). In diesem Protokoll hat die Chemische und Anwendungstechnische Wissenschaftliche Abteilung von „EMI“ AG unter anderem die Einzelheiten der Sulfatbeständigkeitsprüfung und die Ergebnisse der Wasse (Salzwasserlösung)-Aufnahmemessung und der Quellenprüfung aufgelistet.

Die Wasser (Salzwasserlösung)-Aufnahmeprüfung und die Quellenmessung haben nach dem 14-tägigen Lager in den verschiedenen Lösungen (Trinkwasser mit Zeichen I., 13520 mg/l sulfathaltige Lösung mit Zeichen hervorragende Qualitätsverbesserung (im Vergleich zum Nullbeton) gebracht, obgleich die Wasser (Salzwasserlösung)-Aufnahme am kleinsten bei den Probekörpern „A“ (mit Multi-Fasern gemischt) war und die weniger gequollen sind, als bei den anderen Prüfkörpern.

Die Sulfatbeständigkeitsverbesserungswirkung der Ploypropylenfaserbeigabe wurde eindeutig im Bereich der Biegezugfestigkeit bewiesen, das heißt, daß in beiden Sulfatbädern mit verschiedenen Konzentrationen der Faserbeton die mechanischen Eigenschaften deutlich weniger verloren hat als die ohne Fasern gemischten Nullprobekörper.

Art der Probekörper mit 4x4x16 cm Messungen	Mittelwerte der Biegezugfestigkeiten, N/mm ² nach den folgenden Bädern, an lufttrockenen Probekörpern gemessen		
	Lösung I.	Lösung II.	Lösung III.
Etalon (ohne Fasern)	5,84* (100 %)	4,24 (73 %)	4,44 (76 %)
mit Multi Fasern	6,40 (110 %)	6,04 (103 %)	6,47 (111 %)
mit High Grade Fasern	7,24 (124 %)	6,45 (110 %)	6,52 (112 %)

* Mit diesem Wert (von 100 %) sind die anderen Biegezugfestigkeitswerte verglichen, daraus ergeben sich die Klammerwerte.

Zwei verschiedene Wirkungen kommen zur Geltung. Einerseits steigert die Faserbeigabe die Biegefestigkeit (in diesem Fall sind die „High Grade“-Fasern besser), andererseits verbessert sie die Sulfatbeständigkeit, weil die Fasern die Biegezugfestigkeitssenkung wegen der Wirkung von angreifenden Lösungen merkbar reduzieren (in diesem Fall sind die „Multi“-Fasern besser, weil die Senkung bei den Multi-Probekörpern kleiner ist).

6. GESAMTBEWERTUNG

Die Prüfergebnisse der vorschriftsmässigen mit FORTA-FIBRE hergestellten Probekörper erfüllen die gestellten Anforderungen
Die gestellten Prüfungen haben folgende, mit Nullbeton verglichene Ergebnisse gebracht:

Die vorschriftsmäßig beigegebene Faserart	Benennung der Eigenschaft und das Prüfverfahren	Gemessener Wert mit Nullbeton verglichen
Multi	Druckfestigkeit nach ungarischer Norm	+ 6 %
High Grade	(MSZ 4715-4:1987)	+ 4 %
Multi	Biegezugfestigkeit nach ungarischer Norm	+ 6 %
High Grade	(MSZ 4715-4:1987)	+ 25 %
Multi	Spaltzugfestigkeit nach ungarischer Norm	+ 22 %
High Grade	(MSZ 4715-4:1987)	+ 20 %
Multi	Verschleißverlust (lufttrockener Böhme-Wert	- 9 %*
High Grade	nach ungarischer Norm MSZ 18290-1:1981)	- 15 %*
Multi	Frostbeständigkeit nach ungarischer Norm	- 6 %*
High Grade	MSZ 4715-3 (nach 50 Zyklen, die Änderung gemessen durch Druckfestigkeitsprüfung)	- 7 %*
Multi	Bruchenergie (Fläche unter Kraft- Verschiebungskurve)	+ 100 %**
High Grade		+ 240 %**
Multi	Schlagfestigkeit bei der Schlagbiegeprobe	+ 74 %
High Grade	"Charpy"	+ 46 %
Multi	Massenverlust bei der Frost-Tausalzprüfung	- 25 %*
High Grade	nach 50 Zyklus, nach ÖNORM B 3303 geprüft	- 23 %*
Multi	Sulfatbeständigkeit, nach dem Punkt 3.9 geprüft,	+ 3 %
High Grade	durch Biegezugfestigkeitsänderung gemessen	+ 10 %

7. ANWENDUNGSGEBIETE

7.1 Industrieböden

Durch die merklich erhöhte Biegezugfestigkeit ist in den meisten Fällen keine Zusatzbewehrung erforderlich. Zu diesem Aspekt kommen noch die vorhin erwähnten Vorteile hinzu. Der Verbrauch von 1 Kilogramm PP-Fasern pro m³ Beton spricht für sehr gute Wirtschaftlichkeit.

Die fibrillierte PP-Faser beinhaltet für monolithische Industrieböden die wichtigsten Komponenten. Es werden aber auch PP-Fasern angeboten, die für einzelne Kriterien in Bezug auf Industrieböden nicht geeignet sind. Die Beachtung entsprechender Prüfzeugnisse ist sinnvoll.

7.2 Estriche

Für alle Arten von Estrichen ist PP-faserbewehrter Beton ein Garant für hochwertige und dauerhafte Lösungen bei sehr interessanter Wirtschaftlichkeit.

7.3 Fahrbahnplatten

Hier wurden bereits Versuchsstrecken auf der M7 in Zusammenarbeit mit den ungarischen Autobahnbehörden hergestellt. Die entsprechenden Prüfungen werden derzeit durchgeführt.

7.4 Kläranlagen, Wasserbauten

Durch etwaige chemische Angriffe können hier mit PP-Faserbeton die Vorteile, die vorhin erwähnt wurden sehr wirtschaftlich genutzt werden.

7.5 Spritzbeton

Dieser Bereich kann mit PP-Faserbeton sehr vorteilhaft genutzt werden. Baustahlmatten sind in den meisten Fällen nicht erforderlich, ganz zu schweigen von der dafür erforderlichen Verlegearbeit. Umfangreiche Prüfungen wurden bereits vor vielen Jahren (Tunnelprojekt OLDMANN-ALBERTA, U-BAHNPROJEKT WIEN u.v.a.) durchgeführt und die Vorteile dokumentiert.

7.6 Betonfertigteile und Leichtbeton

Auch bei diesen Bauteilen hat sich PP-Faserbeton schon sehr gut bewährt. Laufende Untersuchungen und Tests haben die positiven Aspekte bewiesen.

7.7 Stahlbetonbauten und Brücken

Hier ist mit der Beigabe von PP-Fasern eine weitreichende Optimierung in Bezug auf Langzeitwirtschaftlichkeit und Haltbarkeit des Betons gegeben.

8. WAHL DES FASERTYPS

Für die Verbesserung der vorhin erwähnten Eigenschaften des Betons hat sich die fibrillierte PP-Faser in der Gesamtheit der Vorteile als am besten erwiesen. Um einen Beton herzustellen, der frei von Faserbündeln oder Faserriegeln ist, soll eine Faser verwendet werden, die sich gut im Beton verteilt. Dies wird durch eine spezielle Oberflächenbeschichtung erreicht. Auch die Faserlänge spielt hier eine bedeutende Rolle. Diese ist aus den technischen Beschreibungen der Hersteller ersichtlich. Ein weiteres Kriterium für eine geeignete Faser ist, daß sie nicht aus der Betonoberfläche herausragt.

Wie Sie meine Damen und Herren erschen können, ist mit PP-Faserbeton qualitativ und wirtschaftlich im Betonbereich eine zukunftssträchtige Technologie entwickelt worden.

9. REFERENZEN

EMI-Budapest A-913/1996 Festbetoneigenschaften - Prüfbericht der Eignungsprüfungen

EMI-Budapest T-112/97 Frischbetoneigenschaften - Prüfbericht der Eignungsprüfungen

Lohmann, Dipl.Ing. Matthias, „Kunstfaserbeton – Eigenschaften des Frischbetons und des erhärteten Betons“, Universität Essen

SZÁLADAGOLÁSSAL KIALAKÍTOTT KÜLÖNLEGES BETONTECHNOLÓGIA, NAGYTÖMEGŰ, ILLETVE VIZZÁRÓ VB. SZERKEZETEK REPEDÉSMENTES KIVITELEZÉSÉRE

Dombi József ügyv. ig. ,tudományos tanácsadó
DÖMBETON - MTTI. Kft.
1025 Budapest Apostol u. 25.

ÖSSZEFOGLALÁS

A korszerű, minőségi acélszálás és polypropilén szálak anyagok adagolása a betonba, nem csak a beton minőségét változtatja meg jelentősen, hanem az eddig ismert technológiákat is jelentősen átalakítja. A száladagolás számtalan esetben lehetőséget biztosít az eddig ismert klasszikus betontechnológiai problémák újszerű megoldására. Az alábbiakban röviden ismertetnénk néhány ipari megoldást, melyek közül van olyan ami alapvetően és elsősorban az adott szerkezet minőségjavítását oldotta meg, és van olyan is ami elsősorban különleges betontechnológiai - pl. a cement hőfejléséből származó feszültségek repedésmentes levezetése - problémák megoldására szolgál.

1. BEVEZETÉS

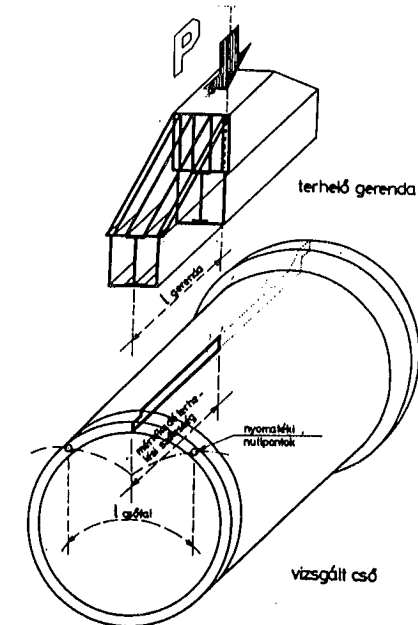
Az építőanyagok szilárdsági tulajdonságainak száladagolással történő javítása már korábbi korokban is alkalmazott és kidolgozott módszer volt, gondoljunk csak a törek, a pelyva, a szalma, a disznó, és illetve lószőr, vagy a nád építési alkalmazására, elsősorban a vályog, a vertfal vagy az egyoldalon zsaluzott rabitzfal készítésénél. A szálak anyagoknak az építőanyagok szilárdsági tulajdonságainak javítására való felhasználása ismereteink szerint tehát már régen létező gondolat, mely az eltelt hosszú idő során jelentős eredményeket hozott. E gondolatokra alapozva a jelen korunk fejlett eszközeinek és követelményeinek megfelelően megjelent a különböző minőségű acélszál és műanyag (PP) szál termékek széles skálája. Nekünk a beton kutatásával és az új eredmények alkalmazásával foglalkozóknak elsőrendű feladattá vált, hogy e termékek alkalmazásának feltételeit meghatározzuk, a beton összetételének és technológiájának olyan kialakítását dolgozzuk ki, mely egyrészt megfelel a szálak anyagok leghatékonyabb felhasználási feltételeinek, és egyúttal az így létrejött kompozit anyag - a száladagolású beton - a lehető legjobban felel meg a vele szemben támasztott igényeknek. Ezen céloknak megfelelő és - miként az eltelt idő is igazolta - nemzetközi mércével mérve is jelentős eredményeket hozó vizsgálatokat és eredményes ipari alkalmazást ismertettem a továbbiakban.

2. KÜLÖNLEGES TECHNOLÓGIAI MEGOLDÁSOK ÉS A HOZZÁ KAPCSOLÓDÓ SPECIÁLIS VIZSGÁLATOK

2.1 Nagytömegű Siome betoncövek gyártásához, acélszál alkalmazása.

A Mélyépítő Vállalat 1970 - 71-ben megvásárolta a Siome - Turbómaster csőgyártó technológiát és a hozzá tartozó gépsort. A vállalat Északpesti Betongyárába üzembe helyezte a megadott technológia szerint. Az első gyártmányoknak mintegy 20% -a hosszirányban teljesen átrepedt és így használhatatlanná vált. Az épen maradt termékeket az ÉMI építőipari felhasználásra alkalmatlannak minősítette, mivel az éltérhelési vizsgálatra előírt 90 kN / m minősítő értéket a gyártott csövek nem érték el. A vállalat a kapott eredményekből azt a következtetést vonta le, hogy a beton szilárdságát növelni kell, így azt megemelte az akkori betonminősítő érték szerinti B 450 -es minőségűre. Ezen megnövelt betominóséggal előállított csöveknek mintegy 90 - 100 % -a repedt meg és így gyakorlatilag a teljes gyártmánymennyiség használhatatlanná vált. Ebben a helyzetben, a vállalat megbízására kapcsolódott be a technológia felülvizsgálatába és az előírt minősítő értéket biztosító jóminőségű betoncső előállítási feltételeinek meghatározásába.

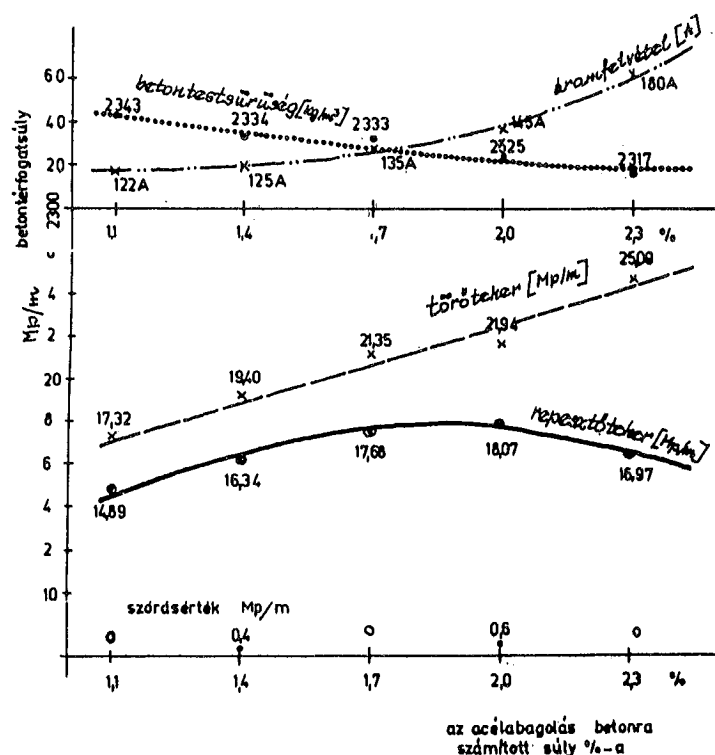
A betonösszetételt aszerint változtattuk meg, hogy az megfeleljen a: " kis zsugorodású és csekély kuszású " betonnal kapcsolatos feltételeknek. További a betonösszetételi szempont volt, hogy a csövek a gyártás után mintegy 2 - 3 perc múlva kizsaluzva önsúlyát (ami mintegy 70 kN - t tett ki) alakváltozás nélkül megtartani képes. A kialakult helyzetben felmerült, hogy acélszál adagolással és az acélszál adagoláshoz jól illeszkedő betonösszetétellel megoldható lesz a minőségi probléma és egyúttal a betoncsövek tartóssága is jelentősen javulhat. A betonösszetételnél - az irodalmi adatoknak megfelelően - figyelemmel voltunk arra, hogy az acélszálak jó beágyazódásához elegendő finomrész tartalom legyen a tervezett betonban. Ezen túlmenően azonban - meggyőződésünk szerint - különös figyelmet fordítottunk arra, hogy a tervezett betonban elegendő kavics frakció is legyen ahhoz, hogy a beton keverésénél az acélszálak egyenletes eloszlását biztosító ún. " gojyósmalomhatás " létre tudjon jönni. Az előbbieken leírt feltételeket biztosító gyártás után a betoncsöveket éltérhelésvizsgálatnak vetettük alá az alábbi ábra szerint:



1. ábra
A Siome cső terhelésvizsgálati elrendezése

A fenti 1.sz. ábra szerinti terhelésvizsgálatokat 15 - 15 csövön végeztük el a 2.sz. ábrán feltüntetett acélszál adagolási értékek mellett, mely 25 - 50 kg / m³ acélszál adagolást jelent. Az alkalmazott acélszálakat a December 4 drótművek gyártotta, melynek mérete ϕ 0,5 mm x 35 mm méretű, és húzószilárdsága pedig 1400 N / mm². Az acélszálakat a betonba a betonnak a Siome csőgyártó gépbe való érkezése előtt adagoltuk, tehát nem a betonkeverőbe. A csőgyártó gép vibropréses energiával tömöríti a betont, és az azonnali állékonyság igénye miatt a beton konzisztenciája földnedves volt. A legyártott friss betoncsöveket finom permetezéssel utókezeltük majd fehérszínű diszperzit festékkel vontuk be, ami később a csöveket védte az őt érő jelentős hőterheléstől.

A 2.sz. ábrán jól látható, hogy míg az acélszál adagolás 25 kg / m³ értékről 50 kg / m³ mennyiségig növekszik addig a cső teherbírása 17,32 Mp / m értékről 25,08 Mp / m értékre növekszik. Az 50 kg / m³ acélszál adagoláshoz tartozó 25,08 Mp / m törőerő érték az acélszál adagolás nélküli Siome csövön mért értékeknek - ami 11,00 Mp / m érték volt - mintegy 228 % -a, ami azt jelenti, hogy a Siome betoncsőgyártó technológiába az acélszáladagolás nagyon hatékony minőségiavulást eredményezett. Ezzel a teherbírással a nagytömegű Siome betoncső Európai viszonylatban is kiemelkedő minőséget képviselt. Az ábrán jól látható, hogy e közben a bedolgozásra fordított energia mintegy 48% -al megnőtt, vagyis a száladagolású beton energiaigényesebb bedolgozást kíván, miközben a testsűrűség kismértékben csökken.

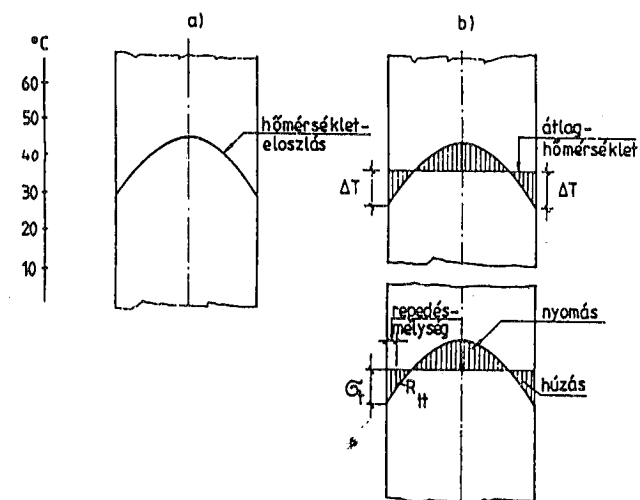


2. ábra

Az acélszál adagolás, a teherbírási és a bedolgozási energi összefüggése

2.2 Nagytömegű, nagy fal és földérvastagságú vasbetonszerkezetek repedésmentességének biztosítása polipropilén szál adagolással

Szakmai körökben közismert a nagy méretekkel, ebből adódóan nagy tömeggel rendelkező vasbeton szerkezetek kivitelezése során keletkező speciális probléma, miszerint a nagytömegű betonban a cement hőfejlesztő képességének hatására, a nagy vastagságú szerkezet közepében jelentős mértékű hőmérsékletnövekedés áll elő ami sok esetben ún. kéregrepedéseket okoz. Ennek a felfűtődésnek a mértéke elsősorban a cement fajlagos hőfejlesztő képességétől függ, ezért nagy gondot kell fordítani az alkalmazandó cementfajta kiválasztására. Ezen túlmenően az egész kivitelezés során különleges eljárásokat kell bevezetni, - a betontömeg belsejének hűtése, több napos zsálatatba hagyás, utána hőszigetelést biztosító letakarást és melegített vízzel való utókezelést. E szerkezeti felfűtődés belső eloszlását mutatja a 3.sz. ábra.



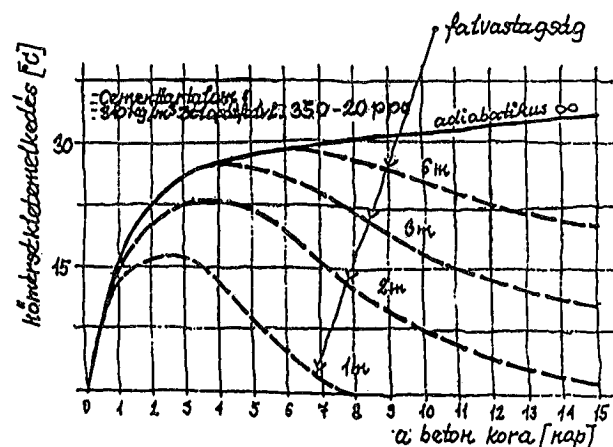
3. ábra

A nagyméretű és nagytömegű betonszerkezetek belső hőeloszlása

Az ábrán jól látható, hogy ahol a beton pillanatnyi húzószilárdságát a hőmérsékletkülönbségből származó húzófeszültség túllépi ott kéregrepedések keletkeznek, ami pl. sugárvédő betonnál, vagy nagytömegű mozgó gépek alapjainál, turbinaalapoknál, megengedhetetlen. A repedésmentesség sok esetben meghatározó követelmény. A cement kötőhője okozta felfűtődés időbeli lefolyását mutatja be a 4.sz. ábra. Az ábrán jól látható, hogy a szerkezet vastagsági méretének függvényében a hőmérsékleti egyenlőtlenség a hét naptól a húsz napig is eltarthat. Ez a hőmérséklet okozta húzóigénybevétel a betont olyan korai szakaszban éri, amikor annak szilárdsága, de különösen húzószilárdsága nagyon csekély. Ezen probléma megoldására, illetve annak csökkentésére hívtuk segítségül a polipropilén szálakat.

A homogén eloszlású szálavaz kiküszöböli a felfűtődési és zsugorodási repedések kialakulását, nagy technológiai biztonságot nyújt, mivel a cementkötés során - lényegében az első 10 - 18 órában - a vízvesztéséből származó plasztikus zsugorodás hatására fellépő húzóigénybevétel - mely az adott időpontban kialakult betonhúzószilárdságot meghaladja - a szálak viselik. A szálerősítésű beton így repedésmentes marad annak el-

lenére, hogy a zsugorodásának mértéke csupán 10% -al kisebb a mátrixénál.



4. ábra

A nagytömegű betonban létrejövő hőfejlődés időbeni lefolyása

A polypropilén szál adagolású beton nyomószilárdsága a száladagolás nélküli azonos összetételű beton nyomószilárdságához viszonyítva, az alábbi táblázatban látható:

A szálal beton kora: (nap)	Száladagolás: (kg / m ³)	Növekmény: (%)
1	0,5	25
28	0,5	10

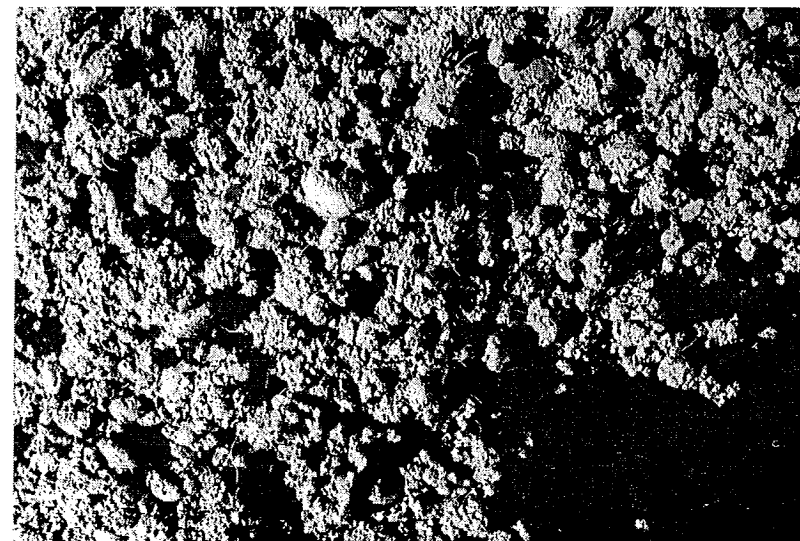
A polypropilén adagolású beton húzószilárdsága a száladagolás nélküli azonos összetételű beton húzószilárdságához viszonyítva a következő táblázatban látható:

A szálal beton kora: (nap)	Száladagolás: (kg / m ³)	Növekmény: (%)
1	0,5	30
28	0,5	15

A polypropilén szál adagolásának jótékony hatását - a nagytömegű vasbetonszerkezetek esetében - a beton húzószilárdságára, illetve elsősorban és különösen a beton korai húzószilárdságára való, - fentiekben leírt - kedvező hatása miatt tartom jónak alkalmazni, amit a továbbiakban ismertetett sikeres példák is megerősítik és igazolják.

2.3 A Kecskeméti Megyei Kórház Onkológiai Osztályának sugárvédő vasbeton szerkezete

A sugárvédő vasbeton szerkezettel szemben nagyon szigorú repedésmentességi előírásokat kellett kielégíteni. A beton összetételében elsősorban az alkalmazandó cementfajta kiválasztására fordítottunk nagy figyelmet. Az alkalmazandó cementfajtának a Bélapátfalvi 350 - 20 ppc.-et választottuk ki. A cement fajlagos felülete 3200 cm² / g ; hőfejllesztési értéke, hetvenkétórás korig 120 J / g. A betonösszetételt úgy állítottuk össze, miként az acélszáladagolású beton esetében, hogy a PP szálaknak legyen elegendő finomrész a beagyazódáshoz, és legyen elég kavicsos frakció, mely a keverés során - hasonlóan a golyósmalomba létrejövő folyamatokhoz - biztosítani tudja a szálak egyenletes eloszlását. A friss betonkeveréket és a benne eloszlott PP szálakat mutatja az 5.sz. ábra, az ábrán jól látható a betonösszetételhez tartozó ún. kavicsos struktúra.

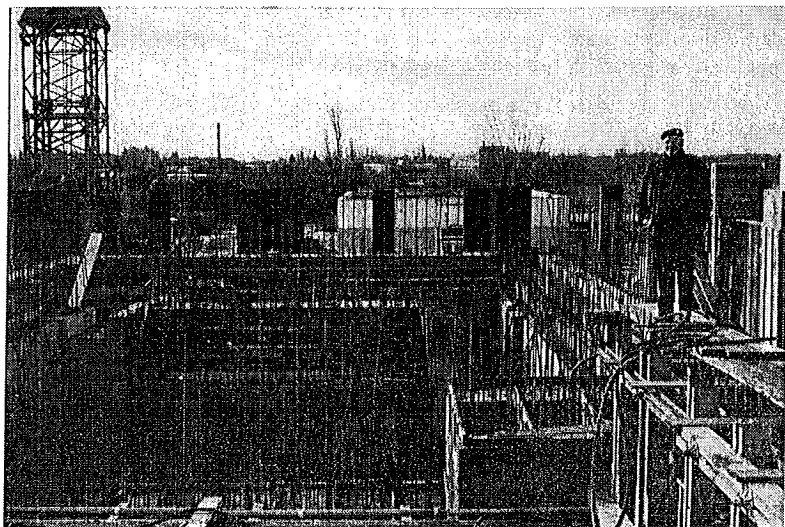


5. ábra

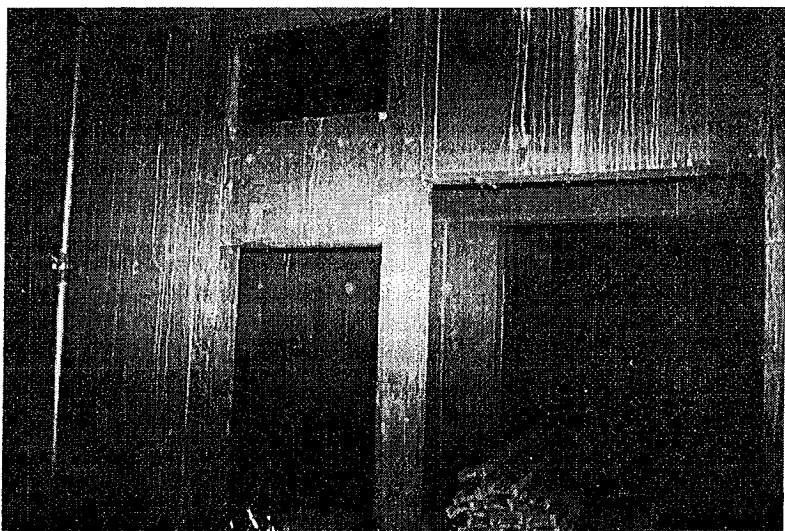
A száladagolásra ajánlott betonstruktúra

A meghatározott betonösszetétellel és nagyon részletes betontechnológiával a kivitelező a HIRŐS - ÉP 1993 év végén és 1994 év elején készítette el a nevezett szerkezetet mely összesen, mintegy 1300 m³ betont jelentett. A falak vastagsága 2,00 m a földémszerkezet vastagsága 2,50 m. A betonba Kaposplaszt gyártmányú ϕ 0,18 x 40,0 mm méretű PP szálal adagoltunk 1,0 kg / m³ mennyiségben. A meghatározott ütemben készült vasbeton szerkezetet háromnapos kora után zsaluztuk ki, és 14 napos koráig terfillel letakarva nedvesen utókezeltek. A PP szál adagolás és a gondos kivitelezés eredményeként a nevezett szerkezeten egyetlen hajszálrepedés sem volt észlelhető, és későbbiekben a sugárvizsgálatok is teljesen pozitív eredményt adtak. A 6. sz. áran a Kecskeméti Onkológia falszerkezetének a földémhez való, lépcsősen kiképzett csatlakozását láthatjuk építés közben. Hasonló módon épült a szombathelyi Markusovszky Kórház Onkológiai Osztályának sugárvédő vasbeton szerkezete. Itt annyi eltérést alkalmaztunk, hogy a PP. szál adagolását 0,5 kg / m³ értékre vettük, és a terveken 2700 kg / m³ testsűrűségű, tehát nehézbeton volt előírva ennek megfelelően a betonhoz Hematit-ot adagoltunk. E nehézbeton szerke-

mutatja be a 7.sz. ábra, melyen jól látható a Hematit-ot tartalmazó beton jellegzetesen vöröses színe. Ez a szerkezet is teljesen repedésmentes minőségben készült el.

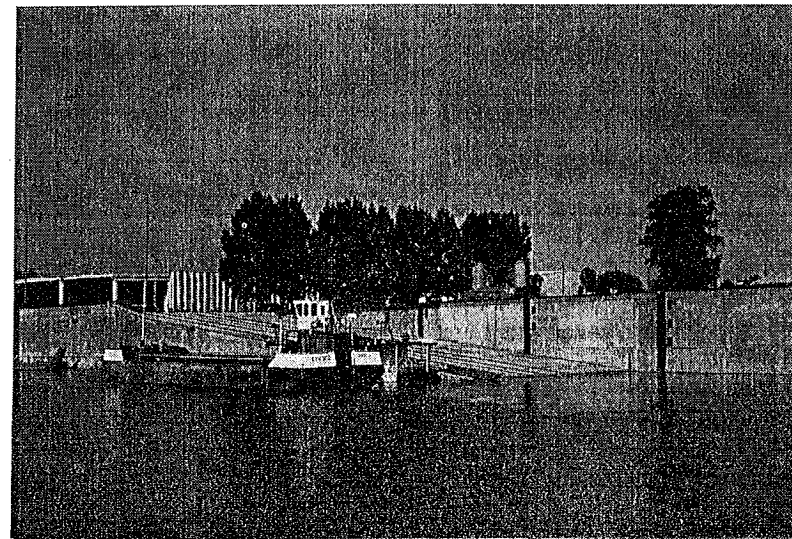


6. ábra.
Sugárvédő fal és födém szerkezet csatlakozása.

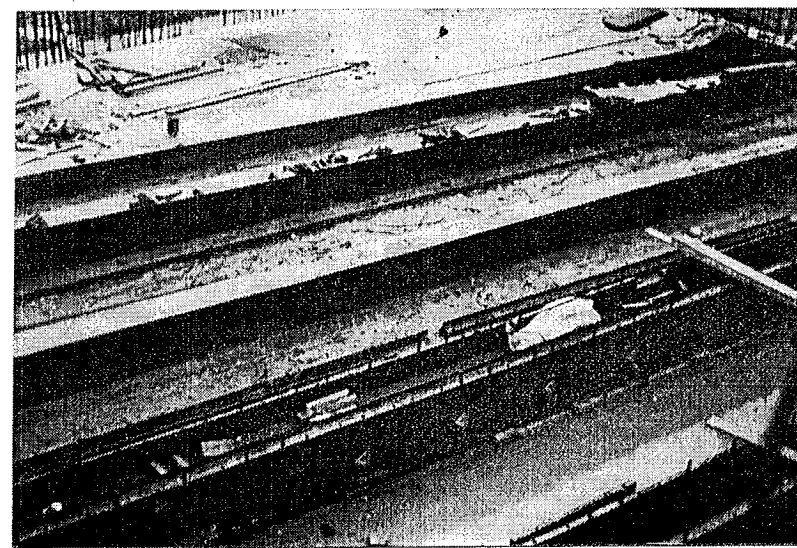


7. ábra.
Sugárvédő nehézbeton falszerkezet

A PP. szál alkalmazásának egy másik területét mutatom be a 8. és 9. sz. ábrán. A Bajai Ro-Ro kikötő támfal horgonygerendáit látjuk melyek, tekintettel a repedésmentességi igényekre 0,5 kg / m³ száladagolással készültek, és teljesen repedésmentes kivitelben.



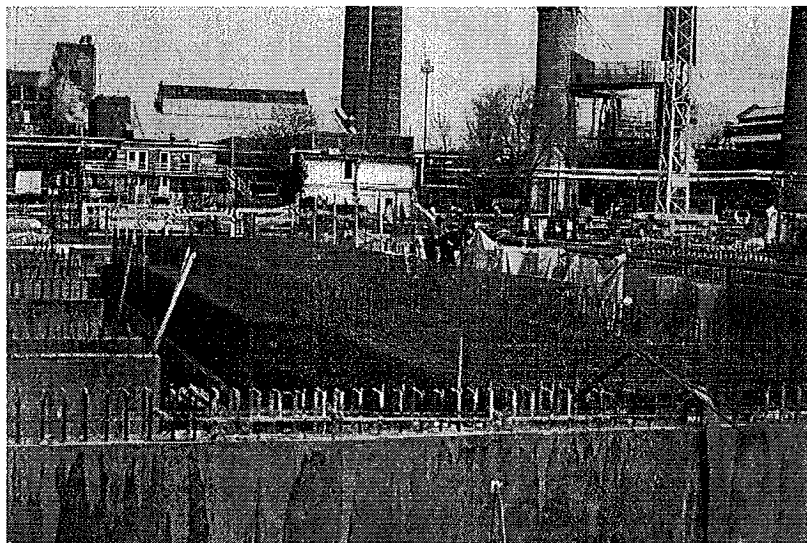
8. ábra.
A bajai Ro - Ro kikötő látképe



9. ábra.
A kikötő támfal horgonygerendái

A bajai kikötő teljes vasbeton szerkezetének kivitelezését a VIZÉP Mélyépítő Kft a SZEVIÉP Kft.-vel együttesen végezte.

A PP száladagolással kialakított technológiának egy további speciálisan szép példája a Csepeli Hőerőmű bővítése során készült két turbinaalap repedésmentes megvalósítása. A turbinaalap befoglaló méretei: 4,00 m x 3,00 m x 34,00 m. A kivitelezés 1998 decemberében történt. A mintegy 600 m³ - t kitevő betonmennyiséget a kivitelező a HIRŐS - ÉP Kft. kb. 18 óra alatt dolgozta be, rendkívül nehéz körülmények között. mert a vasalás, tekintettel a dinamikus üzemi igénybevételekre, nagyon sűrű volt, miként azt a 10.sz. ábra mutatja.



10. ábra

A nagytömegű turbinaalap sűrű vasalása

A korábban már ismertett elveken alapuló betonösszetételhez 0,5 kg / m³ mennyiségben adagoltunk PP szálát, és Stabiment folyósítószer adagolással a vízcementtényezőt 0,41-es értékre szorítottuk le. A bebetonozott turbinaalapot azonnal terfil és mezőgazdasági fólia takarással láttuk el. A teljes tömböt hét napos korig zsálatba tartottuk, majd kizaluzás után a 11.sz. ábrán látható mezőgazdasági fóliával bevontuk és ebben az állapotban megvártuk a beton 28 napos korát. Mindkét turbinaalap teljesen repedésmentes, és a szilárdsági értékei jelentősen meghaladták az előírt értéket, ami a gondos kivitelezésnek köszönhető.

Az előzőekben röviden ismertett sikeres példákön túlmenően, még számtalan szerkezeten, elsősorban vízzáró szerkezetek, és ipari, kereskedelmi padozatok kivitelezésekor alkalmaztuk a PP szál adagolást, önmagában illetve acálszállal együttesen adagolva, vagy hálós vasalású padlóhoz, a repedésmentesség jobb biztosítása érdekében. Nagyon fontosnak tartom, hogy az acél vagy PP szál alkalmazása esetén a beton összetételét oly módon kell megtervezni, hogy az ne csak a szálak befogadására legyen alkalmas, hanem biztosítsa az adagolt szálak egyenletes eloszlását is, mert csak így érhetünk el jelentős minőségjavulást.



11. ábra

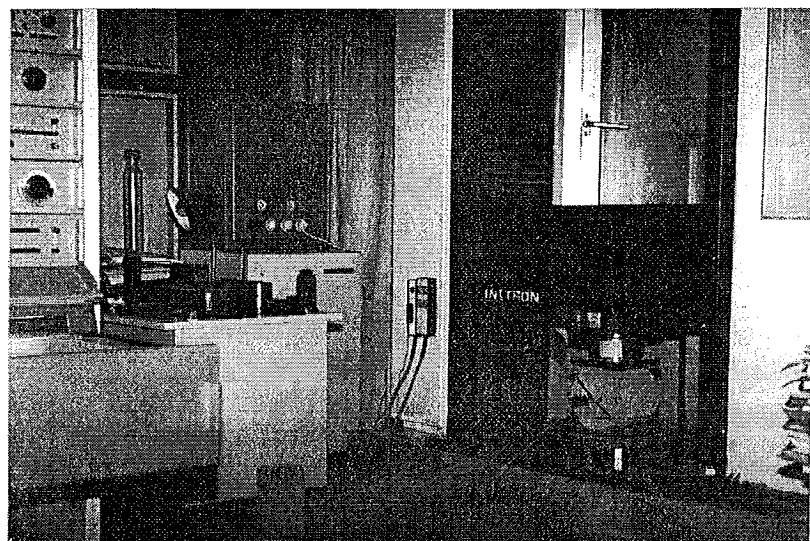
A nagytömegű turbinaalap műanyagfóliás utókezelése

2.4 A száladagolású betontechnológia megvalósításához szükséges vizsgálatok.

A száladagolással készült betonok szilárdsági tulajdonságai különböző mértékben megváltoznak. Minket elsősorban a beton húzószilárdságának megváltozása, és annak időbeni alakulása érint illetve érdekel. Sok éves vizsgálati tapasztalat alapján állítom, hogy a hengeres próbatest hasítása, vagy a csőszerű száladagolású betontest terhelésvizsgálata jobban kimutatja a száladagolású beton megváltozott tulajdonságait, mint a hajlított gerenda próbatesten való vizsgálatok eredményei, és az ipari valósággal is jobban szinkronban van. Én ezt a sok ok közül elsősorban azzal magyarázom, hogy a hajlított gerenda esetében, a tiszta hajlítási szakaszban nagymértékben és véletlenszerűen befolyásolja az eredményeket az, hogy az adott szál, hogy helyezkedik el a semleges tengelyhez viszonyítva, miközben a megvalósult szerkezeteknél tiszta hajlításra való igénybevétel soha nem fordult elő.

Az általam végzett vizsgálatok körülményeit mutatom be a 12.sz. ábrán. A mechanikai vizsgáló berendezésbe behelyezett hengeres próbatest hasító - húzószilárdságának meghatározása közben, - az ábrán látható mérési megoldás szerint - a terhelés közbeni alakváltozás felvételére is van lehetőség. Ezek az ily módon elvégzett vizsgálatok eredményei, a Siome csővön végzett terhelésvizsgálati eredményekkel teljes összhangban van, és a szerkezeti, ipari valósághoz jól érzékelhető, megbízható összefüggést mutat.

A száladagolású - acél és polypropilén szál - betonok húzószilárdságának pontosabb és az ipari - szerkezeti valóságot jobban, érzékenyebben meközelítő, a létrejött alakváltozásokat is meghatározni tudó vizsgálati módot, és elrendezést mutatok be, melyet én a megvalósult szerkezetek technológiájának kidolgozása során alkalmaztam.



12. ábra
A száladagolású beton húzószilárdságának vizsgálata

VASBETONSZERKEZETEK MEGERŐSÍTÉSE MŰSZÁL ADAGOLÁSÚ LÖVELLT BETONNAL

Dr. Orosz Árpád*
BME Vasbetonszerkezetek Tanszéke
1111 Budapest, Bertalan Lajos u. 2.

ÖSSZEFOGLALÁS

A meghibásodott vasbetonszerkezetek javítására, megerősítésére évtizedek óta sikerrel alkalmazzák a löveltt betonos építési módszert. A műanyag szálerősítésű betonok előnyös tulajdonságai a löveltt betonos eljárás esetében különösen kedvezően érvényesülnek, mivel a löveltt beton szívóssága, alakváltozási tulajdonságai elsősorban a húzóerők így pl. a zsugorodás miatt keletkező repedezettség illetve repedéstágasság korlátozását segítik elő. Ezen kívül lényegesen csökkenthető a visszahulló anyag mennyisége, továbbá az alkalmazandó réteg vastagsága, az ebből eredő megtakarítás ellensúlyozza a műszálás adagolás többlet költségét, így költség növekedése nélkül műszakilag lényegesen jobb szerkezetet lehet megvalósítani. A dolgozat a hazai gyakorlatban sikeresen megvalósított példákat mutat be vasbeton gabonasiló, iszaprothasztó medence illetve csapadékvíz gyűjtő csatorna földémszerkezete megerősítésére.

1. A MARCALI 2000 VAGONOS VASBETON GABONASILÓ MEGERŐSÍTÉSE

1.1 Előzmények

A gabonasiló terveit az IPARTERV készítette 1971-ben, a kivitelezés során már 1975-ben jelentős meghibásodásokat tapasztaltak elsősorban a csúszózszaluzatos építési mód szabályainak megsértése miatt, ezek

- bedolgozási hiányosságok, feskés beton,
- vízszintes repedések a zszaluzat fellazulása miatt,
- a vízszintes acélbetéteket a tervezettől nagyobb távolságban helyezték el,
- a betontakarás nem érte el a előírt értékeket.

A siló üzembe helyezése után néhány hónap múlva függőleges repedések jelentek meg, melyek tágassága és száma évek alatt fokozatosan növekedett és a felületvédő Elastolén bevonat is meghibásodott. Mindezek következtében a csapó erő hatására a cellák

* okl. mérnök, a műszaki tudományok kandidátusa, ny. egyetemi tanár

beáztak, az acélbetétek korróziója megkezdődött, az elégtelen vasalás miatt a külső cellák jelentős részét üzemén kívül helyezték, az esetleges kiszakadás, felhasadás elkerülése érdekében.

1.2 A megerősítési módszerek

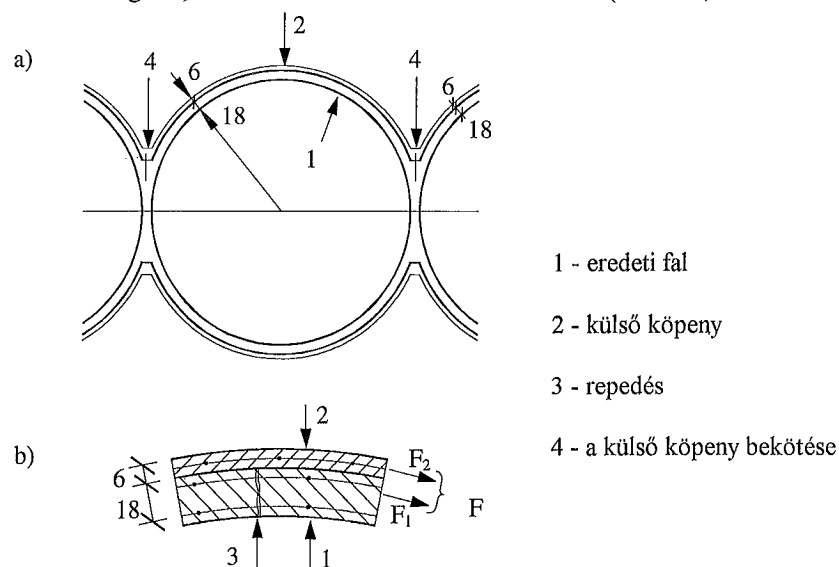
Az elégtelen teherviselő képesség és az átázások miatti üzemeltetési korlátozások megszüntetése szükségessé tette a javítási munkák mielőbbi megindítását. A mintegy két évtizedes használat közben számos vizsgálat és javaslat született, így pl. az üritőcsöves technológia megvalósítása is eredménytelennek bizonyult. A javítás módjára az alábbi lehetőségek vetődtek fel:

- új belső vasbeton fal építése,
- külső vasbeton köpenyezés,
- külső abrncsozás illetve feszítés,
- a kárócellás üritésre való áttérés.

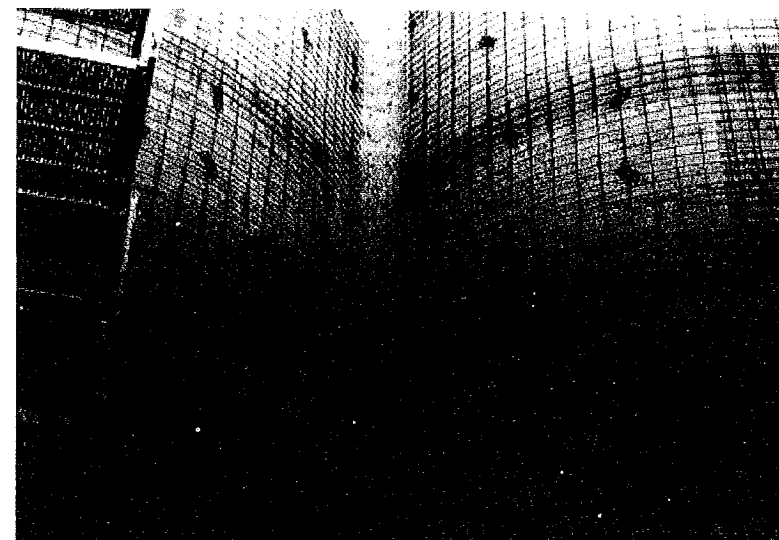
1.3 A megvalósított erősítési módszer

A siló üzemeltetője a megerősítés módjára vonatkozó döntéshez 1997-ben egy összefoglaló szakértői vélemény készítését rendelte meg (Orosz, 1997), amely szerint optimális megoldást a vasalt lövellt betonos külső köpenyezés szolgáltatja, elsősorban azért, mivel az erőtanilag szükséges megerősítés illetve az acélbetétek korróziós védelme a külső felület teljes felújítása egy ütemben, azonos építési módszerrel valósítható meg.

A külső vasbeton köpeny (Ø8 illetve Ø6-os hegesztett hálós vasalással készült (1. kép). A cellák összemetsződésénél a hálós vasalás bekötése 40 cm mély fűrt lyukakba lehorgonyzott kengyelekkel történt (2. kép), ami lehetővé tette azt, hogy csak kívül kellett munkát végezni, az erősítés a siló üzemét nem korlátozta (1/a. ábra).

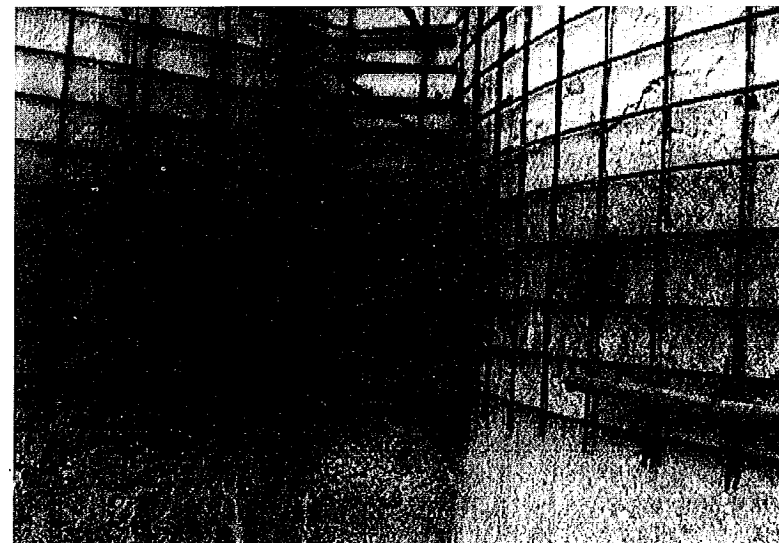


1. ábra



1. kép A hegesztett háló felszerelése

A külső lövellt beton kéreg vastagságát célszerű minél kisebbre választani, ugyanis az újonnan felhordott réteg zsugorodásából eredő kedvezőtlen hatás (repedések), továbbá a nyúlási merevség csökkenthető (Balázs, 1995).



2. kép A háló bekötése

A lövellt réteg betonja ugyanis lényegesen jobb minőségű, mint az eredeti cellafalé, továbbá a cellafal nyúlási merevségét mivel megrepedt állapotban van, csupán az

acélbetétek, míg a külső réteg nyúlási merevségét kezdetben a beton és acélbetétek együttesen határozzák meg. A vizsgálatok szerint a külső réteg nyúlási merevsége kezdetben nagyságrenddel nagyobb, mint az eredeti falé, így a húzóerőt magára vonva előbb-utóbb megrepedve a nyúlási merevsége is lecsökken. Ez arra mutat, hogy a külső réteg megrepedése várható és a repedéstágasság korlátozására van szükség. Az 1/b. ábra szerint az eredeti falban keletkező F_1 illetve a külső kéregben fellépő F_2 húzóerő együttesen veszi fel a teljes F húzóerőt, az

$$F_1 + F_2 = F \quad (1)$$

azonban F_1 és F_2 aránya az időben is változik.

Mindezek alapján belátható, hogy egy nagyszilárdságú rideg külső kéreg kialakítása kedvezőtlen és a nem túl magas szilárdságú, de nagyobb nyúlóképességű, szívósabb anyagú külső kéreg előnyösebb.

A kéreg vastagságának, a szívósság és repedésérzékenység, a nyúlási merevség csökkentésének az igénye vetette fel a műszálas, polipropilén adagolású lövelt beton alkalmazásának a szükségességét (Kovács, 1998). A tapasztalatok szerint a lövés során visszahulló anyag mennyisége is csökken a műszálas adagolással, így lövelt betonozási technológia és a műszálas beton előnyei jól egyesíthetők.

A kezdeti húzófeszültségek csökkentése érdekében a külső cellákat gabonával feltöltötték a betonozás idejére, így a silónyomásból a külső kéregben nem keletkeztek feszültségek. A silócella feltöltése után alkalmazott 30 perces átforgatással a legnagyobb ürítési nyomások is kialakultak, amelyek a kísérletek szerint "befagynak" (Orosz, Simurda, 1986), azaz tartósan növekednek. Így várhatóan a külső kéreg repedezettsége kedvezően alakul. Mindezek ellenére a külső kéregben a hajszálrepedések kialakulása idővel várható, így a felületvédő festék alkalmazására szükség van.

Az erősítési módszer legfontosabb jellemzői:

- a felület megtisztítása homokszórással,
- a laza betonrészek leverése, eltávolítása,
- a kilátszó acélbetétek korrózióvédő bevonása,
- a hegesztett hálók, bekötések felerősítése,
- a lött beton felhordása (3. kép), lesimítása, utókezelése,
- repedésáthidaló, rugalmas, páraáteresztő, reflexiós felületvédő bevonat felhordása

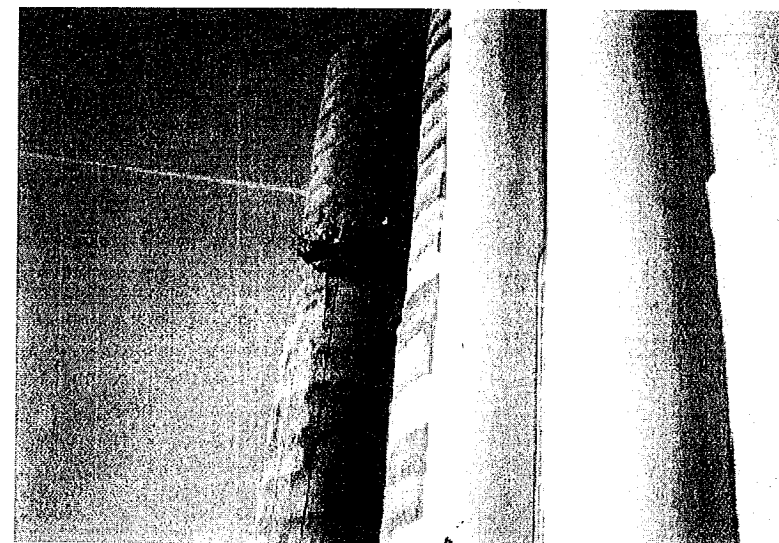
1.4 A lövelt beton összetétele, szilárdsága

A kéregbeton az alábbi összetételben készült:

A 25 kg-os zsákolt, cementet is tartalmazó műszálas adagolású Zentrifix SB-4-es száraz adalékhoz a helyszínen 25 kg 0 - 1 mm-es mosott Barcsi homokot, 15 kg 4 - 8 mm-es mosott kavics adalékot és 10 kg Bermandi CEM-1.52,5 (P.c. 450) cementet keverték.

A rendszeres mintavétel illetve a fellött kéreg leszakító vizsgálatai alapján az így előállított beton a C30-as szilárdsági osztályt mindenütt elérte, a minőség egyenletes volt.

Beruházó : Concordia Rt.
Fővállalkozó : KÉV Metró Kft.
Kivitelező : Betonplasztika Kft.
KÖTEK Rt.
Tervező : Zsoldos – Csathó Mérnökiroda Kft.
Szakértő : Dr. Orosz Árpád



3. kép A javított felületre a védőbevonat felhordása

2. ISZAPROTHASZTÓ SZENTENDRÉN

A körhenger alakú, felső kúpos lefedésű rothasztó tartály vasbeton külső köpenyezéssel történt megerősítése során polipropilén műszálas adagolású lövelt betont alkalmaztak. A húzásra igénybevett vasbetonszerkezet repedésmentességét a gázzárási követelmények teljesítése indokolta. Ezért az előzőekben felsoroltak alapján a műszálas lövelt beton előnyeit jól ki lehetett használni. Az erősítés eredményességét a használat igazolta.

Beruházó : OVIBER
Fővállalkozó : DUVIÉP illetve DMRV
Kivitelező : Betonplasztika Kft.

A javítás előtti és utáni állapotot a 4-5 képek mutatják.



4. kép Az iszaprohasztó javítás előtt



5. kép Az iszaprohasztó javítás előtt

3. SZÉKESFEHÉRVÁR JANICSÁR CSATORNA

A 2,20 x 2,40 m-es méretű ikerszelvényű csapadékvíz fogyócsatorna 1939-ben épült, téglafalazaton felfekvő alulbordás vasbeton födém szerkezettel. A több évtizedes üzemeltetés után a födém vasbeton szerkezete igen komoly mértékben korrodálódott (6. kép).

A beton oly mértékben karbonátosodott, hogy a gerenda bordáinak belsejében lévő felhajlított nyírt acélbetétek felülete is rozsdás volt, azaz a fővasalás és a beton közötti tapadási kapcsolat megszűnt. Több helyen az eredeti kengyelezés teljes keresztmetszete elrozsdásodott.



6. kép A korrodált födém

A csatorna feletti főútvonal jelentős mértékű közúti, így autóbussz forgalmat bonyolít le, veszélyes állapot megszüntetése érdekében a födém szerkezet megerősítését határozták el.

A homokfűvások felületi tisztítás, az acélbetétek rozsdavédő kezelése után kiegészítő erősítő vasalás elhelyezésére került sor (7. kép). A gerendák illetve a közöttük lévő lemezek lövelt betonnal történő megerősítése során polipropilén műszálas adagolású betont alkalmaztak.

A beton összetétele lényegében azonos a marcali silónál alkalmazottal.

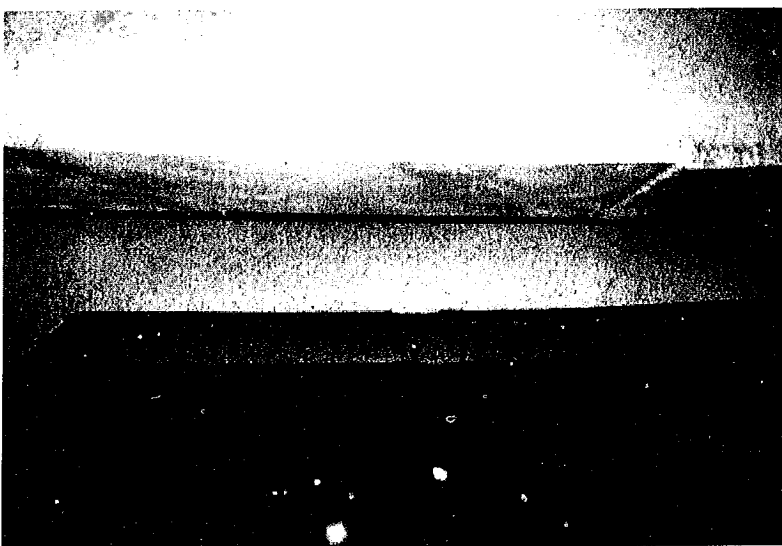
A műszálas adalék alkalmazását jelen esetben az indokolta, hogy a lemezre fellőtt viszonylag vékony (3-4 cm-es) réteg tapadását fokozzák, a zsugorodási repedések megjelenését kiküszöbölik, továbbá a visszahulló anyag mennyiségét csökkentik.

Helyenként az eredeti födémgerendák bordái a felületi tisztítás, vésés során kihullottak, ezért a gerendák alsó részét felfüggesztett acélzsálatba való lövéssel készítették. A kész illetve javított gerendákat a 8 kép mutatja.



7. kép A gerendák erősítő vasalása

Beruházó : Székesfehérvár, Városgondnokság
 Kivitelező : Betonplasztika Kft.
 Tervező : Vaskó László okl. mérnök
 Minőség ellenőr : Dr. Orosz Árpád



8. kép A kijavított födém szerkezet

4. ÉRTÉKELÉS

A bemutatott és sikeresen megvalósított szerkezeti megerősítések bebizonyították a műszálas adagolású löveltt beton alkalmazásának előnyét. Különösen kedvező eredmények várhatók a tartós és jelentős méretű húzóerő hatásának kitett szerkezetek esetében, mivel az ilyen betonok szívóssága, repedésekkel szembeni kedvező viselkedése jól érvényesül. A műszálas adagolású beton lövése illetve a csővezetékben való továbbítása csekély mértékű energia növekedéssel jár, azonban a löveltt réteg vastagságának csökkentési lehetősége, továbbá a kevesebb visszahulló anyag ellensúlyozza a műszál adagolás többletköltségét.

5. HIVATKOZÁSOK

Balázs Gy., "Beton és vasbeton I.", pp. 204-211. old., Akadémiai kiadó, 1995

Kovács J., "Modelling of Fiber Reinforced Concrete in Uniaxial Tension", *BME Vasbeton Vasbetonszerkezetek Tanszéke Tudományos Közleményei*, pp. 97-110., 1998

Orosz Á., "Szakvélemény a marcali 2000 vagonos gabonasilóról", *Kézirat*, 1997. november

Orosz Á. - Simurda L., "A silónyomásokkal kapcsolatos kutatások legújabb eredményei", pp. 184-192, *Mélyépítéstudományi szemle*, 1986. 5. sz.

TUNNELLING WITH FIBRE REINFORCED SHOTCRETE OR WITH FIBRE REINFORCED PRECAST SEGMENTS

B. C. Viljoen B.Eng.(Hons.)(Civ.) Pr.Eng.

P.O. Box 1462
PINEGOWRIE 2123
JOHANNESBURG
SOUTH AFRICA

Frank Kubisch Pr.Eng. C.Eng.

147 Elizabeth Street
WONDERBOOM 0182
PRETORIA
SOUTH AFRICA

SUMMARY

The paper describes work done on the development of steel fibre shotcrete (SFRS) for permanent tunnel support and steel fibre reinforced concrete (SFRC) for tunnel linings.

Tunnel linings reinforced conventionally with steel bar reinforcement have often manifested durability problems at an early stage of their design life. The use of steel fibres as sole reinforcement for concrete tunnel linings would eliminate the corrosion problems, which are associated with steel bar reinforcement in aggressive environments.

Discussed is the laboratory development of SFRS and SFRC mix designs using local concreting materials, conversion of the mix from laboratory to production equipment and quality control measures. Manufacture and full scale testing of SFRC precast tunnel lining segments with various reinforcement dosages are covered in detail. Finally, observations, interpretation of results and conclusions are discussed following the installation of test sections totalling 130 No. rings in the tunnel, which included 20 No. segments instrumented with vibrating wire strain gauges (VWSG).

1. INTRODUCTION

The Delivery Tunnel North (DTN) is the northernmost section of the 82,6 km long tunnel system of the Lesotho Highlands Water Project, that is delivering water from the Katse Dam via the Muela Power Station in Lesotho, to the Ash River near Bethlehem in South Africa. The 22,5 km long DTN consists of:

- The 1,96 km long drill and blast excavated steel (3,4 m I.D.) and in-situ concrete (4,5 m and 5,77 m I.D.) lined tunnels, under the Caledon River, which forms the border between Lesotho and South Africa.
- The 19,1 km long tunnels excavated by a Wirth Tunnel Boring Machine (TBM) and lined to 4,6 m I.D. with precast concrete segments in a one pass lining operation.
- The 1,44 km long cut and cover section under the Little Caledon River, which splits the TBM drive of 19,1 km into an 11 km North drive and an 8,1 km South drive.

The Contract started on 1 February 1991 and was completed three months before the programmed completion date of 1 January 1997.

2. BACKGROUND TO THE USE OF FIBRES

A wide range of engineering materials such as ceramics, plastics and gypsum products incorporate fibres to enhance their mechanical properties. Experimental work and patents on the use of various types of discontinuous fibres such as fibreglass, carbon fibre, polypropylene, cold drawn wire, strips of cut sheet, melt extracted pieces, fibres milled from steel blocks, etc.) has been going on since about 1910. Since then the scope of fibre reinforced concrete knowledge has undergone an explosive growth. However, it is generally accepted that steel fibre has an intrinsic advantage, because of its high compatibility with hardened concrete due to their similar coefficient of expansion. Hence the general use of steel bar reinforced concrete. Other non-metallic fibres have their specific uses as well.

Steel fibre concrete has established itself as an economic construction material with unique properties. The definition of fibre reinforced concrete has not changed since 1966. Steel fibre reinforced concrete (SFRC) is concrete made primarily of hydraulic cements, fine and coarse aggregates and discrete reinforcing fibres. Steel fibre reinforced wet shotcrete (SFRS) is just another type of concrete, but having to have higher workability to ensure that it can be pumped to the nozzle for discharging with the help of compressed air. The biggest boost to the practical application of SFRC and SFRS were the development of additives, such as silica fume (SF) and superplasticising agents. The ability of steel fibre reinforcement in concrete matrix to transform an essentially brittle concrete to a ductile material, which is able to tolerate damage and develop post-cracking ductility and energy absorption capability continues to fascinate researchers and users.

3. HISTORY

The tunnel or rock face excavations at the Caledon River crossing were supported by wet shotcrete, with steel fibre only after the economics persuaded the Contractor, Hochtief-Marti-Concor Joint Venture, about the benefits gained by reducing the cycle time of the excavation.

The support to the TBM driven tunnels were provided immediately at the back of the shielded TBM (8 m behind the face), by 1,4 m wide and 250 mm thick Precast Concrete (PC) rings, consisting of 5 segments and one key element. The segments were temporarily bolted together to form the rings and grouted up to a closing pressure of 300 kPa. These PC elements were heavily reinforced (109 and 160 kg/m³), not only for the difficult ground conditions, but also for crack control (maximum allowable crack size was set at 0,15 mm), manufacturing, handling and erection forces.

At the time of the tender negotiations the use of steel fibre as reinforcement was discussed and large specimen testing were attended at Hochtief's laboratory by the Consulting Engineer, HDTC (Highlands Delivery Tunnel Consultants) and the Client, TCTA (Trans Caledon Tunnel Authority). Unfortunately the problem of risk sharing could not be agreed upon, resulting in bar reinforcement only being incorporated into the Contractor's reinforcement design. However it was agreed, that during construction, facilities would be provided (within reason) for a large scale testing of the use of steel fibres as reinforcement.

The SFRC investigative programme was conducted during the course of conventional segment production, using two types of fibre and extended over 3 stages.

- (i) Mix development,
- (ii) testing of full size segments in the test rig, and
- (iii) full scale testing in the tunnel using VWSG's.

Fibre Type	Fibre Type 1	Fibre Type 2
Origin	Belgium	South Africa
Production Method	Cold drawn wire	Cut sheet steel
Size	50x0,5mm ϕ	50x0,5x0,6mm
Shape	Circular section, hooked end	Rectangular, crimped, straight
Aspect ratio	100	81
Yield stress	> 1100 MPa	350 & 500 MPa
Presentation	Glued	Loose

Table 1: Steel Fibre Characteristics

4. MIX DEVELOPMENT

4.1 Shotcrete

The specification allowed the use of steel fibre of up to 60 kg/m³ in the shotcrete. During the SFRS tests it soon became obvious that longer fibres produced better results. Consequently, the initial 20 mm long fibre tests were discontinued and 25 mm long polypropylene and 25 mm $\times$ 0,45 mm thick cut sheet (Fibre Type 2) fibres were used for testing as well as in actual applications.

Tests on Site were regularly carried out using standard cubes for unconfined compressive strength (UCS) and tensile splitting tests. Test panels were regularly sprayed in the tunnel cored and tested for UCS, fibre content and fibre distribution. The fibre content test results showed an average steel fibre loss of around 8%. Occasionally the fibres were concentrated, as indicated by test results that were more than the original dosage. Beams were also cut from these panels to 350x100x100 mm as required by ASTM 1018-89 and tested accordingly. Details of the mix designs and test results are tabulated on Table 2 and Table 3.

4.2 Concrete

The Contractor during planning and programming decided on the size of the precast concrete manufacturing factory and the number of steel moulds. The arrangement provided for a 6 hours production cycle time. After 6 hours of steam curing under cover the elements were de-moulded and cured for a further 6 hours.

The following design parameters were established for the mix design:

- (i) Strength improvement of 20% over the conventional precast mix that was attaining an UCS of 12 MPa and tensile split strength of 1,2 MPa after 6 hours accelerated steam curing. Target strengths were UCS > 20 MPa @ 6 hours and tensile split values > 2 MPa @ 6 hours.
- (ii) Use of 19 mm continuously graded aggregate, calculated according to Fuller's minimum void ratio curve.
- (iii) Maximum water/cement ratio of 0.34.
- (iv) Inclusion of 5% Condensed Silica Fume (CSF) for improved durability and impermeability of mature concrete and rheology of the fresh mix.
- (v) Increased fines content to ensure adequate coating of steel fibres. Fine aggregate portions of the mixes consequently rose from 25% for the conventional precast mixes to above 40% for the SFRC mixes.
- (vi) Fibre lengths were chosen so as to exceed the maximum aggregate size by a factor of two.

A continuous grading curve was obtained by combining the coarse 19 mm and 9.5 mm aggregates with the crusher and river sands to approximate the Fuller's 19 mm minimum void ratio curve. The stiffening effect of the fibres on the mix was compensated for by considering the steel fibre as coarse aggregate. Consequently the coarse/fine aggregate ratio was adjusted by reducing the coarse aggregate content by twice the steel fibre mass and increasing the fine aggregate content by the fibre mass. To optimise workability, mixes with various fine/coarse aggregate ratios were investigated and 42% to 47% were found to provide sufficient paste.

Fibres, 40 mm long were experimented with during the early stages, but it was soon proved that the 50 mm long fibre was more suitable for the task. The 60x0.8 mm fibre at the time appeared to provide an apparently insoluble problem of lack of workability, which was considered to be related to the fibre length and the lack of sufficient fines in the concrete as well as the shape of the coarse aggregate.

Using 50 mm long fibres, mixes with dosages of 40, 50, 60, 70 and 80 kg/m³ (i.e. 0.5% to 1% by volume) were investigated for workability, compactability and effect on concrete early and mature strengths. Type 1 consisting of glued bundles of cold drawn wire with hooked ends and a guaranteed yield stress of 1100 MPa and Type 2 a loose, cut-sheet fibre with yield stresses of 350 and 500 MPa. See Table 1 above for details.

5. LABORATORY TESTING AND ANALYSES

Laboratory testing concentrated on cube and beam tests, but workability, fibre distribution and deformation tests were also done. SFRC cubes (150x150x150mm) were accelerated cured for 6 hours to model the curing regime of the conventional steam cured precast segments in the factory. Additional cubes were also cured in a water bath at 22 to 25°C to observe the potential average strength development of SFRC. The final SFRC mix chosen yielded a 6 hour average UCS of 21,3 MPa and an average tensile split strength of 2,3 MPa while the 28 day UCS exceeded 85 MPa.

Flexural tests were performed to ASTM C1018-89 on 150×150×350 mm SFRC beams at 7 and 28 day maturities. After 7 days curing the beams reinforced with Type 2 fibres at dosages of 60 kg/m³ and above exhibited higher first-crack strengths and Modulus of Rupture (MOR) than the beams reinforced with Type 1 fibres. This was attributed to the ability of the malleable, low strength Type 2 fibre to deform while bridging crack(s) whereas the stiffer Type 1 fibres would disrupt the immature 7 day old concrete as the crack(s) widened, pulling the fibres into alignment. At 28 days concrete maturity, the two types of SFRC beams exhibited similar first crack strengths and MOR's. The beams reinforced with Type 1 fibres exhibited superior post crack ductility, i.e. toughness, at all fibre dosages at 28 day concrete maturities.

Fibre Type/ Dosage	FIRST CRACK			TOUGHNESS INDICES			Comments
	Strength N/mm ²	Toughness N.m	Deflection x10 ³ mm	MOR N/mm ²	I ₂₀	I ₃₀	
24 mm polypropylene SFRS:							
30 kg	4,45	0,25	40,7	4,53	12,0	--	poor distribution and fibre pull-out.
40 kg	4,38	0,40	49,8	4,45	10,3	--	
50 kg	3,78	0,30	41,1	3,83	11,34	--	
Steel Fibre Type 1, 50 mm SFRC:							
35 kg	6,31	0,73	30,4	6,34	18,20	25,38	
40 kg	9,02	1,47	43,4	9,31	18,08	25,20	
50 kg	9,07	1,19	34,7	9,07	16,74	23,49	
60 kg	9,52	1,25	34,7	9,60	17,67	26,26	
Steel Fibre Type 2, 50 mm SFRC:							
30 kg	5,42	0,43	47,5	5,50	11,23	13,35	SFRS, 24 mm.
35 kg	5,60	0,85	36,9	5,88	17,75	24,06	
40 kg	6,23	1,42	38,9	6,39	17,19	21,67	At 7 days.
50 kg	8,82	1,23	36,9	8,98	14,67	19,10	
60 kg	9,88	1,44	39,0	9,88	13,94	17,59	

Table 2: SFRS and SFRC Beam Test Results

As the water to be conveyed through the Delivery Tunnel is soft and therefore aggressive, the durability of the concrete segments was determined according to the DIN 1048 water penetration test. Testing on the conventional precast concrete resulted water penetrations ranging between 15 and 25 mm. The SFRC results showed increasing water penetration with increasing fibre content. The addition of 5% CSF, however, reduced the water penetration to below the 30 mm recommended limit, even at fibre dosages of 80 kg/m³ concrete. Carbonation tests were also done by placing specimens in the Katse Dam basin. After 9 months of exposure, carbonation depths of 2 to 3 mm were measured.

The mix chosen for the casting of full scale SFRC segments of 1,04 m³ volume is shown in Table 3 below.

6. CASTING AND TESTING OF FULL-SCALE SEGMENTS

Batching of the concrete constituents proceeded as usual. The steel fibres were manually added immediately after the steam application and mixing was continued for one minute after the fibres had been introduced to raise the temperature of the fresh mix to between 38 - 45°C. The workability of the full scale mixes was somewhat less than that observed for the laboratory mixes and the superplasticiser dosage was consequently increased to the maximum recommended limit of 1.7% of cementitious material which was 7.3 l/m³ of concrete. During casting it was noted that the steel fibres had a bulking effect on the fresh SFRC of up to 20%. Furthermore, the steel moulds were vibrated for 3 to 6 minutes compared to the 2 to 4 minutes required to compact the conventional precast mix.

The loose and weaker Type 2 fibres were observed to have bent during the mixing process, exacerbating the formation of fibre balls. An increase in the fine/coarse aggregate ratio reduced the extent of the problem.

Occasional deformation of the Type 1 glued fibres also occurred, but fibre dosages of up to 50 kg/m³ yielded workable mixes with minimal, if any, fibre balling.

Fibre dosage of 60 kg/m³ appeared to be the upper limit of fibre dosage for the particular mix design adopted. At fibre dosages of 70 to 80 kg/m³ the SFRC exhibited serious honeycombing. This was also the case for the larger 60 mm x 0.8 mm diameter Type 1 fibre mixes which were stiff and difficult to compact. Again the problem was alleviated by an increase in the fine/coarse aggregate ratio. The shape of the locally sourced crushed dolerite aggregate also limited further improvement of the mix design.

Casting the fibre/rebar composites (refer to Table 4 for details) proved very difficult as the rebar configuration and 35 mm cover prevented the flow and compaction of the SFRC. The composites required 10 to 15 minutes for casting and compaction. To facilitate the unobstructed flow and compaction of SFRC in composite segments, both the cover to rebar and the spacing between bars should well exceed the length of fibres.

Mix Constituents	SFRS Quantity	SFRC Quantity
OPC	400 kg	360 kg
PFA	-	50 kg
CSF 90	30 kg	20 kg
River Sand	400 kg	110 kg
Crusher Sand - dolerite	720 kg	793 kg
9.5 mm Stone - dolerite	800 kg	484 kg
19 mm Stone - dolerite	-	678 kg
Water	160 l	146 l
Superplasticiser	2,0 l	7,3 l
Accelerator	13,0 l	-
W/C Ratio	0,37	0,34
Fine/Coarse Aggregate Ratio	58 %	44 %
V.B Time	-	7 Sec
Slump	-	12 mm

Table 3: SF Test Programme Base Mix Designs.

Fibre Type	Mass Rebar (kg)	Mass Fibre (kg)	Fibre Size (mm)	No of Segments Tested
Fibre 1 (Hooked End)	-	40	50x0,5 ϕ	14
	-	50	50x0,5 ϕ	9
	-	60	50x0,5 ϕ	13
	-	70	50x0,5 ϕ	1
	-	80	50x0,5 ϕ	1
	-	50	60x0,8 ϕ	1
Fibre 2 (Cut Sheet)	-	40	50x0,5x0,6	11
	-	50	50x0,5x0,6	6
	-	50	60x0,5x0,6	4
	-	60	50x0,5x0,6	5
	-	80	50x0,5x0,6	1
Fibre 1 & Light Rebar	60	35	50x0,5 ϕ	8
Fibre 1 & Heavy Rebar	106	35	50x0,5 ϕ	6
Fibre 2 & Light Rebar	60	35	50x0,5x0,6	6
Fibre 2 & Heavy Rebar	106	35	50x0,5x0,6	6
Light Rebar	106	-	-	13
Heavy Rebar	157	-	-	8
Fibre 1 & 1 Layer Mesh	11,3	40	50x0,5 ϕ	3

Table 4: Test Segment Details

7. FULL SCALE TESTING IN TEST RIG

The segments were tested in a specially designed and constructed test rig as detailed in Figure 1. Table 4 shows the quantities and types of segments cast for testing. A total of 116 segments was cast and tested.

7.1 Objectives.

Once the steel fibre types and quantities and concrete mix constituents had been finalised, Stage 2 was initiated in turn comprising two phases:

- Phase 1 involved the testing of a wide range of full-scale segments reinforced with rebar, rebar/fibre composites and various dosages of steel fibre only.
- Phase 2 comprised testing of more promising alternatives, selected on the basis of Phase 1 results and checking of suspect/outlying results.

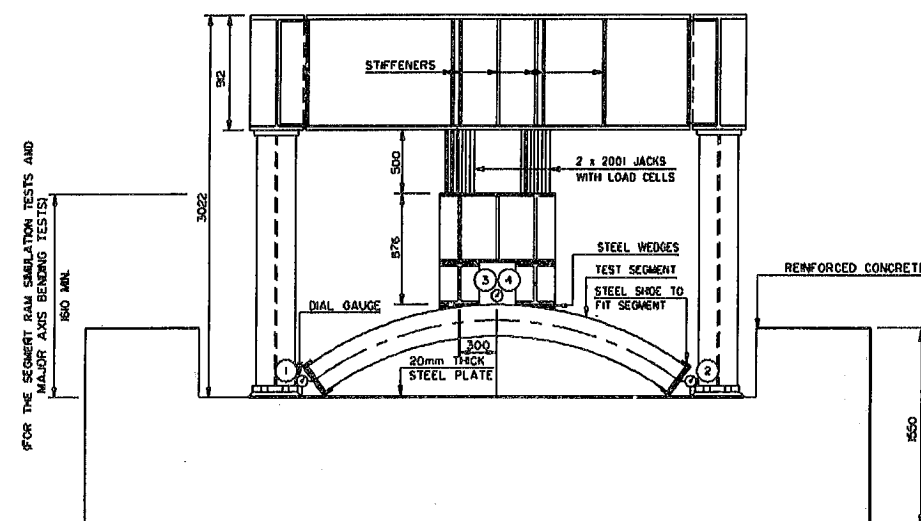


Figure 1: Test Rig (in Minor Axis Bending Test Mode)

The objective of the full scale testing was to provide comparative results for various types of reinforced segments under simplified loading conditions in the rig. The 5 test modes or Load Cases are shown in Table 5. Although the simplified loading conditions in the test rig cannot fully represent the complex stress combinations exerted on the segments during casting, handling, stacking, transport and installation by the TBM, they do provide comparative results between various reinforcement types.

7.2 Setting up and Testing.

Segments were tested at a minimum of 28 days but in practice due to logistical constraints, maturities varied between 35 and 67 days. Tests were also done on segments with maturities in excess of 100 days to determine the effect of higher UCS on local bond of the fibre.

Dial gauges with an accuracy of 0,01 mm were positioned to record horizontal (gauges 1 and 2 in Figure 1) and vertical (gauges 3 and 4) movements. Two Load Cells with a capacity of 200 tons each were placed between the hydraulic jacks and the loading beams and linked to a digital read out.

Loading proceeded in increments of 10 kN at which time the dial gauges were read simultaneously. Cracks were marked as they were visually detected although fluctuations of the load cell digital readouts did provide an accurate indication of crack initiation.

Ultimate failure criteria constituted either the collapse of the segment or marked decrease in load carrying capacity associated with excessive deflection. At the end of each test the crack pattern was highlighted and photographed.

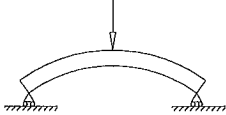
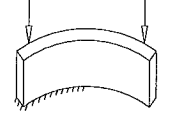
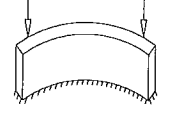
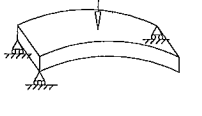
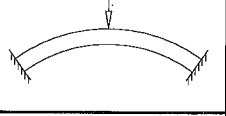
LOAD CASE	MODE OF TESTING	SCHEMATIC	PURPOSE OF SIMULATION
I	MINOR AXIS BENDING TEST	500 kN Maximum 	PRESSURE DURING GROUT INJECTION. LONG TERM ROCK LOADING
II	MAJOR AXIS BENDING TEST	2000 kN 2000 kN Max. 	RAMS PUSHING ON SEGMENT UNEVENLY SUPPORTED OVER PREVIOUSLY BUILT RING
III	SEGMENT RAM SIMULATION TEST	2000 kN 2000 kN Max. 	RAMS PUSHING ON SEGMENT DURING RING ERECTION
IV	SKEW MINOR AXIS BENDING TEST	500 kN Maximum 	POSSIBLE LOADING DUE TO GROUT PRESSURE OR ROCK LOADING ON AN UNSUPPORTED SEGMENT
V	RESTRAINED END MINOR AXIS BENDING TEST	4000 kN Maximum 	LONG TERM ROCK LOADING

Table 5: Test Rig Testing Modes

7.3 Summary of Test Rig Observations

(a) Minor Axis Bending Test (Load Case I).

Test results are shown in Table 6. Loading results showed fair correlation with an average standard deviation of 12%, but deflection results were more erratic with an average standard deviation of 19%. Composite and plain rebar segments showed better than average correlation.

The segments reinforced with Type 1 high strength hooked end fibres at dosages of 40 to 60 kg/m³, exhibited a 48% improvement in ultimate load capacity compared to the Type 2 low strength crimped fibre segments which showed minimal if any post-crack response.

At a dosage of 40 kg/m³, ultimate failure occurred soon after a single crack became visible. At fibre dosages of 50 to 60 kg/m³, up to 4 cracks were detected before ultimate failure occurred. Examination of the failure surfaces showed that fibre pullout occurred for the 28 to 45 day old segments and fibre failure for the 110 day and 150 day old segments. This accounts for the substantial gain in load capacity of the 110 day and 150 day old segments, comparable with the light rebar segments, due to the utilisation of the high tensile strength and anchorage of the Type 1 hooked end fibres. The segments reinforced with 40 kg Type 1 fibres and a single layer of mesh exhibited load capacities comparable to the Light Rebar segments.

The test segments reinforced with low fibre dosages (40 kg/m³) generally collapsed after the ultimate load capacity had been exceeded or during segment removal from the test rig. This behaviour was not evident during beam testing in the laboratory.

As expected, the composite segments performed better than the fibre segments due to the strength and ductility afforded by the rebar. Of interest is the superior load capacity of the Type 1 fibre segments over the Type 2 fibre segments, while composites with Type 2 fibres had greater ductility than the Type 1 hooked end fibre composites. Ductility was defined as the ratio of the deflection, in line with the direction of load application, to the length of the segment.

Segment Type	Load Carrying Capacity (F)		Ductility (ε)	
	F _{cr} [kN]	F _u [kN]	ε _{cr} [mm/m]	ε _u [mm/m]
Light Rebar	110	246	0,7	7,6
40 kg Fibre 1	112	128	0,7	0,9
50 kg Fibre 1	133	159	0,8	2,0
50 kg Fibre 1 (at 110 days)	172	205	0,8	2,1
60 kg Fibre 1	170	190	1,0	1,5
40 kg Fibre 2	141	141	0,5	0,5
50 kg Fibre 2	124	124	0,7	0,7
60 kg Fibre 2	135	135	0,5	0,5
40 kg Fibre 1 & Mesh	129	214	0,7	3,0
Fibre 1 Light Composite	140	275	0,8	4,5
Fibre 2 Light Composite	137	262	1,0	6,9
Fibre 1 Heavy Composite	214	488	1,1	6,2
Fibre 2 Heavy Composite	151	451	1,1	9,5
Heavy Rebar	143	466	0,9	12,3

Table 6: Minor Axis BM Test (Load Case I)

(b) Major Axis Bending Test (Load Case II).

This test simulated possible bending due to the TBM segment rams pushing onto a completed ring which is not bearing on the leading edge of the previous segment / ring due to e.g. birdsmouthing (ring is out of plane). Test results (shown in Table 7) were generally satisfactory.

TBM thrust forces on a particular segment in the ring may vary between 350 kN and 1400 kN. In practice, however, it is not the individual segment's load carrying capacity that governs but rather the segment's ability to deform and transfer the load to the previous ring. A ductility of 4 mm/m is therefore required, which corresponds with a bending strain of 105 μ S and a torsion strain of 530 μ S.

Loading results showed fair correlation with an average standard deviation of 10%, but deflection results were again more erratic with an average standard deviation of 15%.

The Type 1 fibre segments again showed a 30% increase in post-crack load capacity and a 50% increase in ductility for fibre dosage increments from 40 kg/m³ to 60 kg/m³. The Type 2 fibre segments showed minimal increase in post-crack load capacity and a 20% increase in ductility for fibre dosage increments from 40 kg/m³ to 60 kg/m³. All the fibre segments exhibited higher first crack loading than either of the Light and Heavy Rebar segments and ductility at first crack detection equivalent to the Heavy Rebar. The ultimate load capacity and ductility of the fibre segments were below that of the rebar segments, although not to the extent of Load Case I. The fibre composite segments outperformed the rebar segments in terms of load capacity and ductility at crack initiation and at ultimate failure.

Segment Type	Load Carrying Capacity (F)		Ductility (ε)	
	F _{cr} [kN]	F _u [kN]	ε _{cr} [mm/m]	ε _u [mm/m]
Light Rebar	194	491	1,9	8,4
40 kg Fibre 1	261	366	2,6	3,7
50 kg Fibre 1	273	396	2,4	3,5
60 kg Fibre 1	301	466	3,1	4,9
40 kg Fibre 2	302	302	2,8	2,8
50 kg Fibre 2	313	315	2,5	2,6
60 kg Fibre 2	312	352	2,6	2,9
Fibre 1 Light Composite	378	628	3,5	8,1
Fibre 2 Light Composite	319	586	3,4	9,7
Fibre 1 Heavy Composite	338	672	3,2	10,2
Fibre 2 Heavy Composite	306	645	2,5	11,1
Heavy Rebar	246	579	2,6	9,1

Table 7: Major Axis BM Test (Load Case II)

Observation of the crack widths after ultimate load had been exceeded and the load removed showed partial closure of crack(s) for composite and rebar segments, while fibre segment cracks showed limited closure. This indicated that fibre pullout and in some cases fibre failure had occurred. The composite and rebar segments cracks partially closed as the rebar had not yielded, often due to the fact that failure was due to compressive distress of the concrete in the compression zone.

(c) Segment Ram Simulation Test (Load Case III).

This test was discontinued as the 4 000 kN applied load produced no failure in the 5 segments tested. As this load exceeded the segment ram forces of the TBM, acceptable tensile split performances of all the segments were indicated.

(d) Skew Minor Axis Bending Test (Load Case IV).

This test was discontinued after 6 segments were tested as load capacities and deflections were similar to results for the Minor Axis Bending Test (Load Case I).

(e) Restrained End Test (Load Case V).

Only 3 segments were tested as test rig and jack limitations prevented testing to failure. While no ultimate loads and deflections were recorded, the test did indicate at what load cracking of the segment occurs and that a load of 400 tonnes could be accommodated.

The results of testing full-scale fibre composite and rebar segments showed that the introduction of fibres would reduce ductility and increase rigidity. Load Cases I and II showed that at low fibre dosages the increase in flexural capacity was minimal, but the shear capacity was substantially improved over that of plain concrete. Composite segments offer an alternative to plain rebar segments in terms of load capacity and ductility, but without careful mix design, bar spacing and cover, serious problems may occur during casting and finishing, adversely affecting productivity and ultimately unacceptably high costs.

8. IN-SITU TESTING

8.1 Instrumentation.

Light Rebar, Heavy Rebar, 40 kg/m³ and 60 kg/m³ of Fibre Type 1 segments were instrumented with 14 No. Vibrating Wire Strain Gauges (VWSG) each and monitored continuously during casting, handling, storage, transportation, installation in the TBM tail shield and the first 12 hours after the ring was built. Monitoring is continuing initially at weekly and thereafter at monthly intervals.

The instrumented segments were installed in positions above and below axis, and to the left and right of tunnel centreline in order to achieve maximum benefit from the instrumentation by taking due account of practical constraints and anticipated differences in loading conditions.

8.2 Results.

Some 85 000 readings were taken during the first 12 hours after the rings were built. The data was first statistically analysed and the 95th percentile readings determined for each of the segment types. The readings were divided into three periods of time related working strains, based on the observation that generally the largest readings occurred in

the period 3 to 8 hours after the ring was built, whereafter there was a rapid drop in the strains measured.

The readings were then further analysed into pure axial and pure bending strains using the relationship

$$\text{Total Strain } \epsilon_{\text{tot}} = \text{Axial strain } \epsilon_c \pm \text{Flexural Strain } \epsilon_{f,c,t}$$

It should be noted that tensile strains were virtually exclusively measured on the intrados of the segments, which is indicative of a stable circular ring formed by the locus of the individual segment arch ends. Tensile strain measurements varied between 50 μS and 200 μS in the case of the 60 kg/m^3 and Light Rebar segments. These increased up to 950 μS in the case of the Heavy Rebar segments, which were installed in a section of tunnel where adverse conditions prevailed.

9. INTERPRETATION OF RESULTS

9.1 Test Rig Results.

Data obtained from segment testing in the test rig were converted into stress/strain relationships using curved beam theory. The stress/strain relationships for some of the segment types are given in Figures 2 to 7. Figures 2 to 4 deal with the tensile stress/strain characteristics of the segments obtained from the Minor Axis Bending Test (Load Case I) data. For clarity overall 95th percentile working tensile stresses, as measured in the tunnel, are shown as broad horizontal lines on these figures. Figures 5 to 7 deal with the torsion stress/strain characteristics of the segments obtained from the Major Axis Bending Test (Load Case II) data. The maximum allowable torsion stress to BS8110 (5 MPa) is also shown to add perspective to the graphs.

A broad vertical line indicating bending and torsion strain induced in the segment in the event of a 6 mm birdsmouth in the cross joint of the previous out of plane ring, is also shown on the figures.

Studying Figures 2 and 3 it will be noted that in the case of the 50 and 60 kg/m^3 segments a 30% increase in ultimate tensile capacity is achieved by improving the anchorage of the fibres, using the Type 1 fibre as the basis of calculation. The 40 kg/m^3 segments produced anomalous results, probably because the dosage was too low to have a significant effect on the tensile characteristics of the concrete. Age also had a marked effect on the ultimate tensile capacity of the SFRC segments. For all fibre dosages a 40% increase in ultimate tensile capacity can be expected between the 40 day and 110 day results. At ages greater than 110 days no further strength gains were noticed for the mix design used.

Similar trends can be observed for the torsion stress analysis shown in Figure 5. In this case however, the effect of even a low dosage of fibres (40 kg/m^3), is significant on the ultimate torsion capacity of the concrete. It is interesting to note that segment age affected only the performance of the weaker Type 2 fibre, probably by improved local bond development due to the shape of the cut fibre, whereas the Type 1 fibre performance in torsion was unchanged by segment age (see Figure 6).

Increases in fibre dosage resulted in large improvements in ultimate tensile capacities of the Type 1 (hooked end, high strength) fibre segments, particularly from 40 to 50 kg/m^3 dosages where a 60% improvement resulted (compare Figures 2 and 3). Ultimate

torsion capacities increased by a moderate 20% for the increase of 40 to 60 kg/m^3 dosages.

Referring to Figures 3 and 5 it will be noted that increases in fibre dosage for the Type 2 (straight, crimped, low strength) fibre segments yielded minimal (10%) improvement in tensile capacity, although similar improvements in torsion capacities to that of the Type 1 fibre segments were noticed.

The Moduli of Elasticity (bending stiffness or E-value) of all the segments tested were similar at approximately 35 GPa in the elastic range of the stress/strain curves, but increased marginally with fibre dosage in the elasto-plastic range. In this range the rebar segments showed a marked decrease in E-value to approximately 10 GPa, whereas the fibre segment E-values remained less affected at values in the order of 30 GPa.

The length of the elasto-plastic range of the fibre segments is however limited, 50 to 100 μS for the Type 2 fibres and 100 to 300 μS for the Type 1 fibres, when compared to the rebar and fibre composite segments ($> 1000 \mu\text{S}$). The fibre composite segments also exhibited a less distinct change from elastic to elasto-plastic behaviour as can be seen in Figure 4.

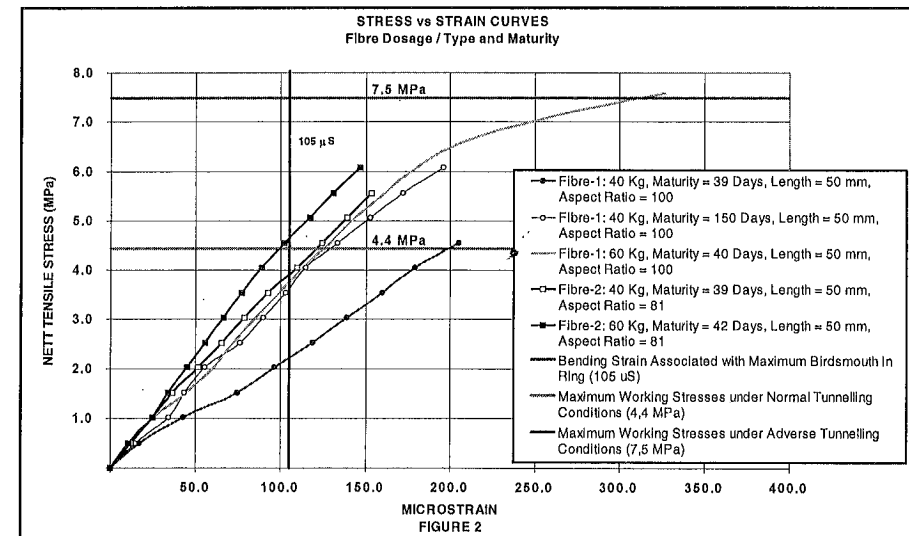


Figure 2: Load Case I - Fibre Dosage, Type and Maturity.

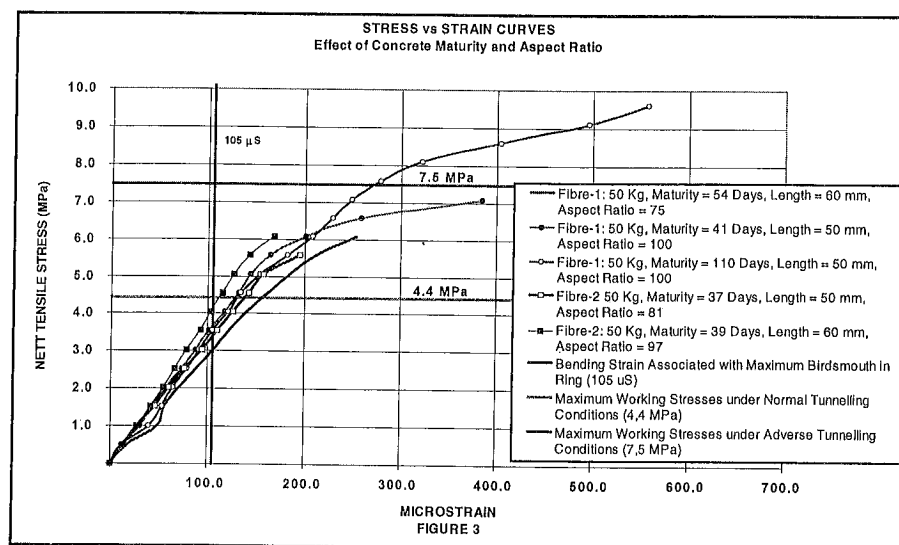


Figure 3: Load Case I - Effect of Concrete Maturity and Aspect Ratio.

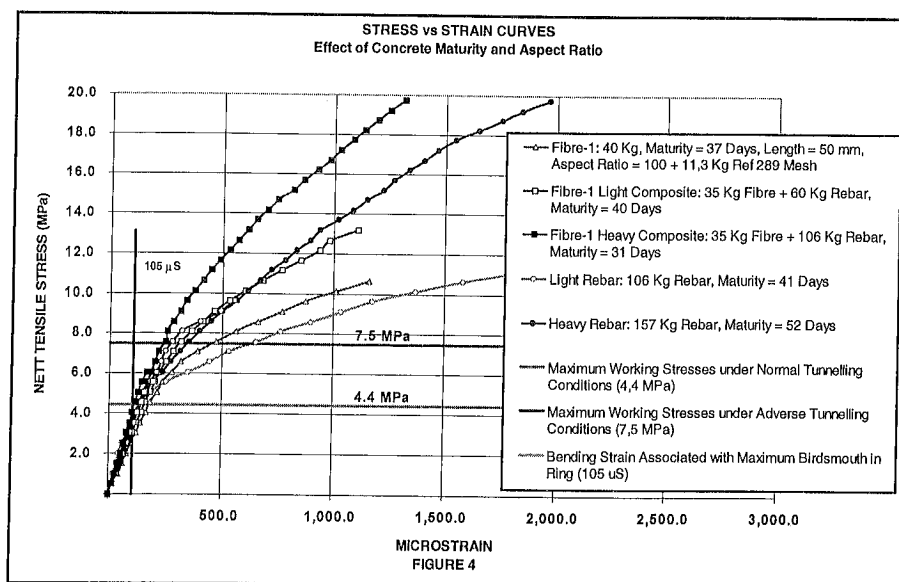


Figure 4: Load Case I - Effect of Concrete Maturity and Aspect Ratio (continued).

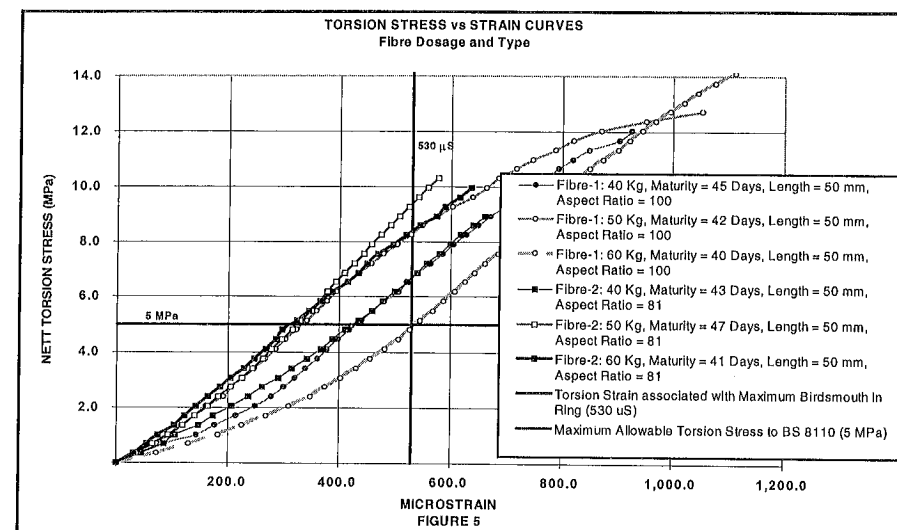


Figure 5: Load Case II - Fibre Dosage, Type and Maturity.

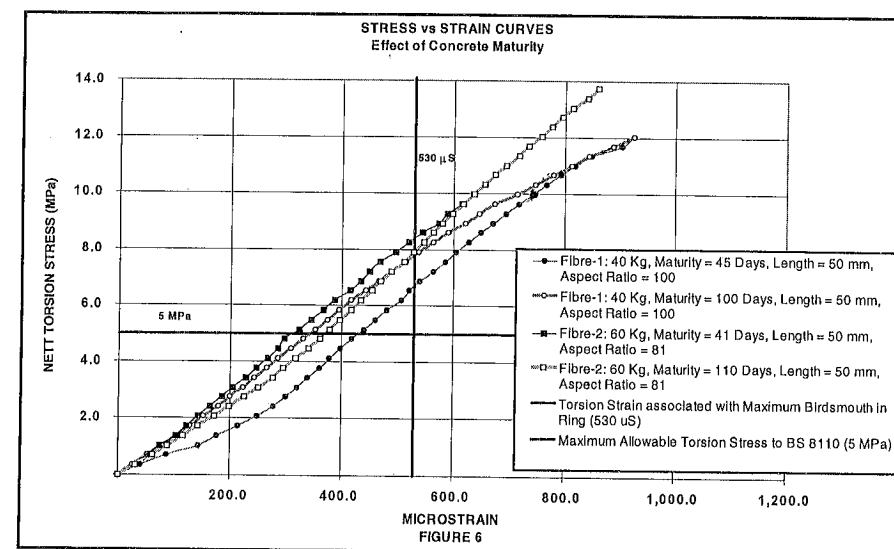


Figure 6: Load Case II - Effect of Concrete Maturity and Aspect Ratio.

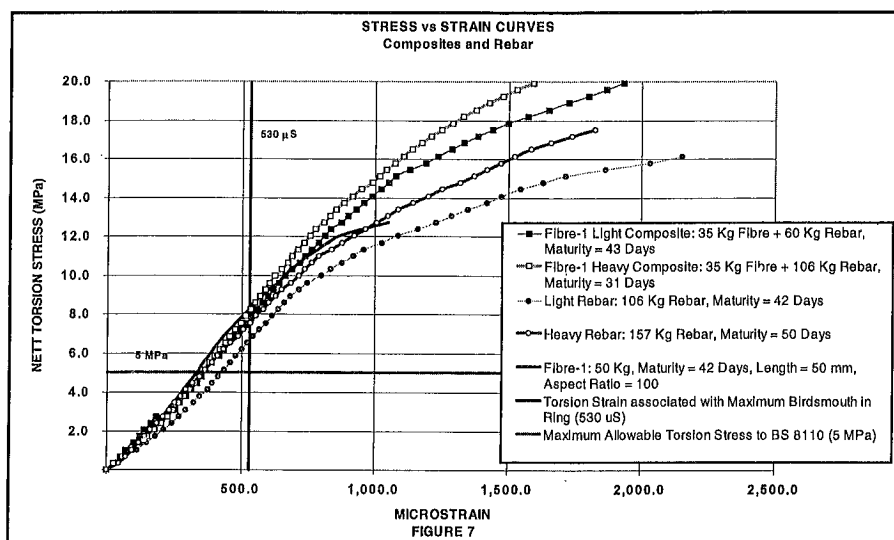


Figure 7: Load Case II - Effect of Concrete Maturity and Aspect Ratio (continued).

The effect of fibre on the Moduli of Rigidity (Shear Modulus or G-value) of the test segments is best illustrated in Figure 7. The fibre segments were performing on par with the fibre composite segments up to twice the allowable design torsion stress and on average 20% better than the Light Rebar segment up to an angular strain of 1000 µS. This result is explained by the fact that the fibre segment is using the full concrete section to withstand torsion whereas the rebar segments are, in the cracked condition, relying primarily on rebar sectional area.

The effect of fibre aspect ratio was investigated with disappointing results, mainly due to mix design problems described earlier regarding the 60 mm Type 1 fibre. Increasing the Type 2 fibre aspect ratios resulted in minor tensile performance improvement. See Figure 3 for details. From these figures it can also be concluded that:

- Fibre anchorage and fibre strength, the latter though not directly investigated, played a vital role in the performance of fibre segments, especially in tension.
- Optimum fibre dosage was shown as 50 kg/m³. This is obviously dependent on aggregate types available, mix design and segment design.
- Concrete maturity plays a major role in the performance of fibre segments. This is mainly due to continued local bond strength development. Although this is not a surprising result, due cognisance of this aspect should be taken when planning a segment production schedule. The rebar type segments by virtue of their overall performance characteristics are not as susceptible to concrete maturity as their fibre counterparts. This is important in that production planning is often based on installation of segments at early concrete maturities. An age limit of at least 28 days should be imposed.
- Fibre in general will enhance the torsion (and indeed the shear) performance of concrete.

9.2 VWSG Results

Regression analyses of the stress/strain relationships for the test segments were done to establish Young's Moduli which in turn were used to convert measured strains into working stresses.

Overall 95th percentile working tensile stresses were calculated and divided into two categories, "Normal Tunnelling Conditions" and "Adverse Tunnelling Conditions". The working tensile stresses for "Normal Tunnelling Conditions", calculated as 4.4 MPa, were derived from the results obtained from the 60 kg/m³ and Light Rebar instrumented segments. The working stresses for "Adverse Tunnelling Conditions", calculated as 7.5 MPa, were derived from the results obtained from the Heavy Rebar instrumented segments.

10. INSTALLED SFRC RING TEST SECTIONS

Although the fibre segments exhibited limited post-crack loading and ductility when tested about the minor axis, it was acknowledged that the bolting of segments and adjacent rings would provide an end restraint condition somewhere between free and fully restrained (Load Cases I and IV). To determine the potential of SFRC segments in complete rings built into the tunnel, 4 test sections of 5 No rings each, reinforced with 40, 50 and 60 kg/m³ Type 1 fibre and 40 kg/m³ Type 1 fibre with one layer of 2.89 kg/m² mesh, were manufactured and installed. Although a 3 mm crack occurred in one of the 40 kg/m³ fibre segments, the ring remained stable. Six cracks of width less than 0.2 mm were detected on the 50 kg/m³ fibre segment rings and no cracks were detected on the 60 kg/m³ fibre segment rings. During the erection of the 5 ring 40 kg/m³ fibre and mesh segments, the rings were ironbound. The cracking recorded in these segments was consistent with conventional segment cluster cracking in width, position and frequency, which occurred in similar tunnelling conditions. Twelve cracks of 0.16 mm width were detected.

Based on the above and the test rig results on older segments, a 100 ring test section using 110 day old 50 kg/m³ Type 1 fibre segments were installed. During casting of the 500 segments and 100 keystones, about 5% were rejected due to excessive honeycombing and cracking. No segments failed during installation and most of the cracks detected became visible only 1 to 2 rings behind the leading ring. This position coincides with the start of the segment conveyor skids, which bear on the invert segments. In total 47 cracks were recorded on 38 segments of which more than half occurred when the TBM was advancing in iron-bound conditions. The cracks generally propagated the full segment depth, as later ascertained by water squeezing through during pressure grouting of the annulus. Although cracking of reinforced concrete is undesirable due to rebar corrosion and resultant spalling, it is not considered to be a problem with SFRC segments as the fibres do not continue rusting, the volume increase of corroding fibres being minimal.

11. COST STUDIES

11.1 SFRS

A cost study on SFRS was done and compared with the costs of traditional mesh reinforced shotcrete to prove the economic viability thereof. The results are given in Table 8 below.

Shotcrete Thickness	Shotcrete Type Indicative Cost Index				
	30 kg/m ³ SFRS	40 kg/m ³ SFRS	45 kg/m ³ SFRS	50 kg/m ³ SFRS	Ref. 193 Mesh
75 mm	56	69	76	83	100
100 mm	91	108	117	126	117
125 mm	125	147	158	169	134
150 mm	160	185	199	212	151
200 mm	228	264	281	299	185

Table 8: Cost Indices for SFRS and Mesh Reinforced Shotcrete.

The major advantages of SFRS include savings on cycle time, the elimination of the necessity of dangerous and troublesome fixing of mesh to the rock surface and the resultant shadow effect of the mesh.

11.2 SFRC

Cost studies were also done on the comparative costs of segment production and are summarised in Table 9.

The above indices for the fibre segments include for the additional cost of CSF and increased superplasticiser requirements.

As for the SFRS study, the indices do not take into account possible savings afforded by the use of steel fibre in establishment and overhead costs, both fixed and time related, such as

- (a) reduced labour requirements and,
- (b) reduced factory floor area and site storage area requirements.

12. CONCLUSIONS

SFRC as it stands today is a sophisticated concrete application requiring specialised knowledge of concrete mix design and characteristics of mature SFRC as well as a clear understanding of the application for which SFRC will be used.

SFRC mix design is of paramount importance. Factors such as fibre dimensions and aspect ratios, maximum aggregate size, aggregate shape, continuous aggregate grading, fine aggregate to coarse aggregate ratio, water/cement ratio and admixtures need to be carefully evaluated as these play a significant role in the performance of fresh and

mature SFRC. In addition it was confirmed that CSF plays a supporting role in ensuring proper integration of the fibre in fresh SFRC and improves density and durability of mature SFRC. Aggregate characteristics and water/cement ratio requirements may also be a limitation with regard to optimum fibre dosage and fibre aspect ratio.

The same principles apply to the mix design of steel fibre reinforced shotcrete as to concrete above. The main differences are:

- (i) The length of the steel fibres should be limited to 30 mm due to limitations of the mechanical equipment presently available.
- (ii) Liquid accelerator should replace most of the superplasticiser.
- (iii) Depending on local circumstances, steel fibre shotcrete dosages should not exceed 45 kg/m³ to ensure economic benefit. Furthermore, it is also possible that higher dosages will increase rebound, which may possibly be reduced by increasing the CSF content to 10-15% of the mass of the cement.

The results of this work indicate that SFRC at a dosage rate of 50 kg/m³ can be used in structural elements with maximum design tensile stresses not exceeding 5 MPa. The superior Shear Modulus of SFRC elements is such that torsion and even possibly shear reinforcement can be eliminated in most instances. Unfortunately the above design guidelines depend entirely on the fibre dosage, fibre type used and the age of the structural element when load is applied. Performance in tension is directly related to fibre strength, fibre anchorage and element age. Age can be expected to contribute in the order of 10% strength gain for every 20 day increase in age. The limit of this strength gain was determined at about 100 days, depending on the mix design.

The replacement in full or in part of crack control rebar reinforcement, if economically viable, may be an attractive option in certain applications.

Improved UCS values of SFRC over plain concrete offers the opportunity to replace, in full or in part, rebar reinforcement in structural members subjected to axial compression loading.

Based on the experience gained it is considered that regular systematic quality control measures of SFRS and SFRC at a reasonable cost can be achieved, and must be set up. During the pre-construction period, the Contractor should submit test results from the following three test methods:

- (i) Standard cube compressive UCS and splitting tensile tests at 7 and 28 days.
- (ii) Core tests from panels tested at 7 and 28 days, in the case of shotcrete.
- (iii) A set of 6 beam tests, three at 7 and three at 28 days.

After approval of the trial mix for production the target strengths would be established and compliance enforced. The following frequencies of testing were used successfully:

- (i) Every day, from each application area, 12 cubes was made. Three each were tested for compressive and tensile strengths at 7 and 28 days (SFRS and SFRC).
- (ii) For SFRS testing panels were sprayed at every 10m of tunnel advance. Six cores were cut, three were tested at 7 days and three at 28 days.
- (iii) At every 100 m two panels were sprayed, from the second panel 6 beams of 350x100x100 mm were cut and tested according to ASTM-1018-89 at 7 and 28 days.

The economic viability of SFRC will depend to a large extent on the cost of the fibres, which may be expected to drop relative to rebar with increasing use and acceptance. Other factors include such local conditions as cost of labour, availability of experienced staff and the use of suitable equipment. Concreting cycle times, for example, may be reduced by the reduction in the amount of bar reinforcement.

13. RECOMMENDATIONS

The use of SFRC can provide innovative solutions to many concrete problems. Unfortunately the advantages of SFRC are presently not fully exploited because of the lack of recognised Codes of Practice and the high cost of on-site application specific testing programmes.

Codes of Practice similar to the BS and DIN codes for reinforced concrete need to be developed in order to standardise and popularise the use and application of SFRC. Codes of Practice in use today are generally based on the Limit State design method whereas it is considered that SFRC design would be more appropriately based on an elastic design method.

14. ACKNOWLEDGEMENTS

The authors wish to thank the following organisations for their support and contributions during the course of the SFRS and SFRC Development Programmes.

- (a) Trans-Caledon Tunnel Authority (TCTA).
- (b) Highlands Delivery Tunnel Consultants (HDTc).
- (c) HMC Tunnelling Venture (Hochtief, Marti, Concor).
- (d) Portland Cement Institute of South Africa.
- (e) Prof. R. N. Swamy, University of Sheffield, UK.

The authors also wish to thank TCTA for their permission to publish this paper.

15. REFERENCES

- (i) HDTC 1994 "Steel Fibre Reinforced Concrete Test Programme - Final Report", Unpublished.
- (ii) J. T. Oden, "Mechanics of Elastic Structures", McGraw-Hill, New York.
- (iii) A. J. S. Pippard and Sir John Baker, "The Analysis of Engineering Structures", Edward Arnold Ltd., London.
- (iv) Concrete Society of Southern Africa, November 1993, "Concrete Curing : Description, Method and Control".
- (v) EFNARC, 1996, European Specification for Sprayed Concrete.
- (vi) B. C. Viljoen, M. J. E. Neumann, F. Kubisch, Steel Fibre Reinforced Concrete for Precast Tunnel Segments - Mix Design and Full Scale Testing, 36 World Tunnel Congress / STUVA-Tagung '95, pp 279 - 289.

A kiállító bemutatkozik – *Exhibitors*

(alfabetikus sorrendben – *in alphabetic order*)

BEKAERT

BETONMIX Mérnökiroda Kft.

BETONÚTÉPÍTŐ Nemzetközi Építőipari Rt.

BVM Épelem Kft.

DANUBIUSBETON Kft.

Dekorbeton Kft.

Egri Útépítő Rt.

HÍRÖS-ÉP Kft.

Pfleiderer Lábatlani Vasbetonipari Rt.

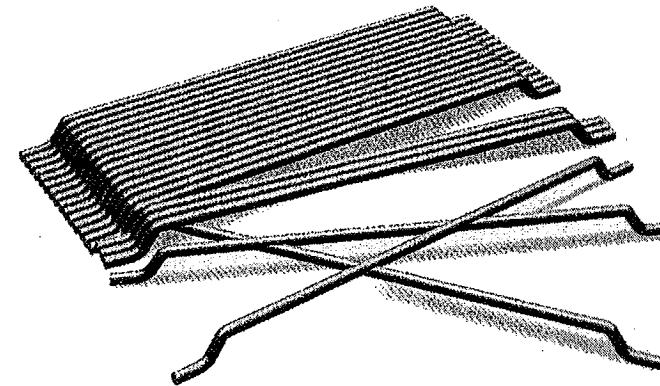
SKW-MBT Hungária Kft.

STABIMENT Hungária Kft.

TrefilARBED, Bissen SA

VULKÁN Kft.

ZOLTEK Rt.

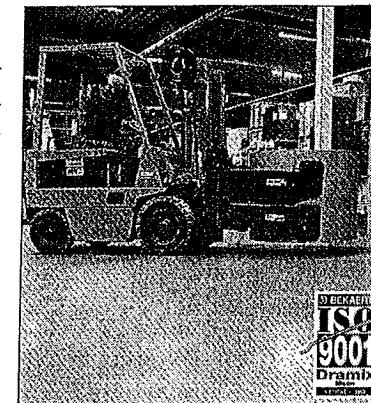


Dramix®

BETONERŐSÍTŐ ACÉLSZÁLAK

AZ EREDETI

DRAMIX® -
acéldrótszálak, a modern
idők betonerosztése ipari
padlókhöz és térbetonokhoz
a BEKAERT-től,
a világ legnagyobb huzal-
és huzaltermékgyártójától.
Mi minőséget és
színvonalas szolgáltatást
garantálunk Önnek!



DRAMIX® - acélszálak
a betonkeverékhez
adagolandók.
Az eredmény: homogén
háromdimenziós erősítés
tökéletes kihorgonyzással,
ami különlegesen nagy
szívósságot ad
a betonlemeznek.

@ BEKAERT

BEKAERT Információs Iroda
1085 Budapest, Mária u. 19.
Tel./Fax: (1) 318-7565
Mobil: (20) 953-0914

- ☐ kérem küldjön címemre **ingyenes** tájékoztatót
- ☐ kérem vegye fel velem a kapcsolatot személyesen

név _____

cég _____

cím _____

tel. _____



BETONMIX

M é r n ö k i r o d a K f t

1085 Budapest, Mária u. 19

T/F: (1) 318-75-65

M: (30) 900-35-52

Építőanyagok ipari padlókhöz, térbetonokhoz, magas- és mélyépítési szerkezetekhez, műtárgyakhoz, előregyártott betonszerkezetekhez.

Építőanyagok közvetlenül a gyártótól, importőrtől, saját belföldi raktárról, vagy helyszínrre szállítva.

Állandóan bővülő termékpaletta:

- ⇒ Betonerősítő acélhuzalszálak
- ⇒ Hegesztett betonacélhálók, hidegen bordázott betonacélok
- ⇒ Porszórásos kopásálló bevonatok (KOMATIT, TRESIT-KOM)
- ⇒ Betonadalékszerek, utókezelőszerek, párazárók, tapadóhidak, felületi impregnálószerek, esztrichadalékok, építési segédanyagok, polipropilén szálak, betonjavító anyagok (STABIMENT)

Termékeinkkel kapcsolatosan ingyenes mérnöki tanácsadás (méretezés, betontechnológia, tervezési és kivitelezési tanácsadás az építési helyen is).

További információk: Csorba Gábor (mobil tel.: 30/900-3552)



NEMZETKÖZI ÉPÍTŐIPARI RT



ÉPÍTŐIPARI MESTERDÍJ

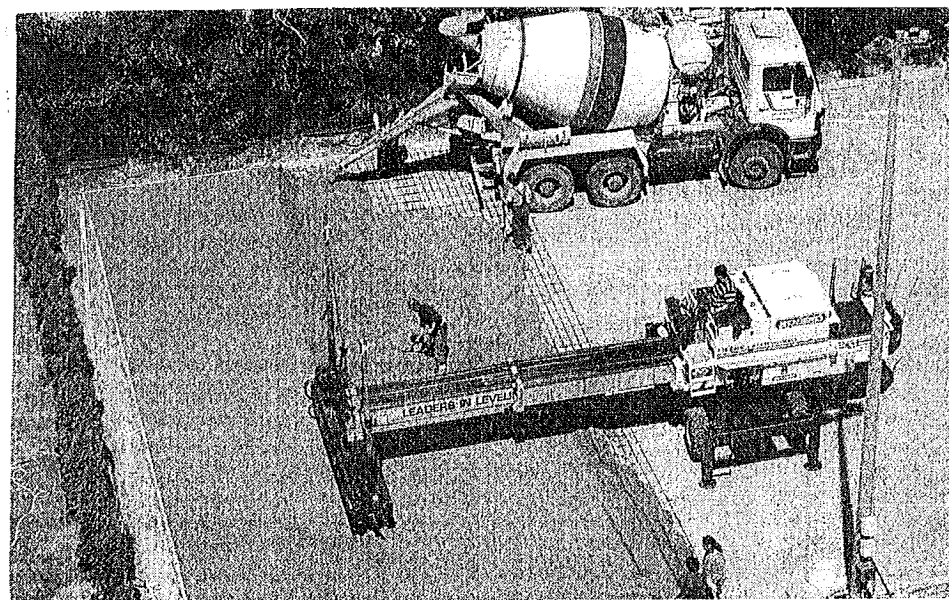
1 9 9 7

SZERKEZETÉPÍTŐ IGAZGATÓSÁG

1185 Budapest, Férihegy

Telefon: 296-8560, 296-8571, 295-2622

Telefax: 294-9834



Cégünk évek óta aktív résztvevője a hazai ipari padlóépítésnek. Jelentős tapasztalattal rendelkezünk mind acél-, mind fibrin szálak szerkezetek kivitelezésében.

Nagy pontosságú és nagyteljesítményű (300 m²/óra) lézervezérelt Laserscreed gépláncunkkal, Somero típusú bevonat-adagoló gépünkkel és nagyfeszítávú, 2- és 3 tárcsás frissbeton csiszolóinkkal

ÁLLUNK MEGRENDELŐINK SZÍVES RENDELKEZÉSÉRE.

Németh Imre
igazgató

Tóth Ferenc
főmérnök



BETON ÉS VASBETON ELŐREGYÁRTÁS

Előregyártással kivitelezhető
kívánság szerinti egyedi létesítmények elemtervezése, kivitelezése

Design, implementation of elements of such individual objects – according to the requirement – which can be implemented by prefabrication

Lakásépítési elemek:

- Földmészerkezetek
- Falazóelemek, áthidalók
- Burkolóelemek, kerítéselemek stb.

Mély- és vízepítési termékek:

- Csatorna- és közműépítési elemek
- Alapozási szerkezetek
- Tároló- és alagútépítési rendszerek stb.

Közeledésépítési elemcsalád:

- Villamos- és vasútépítési elemek
- Közúti elemek és hídszerkezetek
- Gépkocsitároló térelemek stb.

Vázszerkezeti elemek:

- Pillérek, gerendák, tetőpanelek
- Homlokzati falelemek stb.

Transzportbeton

Betonacél megmunkálás és szerelés

Flat-building elements

- Floors
- Wall-elements lintels
- Covering and fence elements, etc.

Products for civil and water engineering

- Prefabricated elements for channels and public utilities
- Basement structures
- Storing systems and systems for the construction of buildings, etc.

Element family developed for transportrelated building tasks:

- Elements to be used for the construction of tramways and Railways
- Road elements and bridge structures
- Special elements for garages, etc.

Framework elements:

- Pillars, beams, roof elements,
- Wall-elements for facades, etc.

Transport concrete

Reinforcement manufacturing

Márkaboltok * Brand outlets
H-1117 Budapest, Budafoki út 215.
Tel.: (36-1)205-6152, (36-1)205-6176
H-1214 Budapest, II. Rákóczi F. út 289.
Tel.: (36-1)276-9067

ÉPÍTKEZIK? RÁNK ÉPÍTSÉN!
ARE YOU BUILDING? BUILD ON US!



TRANSPORTBETON TÉRKŐ KAVICS

Transzportbeton:

DANUBIUSBETON Betonkészítő Kft.
1095 Budapest, Hajóállomás u.1.
Tiltárság: Tel./fax: 1/215-0874, 215-6317

Telephelyek: - 1095 Budapest, Hajóállomás u. 1.
Betonrendelés: Tel./fax: 215-5803, Tel.: 30/ 317-665
- 1037 Budapest, Bojtár u.76.
Betonrendelés: Tel./fax: 1/367-2635,
Tel.: 1/367-2604, 30/ 332-800
- 4400 Nyíregyháza, Tünde u. 10/a.
Tel.: 42/460-040, 30/432-392
- 3910 Tokaj, Bajcsy Zs. út Tel.: 60/313-240
- 4625 Győröcske, Béke út 10. (Záhony) Tel.: 60/ 338-633

DANUBIUSBETON DUNÁNTÚL Kft.
7634 Pécs, Pellérdi út 55., Tel./fax: 72/258-666, 72/258-668

Telephelyek: - 7634 Pécs, Pellérdi út 55. Tel.: 72/255-000
- 7630 Pécs, Álmós u. 3. Tel.: 72/314-814
- 7400 Kaposvár, Kanizsai út 56.
Tel./fax: 82/315-928, Tel.: 60/462-193
- 8000 Székesfehérvár, Seregélyesi út 94.
Tel./fax: 22/314-389, Tel.: 60/361-211
- 8000 Székesfehérvár, Zámolyi út Tel.: 22/340-247
- 8800 Siófok, Marosi u. 20.
Tel./fax: 84/311-007, Tel.: 60/371-495
- 7800 Siklós, Gordisai u. 10. Tel.: 72/351-947
- 7700 Mohács, Budapesti országút 19. Tel.: 69/302-900
- 7100 Szekszárd, Sárviz u. 3.
Tel./fax: 74/411-738, Tel.: 60/390-555

DANUBIUSBETON-BAJA Kft.
6500 Baja, Szegedi u. 121.
Tel.: 79/326-606, Fax: 79/324-626

DANUBIUSBETON-KECSKEMÉT Betongyártó Kft.
6000 Kecskemét, Bajnok u. 3/a.
Tel./fax: 76/494-395, 76/494-396, Fax: 76/500-183

Térkő: ABETON TÉRKŐ RT.

Központ, termékgyártás
és eladás:
7634 Pécs, Pellérdi u. 55.
7615 Pécs, 15. Pf.: 16.
Tel.: 72/251-955, 72/251-790
Fax: 72/251-820

Termékgyártás és eladás
M7-70-es útkereszteződés
8003 Székesfehérvár, Pf.: 64.
Tel.: 22/310-480, 22/313-485
Fax: 22/310-481

Termékgyártás és eladás
3433 Nyékládháza
MEZÓPANEL, Debreceni u. Pf.: 2
Tel.: 46/391-555, 46/391-008,
Fax: 46/391-353

Bemutatóterem és eladás:
1095 Budapest IX.
Hajóállomás u. 1.
Tel./fax: 1/216-2400

Kavics:

Readmymix
Délegyházi Kavicsbánya Kft.
2337 Délegyháza,
Tel.: 24/212-042, Tel./fax: 24/212-104
Levél cím:
1033 Budapest, Hévíz út 4/a.

TRANSBETON-HUNGÁRIA
Betonkészítő Kft.
9200 Mosonmagyaróvár,
Engels Frigyes u. 10.
Tel.: 96/216-545, Tel./fax: 96/216-577

Kavicsbányák:
- 9353 Szárköld-kavicsbánya,
Tel.: 60/370-110
- 9200 Mosonmagyaróvár-Újduvar
kavicsbánya
Tel.: 60/372-200

READYMIX ZALA Betongyártó Kft.
8900 Zalaegerszeg, Zrínyi u. 22. Tel./fax: 92/313-338, 92/326-930

Telephelyek: - 8900 Zalaegerszeg, Zrínyi u. 22.
Tel./fax: 92/313-338, 92/326-930
- 8360 Keszthely, Ceapás út Tel./fax: 83/312-242
- 8800 Nagykanizsa, Vár u.6. Tel./fax: 93/310-430
- 9970 Szentgotthárd, Füzesi u. 11. Tel./fax: 94/382-690

DANUBIUSBETON-SZOLNOK Kft.
5007 Szolnok, Panel út 7.
Tel./fax: 56/412-359, Tel.: 56/412-358, 60/ 533-887

TRANSBETON-HUNGÁRIA Betonkészítő Kft.
9200 Mosonmagyaróvár, Engels Frigyes u. 10. Pf.: 70.
Tel.: 96/216-545, Tel./fax: 96/216-577, Tel.: 60/372-074

Telephely: - 9400 Sopron, Somfalvi u. 14. Tel./fax: 99/312-150

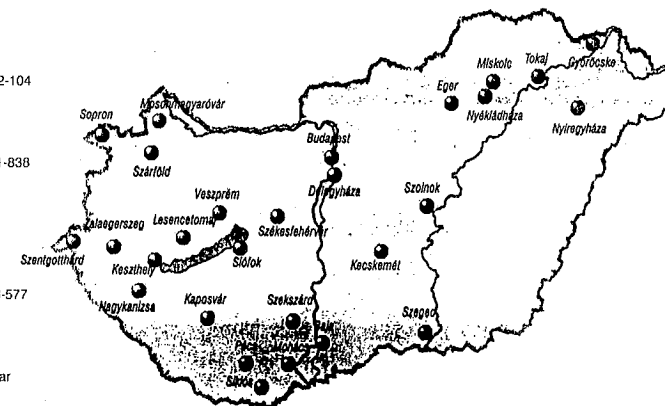
DANUBIUSBETON-VESZPRÉM Kft.
8206 Veszprém, Tűzár u. 91. Tel./fax: 88/404-902, Tel.: 30/460-538
Levél cím: 8200 Veszprém, Pf.: 907

READYMIX-RAPID Beton Kft.
3527 Miskolc, Sajószigeti u. 2.
Tel./fax: 46/345-412, 46/340-652, Tel.: 30/454-900

ROCKWELL-D Beton Kft.
1103 Budapest, Gergely u.112.
Tel./fax: 1/260-9555, Tel.: 1/260-0125, 20/323-958
Telephelyek: - 1103 Budapest, Gergely u. 112.
Tel./fax: 1/260-9555, Fax: 1/260-0125
- 1119 Budapest, Borszéki u. 22. Tel./fax: 06/1/206-5790

DANUBIUSBETON-EGER Kft.
3300 Eger, Sas út 94., Tel./fax: 36/410-872, Tel.: 30/350-425

TBG SZEGED BETONGYÁRTÓ Kft.
6728 Szeged, Cserje sor 7., Tel.: 62/460-666, Tel./fax: 62/465-563



BVM
ÉPELEM

ELŐREGYÁRTÓ ÉS
SZOLGÁLTATÓ KFT.

1117 BUDAPEST,
BUDAFOKI ÚT 215.
LEVÉLCÍM:
1502 BP. PF. 47.
TELEFON: 205-6151
TELEFAX: 205-6155

E-mail:
bvmpelem@mail.datanet.hu
www.construnet.hu/bvm

DEKORBETON

AZ IPARI PADLÓTÓL A DÍSZBURKOLATIG

FIBRIN

beton-, műkö- és habarcskeverékekbe a helyszínen vagy üzemi körülmények között adagolható polipropilén műszál.

A Fibrin-adagolású keverék könnyebben és szebben bedolgozhatóvá, az elkészült szerkezet és termék gyorsabban kiszaluzhatóvá, repedésmentessé, fagyállóbbá, ütés- és kopásállóbbá válik, mint műszál adagolás nélkül készült társaik.

FIBRIN 23 10-20 mm-es szemnagyságú adalékanyaggal kevert betonba

FIBRIN 623 Habarcsba, 2-3 cm szerkezeti vastagságú műköbe

FIBRIN 323 Betonfelület hibáinak javításához felhasznált glettekbe

Ára: **2.000,- Ft**/zsák + ÁFA

Adagolás: 1 zsák (0,91 kg) / m³

SAJÁT GYÁRTÁSÚ IPARI BURKOLATAINK

Szórt ipari padló

Cement-esztrich ipari padló

Műgyanta-esztrich ipari padló

Cementes szikramentes ipari padló

Műgyantás szikramentes ipari padló

Terrazzó

Javító műgyanta glett

Betonimpregnáló

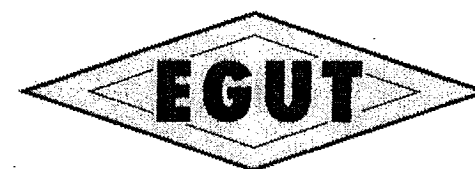
Vizes máz

1999-ben is 1998-as árakon!

Forgalmazza: **DEKORBETON KFT**

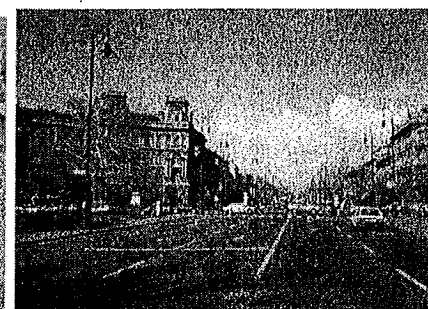
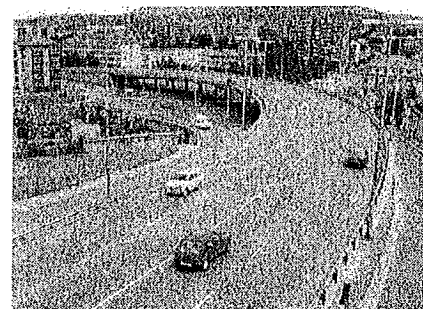
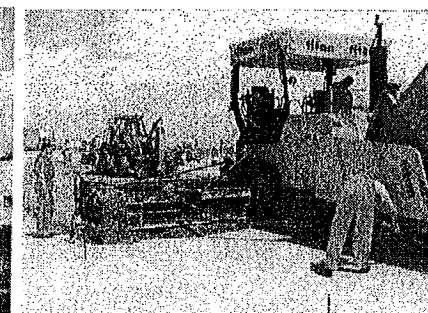
1148 Budapest, XIV., Fogarasi út 16.

Tel./fax: 220-86-63



Egri Útépítő Rt.

A COLAS CSOPORT TAGJA



Központ: 3300. Eger, Deák F. u. 49. Tel: 36/411-266, 411-401, Fax: 410-751, E-mail: egut@mail.maty.hu

TEVÉKENYSÉGÜNK FŐ IRÁNYAI

Útépítés, útfelújítás, burkolat megerősítés, felületi bevonatok, műtárgyak kivitelezése, közmű és mélyépítés, nagytömegű földmunkák, környezetvédelmi létesítmények, magas és mélyépítési létesítmények építése és felújítása, termékgyártás(kevert beton, aszfalt, bitumen emulzió) és értékesítés, gépkölcsönzés, minőségvizsgálat és minőségellenőrzés

TERÜLETI FOMÉRNÖKSÉGEINK

10.sz. 3300 Eger, Raktár u. 2. Tel/fax:36/411-955, 36/413-153	20.sz. 9021 Győr, Amadé L. u. 1. Tel/fax:96/317-058	30.sz. Gyöngyös, Csalogány u. 15/a. Tel/fax:35/378-028, 35/378-459
40.sz. 3527 Miskolc, József A.u.45. Tel/fax:46/352-045, 46/326-688	50.sz. 1751 Budapest, Szikratáviró u. 8. Tel/fax:277-9637,276-9974,276-3735	70.sz. 3300 Eger, Baktai út Tel/fax:36/411-030,411-284

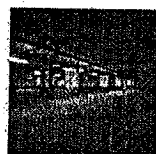
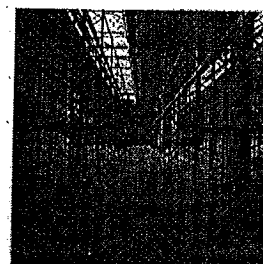
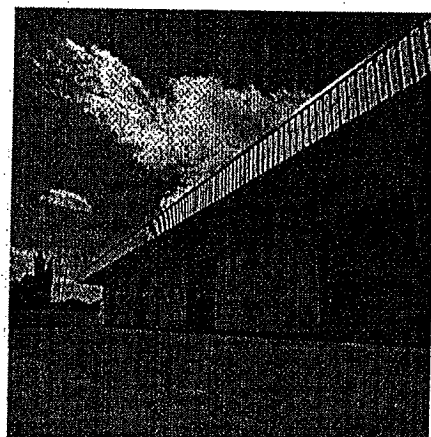
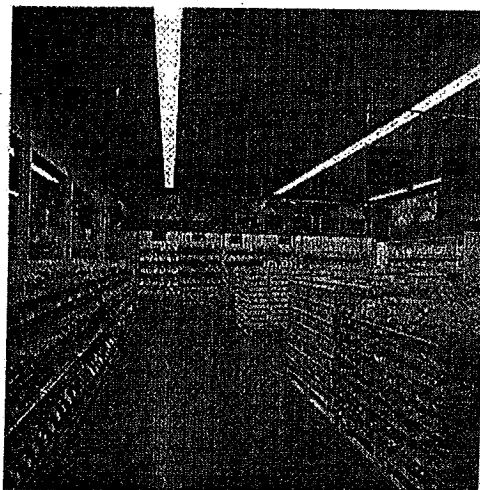
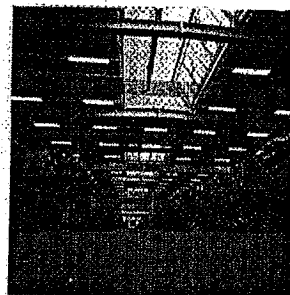
TELEPHELYEINK ÉS KEVERŐTELEPEINK

Központi telephely Eger, Baktai út Tel/fax:36/411-030	Keverőtelephely Eger, Baktai út Tel/fax:36/465-051	Emulzió telephely Gyöngyös, Karácsondi út Tel/fax: 37/311-245
Keverőtelephely Nógrád, Kővesd Tel/fax:35/378-459,378-028	Keverőtelephely Budapest, XXI. Szikratáviró u.8. Tel/fax:277-9637	Keverőtelephely Sárvár Tel:30/529-556





hiros-ép



Szolgáltatásaink:

SZERKEZETÉPÍTÉS, ezen belül a mélyépítési, magasépítési monolit vasbetonszerkezetek készítése, utak, térburkolatok, **SPECIÁLIS IPARI PADLÓK ÉPÍTÉSE**:

Acélhajjal és polipropilén szállal megerősített padlók.

Vezetéköképes és szikramentes padlók

Mezőgazdasági és élelmiszeripari különleges igényeket kielégítő speciális padlók

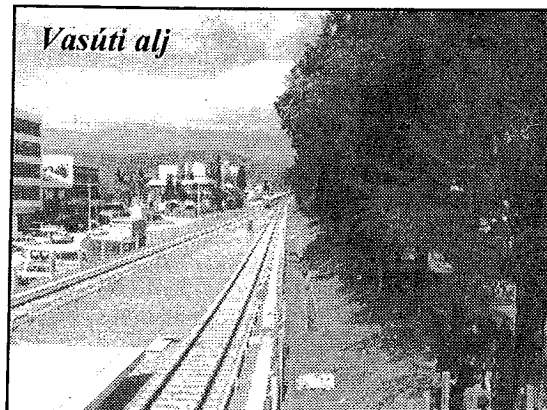
A szabvány előírásainak megfelelő fugaképzések.

Színezett padlók

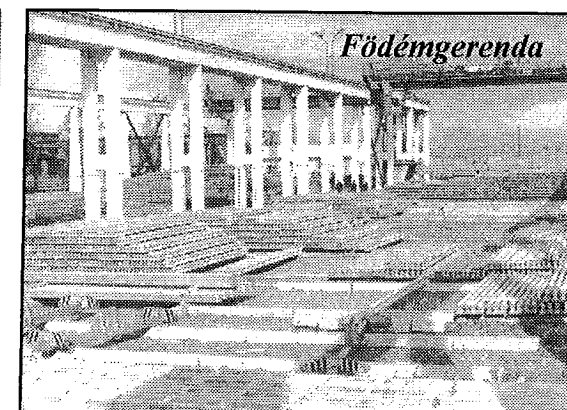
DIN 18202-15185 számú szabványának megfelelő előírás



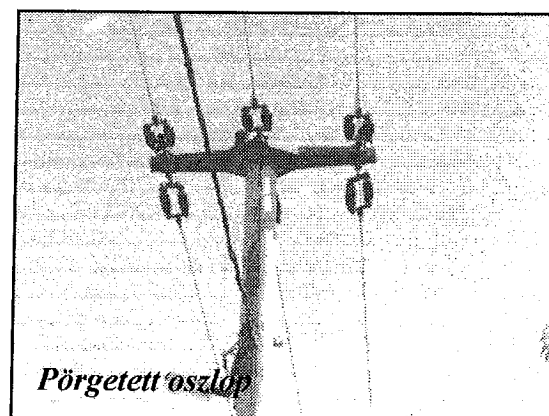
H-6000 Kecskemét, Bajnok u. 3. Telefon (36) 76/501-010; 501-020, 501-030, fax: (36) 76/ 494-397
E-mail: hiros-ep@mail.mantav.hu Http://www.hiros-ep.hu



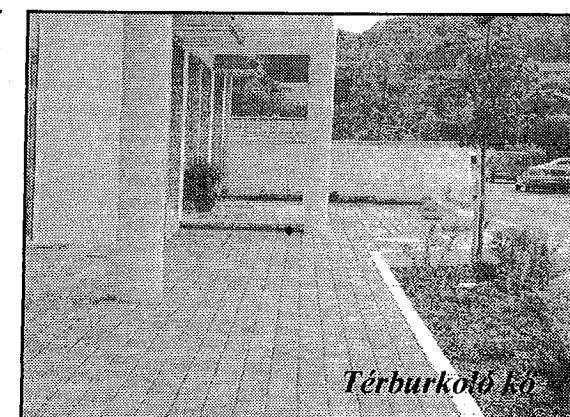
Vasúti alj



Födémgerenda



Pörgetett oszlop



Térburkoló kő

Postacím: 2541 Lábatlan, Rákóczi Ferenc út 1.

Telefon: Központ: (33) 361-411 Fax: (33) 361-401; (33) 362-751; (33) 361-996

Ért. o.: (33) 362-120 Tx: 27-538

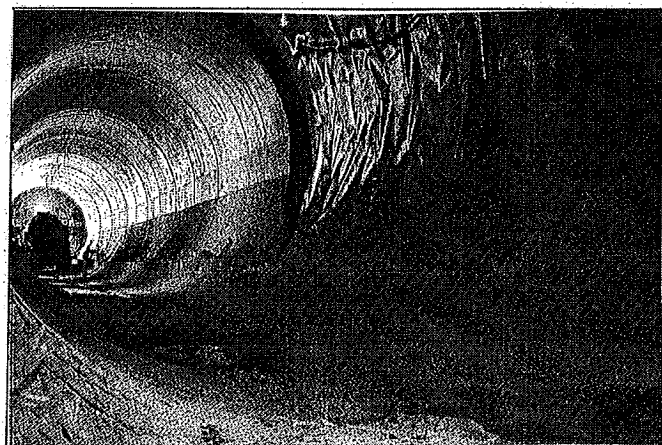
HAREX ACÉLSZÁLAK AZ ÉPÍTŐIPARBAN

Harex acél- és Polycron műanyag szálak a cement kötőanyagú épületelemek, szerkezetek és építmények minden fajtájához alkalmazkodó minőségben.

Főbb típusok és felhasználási területek:

- ♦ SF 01/32 ipari padlókhöz, alaplemezekhez, pincefalakhoz
- ♦ ESF 02/20 esztrichekhez
- ♦ KSF 45/1,0 általánosan alkalmazható
- ♦ KSF 60/1,0 szerkezeti elemekhez, szerkezetekhez
- ♦ HSCF 25 löttbeton technológiához

A Harex acélszál az építés és helyreállítás területén a minőségi beton készítésének nélkülözhetetlen tartozéka.



Magyarországon kizárólagosan az SKW-MBT Hungária Kft. forgalmazza. A cég munkatársai az alábbi helyeken és telefonszámokon állnak rendelkezésre:

Központ: 1107 Budapest, Szállás u. 5., Tel./fax: 262-6264, 260-9055

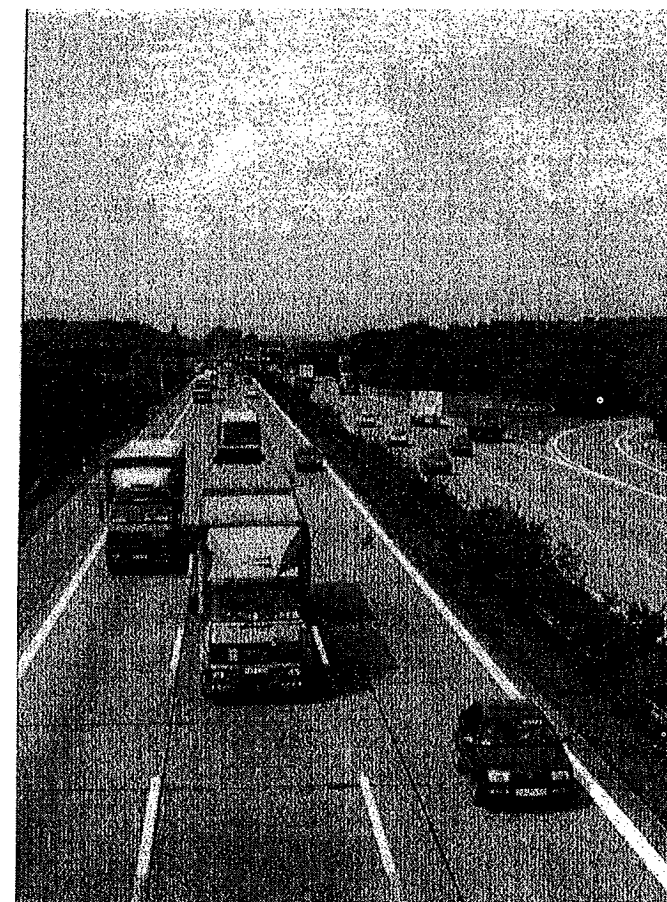
Raktár: 1107 Budapest, Szállás u. 3., Tel.: 261-0310

Területi irodák és raktárak:

- ♦ 8900 Zalaegerszeg, Wlassics Gyula u. 13., Tel./fax: (92) 314-350
- ♦ 4030 Debrecen, Monostorpályi u. 7., Tel./fax: (52) 471-761
- ♦ 9027 Győr, Puskás Tivadar u. 4., Tel./fax: (96) 310-555/111m.

Az 1995-ben alapított Stabiment Hungária Kft. a tartós, időálló betont és habarcsot gyártó üzemeknek, építőknek, építetőknek és a mindezt megálmodó tervezőknek nyújt segítséget, biztosít anyagokat és kínál szolgáltatásokat.

- Beton- és habarcs adalékszerek, kiegészítő anyagok, technológiák.



- Formaleválasztók, utókezelő szerek, javítóbetonok, ipari padlók stb.

Társaságunk ezekkel a kiváló és ellenőrzött minőségű, német gyártású termékekkel és alapanyagokkal kíván hozzájárulni a hazai épített környezet szebbé és tartósabbá tételéhez.

STABIMENT HUNGÁRIA Kft. - Vác, köhidpart dűlő 2.

H-2601 Vác, Pf.: 198. ☎ (36-27) 317-607 ☎ (36-27) 314-493

E-mail: stabiment@elender.hu



TREFIL ARBED

STAHL DRAHT FASERN vom Spezialisten und für jeden Zweck

TWINCONE 1/50

Egyenes acélhaj, kónikus véglehorgonyzással. Alkalmazás: hézagmentes valamint speciális padlózat, cölöpökkel megtámasztott padlózat, sík alaplemez és előre gyártott betonelemek esetében

TABIX 1/45 und TABIX 1/50

Hullámosított acélhaj. Alkalmazás: normál és hézagmentes ipari padlók (TABIX 1/50) esetében

TABIX+ 1/60

Hullámosított acélhaj. Alkalmazás: cölöppel megtámasztott alaplemez és hézagmentes ipari padlók esetében.

HE 1/50

Hajlított végű acélhaj. Alkalmazás: normál és hézagmentes ipari padlók esetében.

HE 0,7/30

Hajlított végű acélhaj. Alkalmazás: lövelt beton esetében.

WIREX 0,4X12.5 und WIREX 0,4X25

Acélhaj. Alkalmazás: trezoréplítés esetében

Gyártás és tanácsadás:

Trefil ARBED Bissen s. a.
Boite Postale 16
L - 7703 BISSEN
Tel. +352-835772-1
Fax. +352-835698

Eladás:

MG - STAHL Kereskedelmi Bt.
Szentmihályi út 7. III/11.
H - 1144 BUDAPEST
Tel. +36-1-2204716
Fax. +36-1-2204716

ARBED
GROUP

ÉPÍTŐIPARI SZÁLTECHNIKA

FORTA-FIBRE® műanyagszálas beton

Olcsóbb - Jobb - Szálháló a betonban

Alternatíva a magas- és mélyépítésben!

30 év tapasztalat az USA-ban

1997 óta Magyarországon



Kizárólagos magyarországi forgalmazója:
VULKÁN KFT., 1024 Budapest, Lövőház u. 29.
Tel/Fax: 212-4481, 316-9248



A Zoltek Rt. erősítő szálként az építőipar, gumipar és papíripar számára gyártja MAVIFLOCK márkanévű termékeit, melyet PR-014-00 és PR-812-00 típusban állít elő.

A MAVIFLOCK rövid vágású akrilszál, melynek alapanyaga akrilnitrilből és kisebb mennyiségű ko-monomerekből előállított kopolimer.

MAVIFLOCK - PR-014-00 szál tulajdonságai

Sűrűség	1.18 g/cm ³
Átlagos fajlagos szakítóerő	400 N/mm ²
Nyúlás	22-26 %
Zsugorodás	<2 %
Szálfinomság	1.6 dtex
Young modulus	7000 N/mm ²
Keresztmetszete	kutyacsont alakú
Szálátmérő	18μ
Vágási hosszúság	1-4 mm inhomogén
Vegyszerállóság	jó
Napfény és időjárás-állóság	rendkívül jól ellenáll a napfény és az időjárás hatásának
Vízállóság	vízben oldhatatlan, hidrolízisnek ellenáll
Sav- és lúgállóság	1-13 pH tartományban stabil
Hőállóság	nem olvad, rövid ideig 200° C-ig, tartósan 140° C-ig

MAVIFLOCK - PR-812-00 szál tulajdonságai

Sűrűség	1.18 g/cm ³
Átlagos fajlagos szakítóerő	400 N/mm ²
Nyúlás	22-26%
Zsugorodás	<2 %
Szálfinomság	1.6 dtex
Young modulus	7000 N/mm ²
Keresztmetszete	kutyacsont alakú
Szálátmérő	18μ
Vágási hosszúság	8-12 mm inhomogén
Vegyszerállóság	jó
Napfény és időjárás-állóság	rendkívül jól ellenáll a napfény és az időjárás hatásának
Vízállóság	vízben oldhatatlan, hidrolízisnek ellenáll
Sav- és lúgállóság	1-13 pH tartományban stabil
Hőállóság	nem olvad, rövid ideig 200° C-ig hőálló, tartósan 140° C-ig

Index

Balázs L. György, Dr.	1, 139, 151
Bálint Julianna, Dr.	122
Bölcskey Elmar, Ass. Prof.	37
Dombi József	248
Dulácska Endre, Prof.	194
Erdélyi Attila, Dr.	85
Erdélyi László, Dr.	139, 151
Große Christian U., Dr.-Geophys.	57, 69
Kausay Tibor, Dr.	97
Kovács Imre	139, 151, 171
Kovács Károly, Dr.	49
Kubisch Frank, Pr. Eng. C. Eng.	268
Lubich, Hartmut, Dipl.-Ing.	214, 235
Magyari Béla, Dr.	114
Neubert, Bernd Prof.	24
Orosz Árpád, Prof.	259
Polgár László	1, 229
Reinhardt, Hans W., Prof.	57
Scherpke, Gernot, Dipl.-Ing.	37
Viljoen, B. C., Pr. Eng.	268
Weiler, Bernd, Dipl.-Ing.	57, 69