

VASBETONÉPÍTÉS

CONCRETE STRUCTURES

JOURNAL OF THE HUNGARIAN GROUP OF **fib**



Dr. Almási József – Varvasovszky Péter

**EGY AUTÓIPARI
GYÁRTÓCSARNOK
TARTÓSZERKEZETI
TERVEZÉSÉNEK
TAPASZTALATAI**

74

Dr. Borosnyói Adorján

**BETONSZERKEZETEK
HELYSZÍNI RONCSOLÁSMENTES
VIZSGÁLATI EREDMÉNYEINEK
ÉRTÉKELÉSE GEOSTATISZTIKAI
MÓDSZERREL**

81

**CCC2015 konferencia -
Hainburg 2015**

85

Dr. Lublói Éva – Dr. Balázs L. György –
Kapitány Kristóf – Dr. Barsi Árpád –
Földes Tamás

**TŰZKÁROSODOTT
VASBETONSZERKEZET
VIZSGÁLHATÓSÁGA CT-VEL**

86

Czoboly Olivér – Dr. Balázs L. György
**SZÁLAK LEHETSÉGES
KÁROSODÁSA
BETONBAN VALÓ KEVERÉS
SORÁN**

91

SZEMÉLYI HÍREK

**Dr. Zsigovics István köszöntése
65. születésnapján**

96

2014/4

XVI. évfolyam, 4. szám

LÁBATLANI
VASBETONIPARI ZRT.



A Member of **RAIL.ONE** Group

A VASBETONELEM GYÁRTÓ



www.railone.hu
www.labatlanivasbeton.hu

Főszerkesztő:

Dr. Balázs L. György

Szerkesztő:

Dr. Träger Herbert

Szerkesztőbizottság:

Dr. Bódi István

Dr. Csíki Béla

Dr. Erdélyi Attila

Dr. Farkas György

Kolozsi Gyula

Dr. Kopecskó Katalin

Dr. Kovács Károly

Lakatos Ervin

Dr. Lublőy Éva

Madaras Botond

Mátyássy László

Polgár László

Dr. Salem G. Nehme

Telekiné Királyföldi Antonia

Dr. Tóth László

Vörös József

Wellner Péter

Lektorai testület:

Dr. Dulácska Endre

Királyföldi Lajosné

Dr. Knébel Jenő

Dr. Lenkei Péter

Dr. Loykó Miklós

Dr. Madaras Gábor

Dr. Orosz Árpád

Dr. Szalai Kálmán

Dr. Tassi Géza

Dr. Tóth Ernő

(Kéziratok lektorálására más

kollégák is felkérést kaphatnak.)

Alapító: a **fib** Magyar Tagozata

Kiadó: a **fib** Magyar Tagozata

(**fib** = Nemzetközi Betonszövetség)

Szerkesztőség: BME Építőanyagok és

Mérnökgeológia Tanszék

1111 Budapest, Műegyetem rkp. 3.

Tel: 463 4068 Fax: 463 3450

E-mail: fib@eik.bme.hu

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

Az internet verzió

technikai szerkesztője: Czoboly Olivér

Tervezőszerkesztő: Halmai Csaba

Nyomdai kivitelezés: Navigar Kft.

Egy példány ára: 1275 Ft

Előfizetési díj egy évre: 5100 Ft

Megjelenik negyedévenként

1000 példányban.

© a **fib** Magyar Tagozata

ISSN 1419-6441 online ISSN: 1586-0361

Hirdetések:

Külső borító: 220 000 Ft+áfa

belső borító: 180 000 Ft+áfa

A hirdetések felvétele:

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

Címlapfotó:

Infinity Tower Dubai Marina

Foto: Dr. Balázs L. György

TARTALOMJEGYZÉK

- 74** Dr. Almási József – Varvasovszky Péter
EGY AUTÓIPARI GYÁRTÓCSARNOK TARTÓ-SZERKEZETI TERVEZÉSÉNEK TAPASZTALATAI
- 81** Dr. Borosnyói Adorján
BETONSZERKEZETEK HELYSZÍNI RONCSOLÁS-MENTES VIZSGÁLATI EREDMÉNYEINEK ÉRTÉKELÉSE GEOSTATISZTIKAI MÓDSZERREL
- 85** **CCC2015 KONFERENCIA - HAINBURG 2015**
- 86** Dr. Lublőy Éva – Dr. Balázs L. György – Kapitány Kristóf – Dr. Barsi Árpád – Földes Tamás
TÚZKÁROSODOTT VASBETONSZERKEZET VIZSGÁLHATÓSÁGA CT-VEL
- 91** Czoboly Olivér – Dr. Balázs L. György
SZÁLAK LEHETSÉGES KÁROSODÁSA BETONBAN VALÓ KEVERÉS SORÁN
- 96** **SZEMÉLYI HÍREK**
Dr. Zsigovics István köszöntése 65. születésnapján

A folyóirat támogatói:

Vasúti Hidak Alapítvány, Duna-Dráva Cement Kft., ÉMI Nonprofit Kft.,
A-Híd Zrt., MÁV Zrt., MSC Mérnöki Tervező és Tanácsadó Kft.,
Lábatlani Vasbetonipari Zrt., Pont-Terv Zrt., Swietelsky Építő Kft., Uvater Zrt.,
Mélyépterv Komplex Mérnöki Zrt., Hídtechnika Kft.,
Betonmix Mérnökiroda Kft., CAEC Kft., SW Umwelttechnik Magyarország Kft.,
Union Plan Kft., DCB Mérnöki Iroda Kft.,
BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszék,
BME Hidak és Szerkezetek Tanszék

EGY AUTÓIPARI GYÁRTÓCSARNOK TARTÓ-SZERKEZETI TERVEZÉSÉNEK TAPASZTALATAI



Dr. Almási József - Varvasovszky Péter

A cikk egy autóipari gyártócsarnok tervezése során felmerülő felszerkezeti alternatívák tanulságaival, illetve a megvalósításra kiválasztott acél térrácsos szerkezet érdekesebb tervezési kérdéseivel foglalkozik, bemutatva azokat a célszerű tervezési lépéseket (lásd HOAI) és tartalmakat, amelyek elvezetnek egy optimális szerkezet kialakításához.

Kulcsszavak: acél térrács, acél rácsostartó, előregyártott vasbeton vázszerkezet, befogott oszlopok, tervezés tűzterhelésre, tervezés földrengrésre

1. BEVEZETÉS

Cégünk, az APSE Kft mintegy **90.000 m² alapterületű autóipari gyártócsarnok** tervezésében vett részt felelős statikus tervezőként, együttműködve a német OPB generáltervező céggel és magyar építész partnerirodájával, az Óbuda ÁMTI-val.

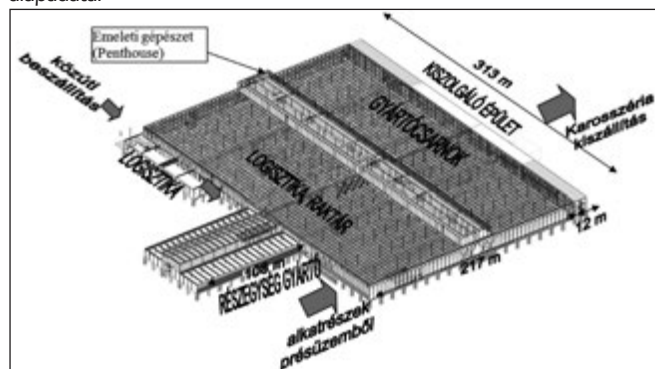
A beruházás részeként egy 313×217 m befoglaló méretű, 12 m tiszta belmagasságú gyártócsarnok, ehhez kapcsolódó részegység gyártó csarnok, kisebb logisztikai csarnok és egy háromszintes szociális kiszolgáló épület épült meg (1. ábra).

Jelen cikk a gyártócsarnok és a vele azonos szerkezettel készült logisztikai raktár szerkezetének tervezésével foglalkozik.

A **gyártócsarnokban** különböző típusú személyautók karosszériaelemeinek összeszerelése történik. Az egymással összefüggő gépek, gyártási láncok elhelyezéséhez nagy szabad tér szükséges, így alapvető igény volt a minél nagyobb támaszköz biztosítása. A csarnokban mintegy 60.000 m² területen összeszerelés folyik, míg a fennmaradó területen logisztikai raktárak kaptak helyet. A logisztikai területen részint a karosszériagyártás alapanyagául szolgáló lemezdarabokat, részint a már elkészült részegységeket raktározzák, illetve a robotok, gépek működéséhez szükséges segédanyagokat tárolják. Az anyagok és a gyártáshoz szükséges részegységek továbbítása érdekében a gyártóterület felett egy közbenső szint készült, amelyen szállítórendszer épült ki.

A gyártócsarnok középvonalában egy kiemelt, emeleti szinten 20 m széles sávban a csarnok teljes hosszában gépészeti épületrészt helyeztek el, ahol a csarnokot ellátó nagyméretű gé-

1. ábra: A gyártócsarnok és kiszolgáló épületeinek térbeli vázlata és alapadatai



pészeti berendezések, elsősorban szellőzőgépek kaptak helyet.

Mindezek a funkciók befolyással voltak a csarnokszerkezet kialakítására.

A gyártócsarnok déli oldalára 73×108 m-es területen az összeszerelést kiszolgáló részegységeket gyártó részleg került.

A gyártócsarnok északi oldalán 12×313 m alapterületen háromszintes **kiszolgáló épület** épült, amely irodáknak, öltözőknek, oktatószobáknak, a gyárlátogatók számára info pontnak, karbantartó műhelyeknek, gépraktáraknak, gépészeti helyiségeknek ad helyet.

2. A TARTÓSZERKEZET-TERVEZÉSEL SZEMBENI KÖVETELMÉNYEK

A beruházó gondot fordított arra, hogy a tervezés kiindulási adatait minél pontosabban határozza meg, és ezzel segítse a tervezést.

Az előbb ismertetett funkciókból adódóan a gyártócsarnok tartószervezeti tervezése során figyelembe veendő legfontosabb követelményeket és alapadatokat az alábbiakban foglaljuk össze.

2.1 Geometriai adatok és elvárások

Tiszta belmagasság: 12,0 m

Raszter: 12×24 vagy 24×24 m.

Közbenső függesztett szint: cca. 8,0 m-en a szállítórendszer részére kiépítve 4×4 m-enként függesztési pontokkal.

Fugamentes padlószerkezet a ±0,00 szinten, hogy a gyártáshoz szükséges technológiák a padlón bárhol elhelyezhetők legyenek.

Bővíthetőség keleti és nyugati irányban.

2.2 Terhelhetőség

- **hasznos terhek:**
 - gépészeti helyiségekben: 6 - 10 kN/m²
 - a függesztett szinten kiépülő szállítórendszer: 2,5 kN/m²

(4×4 m-es hálózatban felfüggesztve) + gépészet 1,0 kN/m²

- tetőre telepítendő napelemek: 0,5 kN/m²
- a csarnok padlóján: 50 kN/m² egyenletesen megoszló és targonca közlekedésből adódó 70 kN koncentrált kerékterhelés 20×20 cm-es felületen
- irodákban, öltözőkben: 5,0 kN/m²
- **egyéb esetleges terhek:**
 - vízteher a tetőfelületen a lejtésmentes vízszigetelés következtében: 1,0 kN/m²
 - hőmérsékleti teher: 10 °C hőmérsékletingadozás csarnokon belül.

2.3 Technológiai adottságok

A gyártócsarnokba és a részegységgyártó csarnokba telepített technológia igen bonyolult gyártási folyamatot foglal magába, melyet a köréje épített szerkezetnek kellő „rugalmassággal” ki kell szolgálni. A technológiával kapcsolatos adottságokat az alábbiakban foglaljuk össze.

• A karosszériagyártás technológiai folyamata

Több mint 300 karosszéria lemezdarabból állítanak össze egy kész önördő karosszériát, illetve a karosszéria különálló részegységeit, úgymint ajtók, motorháztető, csomagtartó fedél stb.. A gyártáshoz szükséges lemezek a présüzemben meleg eljárással készülnek.

A lemezdarabokat ellenállásos ponthegeztéssel, ragasztással, lézeres hegeztéssel és védőgázos ívhegeztéssel kapcsolják össze. Az elemek összekapcsolása teljesen automatikusan, robotokkal történik. A kapcsolatok minőségét folyamatosan ellenőrzik, ami a hegesztési varratok ultrahangos minőségellenőrzését és az elemek geometriai ellenőrzését is jelenti.

Az egyes munkafázisok között a már összeépített elemeket a szállítórendszer automatikusan továbbítja. A szállítórendszer a gyártás felett, a kb. 8,0 m-en függesztett szintre épül ki. A 8 m-es szintre liftekkel kerülnek fel az egyes elemek és ott a szállítópályára rákerülve haladnak tovább a következő gyártási fázishoz. A kész karosszéria a részegységek beszerelését követően a finiser szalagra kerül, ahol a végső ellenőrzés és a festésre való előkészítés történik meg. Ezt követően egy hídon át kiépített szállítószalagon a karosszéria a festőüzembe kerül.

• Gépészeti igények

Mesterséges szellőzés, fűtött-hűtött levegő, nagyméretű szellőzőgépek elhelyezése, tűz esetén vészszellőzés, sprinkler rendszer, pinceszinten elhelyezett sprinkler központtal, vízellátás a szociális helyiségek és a gépek részére, tetőről esővíz elvezetés, szociális helyiségekből szennyvíz elvezetése, technológiai víz elvezetése

• Elektromos igények

Trafók elhelyezése, gépek, robotok, szállítórendszer energiaellátása, a tetőn napelemes betáplálás lehetősége

• Daruk

A gépészeti berendezések telepítéséhez és karbantartásához, továbbá a raktárak kiszolgálásához 1-5 t teherbírású daruk telepítésére volt szükség, amelyeket a közbelső födémre és a tetőfödémre kellett rögzíteni.

A fentiekben túl a magasépítésben szokásos terheléseket és követelményeket kellett figyelembe venni.

2.4 A tervezés szabványi környezete

Mivel a nevezett gyártócsarnok Magyarországon épült fel, így a tervezésnél elsősorban a vonatkozó MSZ EN szabványok alkalmazására volt szükség, figyelemmel a tudomány mai állására és az építés általánosan elismert szabályaira. A tartószerkezet előméretezéséhez az ajánlott anyagválasztáson túlmenően rendelkezésre állt az építési területre készített „Előkészítő talajvizsgálati jelentés” és a „Javírsík” kialakításának földmunkaterve.

3. ELŐTERVEZÉS – SZERKEZETI VÁLTOZATOK VIZSGÁLATA

A tervezés a HOAI-ban foglalt tervezői szolgáltatások szerint több lépcsőben haladt előre. Az előtervezés során a technológiai tervezés elkészültével tisztázódott az épületek funkcionális elrendezése.

Ezzel párhuzamosan a jelentős alapterületből és az összetett funkcióból adódóan több tartószerkezeti változat készült mind a felszerkezet, mind az alapozás kialakítására.

A következőkben a felszerkezet kialakításának vizsgált változatait mutatjuk be.

A gyártócsarnok 12×24 vagy 24×24 m-es raszterrel felelt meg leginkább a technológia követelményeinek.

A technológia által igényelt végleges elrendezésre három szerkezeti változat készült el:

- **előregyártott vasbetonszerkezet** 24×24 m-es raszterrel, 24 m-es főtartókkal, 6,0 m-enként elhelyezett 24 m-es fióktartókkal, illetve a szállítórendszer miatt alternatív változatként 4,0 m-enként elhelyezett fióktartókkal,
- **síkbeli rácsos acél tetőszerkezet** 24×24 m-enként elhelyezett vasbeton oszlopokkal, 24 méteres rácsos főtartókkal, illetve 6,0 m-enként elhelyezett rácsos szelemenekkel,
- **térbeli rácsos acél tetőszerkezet** 12×24 m-enként elhelyezett acél oszlopokkal, „két rétegű rács” 4×4 m-es hálózattal.

Az egyes alternatívák kialakításánál az alábbi **főbb szempontokat** kellett szem előtt tartani:

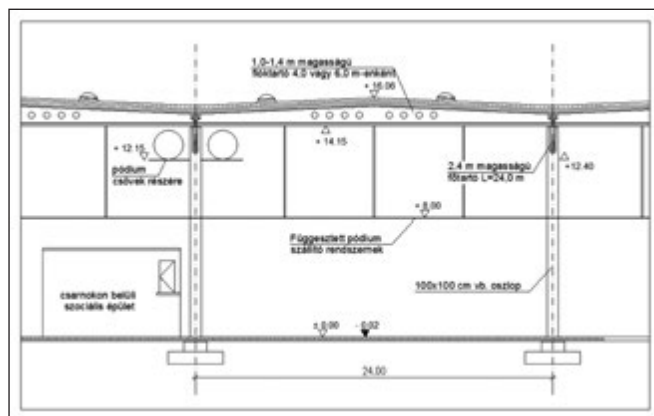
- a csarnok nagy méretei miatt a hőmozgás kérdése, dilatációs egységekre bonthatóság,
- a szerkezet és a technológia kapcsolata, a technológiát nem zavaró merevítés,
- az anyagválasztás kihatása a tűzvédelemre,
- a felszerkezet kihatása az alapozásra.

A három változat vázlatlattervi szintig készült el, amelyek alkalmasak voltak arra, hogy a megvalósítás költségeire költségbeecslés készüljön (DIN 276) és a lehetséges kivitelezőket pályáztassák, eltérően a Magyarországi gyakorlattól, ahol ez legtöbbször „hézagosan” kidolgozott engedélyezési dokumentáció birtokában történik. A következőkben ismertetjük az egyes változatokat.

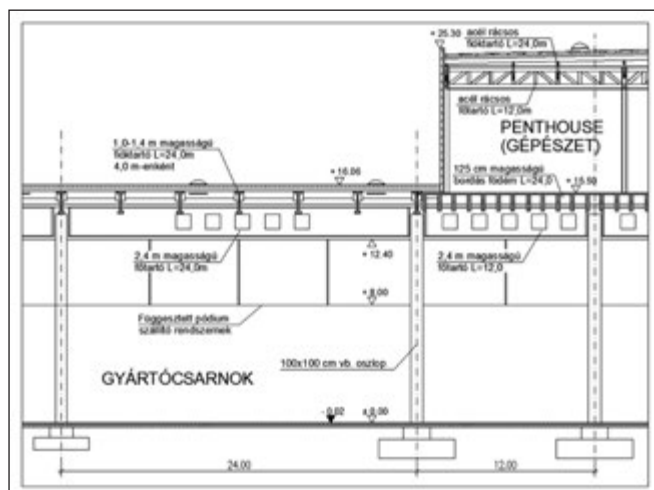
3.1 Előregyártott vasbeton szerkezeti változat

Az előregyártott vasbetonszerkezet esetében olyan „fugamentes” szerkezet alakult ki, amelyben nem készül dilatációs hézag, azonban egy 24×24 m-es alapegységen belül az előregyártott elemek rugalmas összekapcsolása a bekövetkező alakváltozásokat, elmozdulásokat számottevő gátlás nélkül lehetővé teszi.

A szigetelt tetőszerkezetre a téli-nyári hőingadozást figyelembe véve megközelítőleg 10 °C hőmérsékletkülönbség hat, amely 24 m hosszban 3 mm alakváltozást jelent. Ezt az alak-



2. ábra: A vasbeton változat vázlattervi metszete főtartóra merőlegesen



3. ábra: A vasbeton változat vázlattervi metszete főtartóval párhuzamosan

változást a főtartók, fióktartók alátámasztásához alkalmazott elasztomer saruk képesek elviselni. Ilyen mértékű mozgást a fióktartókra kerülő trapézlemez rugalmas rögzítése lehetővé tesz, illetve a PVC tetőszigetelés megfelelő részletmegoldásokkal szintén alkalmassá tehető a mozgás elviselésére.

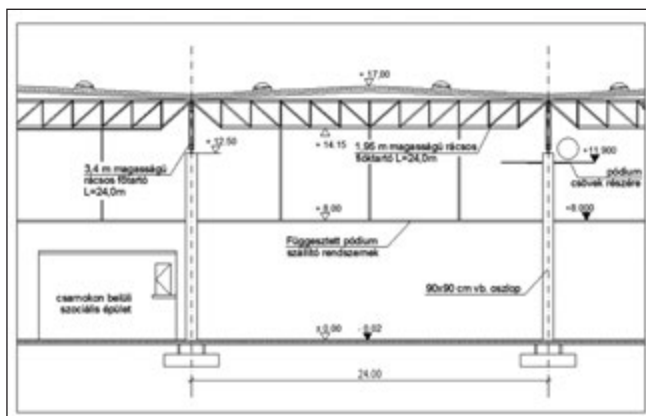
E szerkezeti megoldás szerint az alapozásba befogott vasbeton oszlopok biztosítják a merevítést, és a rájuk támaszkodó 24×24 m-es szerkezet térbeli merevségét.

A jelentős hasznos tehernek (függesztett teher) és ebből adódóan a földrengés miatti jelentős vízszintes tehernek kitett vasbeton oszlop szükséges keresztmetszeti mérete 1,0×1,0 m-re adódott. A 24 m-es főtartók 2,4 m magas, párhuzamos övű, feszített, előregyártott vasbeton gerendák voltak, a 24 m-es fióktartók pedig 1,0-1,4 m közötti változó magasságú, feszített tartók, amelyek a technológia függvényében 4,0 vagy 6,0 m-enként helyezkednek el. Mind a főtartókban, mind a szelemenekben a gépészeti csövek átvezetése érdekében nagyméretű áttörések voltak szükségesek. A csarnok közepén található Penthouse-résznél az oszlopoknak a közbenső födém 10 kN/m² hasznos terhelését is viselnie kellett, így itt az oszlopok 12×24 m-enként helyezkednek el, és a főtartók 12 m-re rövidültek. A közbenső födém a főtartókra támaszkodó, 1,25 m magas, sűrűbordás, feszített vasbeton szerkezetű. A Penthouse-szint oszlopai és lefedése acélszerkezetűek.

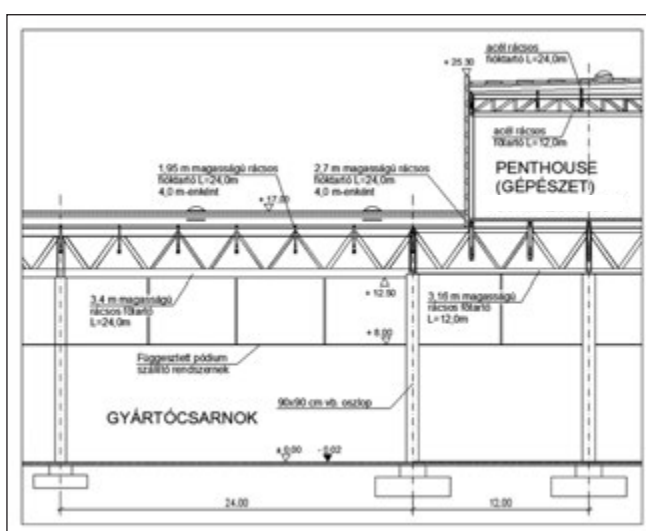
E változat esetén a tető felső síkja +16,0 m-re adódott.

A nagyméretű gépészeti csövek (szellőzés) a főtartókkal párhuzamosan haladnak, míg az ezeket keresztező kisebb vezetékek (sprinkler, víz, esőcsatorna) a szelemenekben kialakított áttöréseken keresztül, vagy a főtartók alatt.

A főtartók alsó síkja az alattuk vezetendő csővezetékek és a 12 m tiszta belmagasság biztosítása érdekében +12,40 m-re került.



4. ábra: A síkbeli acél rácsostartós változat vázlattervi metszete főtartóra merőlegesen



5. ábra: A síkbeli acél rácsostartós változat vázlattervi metszete a főtartóval párhuzamosan

A vasbeton tartószerkezeti rendszert a 2-3. ábrák szemléltetik.

3.2 Síkbeli rácsos acélszerkezeti változat

A 24×24 m-es kiosztású alátámasztásokra támaszkodó, síkbeli, acél rácsostartós változat esetében, a vasbeton változatnál már ismertetett módon, itt is „fügamentes” szerkezetet terveztünk. Ez ebben az esetben is azt jelenti, hogy a hőmérsékletváltozásból adódó hőmozgást az acélszerkezet csúszó kapcsolatok alkalmazásával, kényszerek nélkül képes felvenni. A szerkezet merevségét az alapozásba befogott oszlopok biztosítják.

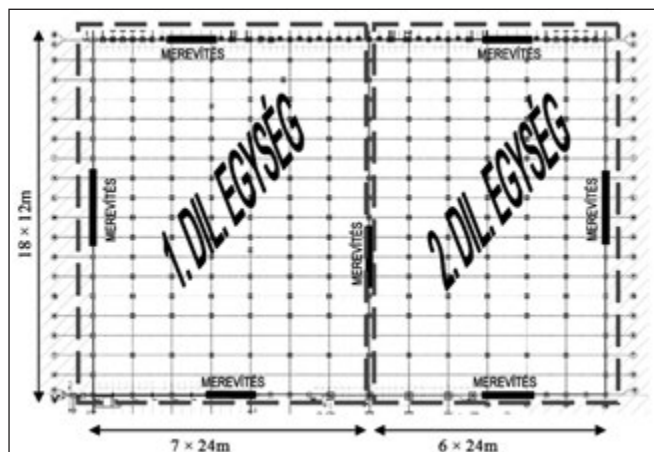
Optimális anyagfelhasználás esetén az acél rácsos szerkezet a vasbeton változathoz képest 1,0 m-rel magasabbra adódott, mivel a rácsos főtartó magassága 3,40 m, a 2,4 m magas vasbeton főtartóval szemben.

A gépészeti csövek vezetése hasonló rendszerben történik a vasbeton változatnál leírtakkal.

Az acél rácsos főtartók alsó és felső övét jellemzően HEB 600 szelvényekből, a fióktartók alsó és felső övei HEB 200 szelvényekből állnak. A tervezett tartószerkezeti rendszert a 4. és 5. ábrák szemléltetik.

3.3 Térbeli rácsos szerkezeti változat

A tervezett térrács 3,0 m állandó magasságú térbeli rúdszerkezet, amelynek jellemzője, hogy az alsó és felső síkon 4×4 m-es rendszerben, négyzetes hálózatot alkotó, derékszögű



6. ábra: A függőleges síkú merevítések elhelyezkedése

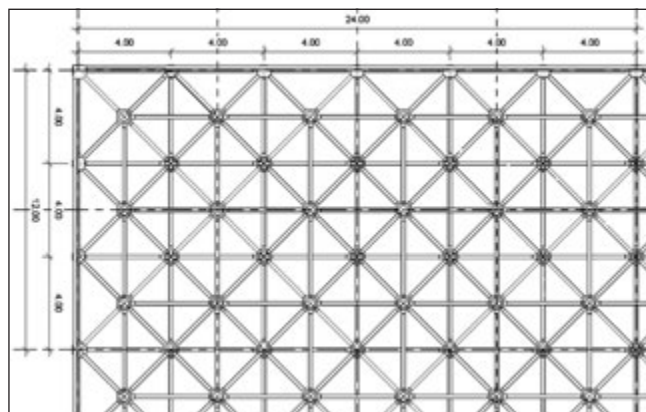
csatlakozású övrudak alkotta tartórendszer egymáshoz képest $\frac{1}{2}$ osztással van eltolva és így az alsó és felső csomópontokat ferde rácsrudak kötik össze. Az alsó és felső öv alkotta rétegek csomópontjai alaprajzilag 2×2 m-es raszterben helyezkednek el, így igen rugalmas függesztési rendszer kiépítését teszik lehetővé. A térbeli rúdrendszer alaprajzi részletét és metszetét a 7. és 8. ábra mutatja.

A térbeli rúdszerkezet alsó és felső övrúdjait, valamint rácsrúdjait is acél zártszelvények alkotják, amelyek anyagi-minősége S 355. Az övrudak általában QRO 160×6 és 160×8, míg a Penthouse-részen általában QRO 160×10, illetve 180×10 keresztmetszetűek. A ferde rácsrudak jellemzően QRO 150×5, illetve 160×10 keresztmetszetűek, de a nagyobb igénybevételű helyeken, illetve a merevítések környezetében ettől eltérő keresztmetszetek is előfordulnak.

Eltérően az előbbi alternatíváktól a szerkezetet acélszerkezetű oszlopok támasztják meg 12×24 m-enként QRO 400×12,5 mm-es szelvényekkel, illetve a Penthouse-rész alatt 500×490×20 mm-es keresztmetszettel. Az oszlopok karcsú ingaoszlopok, így a vízszintes erők teljes egészében a négy, függőleges síkú merevítésen adódnak át az alapozásra, és a hőmozgásból csak minimális mértékű kényszererők keletkeznek a tetőszerkezetben.

A térbeli rácsos szerkezeti változat esetében a szerkezet statikailag határozatlansága miatt nem volt célszerű a fuga-mentes szerkezet megvalósítása, ezért a térrácsos lefedést két, közel azonos méretű dilatációs egység készült (6. ábra). Az egyes dilatációs egységek merevítését a peremek mentén és a csarnok középvonalánál elhelyezett, függőleges síkú merevítéssel oldottuk meg (a 6. ábrán vastag vonallal jelölve).

A térrács rudak csomóponti kapcsolatai lemezekből vannak kialakítva. A csomópont alapeleme egy nyolcszögletű lemez, amihez az övrudak csavaros kapcsolatokkal vannak rögzítve. Az övrudak végei – a csavaros kapcsolat kialakítása miatt – speciális kialakításúak, nevezetesen a zártszelvényt lezáró homloklemezhez kettős laposvas-nyelvek csatlakoznak, melyek a csomóponti lemeze nyúlnak rá. A homloklemez és a



7. ábra: Térbeli rácsozás kialakítása, alaprajzi részlet

laposvas nyelvek hegesztéssel kapcsolódnak, a rudak bekötése csavarozott.

Az épület peremén a homlokzat lezárásához 4,0 m-enként HEA 280 falvázoszlopok kerültek be, amelyek talpgerendáról indulnak és egyben a térbeli rácsos szerkezet alsó csomópontjait is megtámasztják.

3.4 A felszerkezeti alternatívák összehasonlítása

A felszerkezeti alternatívák célszerűen a következő szempontok szerint hasonlíthatóak össze:

- egységnyi felületre eső anyagmennyiség és annak költsége
- a megtámasztó oszlopok rasztartávolsága
- a technológiai és az épületgépészeti rendszerek kiszolgálásához szükséges segédszerkezetek mennyisége, gyártási és szerelési ideje
- a szerkezet változtathatósága a technológia esetleges változása esetén

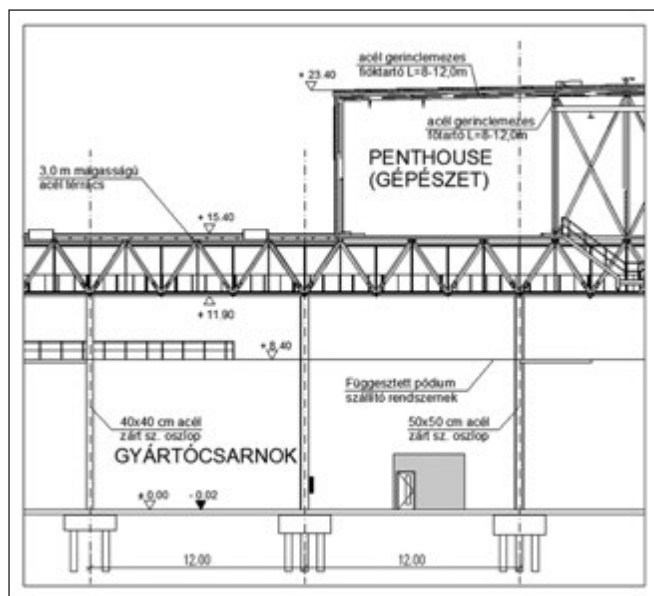
A három felszerkezeti változat tetőszerkezetének becsült anyagfelhasználását és az előre becsült létesítési költségét a táblázatban foglaltuk össze.

Pusztán szerkezeti szempontokat nézve a vasbeton változat határozottan kedvezőbb költséggel lett volna megvalósítható. Ha azonban azt is figyelembe vesszük, hogy a gépészeti csővezetékek, a függesztett közbenső szint kialakítása milyen további nehézségeket jelent, továbbá a vasbeton változat esetén a magasabb alapozási költségeket és a beruházó üzemeltetéssel kapcsolatos elvárásait is bekalkuláljuk, akkor a fent számított fajlagos költségek kiegyenlítődnek.

Az acél térbeli rácsos szerkezeti változat esetében a 12×24 m-es raszter nagyobb kötöttséget jelent az első két változat 24×24 m-es raszteréhez képest, mégis a térbeli rácsos szerkezet lehetővé teszi az oszlopok 4×4 m-es raszterben való áthelyezhetőségét viszonylag kis beavatkozással. Megjegyezzük, hogy ilyen oszlopáthelyezésre a gyártósor technológiai módosítása miatt már a kiviteli tervezés során is szükség volt.

Az előzőekben ismertetett alternatívák közül a beruházó

	vasbeton szerkezeti változat 24×24 m raszter	acél, síkbeli rácsos szerkezeti változat 24×24 m raszter	acél térrács szerkezeti változat 12×24 m raszter
tetőszerkezet fajlagos tömege	300 kg/m ² (0,12 m ³ vb. / m ²)	80 kg/m ²	100 kg/m ²
feltételezett anyagár	130.000 Ft/m ³	550 Ft /kg	550 Ft /kg
szerkezet egységár	15.600 Ft/m ²	44.000 Ft / m ²	55.000 Ft / m ²



8. ábra: Térbeli rácsos szerkezet metszete

végül a térrácsos szerkezet mellett döntött (9. ábra) a gépészeti csövek jobb szerelhetősége, a függesztett szerkezetek egyszerűbb kialakítása és a gyártási folyamatok folyamatosan változó technológiai igényei miatt.

A gyár technológiai igényei tehát a térrács szerkezetéből adódó többletköltséget felülírták, ami arra enged következtetni, hogy egy autópári beruházás esetén az épület fő tartószerkezetének kivitelezési költsége a teljes beruházási értékéhez képest viszonylag kis súllyal szerepel, nem elsődleges tényező.

4. A MEGVALÓSULT TÉRRÁCSOS SZERKEZET TERVEZÉSI KÉRDÉSEI

4.1 A térrácsos szerkezet tervezése földrengésre

A térrácsos szerkezetű gyártócsarnokot az MSZ EN 1998-as szabványsorozat és az MMK ajánlását figyelembe véve $0,824 \text{ m/s}^2$ gyorsulásra méreteztük. Az acélszerkezeten jelentős függesztett teher van ($3,5 \text{ kN/m}^2$) és a nagy felülethez képest dilatációs egységenként csak négy függőleges síkú merevítés alkalmazására volt lehetőség (a 6. ábra szerint). Emiatt a merevítések környezetében jelentős mértékű vízszintes erők (kb. $1000 \text{ kN/merevítés}$) koncentráálódtak (6. ábra).

A szerkezet központos merevítésű keretként volt besorolható, merevítőrendszere szabályos, szimmetrikus kialakítású, így a szerkezet viselkedési tényezőjét 4-re vettük fel.

Központos merevítésű keret esetén a húzott rácsrudak képlékeny alakváltozása adja a szerkezet képlékeny tartálékát, míg a szerkezet többi elemét az MSZ EN 1998-1 kapacitástervezésre vonatkozó szabályai szerint „túl kell méretezni”, hogy a képlékenyedés a duktilis szerkezeti elemekben, jelen esetben a húzott ferde rácsrudakban következzen be (lásd MSZ EN 1998-1 6.2 ábra, illetve 6.7 szakasz).

Emiatt a térrács kapcsolatait és szelvényeit a szokásosnál nagyobb ellenállásra kellett tervezni a merevítések környezetében, továbbá a merevítés alatti alapozást a merevítés acélszerkezetéhez képest túl kellett méretezni (lásd MSZ EN 1998-1 5.8 szakaszát).

A merevítések alatti alapozásra jutó jelentős vízszintes erő igen nagy mennyiségű cölöp alkalmazását tette volna szükségessé, mivel a viszonylag kis átmérőjű cölöpök vízszintes



9. ábra: A térbeli rácsos szerkezet szerelés közben

teherbírása töredéke a függőleges teherbírásnak. Ahhoz, hogy a cölöpök függőleges és vízszintes terhekre való kihasználtsága kedvező legyen, a merevítés alatti cölöpfejet a padlólemez segítségével összeköttöttük a merevítés környezetében levő „normál” oszlopok alatti cölöpfejekkel, így a merevítéseknél koncentrálódó jelentős mértékű vízszintes erőt sikerült nagy területen „szétteríteni” az alapozásra.

4.2 Tervezés tűzterhelésre szimuláció alapján

Azzal, hogy a beruházó tisztán acél felszerkezet alkalmazása mellett döntött, hangsúlyosan előtérbe kerültek a tűzvédelmi kérdések. Megjegyezzük azonban, hogy az épület fő tartószerkezetére függesztett számtalan acélszerkezet miatt az acélszerkezetek tűzvédelme akár a vasbeton változat kiválasztása esetén is megoldandó kérdés lett volna.

A nagy alapterületű, fűstkötények nélküli csarnok tűzvédelme a teljes alapterületre kiterjedő sprinkler rendszerrel volt megoldható.

Az acélszerkezetek költséges passzív tűzvédelmének elkerülése érdekében a tényleges technológiai paraméterek ismeretében háromdimenziós tűzvédelmi szimuláció készült a csarnokra. Ezt a HHP Nord/Ost mérnöki iroda végezte el, együttműködve a Meggyes Építész műteremmel.

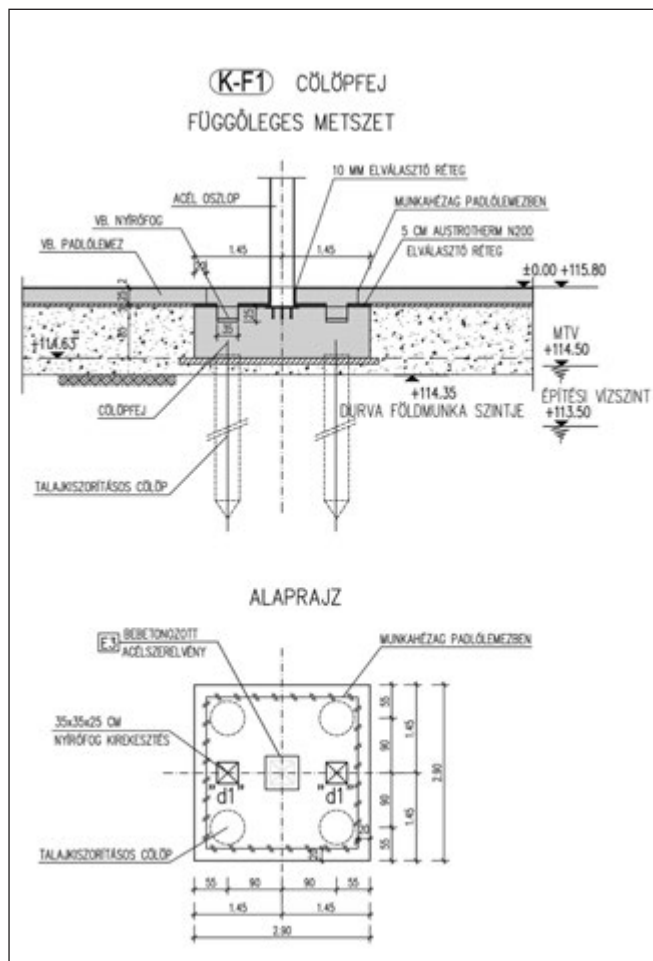
A szimulációhoz virtuálisan felépítették a csarnok tényleges geometriai modelljét, és a hatósággal egyeztetett módon különböző, raktározott anyagok, illetve használati tárgyak égéséből származó tüzeseteket szimuláltak, melynek során a sprinkler rendszer működését is figyelembe vették.

A szimuláció a levegő/füstgáz felmelegedésére és a füstterjedésre vonatkozóan szolgáltat adatokkal. A legkedvezőtlenebb tüzeset a csarnokban alkalmazott sprinkler oltórendszert is figyelembe véve 1100 s alatt játszódott le, mialatt a levegő/füstgáz maximálisan 320°C hőmérsékletet ért el. A tartószerkezet számára a legkedvezőtlenebb esetet az jelentette, amikor a tűz közvetlenül egy acél oszlop mellett keletkezik.

A szimuláció alapján ún. tűzgörbét bocsátottak rendelkezésünkre, amely a csarnoktól különböző magasságaiban az idő függvényében megadta a füstgázok hőmérsékletét. A tűzgörbe segítségével meghatároztuk, hogy a füstgázokkal érintkező acéloszlop és a térrács elemei milyen hőmérsékletre melegednek fel.

A vizsgált acéloszlopban a várható hőmérséklet $45\text{--}130^\circ\text{C}$ között adódott, a térrácsban pedig ennél is alacsonyabb hőmérséklet keletkezett, így az acélszerkezetben nem volt szükség szilárdságcsökkenésből adódó teherbírási redukcióna.

Fontosabb kérdéssé vált azonban, hogy a megemelkedett hőmérséklet hatására az oszlopban és a térrácsban, mint statikailag határozatlan szerkezetben, kényszererők lépnek fel. A megnövekedett hőmérséklet hatására ugyanis az oszlop



befeszül az alapozás és a térrács merev szerkezete közé, amely többlet normálerőt okoz az oszlopban, illetve a térrácsban rúdjaiban is többlet igénybevétel keletkezik az oszlop megnyúlásának hatására.

A tűzhatásnak megfelelő rendkívüli tervezési állapotban keletkezett igénybevételeket összehasonlítottuk az ULS teherkombinációban keletkező igénybevételekkel. Azt találtuk, hogy az ULS tervezési állapotban a biztonsági tényezők alkalmazása miatt az igénybevételek meghaladják a rendkívüli tervezési állapotban számított igénybevételeket, így nem volt szükséges a szerkezet megerősítése a tűzhatás miatt. Vagyis a tűzzsimuláció segítségével megállapítást nyert, hogy az acélszerkezet védelem nélkül is megfelelő.

4.3 Az alaptestek kialakítása és a padlószerkezet

Az épület alapozása a viszonylag magas talajvízszint, és a gyors építhetőség miatt cölöpalapozással készült.

A cölöpfejek és a padlószerkezet tervezése során a következő kérdések merültek fel, amelyeket mérlegelni kellett:

- az alaptest és a padlólemez alatti ágyazat kapcsolata,
- a felszerkezet és a padló építési sorrendje,
- a padlólemezben zsugorodásból, hőmozgásból adódó kényszerek,
- beruházói igény a fugamentes padlólemez kialakítására,
- a cölöpfejek összekötése a földrengéshatások miatt az MSZ EN 1998-5 5.4.1.2 szakasza szerint.

A cölöpfejek összekötésére kézenfekvő megoldás a földrendésgerenda alkalmazása, amely az egyes alaptesteket talpgerendaként köti össze és a vízszintes erőket képes továbbítani. Ez a megoldás azonban lelassította volna az építést, jelentős

költséggel járt volna, a padló alatti csővezetékek fektetésének és a padló alatti ágyazat inhomogenitásának problémáiról nem is beszélve. Így merült fel, hogy a padlólemez segítségével kössük össze a cölöpfejeket.

Ehhez azonban a cölöpfejeket szinte közvetlenül a padlólemez alatti szintre kellett emelni és biztosítani kellett a vízszintes irányú erőátadást a padló és a cölöpfej között.

A cölöpfej síkjának megemelése azt a kényelmetlenséget okozta, hogy a tetőről az oszlop mellett levezetett lefolyóvezetékek számára a fejtömbben kirekesztést kellett kialakítani.

A fenti kérdések mérlegelését követően a 12. ábrán látható műszaki megoldás alakult ki.

Az alkalmazott megoldást elsősorban a cölöpfejek egymással való összekötésének igénye indokolta.

A padlólemez rugalmas ágyazaton fekvő lemezként méreteztük. A rugalmas ágyazás „egyenletessége” sérült volna, amennyiben a padlólemez közvetlenül rátámaszkodik a cölöpfejre. Így a cölöpfej és padlólemez közé 5 cm vastagságú Austrotherm N200 elválasztó réteget terveztünk be, amely a padló alatt tervezett ágyazathoz hasonló alakváltozási képességgel rendelkezik.

Az elválasztás ellenére a vízszintes erőkre biztosítottuk a cölöpfej és padlólemez közötti együttműködést. Így minden cölöpfejnél két-két vasbeton nyírófog készült. A nyírófog egy függőleges állású dugattyúhoz hasonló: a cölöpfej felső síkján képzett 35×35×25 cm-es kirekesztésbe alul 5 cm lágy közetgyapot réteg, és a kerület mentén pedig 5 mm vastag függőlegesen elhelyezett polifoam réteg alkalmazásával ült be a padlólemezről lelógó vasbeton nyírófog.

A cölöpfejek felett a padlólemez 2,5×2,5 m alapterületű szakaszai nem egy ütemben készültek a padlólemezszel, hanem kb. egy hónappal később, amikor a padlólemez hőmozgásból és zsugorodásból származó alakváltozásai már jelentős részben lejáródtak.

A padló 25 cm vastag vasbeton lemezként készült, mivel így lehetett biztosítani a nagy teherbírást, a fugamentes szerkezetet és a cölöpfejek összefogását. A lemez alá tárcsás simítóval simított, 5 cm vastag szerelőbeton és két réteg PE fólia került. A betonozás 12×24m-es táblákban, sakkasztászerű ütemezéssel történt.

A lemez alatti ágyazatra előírt teherbírási modulus $E_2 = 100\text{-}120 \text{ MN/m}^2$ volt.

A vasbeton padló felületét nem simították, mivel a felületre még 15-20 mm vastagság breccoplan réteg került, ami a csiszolást követően gránithoz hasonló mintázatú, nagyszilárdságú, fényes, pormentes felületet adott.

4.4 Az oszlopok jövőbeni áthelyezésének kérdése

A gyártási technológia változásai szükségessé tehetik a szerkezetet alátámasztó oszlopok alaprajzi áthelyezését. Ennek a vizsgálatnak a főbb megállapításai a következők.

A térrács 4×4 m-es alaprajzi osztályozás mentén az acéloszlopok viszonylag kis ráfordítással áthelyezhetőek, hiszen a térrács alsó típuscsomópontjaihoz tudnak illeszkedni. Ez a térrácsos szerkezet kiválasztásánál fontos szempont volt.

Oszlopáthelyezés esetén az új megtámasztási hely csomópontjához kapcsolódó szelvények kihasználtsága megnő, illetve a nyomott rudak az eredetileg tervezett $3,5 \text{ kN/m}^2$ hasznos terhelésre már nem felelnek meg, így az áthelyezéssel érintett területen a hasznos terhelés csökkentése szükséges.

A térrács szerkezet egyes elemeinek, rúdjaiknak, csomópontjainak esetleges cseréje sem okoz megoldhatatlan problémát, mivel a rendszer a „Lego”-hoz hasonlatos, csupán a tetőszer-

kezet ideiglenes megtámasztását kell biztosítani az átszerelés ideje alatt.

Az új oszlop helyzetének megfelelő alapozás kiépítése az új helyen már nagyobb problémát jelent. Mindazonáltal erre is volt példa a kivitelezés során a technológia menet közbeni változása miatt. Az új alaptestek megépítéséhez a vasbeton padlólemezt fel kellett bontani, a cölöp alapozás helyett a csarnok szabad belmagasságát meg nem haladó markológéppel markolt réspillérek készültek, amelyeken megépült egy új cölöpfő, bekerült az új acéloszlop és végül helyreállították a padlót. Ez az eljárás és megoldás a jövőben is alkalmazható.

4.5 A térrács süllyedésérzékenysége, az alapozás visszahatása a felszerkezetre

A térrács statikailag határozatlan, viszonylag merev szerkezet, így a várható süllyedéskülönbségeket minimális szinten kellett tartani.

Megvizsgáltuk, hogy egy-egy oszlop 10-20-30 mm-es egyenlőtlen süllyedése esetén milyen többlet-igénybevételek keletkeznek a térrács szerkezetben. Arra jutottunk, hogy a szomszédos oszlopokhoz képest 10 mm süllyedéskülönbség 10-15%-os többlet igénybevételt okoz a támasz környékén levő rácsrudakban. Ezt a potenciálisan fellépő többlet-igénybevételt a keresztmetszetek ellenőrzése során figyelembe vettük. Ennél nagyobb süllyedéskülönbség már jelentős túlméretezést tett volna szükségessé, így 10 mm-ben korlátoztuk a megengedett süllyedéskülönbségeket. A választott cölöpalapozásnak köszönhetően még az 1000 – 8500 kN között változó oszlopterhelések mellett is biztosítható volt a 10 mm-nél kisebb süllyedéskülönbség.

5. ÖSSZEFOGLALÁS, MEGÁLLAPÍTÁSOK

A cikkben bemutatott autógyártócsarnok példája is mutatja, hogy a tartószerkezeti tervezés komplex folyamat része, nem működnek minden kérdésre alkalmazható „jól bevált válaszok”. A beruházó nagyban segítheti a helyes tervezési válaszok megtalálását, ha egyrészt minőség alapú tervezői kiválasztást folytat és biztosítja az egységes tervezési koncepció érvényesülését a különböző tervezési fázisokban.

Ahhoz, hogy a statikus tervező a beruházó igényeit messzemenően figyelembe vevő szerkezetet tervezhessen, elengedhetetlen egy adott tartószerkezeti problémára több lehetséges műszaki alternatíva vizsgálata és ennek megvitatása a beruházóval. A tervezést még ipari csarnok esetében sem elegendő csak a tartószerkezeti szempontokra összpontosítva

végezni, hanem az építészet, gépészet, elektromos tervezés és legfőképpen az üzemeltetés körülményeivel és a technológiai követelményekkel összhangban kell cselekedni, a beruházó és az egyes szakági tervezők konstruktív együttműködése érdekében.

A megvalósult szerkezet bemutatásánál törekedtünk arra, hogy az érdeklődésre talán leginkább számot tartó kérdéseket és az azok megválaszolásához vezető utat ismertessük. E helyen is felhívjuk a figyelmet a német beruházási gyakorlatra, a HOAI szerinti tervezési szolgáltatások összességében gazdaságos és a létesítési költség biztonságos meghatározását adó megoldást eredményeznek.

Ez a tervezői szolgáltatási szellemiség hozzájárult ahhoz is, hogy optimálisan lehessen megoldani a térrácsos szerkezet földrengés elleni tervezésével, utólagos átalakításával, tűzvédelmével, süllyedésérzékenységgel, alapozásával kapcsolatos kérdéseket.

6. KÖSZÖNETNYILVÁNÍTÁS

A projekt megvalósításához a német tervező partnerek (OPB és S+K), a helyszíni projektvezetésben, műszaki ellenőrzésben is részt vevő Óbuda Újlak Zrt. , a kivitelező vállalatok, úgymint a cölöpözést készítő HBM Kft. , az alapozási munkákat összefogó KÉSZ Kft. , a vasbeton felszerkezetet építő Market Zrt és a térrácsot, acélszerkezetet építő Rutin Kft. és Alukonstrukt Kft. együttműködésére volt szükség. Ezúton is köszönjük a beruházó és az előbb felsorolt partnerek szoros együttműködését.

7. HIVATKOZÁSOK

MSZ EN 1991-1-2:2005 Eurocode 1: A tartószerkezeteket érő hatások. 1.2. rész: Általános hatások. A tűznek kitett tartószerkezeteket érő hatások
MSZ EN 1992-1-1:2010 Eurocode 2: Betonszerkezetek tervezése 1-1. rész: Általános és az épületekre vonatkozó szabályok
MSZ EN 1993-1-2:2005 Eurocode 3: Acélszerkezetek tervezése. 1-2. rész: Általános szabályok. Tervezés tűzterhelésre
MSZ EN 1998-1:2008 Eurocode 8: Tartószerkezetek tervezése földrengésre 1. rész: Általános szabályok, szeizmikus hatások és az épületekre vonatkozó szabályok.
MSZ EN 1998-5:2009 Eurocode 8: Tartószerkezetek tervezése földrengésre 5. rész: Alapozások, megtámasztószerkezetek és geotechnikai szempontok
Fingerloos, F (2012), Normen und Regelwerke – Betonkalender, 2012, XI.
Leonhardt, F (1977), Vorlesungen über Massivbau - Dritter Teil, Springer Verlag

Dr. Almási József (1940) okl. építőmérnök (1964), műszaki doktor (1972), 29 évi kutatás a BME Vasbetonszerkezetek Tanszékén, több mint 200 szakvélemény készítője, 1995 óta a CAEC Kft, 2002 óta az APSE Kft. ügyvezetője. 2002-ben Palotás díjat kapott. A BME címzetes egyetemi docense.

Varvasoszy Péter (1977) okl. építőmérnök (2001), partner és vezető tervező az APSE Kft.-nél, számos irodaház, bevásárlóközpont, ipari épület statikus tervezője. Fő érdeklődési területe a tartószerkezetek tervezése földrengéses hatásokra.

BETONSZERKEZETEK HELYSZÍNI RONCSOLÁSMENTES VIZSGÁLATI EREDMÉNYEINEK ÉRTÉKELÉSE GEOSTATISZTIKAI MÓDSZERREL



Dr. Borosnyói Adorján

A cikk vasbeton szerkezetek helyszíni roncsolásmentes vizsgálata során, N típusú Schmidt-kalapáccsal rögzített visszapattanási értékek térstatisztikai elemzésének egyes eredményeit ismerteti, a mérőhelyekre vonatkozó átlagos visszapattanási értékek vizsgálatán keresztül. Vizsgálatainkban variogramokat állítottunk elő, amelyekre szférikus modell felhasználásával görbét illesztettünk. A cikk illusztrálja a geostatisztikai módszerek alkalmazhatóságát, ha betonszerkezetek felületi keménységének mérési eredményeire vonatkozóan szeretnénk variográfiai elemzést végezni.

Kulcsszavak: beton, roncsolásmentes vizsgálat, felületi keménységmérés, Schmidt-kalapács, térstatisztika, geostatisztika

1. BEVEZETÉS

Szilárdságbecslés céljából a helyszíni roncsolásmentes vizsgálati módszerek alkalmazása betonszerkezeteken meg lehetőségen korlátozott a jelenlegi európai gyakorlat szerint, hiszen az Európai Unió tagállamaiban kötelezően alkalmazandó EN 13791 (házánkban MSZ EN 13791:2007) szabvány megköveteli, hogy a felületi keménységmérés, az ultrahang terjedési sebesség mérés és a csap kiszakítás vizsgálata során a roncsolásmentes módszerekkel mért jellemzőket kifűrt magminták nyomószilárdság vizsgálati eredményei segítségével kalibráljuk. A roncsolásmentes vizsgálati módszerek azonban nem csak arra nyújtanak lehetőséget, hogy közvetlenül a szerkezeti beton nyomószilárdságát igyekezzünk megbecsülni, hanem arra is alkalmasak, hogy kismértékű roncsolással vagy teljesen roncsolásmentes eljárásokkal a szerkezeti beton egyenletességére, anyagjellemzői térbeli eloszlására, illetve az anyagjellemzői időbeli változására vonatkozóan gyűjtsünk ismereteket, amelyek a szerkezetek minőségellenőrzéséhez, fenntartásához és az esetleges leromlások bekövetkezése miatt szükségessé váló élettartam elemzésekhez szolgáltathatnak alapadatokat.

Jelen cikkünkben **betonszerkezetek helyszíni keménységmérési** (Schmidt-kalapácsos) vizsgálati eredményei alapján azt vizsgáljuk, hogy alkalmazhatóak-e a *térstatisztika* (spatial analysis), ezen belül is a *geostatisztika* egyes módszerei betonszerkezetekre vonatkozóan is, amely szerkezetek méretükben és heterogenitásukban számottevő mértékben eltérnek azoktól a bányászati, geológiai, hidrológiai, geográfiai, kartográfiai alkalmazásoktól, amelyeknél a bemutatásra kerülő módszerek alkalmazhatósága évtizedek óta igazoltnak tekinthető.

2. A VIZSGÁLATI MÓDSZER

A betonszerkezetek felületi keménységének vizsgálatára a Schmidt-kalapácsokat alkalmazzuk. A Schmidt-kalapácsok úgy működnek, hogy a készülékekben lévő munkarugó

mozgásba lendít egy ütőkost, amely a betonfelületre merőlegesen tartott, íves kontaktfelületű ütőszondán keresztül, adott energiával megüti a betonfelületet, és az ütés után az ütőkos visszapattanásának mértékét a készülék rögzíti. A visszapattanási érték (R) dimenzió nélküli mérőszám, amely a mozgó ütőkos ütés közben megtett útjának (x_0) és a visszapattanást követően megtett útjának (x_r) arányát mutatja, tehát arányos az ütőtömeg ütest megelőző (E_0) és a visszapattanást követő (E_r) helyzeti energiájának arányával is százalékban kifejezve (Schmidt, 1950):

$$R = \frac{x_r}{x_0} \cdot 100 = \sqrt{\frac{E_r}{E_0}} \cdot 100$$

A Schmidt-kalapácsot Ernst Schmidt svájci mérnök, feltaláló alakította ki 1948-ban, majd szabadalmaztatta 1950-ben. A mechanikai szerkezet gyakorlatilag változatlan a gyártó cég, a *Proceq SA* 1954. évi megalapítása óta, és az elmúlt 60 évben a világon mindenütt közzismert helyszíni vizsgáló eszközzé vált, így bőséges gyakorlati tapasztalat áll már rendelkezésre (Szilágyi, Borosnyói, 2008a; 2008b; 2008c; Szilágyi, Borosnyói, Mikó, 2014; Szilágyi, Borosnyói, Zsigovics, 2010; 2011; 2013).

3. AZ ALKALMAZOTT GEOSTATISZTIKAI MÓDSZEREK

A geostatisztika a matematikai statisztikát, azon belül is a térstatisztikát (spatial analysis) alkalmazza bányászati, geológiai, hidrológiai, geográfiai, kartográfiai stb. feladatok megoldására, amelynek során az alkalmazott földtudományok (geofizika, geológia, közetfizika, geokémia, geográfia stb.) egyes jellemzői között keresünk statisztikai kapcsolatot.

A geostatisztika fogalmát Georges Matheron francia matematikus vezette be 1962-ben, miután dolgozatában rendszerre fejlesztette Danie G. Krige dél-afrikai bányamérnök interpolá-

ciós és extrapolációs eljárásait. Matheron így fogalmazta meg a geostatistika alapelvét: „La géostatistique est l’application du formalisme des fonctions aléatoires à la reconnaissance et à l’estimation de phénomènes naturels”, azaz „a geostatistika a valószínűségi függvények formalizmusának alkalmazása a természeti jelenségek felismerésére és becslésére” (Steiner, 1990). A definíció általánosságából is látható, hogy a geostatistika elveit hiba lenne korlátozni mindössze azokra az alkalmazásokra, amelyekben már sikereket értünk el vele, hiszen mindazon további jelenségek, amelyekben egy mérhető jellemző sztochasztikus folyamatok eredménye, fölmerül a geostatistikai módszerek alkalmazásának lehetősége.

Vizsgáljuk meg tehát a geostatistikai módszerek peremfeltevéseit. A geostatistika a determinisztikus és a sztochasztikus interpolációt egyaránt alkalmazza; mindkettőnek az alapja a megfigyelt jelenségek hasonlósága az egymáshoz közel fekvő pontokban (autokorreláció), ami modellezhető egy x, y koordinátarendszerrel és a hozzá rendelt $z(x, y)$ értékkészlettel. A geostatistika alaptétele szerint a távolság növekedésével a megfigyelt és a becslésre szoruló pontok között csökken a felmért pontok hatása a becslésre, míg nem nullával lesz egyenlő (Holka, 2009). A természeti folyamatokat a térstatistika inkább determinisztikus, a társadalmi folyamatokat pedig főleg sztochasztikus eljárással elemzi.

A geostatistikában *variogramnak* nevezzük azt a függvényt, jele: $\gamma(h)$, amely a távolság (h) függvényében adja meg az értékülbségek négyzetösszegének a felét (Steiner, 1990). A kettővel való osztás miatt sok esetben a *semivariogram*, azaz *félvariogram* kifejezést is használja a szakirodalom. Ha tekintjük az 1. ábra szerinti raszterben a különböző h távolságvektorokat, akkor a variogram definíciója:

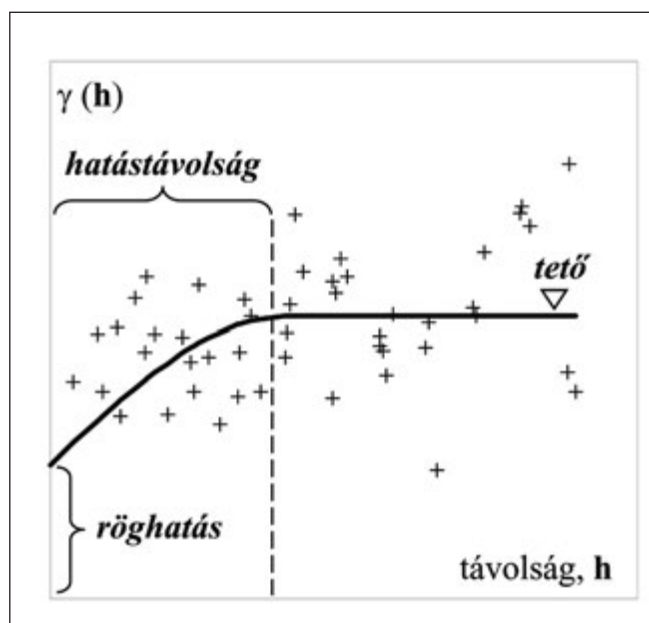
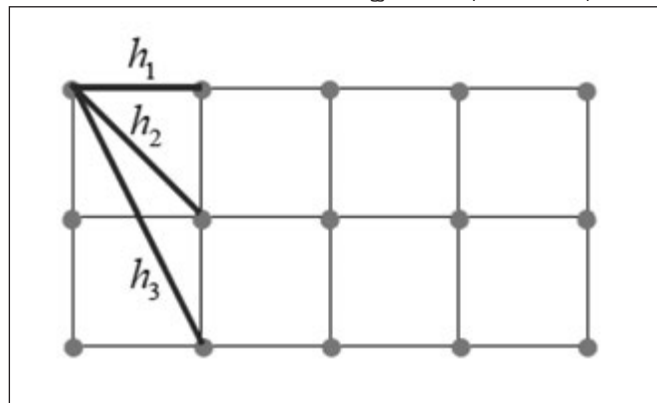
$$\gamma(h) = \frac{1}{2N(h)} \sum_{i=1}^{N(h)} [f(u_i + h) - f(u_i)]^2 \quad (1)$$

ahol:

- u térbeli helyvektor (2D esetben x és y koordinátákkal),
- $f(u)$ a vizsgált változó értéke az adott helyvektornál,
- h távolságvektor; az eltolás mértéke két vizsgált pont között,
- $f(u+h)$ a vizsgált változó értéke a kiinduló ponttól h eltolásban,
- $N(h)$ a h eltolásban megtalálható pontpárok száma.

A variogramok előállíthatóságával kapcsolatosan a geostatistika több alapfeltevést is tesz (Steiner, 1990). Ezek egyike a stacionaritás (pontosabban szigorú stacionaritás) teljesülése, azaz a térbeli eloszlás törvényszerűségének eltolással szembeni invarianciája. A statisztikában a stacionaritás

1. ábra: Eltolás vektorok sematikus megjelenítése (Smith, 2013)



2. ábra: Variogramok jellegzetességei

jelentése, hogy az egyes megfigyelések függetlenek egymástól; ezzel szemben a térstatistikában az egyes megfigyelések ugyan függetlenek, de egy bizonyos hely megfigyelt értékei összefüggnek a szomszédos helyeken tapasztaltakkal, tehát az egyes megfigyelések bizonyos szempontból összefüggnek egymással (Holka, 2009). A geostatistika így bevezeti a gyenge stacionaritás fogalmát is, amely azt jelenti, hogy egy $z(x)$ valószínűségi függvény várható értéke létezik, és nem függ az x hely megválasztásától, és a valószínűségi változó minden $[z(x), z(x+h)]$ párjára a kovariancia létezik és mértéke csak a pontokat elválasztó h eltolástól függ. A gyenge stacionaritás feltétele még tovább szűkíthető az ún. *belső hipotézis* teljesülésére, amely azt jelenti, hogy egy $z(x)$ valószínűségi függvény várható értéke létezik, és nem függ az x hely megválasztásától, és bármely h eltolás esetén véges a $z(x) - z(x+h)$ növekmény varianciája, amely ugyancsak nem függ az x hely megválasztásától. Erre a gyengítésre akkor lehet szükség, ha pl. egy fizikai jelenségnek végtelen diszperziós kapacitása van (pl. Brown-féle mozgás) és a megfigyelésekre nem található sem véges variancia sem kovariancia. De mivel létezhet a növekmények varianciája, így *található véges értékű variogram*. A *belső hipotézis* a gyenge stacionaritás szűkítése a $z(x)$ valószínűségi függvény növekményeire. A gyenge stacionaritásból következik a *belső hipotézis*, de fordítva ez nem igaz.

A variogramok jellegzetességeit a 2. ábrán mutatjuk be. A *hatástávolság* (range) az a távolság, amelynél a variogram konstans értéket ér el. A *rögghatás* (nugget effect) a variogram értéke a $h=0$ pontban. Ha mind a variancia, mind a hatástávolság véges, akkor a rögghatás a varianciának az a része, amely lineáris közelítéssel nem modellezhető. A *tető* (sill) az a $\gamma(h)$ érték, amely a hatástávolsághoz tartozik. Ez a reprezentatív mintázás varianciája, ha mind a variancia, mind a hatástávolság véges.

A tapasztalati (empirikus) variogramokra a következő modelleket szokás illeszteni.

Szférikus modell:

$$\gamma(h) = \begin{cases} C \left[1.5 \frac{h}{H} - 0.5 \left(\frac{h}{H} \right)^3 \right] & 0 \leq h \leq H \\ C & h > H \end{cases} \quad (2)$$

$$\gamma(h) = C \left[1 - \exp\left(-\frac{h}{A}\right) \right] \quad (3)$$

Gauss modell:

$$\gamma(h) = C \left[1 - \exp\left(-\left(\frac{h}{A}\right)^2\right) \right] \quad (4)$$

A variogram modellek használhatóak numerikus interpolációs és extrapolációs feladatok megoldásához pl. a krigelés eljárásával, amely egy kérdéses pontbeli érték becslése az ismert adatok súlyozott átlagaként olyan súlyokkal, hogy az eredménynek minimális legyen a szórása (Steiner, 1990). A geostatistika olyan specifikus eseteket tanulmányoz, amelyekben az ismert adatok nem függetlenek egymástól, és a kérdéses pontbeli értéknek is korrelálnia kell az ismert értékekkel; a közeliakkal nagyobb mértékben, a távoliakkal kevésbé.

4. MEGFIGYELÉSEK BETONSZERKEZETEKEN

A geostatistikai alapfeltevések elfogadhatók a belső hipotézisre illetve a gyenge stacionaritásra vonatkozóan, amennyiben a $z(x,y)$ valószínűségi függvénynek egy betonszerkezet nyomószilárdságát tekintjük, vagy azokat az – akár roncsolásmentes módszerrel meghatározható – anyagjellemzőket, amelyeket szintén a beton összetétele, beépítési/bedolgozási módja és utókezelése határoz meg, hasonlóan a nyomószilárdságához (pl. felületi gáz- és vízáteresztési együtthatók, felületi elektromos ellenállás, felületi keménység stb.).

Jelen cikkünkben két megépült vasbeton szerkezet néhány tíz négyzetméteres felületén elvégzett Schmidt-kalapácsos vizsgálatok eredményeit tanulmányozzuk. A mérőhelyeken rögzített egyedi visszapattanási értékek átlagértékét tekintjük a $z(x,y)$ valószínűségi függvény egyes pontokban ismert értékeinek, és a vizsgálatokat jelen cikkünkben kizárólag erre a paraméterre korlátozzuk.

A két vasbeton szerkezet egyike egy monolit vasbeton födém, amelynek alsó felületén végeztünk méréseket N típusú Schmidt-kalapáccsal 42 mérési helyen, összesen 88 m²-en, 1

4. ábra: A vizsgált vasbeton falon mért átlagos visszapattanási értékek (a raszterpontok távolsága centiméterben értendő)

	0	15	30	45	60	75	90	105	120	135	150	165	180	195	210	225	240	255	270	285	300	315	330	345	360
0	43.0	42.3	42.1	45.4	42.6	43.4	45.8		44.2		44.7		43.7				45.0				42.7				41.2
15	42.5	42.0	42.6	44.5	45.0	44.3	45.6																		
30	41.6	41.5	44.1	44.5	43.6	42.6	45.7		42.7		44.7		45.1												
45	40.8	39.0	43.4	43.6	43.6	42.6	44.8																		
60	38.6		42.8		40.7		43.4		43.0		44.7		41.3				42.9				42.9				40.9
75																									
90	42.0		42.3		42.6		42.2		42.2		44.0		40.9												
105																									
120	37.5				40.4				40.9				41.5				40.7				44.1				41.2
135																									
150																									
165																									
180	41.5				43.2				42.3				41.5				41.9				43.1				42.4

	0	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22
0	55.0	58.5	52.1	52.5	53.1	52.9	52.9	53.4	53.5	54.6	53.5	49.0
1					51.9	50.3	50.3					
2	52.8	55.9	50.7	51.5	50.4	53.3	53.3	51.8	53.6	56.4	51.6	49.7
3					50.4	50.0	50.0					
4	51.6	47.0	51.4	54.0	51.6	50.3	50.3	55.7	54.0	56.3	49.7	51.5

3. ábra: A vizsgált vasbeton födémén mért átlagos visszapattanási értékek (a raszterpontok távolsága méterben értendő)

m és 2 m raszterben lévő mérési pontokon. A másik szerkezeti elem egy vasbeton fal, amelyen 68 mérési helyen, összesen 6,5 m²-en, 0,15 m, 0,30 m és 0,60 m raszterben lévő mérési pontokon végeztünk méréseket N típusú Schmidt-kalapáccsal. A mérőhelyekre vonatkozó átlagos visszapattanási értékeket a 3. és a 4. ábrán adjuk meg.

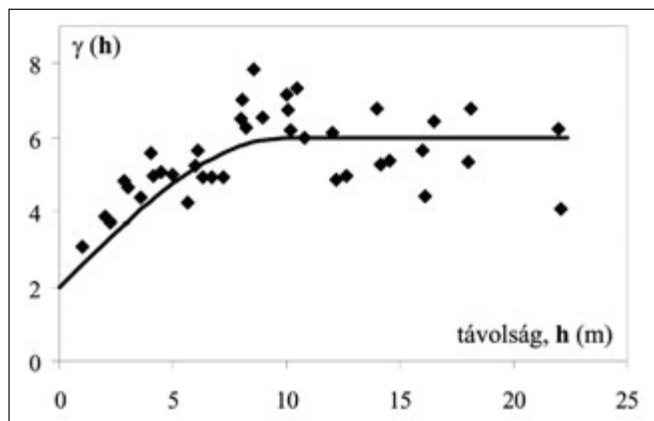
A vasbeton födémén rögzített mérési eredményekhez tartozó tapasztalati variogramot az 5. ábra mutatja, a pontokra illesztett szférikus modell görbájével együtt. Láthatjuk, hogy véges nagyságú hatástávolság, tető és röghatás alakul ki. A hatástávolság 10 m, míg a tető értéke 6, a röghatás értéke pedig 2.

A vasbeton falra vonatkozóan négy különböző variogramot állítottunk elő. A 6. ábrán azt a tapasztalati variogramot és a hozzá tartozó szférikus modell görbáját láthatjuk, amelyet a 0,15 m raszterpontokon rögzített mérési eredményekhez tartozóan állítottunk elő. A hatástávolság 60 cm, a tető értéke 2,52, a röghatás értéke 0,30. A 7. ábrán azt a tapasztalati variogramot és a hozzá tartozó szférikus modell görbáját láthatjuk, amelyet a 0,30 m raszterpontokon rögzített mérési eredményekhez tartozóan állítottunk elő. A hatástávolság 101 cm, a tető értéke 2,74, a röghatás értéke 1,0. A 8. ábrán azt a tapasztalati variogramot és a hozzá tartozó szférikus modell görbáját láthatjuk, amelyet a 0,60 m raszterpontokon rögzített mérési eredményekhez tartozóan állítottunk elő. A hatástávolság 308 cm, a tető értéke 3,43, a röghatás értéke 1,0. A 9. ábrán azt a tapasztalati variogramot és a hozzá tartozó szférikus modell görbáját láthatjuk, amelyet valamennyi raszterponton rögzített mérési eredményekhez tartozóan állítottunk elő. A hatástávolság 88 cm, a tető értéke 3,15, a röghatás értéke 0,50.

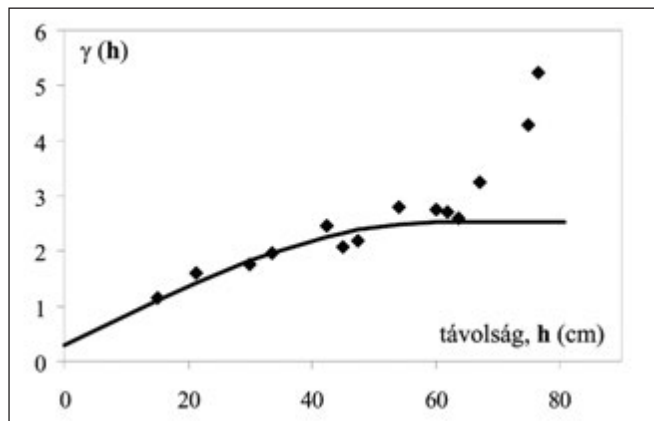
Megfigyelhető, hogy valamennyi vizsgált esetben illeszthető szférikus modell a tapasztalati variogramokra, azonban jelentős mérethetőség figyelhető meg a vizsgálat alá vont területek mérete, illetve az alkalmazott raszterméret függvényében. Ennek a hatásnak az elemzése jövőbeni kutatómunkát igényel.

5. MEGÁLLAPÍTÁSOK

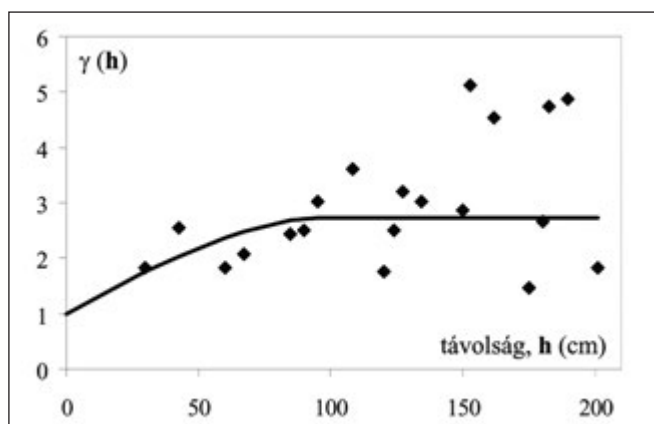
Cikkünkben vasbeton szerkezetek helyszíni roncsolásmentes vizsgálata során, N típusú Schmidt-kalapáccsal rögzített



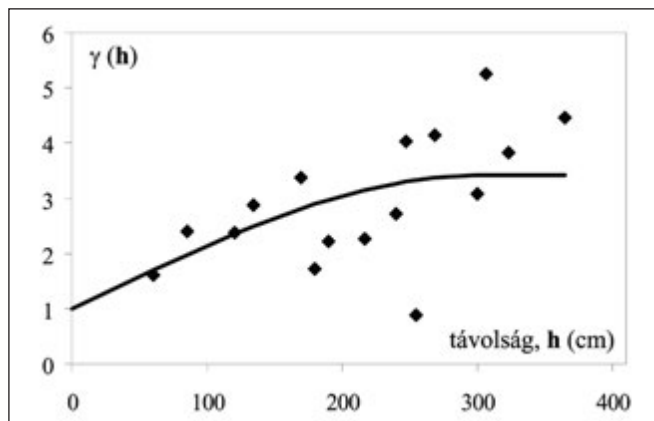
5. ábra: A vizsgált vasbeton földemen rögzített mérési eredményekhez tartozó tapasztalati variogram, a pontokra illesztett szférikus modell görbéjével



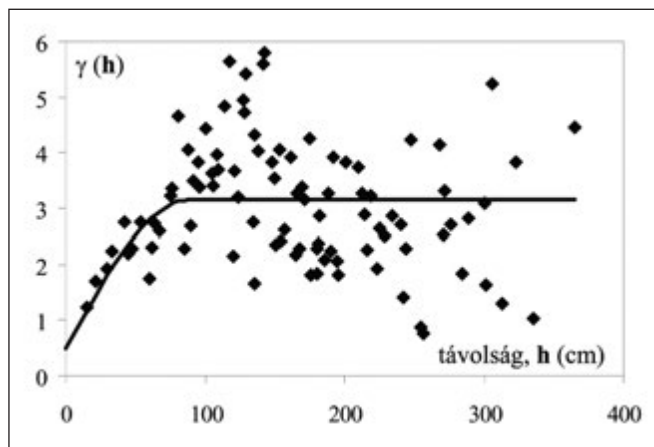
6. ábra: A vizsgált vasbeton falon rögzített mérési eredményekhez tartozó tapasztalati variogram, a pontokra illesztett szférikus modell görbéjével (raszterpontok távolsága 0,15 m)



7. ábra: A vizsgált vasbeton falon rögzített mérési eredményekhez tartozó tapasztalati variogram, a pontokra illesztett szférikus modell görbéjével (raszterpontok távolsága 0,30 m)



8. ábra: A vizsgált vasbeton falon rögzített mérési eredményekhez tartozó tapasztalati variogram, a pontokra illesztett szférikus modell görbéjével (raszterpontok távolsága 0,60 m)



9. ábra: A vizsgált vasbeton falon rögzített valamennyi mérési eredményekhez tartozó tapasztalati variogram, a pontokra illesztett szférikus modell görbéjével

visszapattanási értékek térstatistikai elemzését végeztük el, a mérőhelyekre vonatkozó átlagos visszapattanási értékeket tekintve kétdimenziós valószínűségi függvény $z(x,y)$ diszkrét értékeinek. Vizsgálatainkban variogramokat állítottunk elő, amelyekre szférikus modell felhasználásával görbét illesztünk. Megállapításaink a következők:

1. A geostatistika alapfeltevései a belső hipotézisre illetve a gyenge stacionaritásra vonatkozóan elfogadhatóak, ha betonszerkezetek felületi keménységének mérési eredményeire vonatkozóan szeretnénk variográfiai elemzést végezni.
2. A vizsgált esetekben a tapasztalati variogramok véges értékűre adódtak, és véges hatástávolság, tető és röghatás volt megfigyelhető.
3. A vizsgált esetekben a tapasztalati variogramokra szférikus modell felhasználásával görbe volt illeszthető.
4. A vizsgált esetekben jelentős mérőhatás volt megfigyelhető, a vizsgálat alá vont területek mérete, illetve az alkalmazott raszterméret függvényében. Ennek a hatásnak az elemzése jövőbeni kutatómunkát igényel.

6. KÖSZÖNETNYILVÁNÍTÁS

A szerző köszönetet mond az Országos Tudományos Kutatási Alapnak (OTKA) a K109233 nyilvántartási számú kutatási program támogatásáért. Külön köszönet illeti a következő kollégákat a vizsgálatok és elemzések, illetve konzultációk során nyújtott segítségükért: dr. Erdélyi Attila, Gál Emese, Lődy Nóra, dr. Salem G. Nehme, dr. Szilágyi Katalin, Zsoldos Gábor.

7. HIVATKOZÁSOK

- Holka L. (2009) „A geostatistika mint statisztikai jelenségek térmodellélése, Kraus, J.”, *Statisztikai Szemle*, 2009/6, pp. 662-664.
- Kraus, J. (2007) „Geostatistika jako prostorové modelování statistických jevů”, *Statistika*, 2007/6, pp. 490-502. ISSN 0322-788X (Csehország)
- Schmidt, E. (1950) „Der Beton-Prüfhammer”, *Schweizerische Bauzeitung*, 15. Juli 1950, 68. Jahrgang, Nr. 28, pp. 378-379.
- Smith, T. E. (2013) „Notebook for Spatial Data Analysis”, Lecture Notes for Spatial Data Analysis with GIS Applications, *University of Pennsylvania, Department of Electrical and Systems Engineering*, 2 January 2013, 390 p.
- Steiner F. (1990) „A geostatistika alapjai”, *Tankönyvkiadó*, 1990, 363 p.
- Szilágyi K., Borosnyói A. (2008a) „A Schmidt-kalapácsos vizsgálatok 50 éve: Múlt, jelen, jövő. 1. rész. Módszerek és szakirodalmi összefoglalás, *Vasbetonépítés*, X. évf. 1. szám, 2008/1, pp. 10-17.
- Szilágyi K., Borosnyói A. (2008b) „A Schmidt-kalapácsos vizsgálatok 50 éve: Múlt, jelen, jövő. 2. rész. Az európai szabványosítás és annak hazai jelentősége, *Vasbetonépítés*, X. évf. 2. szám, 2008/2, pp. 48-54.
- Szilágyi K., Borosnyói A. (2008c) „A Schmidt-kalapácsos vizsgálatok 50 éve: Múlt, jelen, jövő. 3. rész. Tudományos megfontolások és kitekintés, *Vasbetonépítés*, X. évf. 3. szám, 2008/3, pp. 73-82.

- Szilágyi K., Borosnyói A., Mikó T. (2014) "Effect of compaction, curing and surface moisture content on the rebound hardness of concrete", *Concrete Structures*, 2014, pp. 2-9.
- Szilágyi, K., Borosnyói, A., Zsigovics, I. (2010) „Introduction of a constitutive model for the rebound surface hardness of concrete”, *Concrete Structures*, 2010, pp. 46-52.
- Szilágyi, K., Borosnyói, A., Zsigovics, I. (2011) „Surface hardness and related properties of concrete”, *Concrete Structures*, 2011, pp. 51-57.
- Szilágyi, K., Borosnyói, A., Zsigovics, I. (2013) "Variability of concrete surface hardness measurement parameters", *Concrete Structures*, 2013, pp. 24-30.

Dr. Borosnyói Adorján

(1974) okl. építőmérnök, PhD, egyetemi docens a BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszékén. Fő érdeklődési területei: vasbeton és feszített vasbeton szerkezetek használhatósági határállapota és tartóssága, feszített és nem feszített FRP betétek alkalmazása, tapadása, tartószerkezetek utólagos megerősítése szálerősítésű anyagokkal, betonszerkezetek diagnosztikája. A *fib*

Magyar Tagozat és a *fib* TG 4.1 „Serviceability Models” munkabizottság tagja. A RILEM TC ISC „Non destructive in situ strength assessment of concrete” munkabizottság közreműködő tagja. A Szilikátipari Tudományos Egyesület (SZTE) Beton Szakosztályának elnöke.

ASSESSMENT OF IN-SITU NDT RESULTS OF CONCRETE STRUCTURES BY MEANS OF GEOSTATISTICS

Adorján Borosnyói

The present paper illustrates the application possibilities of particular geostatistical methods for modelling the spatial variability of rebound hammer non-destructive testing. In-situ recordings on two existing structural concrete monolithic elements (one floor and one wall) are analysed. Empirical semivariograms are constructed and modelled with spherical model. It is demonstrated that finite range and sill is forming and finite nugget effect is observed. Strong size effect of the applied lag size is visible of which analysis needs future research efforts.

Keywords: concrete, nondestructive testing, surface hardness testing, rebound hammer, spatial analysis, geostatistics



CCC2015 konferencia

2015. október 1-2. között, az ausztriai Hainburgban, 11-dik alkalommal kerül megrendezésre a Vasbetonépítés Közép-Európai Kongresszusa (Central European Congress on Concrete Engineering – CCC2015).

A konferencia célja

Az „Innovatív betonteknológia a gyakorlatban” alcímű konferencia elsődleges célja, hogy a különböző tanácsadó, tervező és kivitelező cégek, valamint egyetemek dolgozói és kutatói megismerkedhessenek az egyes tagországokban folytatott legújabb elméleti kutatások eredményeivel, valamint a vasbeton szerkezetek építése és kivitelezése során alkalmazott legfrissebb gyakorlati technológiákkal. A konferencia lehetőséget nyújt arra, hogy a különböző országokból érkezett szakértők megvitassák egymással a betonteknológia, betontervezés, illetve szerkezetépítés aktuális kérdéseit. Az esemény során a résztvevők nagyobb volumenű, illetve szakmai szempontból érdekes ausztriai és más külföldi építési projektekkal is megismerkedhetnek.

A konferencia helyszíne

A Vasbetonépítés Közép-Európai Kongresszusa idén Ausztriában, a Duna partján fekvő Hainburg városában kerül megrendezésre. Hainburg Béctől keletre, az osztrák-szlovák határ közelében található, Budapestről autóval mintegy 2 óra alatt elérhető. A konferencia előadások és kiállítások helyszíne a Duna partján álló „Kulturfabrik” rendezvényközpont lesz (<http://edit.kulturfabrik-hainburg.at/>).



Absztrakt leadása

A konferenciára 2015. április 15-ig lehet angol nyelvű Absztraktot leadni, az alábbi témakörökben (az utolsó pontba gyakorlatilag tetszőleges szerkezet besorolható):

- Fibre-reinforced Concrete or Prestressed Concrete
- Self Compacting-, High Performance- or Ultra High Performance Concrete
- Sprayed or Innershell Concrete
- Prefabricated Concrete
- Recycled Concrete or Concrete of tunnelling excavation
- Concrete for Maintenance
- Concrete for energy savings or for Geothermal Energy
- Better environment with Concrete
- Planning & Construction for Traffic Infrastructure and Building Construction

Absztraktok leadása és további információk a konferencia weboldalán: <http://www.ccc2015.at/>

TÜZKÁROSODOTT VASBETONSZERKEZET VIZSGÁLHATÓSÁGA CT-VEL



Dr. Lublóy Éva - Dr. Balázs L. György - Kapitány Kristóf - Dr. Barsi Árpád - Földes Tamás

A tűzkárosult betonszerkezetek roncsolásmentes vizsgálata összetett feladat és esetenként nagyon költséges is. Tekintettel arra, hogy a tűzkárosult épületek egy része felújítható, ezért roncsolásmentes vizsgálatuk nagyon fontos. Véleményünk szerint az eddig használt módszerek nem feltétlenül szolgáltatnak megbízható eredményeket. Ezért egy új lehetőséget kerestünk az ipari CT (Computed Tomography) alkalmazásával a tűzkárosult épületek vizsgálatára. Tűzkárosult tübbing elemből – ami két órás tűzterhelésnek volt kitéve – magmintát vettünk. A beton magmintákról CT felvételeket készítettünk. Ezek alapján megállapítottuk, hogy a CT perspektivikus, megbízható lehetőséget nyújt a tűzkárosult épületek vizsgálatához.

Kulcsszavak: komputertomográfia (computed tomography, CT), tűzkárosodott beton, roncsolásmentes vizsgálat

1. BEVEZETÉS

A tűzvédelem szempontjából meg kell oldanunk az épületek tűzzel szembeni elegendő ellenállóképességét, illetve sok esetben az épületek tűz utáni rekonstrukcióját. Manapság az épületek helyreállítása, felújítása nagyon fontossá vált. A tűz utáni felújítás lehetőségének felmérése és módjának meghatározása azonban speciális ismereteket igényel. Az épületek tüzeset utáni felújításának felmérésekor nagyon fontos, hogy meg tudjuk határozni az épület károsodásának mértékét. Kiváló lehetőséget nyújthat erre a komputertomográfia (Computed Tomography – CT), mely segítségével betekintést nyerhetünk az anyag belső szerkezetébe, és annak átalakulásaira következtethetünk. A hőterhelés hatására ugyanis a vasbetonszerkezetek tűz felőli oldalának testsűrűsége és porozitása változik.

2. A CT-MÉRÉS LÉNYEGE ÉS LEHETŐSÉGEI

A CT-készülékek a vizsgált objektumokról rétegfelvételeket készítenek, melyekből az anyagok belső szerkezetére következtethetünk. A felvételek elkészítéséhez röntgensugárzást használnak, melyet detektorok segítségével érzékelnek. Méréseinkhez egy harmadik generációs CT berendezést (Siemens SOMATOM Sensation 16) alkalmaztunk, amely a vizsgálat tárgyát egy sík, legyezőszerű röntgensugárnyalábbal világítja át. A felvételek kialakításakor a sugárforrás a vizsgált objektum körül forog, míg a minta átellenes oldalán a jeleit rögzítő detektorsor követi a mozgását. Így előállítható különböző irányokból a minta abszorpciós profilja, melyekből rekonstruálható a keresztmetszeti kép. A minta mozgztatásával szabályos lépésközönként kialakíthatjuk a rétegfelvételeket. A modern CT berendezések egyszerre akár több szeletet is vizsgálhatnak, ezáltal gyorsítva a felvételek rögzítését, melynek igazából mozgó objektumoknál van jelentősége (pl. dobogó szív) (Buzug, Thorsten, 2008). A vizsgálat a szükséges számításokkal együtt néhány perc alatt elvégezhető (Berényi et al., 1997). A teljes kiértékelés további jelentős feladatokat jelent.

A mérési módszer az anyagok eltérő sugárgyengítési tulajdonságain alapul. A μ sugárgyengítési együttható az anyagra jellemző tulajdonság, ami az anyag sűrűségétől és a röntgensugárzás spektrumától függ.

A CT felvételek minden egyes voxelje (térfogategysége) egy-egy intenzitás értékkel rendelkezik, ami az adott térfogatelem relatív lineáris sugárgyengítését mutatja (Berényi et al., 1997). A következő lépésben ezeket az értékeket egy skálához rendeljük az alábbi képlet alapján:

$$HU = \frac{K(\mu - \mu_{viz})}{\mu_{viz}}$$

ahol:

HU a Hounsfield-egység (Hounsfield Unit) [-],
K egy konstans, aminek az értéke 1000 [-],
 μ az adott képpont sugárgyengítési együtthatója [1/m],
 μ_{viz} a víz sugárgyengítési együtthatója [1/m].

A skála fix pontjai a víz Hounsfield-értéke, ami 0-ra van felvéve, és a levegő Hounsfield-értéke, ami -1000 Hounsfield-egység. A Hounsfield-értékek értelmezési tartománya általában -1024-től +3071-ig tart, de a modern készülékeken lehetőség van a skála kiterjesztésére, ezáltal részletesebb felosztásra is.

Tekintettel arra, hogy a CT ezek alapján csak a sűrűségkülönbségek mérésére szolgál, ezért azt kell megvizsgálunk, hogy a tűz hatására bekövetkező anyagszerkezeti változások a sűrűségkülönbség mérésével kimutathatóak-e.

3. A BETON RONCSOLÁSMENTES VIZSGÁLATI MÓDSZEREI ÉS HASZNÁLHATÓSÁGUK TÜZKÁROSULT SZERKEZETEK ESETÉN

Tűzkárosult épületek felmérésekor törekedni kell majdnem teljesen roncsolásmentes vizsgálati módok alkalmazására, hogy a megmaradt szerkezetet a lehető legkisebb mértékben károsítsuk. A vizsgálatok során alkalmazható lehetőségekről

az 1. táblázat ad áttekintést. A táblázatban feltüntetett vizsgálatok nagyon költségesek, vagy nem szolgáltatnak megbízható eredményeket, ezért egy új módszert dolgoztunk ki a betonkárosodás mértékének a becslésére. A módszer lényege azon alapul, hogy a tűz hatása során kémiai és fizikai változások mennek végbe a betonban, ezért feltételezhető, hogy ezek a változások a CT-vel, vagyis sűrűségkülönbség-méréssel kimutathatóak.

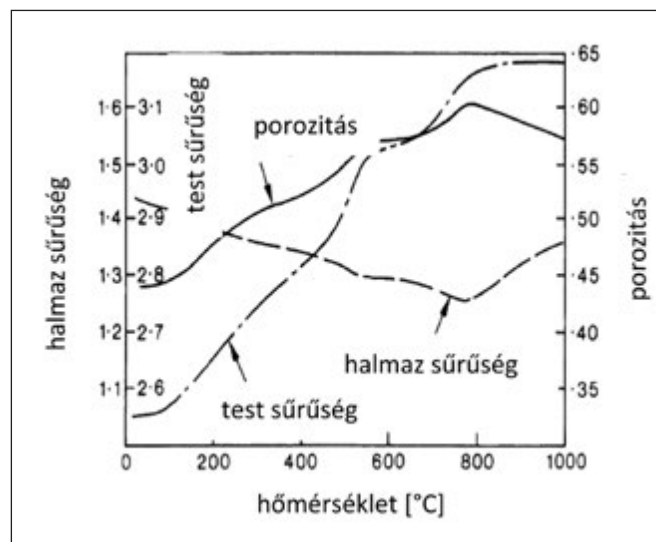
1. táblázat: A roncsolásmentes vizsgálati módszerek áttekintése (fib, 2008)

Betonfedés ellenállása	Pontonkénti kisminta	Speciális mérési módszer
Schmidt kalapács	Kisminta mechanikai vizsgálata	Impact echo
Windsor próba	DTG	Hang-tomográf
Capo teszt	Dilatometria	MASW (felszínhullámok modál-analízise)
BRE belső törés	Termolumineszcencia	Elektromos ellenállás
Ultrahangos vizsgálat	Porozimetria	Indirekt ultrahangos vizsgálat
Fúrasi ellenállás	Colorimetria	
	Mikrorepedés-sűrűség elemzés	
	Kémiai vizsgálatok	

4. A BETON VISELKEDÉSE MAGAS HŐMÉRSÉKLET ESETÉN

A hőmérséklet emelkedésével a beton szilárdsági jellemzői romlanak. A beton a lehűlés során sem nyeri vissza eredeti tulajdonságait, jellemzőit, mivel a hőterhelés hatására a beton szerkezetében visszafordíthatatlan folyamatok mennek végbe, a beton szerkezete megbomlik, és végezetül tönkremegy.

A betonban a hőmérséklet hatására lejátszódó kémiai folyamatok alakulását termoanalitikai módszerekkel vizsgálhatjuk. A termogravimetriás (TG) és a derivált termogravimetriás (DTG) görbék segítségével a tömegváltozással járó átalakulások mennyiségi elemzése végezhető el. A differenciál termoanalízis (DTA) görbékkel



1. ábra: A pórusrendszer és a sűrűség alakulása a hőmérséklet függvényében (fib, 2008) Az ordináták feliratait függőlegesen kell elhelyezni!

nyomon követhetjük a hőmérséklet növekedésének hatására bekövetkező exoterm (hőtermelő) vagy endoterm (hőelnyelő) folyamatok alakulását (Hinrichsmeyer, 1987).

Magas hőmérsékleten a beton szerkezete megváltozik. A különböző hőmérsékleti tartományokban a betonban lejátszódó legfontosabb fizikai és kémiai folyamatokat foglaljuk össze röviden a 2. táblázatban. A 3. táblázatban a pórusrendszer változását adjuk meg a hőmérséklet függvényében.

2. táblázat: A betonban lejátszódó folyamatok a hőmérséklet függvényében

A beton hőmérséklete	Folyamat
100 °C	hidrotermikus reakciók, a kémiailag kötött víz távozásának kezdete
300 °C	a kvarckavics adalékanyagú betonok szilárdságvesztésének kezdete, néhány adalékanyag dehidratációja
100–400 °C	a betonfelületek réteges leválása szempontjából kritikus tartomány
500 °C	kalcium-hidroxid bomlása
600 °C	a kúszás erőteljes növekedése
700 °C	kalcium-szilikát-hidrátok bomlása
800 °C	kerámiai kötés bomlása
1200 °C	az olvadás kezdete

(Balázs et al., 2010)

3. táblázat: A pórusrendszer változás a hőmérséklet függvényében (Balázs et al., 2010)

Hőterhelés hőmérséklete	Lejátszódó folyamat
150 °C-ig	a cementkő porozitása, valamint az adalékanyag és a cementkő közötti kontakt zóna porozitása kvarckavics adalékanyagú betonoknál nő
150 °C felett	a kontakt zónában repedések keletkezhetnek
450 °C-ig	a cementkő struktúrája stabil, de mikrorepedések már ezen hőmérséklet alatt is keletkezhetnek
450–550 °C	a portlandit bomlása miatt a porozitás megnő
650 °C-ig	a cementkő felépítése nem változik
650 °C felett	a CSH vegyületek bomlása megkezdődik, és a kapillárisok száma megnő
750 °C felett	a pórusok átmérője nagymértékben növekszik. A különböző mikrorepedések mérete függ az adalékanyag legnagyobb szemnagyságától

A tűzhatás során végbemenő kémiai és fizikai változások a betonban a sűrűség és a pórusrendszer megváltozását idézik elő (1. ábra). Az alábbiakban bemutatjuk, hogy CT vizsgálattal milyen módon mutathatjuk ki a változásokat.

5. TŰZKÁROSULT SZERKEZETEK VIZSGÁLATA CT-VEL

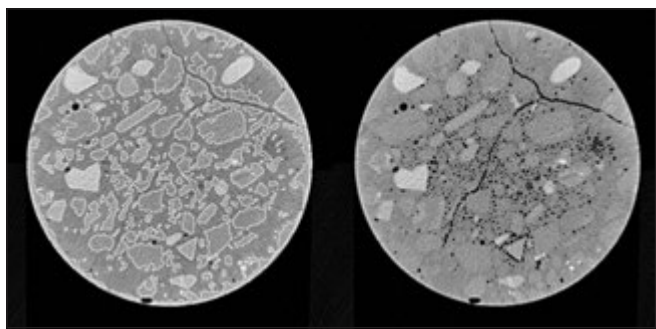
Két órás tűzterhelésnek alávetett, tűzkárosult tübbing elemből (2. ábra) magmintát (3. ábra) fűrtünk. A magmintáról CT felvételeket készítettünk. A felvételeken az adalékanyagokat, a cementhabarcsot és a pórusokat szétválasztottuk (4. ábra). A CT felvételek feldolgozása és elemzése Matlab környezetben



2. ábra: Mintavételi helyek tűzkárosult szerkezeten (fénykép, Balázs Lublóy, Földes, 2015)



3. ábra: A tűzkárosult szerkezetből vett magminta (fénykép, Balázs Lublóy, Földes, 2015)



4. ábra: Az adalékanyag- (fehér körvonal) és pórusrendszer (fekete körvonal) CT rétegfelvételen

írt algoritmusokkal, automatikus módon, előre beállított paraméterekkel történik. Az adalékanyagok, kötőanyagok és a pórusok szegmentálása küszöböléssel (thresholding) történt (Russ, 2011), de a CT felvételek zajossága miatt az algoritmusban képfeljavító eszközöket is alkalmaztunk. Ezek közé különböző szűrők (például átlagoló szűrő) tartoztak, valamint külön foglalkozni kellett a CT-re jellemző

nyalábkevényedési korrekcióval is (<http://oftankonyv.reak.bme.hu/>). Utóbbi a homogén anyagon áthaladó röntgensugár gyengülését hivatott korrigálni. A kialakított algoritmusok egyenként elvégzik a CT felvételeken a szegmentálást, majd elemzés után előállítják az 5. és 6. ábrán is látható, szeletenkénti térfogatszázalékos statisztikákat. Az eredmények táblázatos formában rögzítjük, és további statisztikai számításokra is lehetőséget biztosítanak, nem csupán szeletenként, hanem a teljes magmintára vonatkozóan is.

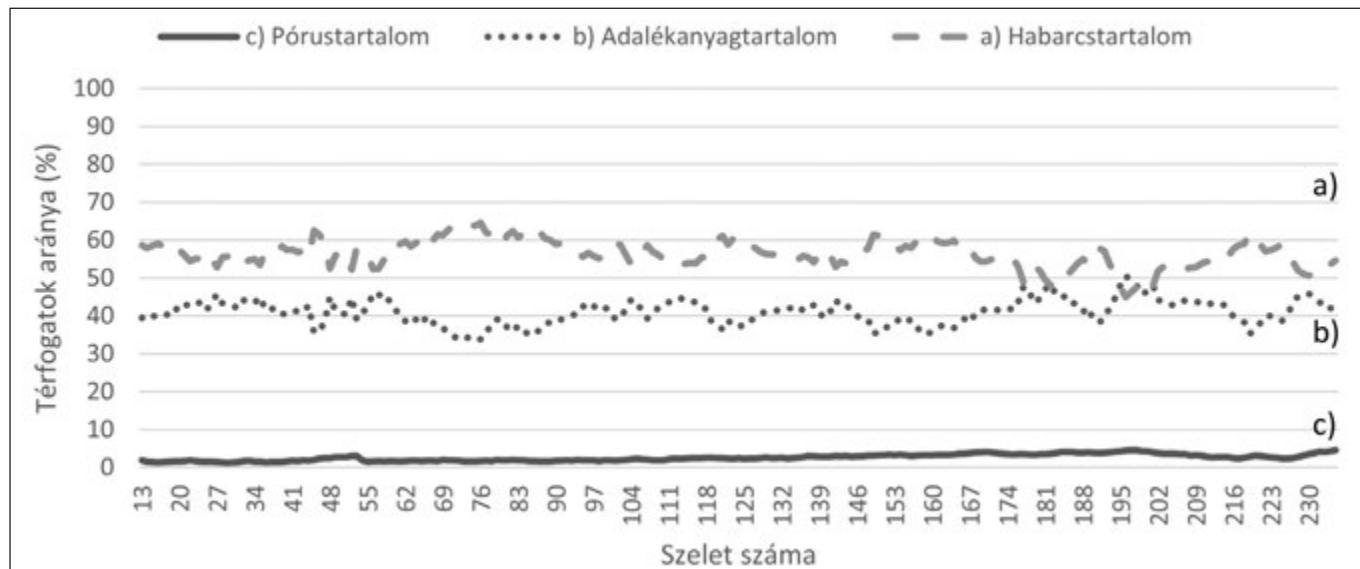
Az 5. ábrán megadtuk az adalékanyag-tartalmat, a habarcstartalmat és a pórustartalmat. A görbéken látható csúcsok azzal magyarázhatóak, hogy a szeleteken belül eltérő lehet az adalékanyag és a habarcstartalom. Jól látható, hogy a 100 jelű szelettől a porozitás megnő, ezért a pórustartalmat külön is ábrázoltuk (6. ábra). A 200-230 jelű szeletek közötti alacsony porozitásértéket a magas adalékanyag tartalom magyarázza (lásd 5. ábra b) jelű görbe). Ezek alapján a beton felület felső 100 mm vastagságú része károsodottnak tekinthető, ami szilárdságcsökkenésre utal.

A 7. ábrán a pórusrendszer térbeli alakulását adjuk meg. A 7. ábrán jól látható, hogy a próbatest alsó harmadában, ahol a betont a tűzterhelés érte, egy repedés fut végig, valamint az alsó, hőterhelésnek kitett részen a beton pórusrendszere megváltozott. A pórusrendszer változása azt jelenti, hogy az alsó részen a kisméretű pórusok száma megnőtt. A 8. ábrán a különböző méretű pórusokat és azok gyakoriságát adjuk meg. A sötét vonalakkal jelölt rész a hőterhelésnek kitett szeletekre vonatkozik, a világos vonalakkal jelölt rész pedig a hőterhelés nélküli részre vonatkozik. Megállapítható, hogy sötét színnel ábrázolt részeken a kisméretű pórusok gyakorisága nagyobb, vagyis több a kisméretű pórus.

6. MEGÁLLAPÍTÁSOK

A tűzkárosult betonszerkezetek roncsolásmentes vizsgálata összetett feladat és esetenként nagyon költséges is. A tűzkárosult épületek egy része felújítható, ezért fontos megoldanunk, hogy az épület legkisebb további károsodása mellett végezzük el az épület megbízható felmérését. Véleményünk szerint az eddig használt módszerek nem feltétlenül szolgáltatnak megbízható eredményeket. Ezért új lehetőséget kerestünk a CT (Computed Tomography) a tűzkárosult épületek vizsgálatára. A CT alkalmas lehet a tűzkárosult épületek vizsgálatára, mivel a tűz hatására az anyagszerkezet megváltozik, és ezzel egyidejűleg a porozitása és a testsűrűsége is változik, ami jól mérhető CT-vel.

5. ábra: Az adalékanyag, cementkő és a pórusok eloszlása az egyes szeleteken belül

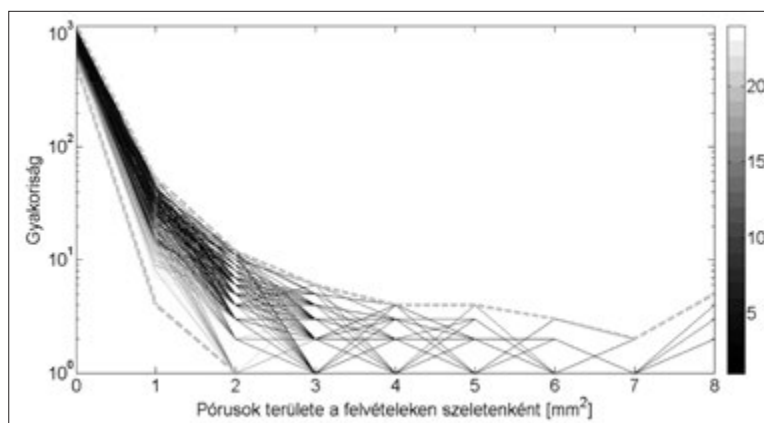
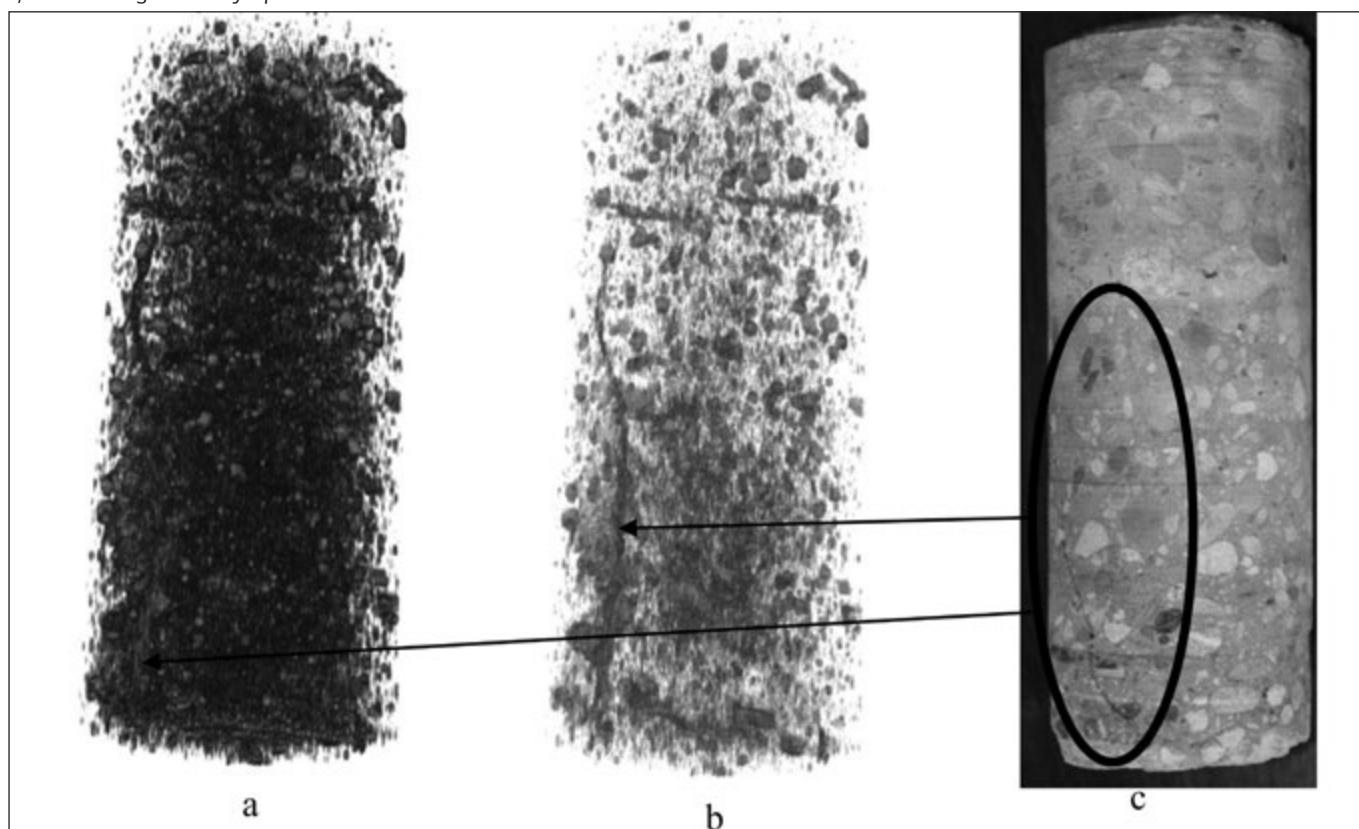




6. ábra: A pórusok eloszlása az egyes szeleteken belül (5. c. ábra felnagyított képe)

7. ábra: A magminta elemzése

- a) A pórusrendszer térbeli ábrázolása az ImageJ szoftver segítségével
- b) A pórusrendszer ábrázolása kisebb pórusok áttetszőségének növelésével
- c) A beton magminta fényképe



8. ábra: A pórusméret és azok gyakorisága, melyen sötét színárnyalat jelzi a tűz felőli oldalt, szaggatott vonallal pedig a burkológörbét jelöltük

Vizsgálataink során a két órás tűzterhelésnek kitett tűbbing elemből magmintát vettünk. A beton magmintáról CT felvételeket készítettünk. A felvételeken az adalékanyagokat, a cementhabarcsot és a pórusokat szétválasztottuk. A CT felvételek feldolgozása és elemzése *Matlab* környezetben írt algoritmusokkal, automatikus módon, előre beállított paraméterekkel végeztük el.

A pórusrendszer térbeli alakulásán jól látható, hogy a próbatest alsó harmadában, ahol a betont a tűzterhelés érte, egy repedés fut végig, valamint az alsó, hőterhelésnek kitett részen a beton pórusrendszere megváltozott. A magminta az alsó részén, a kisméretű pórusok száma jelentősen megnőtt, feltehetőleg a pórusrendszer változása okozza az analitikus mérések során meghatározott testsűrűség különbséget. A testsűrűség csökkenése pedig utal a tűzkárosodás mértékére.

Ezek alapján megállapíthatjuk, hogy a CT jó lehetőséget nyújt a tűzkárosult épületek vizsgálatához.

7. HIVATKOZÁSOK

- Balázs L. Gy., Horváth L., Kulcsár B., Lublőy É., Maros J., Mészöly T., Sas V., Takács L. G., Vigh L. G. (2010), „Szerkezetek tervezése tűzterhelésre az MSZ EN szerint (beton, vasbeton, acél, fa)”, ISBN: 978-615-5093-02-9
Kiadás éve: 2010. Kiadja: *PI Innovációs Kft.*
- Balázs L. Gy., Lublőy É., Földes T. (2015) Let's look at inside by x-ray computed tomograph (CT), *Structural Concrete Journal* (submitted)
- Berényi E., Bogner P., Horváth Gy., Repa I. (1997), „Radiológia”, *Springer Hungarica*, Budapest.
- Buzug, T. M. (2008), „Computed Tomography - From Photon Statistics to Modern Cone-Beam CT”, Berlin/Heidelberg : *Springer-Verlag*, 978-3-540-39407-5.
- „Elektronikus oktatási anyag kialakítása az élő szervezet strukturális összetevőinek és biokémiai folyamatainak képalkotó elemzésére”, <http://oftankonyv.reak.bme.hu/>, ISBN 978-963-313-066-7
- fib* bulletin 46, (2008), „Fire design of concrete structures – structural behaviour and assessment”, ISBN 978-2-88394-086-4
- Hinrichsmeyer K. (1987), „Strukturorientierte Analyse und Modellbeschreibung der thermischen Schädigung von Beton”, Heft 74 IBMB, Braunschweig
- Majorosné L. É. (2008), „Tűz hatása a betonszerkezetek anyagaira”, *doktori értekezés*, BME
- Russ J. C. (2011), „Image Processing Handbook”, *Book*, Sixth Edition, ISBN: 1-4398-4045-8, CRC Press

Dr. Lublőy Éva (1976) okl. építőmérnök (BME Építőmérnöki Kar 2001), adjunktus a BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszékén (2008). Fő érdeklődési területei: vasbetonszerkezetek viselkedése tűz hatására, tűzkárokozó mérnöki tanulságai. *A fib* Magyar Tagozat tagja.

Dr. Balázs L. György (1958) okl. építőmérnök, matematikai szakmérnök PhD, Dr. habil., egyetemi tanár, a BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszék vezetője. Fő érdeklődési területei: beton, vasbeton és feszített vasbeton szerkezetek (anyagai, laboratóriumi vizsgálata és modellezése), roncsolásmentes vizsgálatok, szálerősítésű betonok (FRC), nem acélanyagú (FRP) betétek, megerősítések anyagai és módjai, erőátadódás betonban, vasbeton tartó repedezettségi állapota, vasbetonszerkezetek tartóssága. *A fib* Nemzetközi Betonszövetség tiszteletbeli elnöke. *A fib* Magyar Tagozat elnöke. *A fib* Com 9 „Dissemination of knowledge” elnöke.

Kapitány Kristóf (1987) építőmérnöki (térinformatikai) BSc (BME Építőmérnöki Kar, 2009), Földmérő- és térinformatikai mérnök MSC (BME Építőmérnöki Kar, 2012), PhD hallgató a BME Fotogrammetria és Térinformatika Tanszékén. Fő érdeklődési területei: képfeldolgozás, orvosi képalkotás, objektumrekonstrukció orvosi képekből.

Dr. Barsi Árpád (1969) okl. építőmérnök (1994), PhD (1998), habil (2004), egyetemi tanár (2011), a BME Fotogrammetria és Térinformatika Tanszék vezetője (2004-től). Fő érdeklődési területei: digitális képfeldolgozás, mesterséges intelligencia, lézerszkennelés, navigáció, térinformatikai elemzések.

Földes Tamás (1954) okl. geológus (ELTE 1979), 2005-ig a Kőolajkutató vállalatnál, majd pedig a MOL Rt-nél dolgozott. 2006-tól a Kaposvári Egyetem Diagnosztikai Intézetének munkatársa. 1999-től végez CT és MR mérési értékeléseket élettelen vizsgálati anyagokon, elsősorban kőzeteken. Fő érdeklődési területe: szénhidrogén rezervoár, geológiai modellezés, nagyfelbontású képalkotó roncsolásmentes mérések (CT, microCT, MR), élettelen anyagvizsgálati módszerek kiértékelése. A Magyarhoni Földtani Társulat, a Geofizikai Társulat és az EAGE tagja.

ANALYSIS OF FIRE DAMAGED REINFORCED CONCRETE STRUCTURES BY COMPUTED TOMOGRAPHY (CT)

Éva Lublőy - György L. Balázs - Kristóf Kapitány - Árpád Barsi - Tamás Földes

The analysis of fire damaged concrete structures is a complex and occasionally expensive task. Considering that the damaged structures could be often renovated, non-destructive test methods are of high importance in analysis of actual damages. In our opinion the currently used methods are expensive or can't provide reliable results. In our study we present another possibility to analyze fire damaged buildings by computer tomography (CT). We took drilled core samples from fire damaged tubbing elements after two hour hydrocarbon fire load. The samples were imaged by CT, and according to the analysis of the images, we have found out that the CT provides a promising and reliable possibility for the inspection of fire damaged structures.

SZÁLAK LEHETSÉGES KÁROSODÁSA BETONBAN VALÓ KEVERÉS SORÁN



Czoboly Olivér – Balázs L. György

Kedvező tulajdonságai miatt világszerte egyre szélesebb körben alkalmaznak szálerősítésű betont. Mint ismeretes, a szálerősítésű betonok tulajdonságait jelentősen befolyásolja, hogy milyen szálat és mekkora mennyiségben alkalmazunk. A gyártói leírásokból, saját méréseinkből tudhatjuk, hogy a szálaknak milyen a húzószilárdsága, hossza, felületi jellemzője, alakja a keverés előtt. A megszilárdult beton tulajdonságait azonban a szálak bekeverését követő jellemzői határozzák meg. Felmerül a kérdés, hogy vajon a szálak tulajdonságát befolyásolja-e számottevően a betonban való keverés folyamata. Jelen kutatásunkban azt vizsgáltuk, hogy a különféle anyagú és alakú szálak hogyan viselkednek betonban való 5 - 30 perc keverés során. Azt tapasztaltuk, hogy egyes szálak keverés hatására károsodhatnak. A károsodás jellemző módja és mértéke nagymértékben függött a szál jellemzőitől. Jelen cikkünkben összefoglaltuk az általunk vizsgált szálak jellemző károsodási módjait.

Kulcsszavak: szálerősítésű beton, száljellemzők, szálak károsodása, roncsolódás, szálrövidülés, szálfelület kopása, keverés hatása

1. BEVEZETÉS

Már 1874-ben A. Bernard alkalmazott szabálytalan alakú vas-hulladékot a beton tulajdonságának javításához (Maidl, 1995). Majd 1965-ben J. P. Romualdi szerzett szabadalmat acélhuzal erősítésű betonra (Palotás, 1977). Azóta a szálerősítésű betonnal kapcsolatos kedvező tapasztalatok miatt egyre több fajta, egyre jobb tulajdonságú szálát fejlesztettek ki.

Napjainkban sokféle alakú (pl.: sima, bordázott, kampós végű, gömb végű, hullámos, csavart), átmérőjű (0,2 mm – 1,2 mm), hosszúságú (13 mm – 60 mm) és bevonatú (pl. galvanizált, réz bevonatú) acélszál létezik. Nem is beszélve arról, hogy más anyagú szálat is nagy sikerrel alkalmaztak. A teljesség igénye nélkül, léteznek acél, műanyag (pl. polietilén, polipropilén, poliamid, modifikált poliolefin), üveg, szén és bazalt szálak is (1. ábra).

A szálerősítésű betonok megfelelő tulajdonságának eléréséhez nagyon fontos, hogy a szálak egyenletesen elkeveredjenek

a betonban. Ezért a szálgyártók megadják a szálak bekeverésének javasolt módját (száraz, vagy nedves keverés), illetve a minimális elkeveredési időt, amennyit keverni kell a betont a szál adagolását követően.

Fontos kérdés azonban, hogy milyen hatással van a szálak tulajdonságaira és így a szálerősítésű beton tulajdonságaira, ha a minimálisan előírt, vagy annál hosszabb ideig keverjük a szál beadagolását követően a betont. A keverés hatására a szálaknak mely tulajdonságai változnak kedvezően, illetve hátrányosan? Vajon a szálak károsodhatnak-e és ha igen, akkor milyen mértékben?

Jelen kutatásunkban azt vizsgáltuk, hogy a különféle anyagú és alakú szálak hogyan viselkednek eltérő időtartamú (a szálak adagolását követő 5-30 perces) keverés hatására.

2. SZAKIRODALMI ÁTTEKINTÉS

Szinte nincs olyan tulajdonsága a szálerősítésű betonoknak, ami ne függene a szálak tapadásától (Naaman, Najm, 1991). Több kutatás (Feng, Sun, Wang, Shi, 2014; Halvax, Lublőy, 2013; Kopeckó, 2002; Zile, Zile, 2013) foglalkozott az elmúlt években is a különböző anyagú szálak tapadásával.

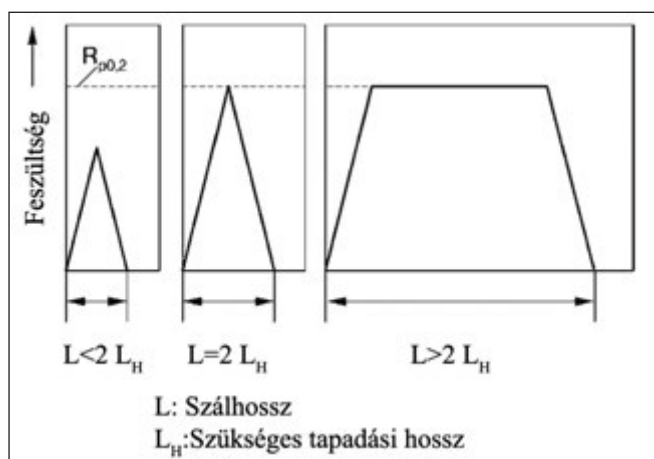
Balázs és Polgár (1999) szerint a szálak tapadása elsősorban a szálak anyagától, alakjától, felületi kialakításától, az ágyazóanyag mechanikai tulajdonságaitól, a száltartalomtól és a terhelési sebességtől függ. Ebből következik, hogy a szálak felületének, alakjának változása is szinte minden tulajdonságát befolyásolja a szálerősítésű betonoknak.

A szálak megfelelő kihasználásához – a megfelelő tapadáson kívül – fontos, hogy a bekevert szálak kedvező hosszúsággal rendelkezzenek. Ha túl rövidek a szálak, akkor a betonból könnyen kihúzódnak, és így a szálak lehetséges teherbírását nem használjuk ki eléggé (2. ábra).

Ahogy azt már a bevezetőben is írtuk, a szálak egyenletes elkeveredése kiemelten fontos. Balázs és Polgár (1999) is

1. ábra: Betonhoz alkalmazható néhány jellegzetes szál



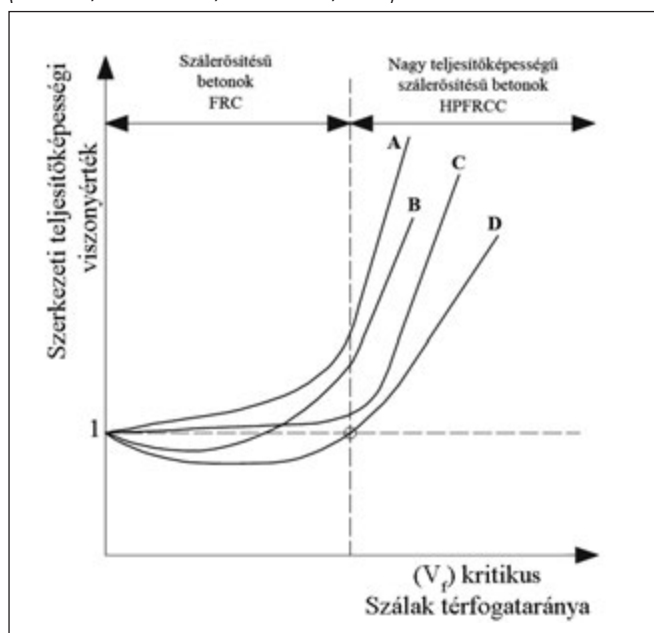


2. ábra: Húzófeszültség a szálak ágyazási hosszától függően (Wischers, 1974)

felhívta a figyelmet arra, hogy ha a szálakat nem megfelelően dolgozzuk be, akkor a szálak a beton tulajdonságait kedvezőtlenül is befolyásolhatják (3. ábra). A nem megfelelő elkeveredés miatt egyes részeken túl sok szál lesz és a cementpép nem tudja megfelelően körülvenni, melyeknek így nem lesz megfelelő tapadásuk a betonhoz, míg más részekre a tervezettnél kevesebb szál jut. A kevesebb szál pedig a tervezettnél kevésbé fejti ki hatását. Ennek elkerülésére a szálgyártók meg szokták adni a minimális elkeveredési időt, amennyit keverni kell a betont a szál betonba való adagolását követően.

Ahhoz, hogy a szálak a megszilárdult betonban egyenletesen helyezkedjenek el, nem elegendő, hogy egyenletesen elkeveredjenek, hanem fontos, hogy a bedolgozás során se osztályozódjanak szét a beton többi alkotóelemétől. Az acélszálak testsűrűsége hozzávetőlegesen 7850 kg/m^3 . Emiatt túlzott tömörítés esetén lesüllyedhetnek a szerkezeti elem aljára. A műanyag szálak testsűrűsége hozzávetőlegesen 890 kg/m^3 . A beton többi alkotóeleméhez képesti kisebb testsűrűsége miatt a műanyag szálaknál pedig fennáll a felúszás veszélye. Ennek megfelelően a szálerősítésű betonok készítésénél külön figyelmet kell fordítani a megfelelő szálelkeveredésre és bedolgozásra, hogy a szálak jól ismert, kedvező tulajdonságukat végezetül ki tudják fejteni.

3. ábra: Szálerősítésű beton jellemzőjének lehetséges alakulása a száltartalom növelésével (Sematikus ábra: A, B, C, D görbék: különböző szálak, illetve bedolgozási viszonyok esetére vonatkozóan (Naaman, Paramasivan, Balázs et al., 1996)



Korábbi kutatások foglalkoztak a szálerősítésű betonok tartóssági kérdéseivel is. Kimutatták, hogy a beton lúgos kémhatása miatt egyes szálak (pl. üvegszálak egyes típusai) idővel károsodhatnak a betonban (Kopecskó, 2004), míg az acélszálakat épp a beton lúgos kémhatása védi a korróziótól. Arról azonban eddig kevés ismeretünk van, hogy keverés hatására a különféle szálaknak milyen lehetséges károsodási módjai vannak.

3. ELVÉGZETT KÍSÉRLETEINK

Kutatásunk során két fajta acél anyagú (egy bevonat nélküli és egy réz bevonatú) szálát, három fajta makro műanyag szálát, két eltérő hosszúságú bazalt szálát vizsgáltunk. (Az MSZ EN 14889-2:2007 szabvány alapján makro műanyag szálak nevezzük azokat a műanyag szálakat, amelyek átmérője nagyobb $0,3 \text{ mm}$ -nél.)

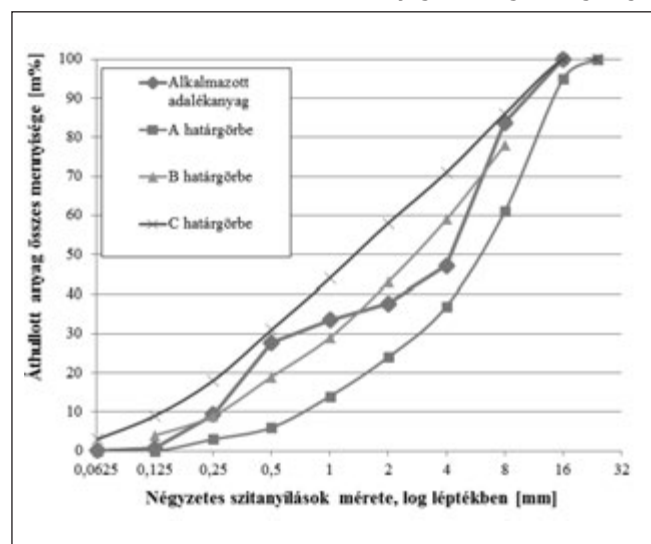
Mindegyik keverésnél azonos betonösszetételt és konzisztenciát (F4 konzisztencia osztályt) alkalmaztunk. A keverékeknek kvarckavics adalékanyagot használtunk amelynek szemmegoszlási görbéje a 4. ábrán látható ($d_{\max}=16$, finomsági modulus = 5,6). A keverékeknek 380 kg/m^3 CEM I 42,5 N típusú cementet és 0,43 víz-cement tényezőt alkalmaztunk. Az egyes keverékeknek a szál típusát, a száltartalmat és a folyósító adalékszer (Glenium C300) mennyiségét változtattuk. A betonkeverést minden esetben függőleges tengelyű kényszerkeverővel végeztük. A szálak adagolása minden esetben a már megkevert friss betonhoz történt.

Kifejlesztettünk egy eljárást, amivel akár a kisméretű (néhány μm hosszúságú) szálakat is – további sérülés nélkül – el tudtuk különíteni a friss betontól. Ennek köszönhetően vizsgálni tudtuk a szálak tulajdonságainak változását a keverés előtti állapothoz képest.

4. A SZÁLAK JELLEMZŐINEK VÁLTOZÁSA BETONBAN VALÓ KEVERÉS HATÁSÁRA

Vizsgálataink során azt tapasztaltuk, hogy a különféle szálak jellemzői eltérően módosulnak a keverési idő változtatásával. A szál anyagától, gyártási technológiájától, bevonatától, méretétől, felületi kialakításától függően eltérő sérülési módokat tapasztaltunk. Vizsgálataink alapján a károsodási módokat

4. ábra: A kísérleteinkhez használt adalékanyag szemmegoszlási görbéje



legjobban a szálak anyaga határozta meg, így az *1. táblázatban* összefoglaltuk a különböző anyagú szálak jellemző sérülési módjait.

1. táblázat: Szálak lehetséges károsodási módjai friss betonban való keverés során

Szál típusa	Sérülési típusa	
acélszál	alak deformációja	
	felületi bevonat kopása	
makro műanyag szál	kopás	felületi mintázat kopása
		száanyag kopása
		felület bolyhosodása
	szálvégéről kiinduló károsodás	szálasodás
		szálvég szétnyílása
		szál szétválása
	szál roncsolódása	zúzódás
		szál megnyílása
		bemetsződés
		szálrövidülés ill. szálszakadás
adalékanyag benyomódása a szálba		
bazalt mono szál	szálrövidülés	

A bevonat nélküli *acélszál* esetén nem tapasztaltunk jelentős változásokat a keverés hatására. A keverés során egyes szálak kis mértékben meghajoltak, alakjuk deformálódott. Ez azonban feltehetően nem befolyásolja jelentősen a szálerősítésű beton jellemzőit. A réz bevonatú acélszálak esetén, az alak deformációján túlmenően a keverés során a bevonat fokozatos kopását is tapasztaltuk (5. ábra).

A *makro műanyag szálak* keverése során azt tapasztaltuk, hogy a szálak felülete a keverés hatására megváltozott. A szálak felületi mintázata elkezdett lekopni és a felület elkezdett bolyhosodni, így a felület érdessége is folyamatosan változott (6. ábra). Azt tapasztaltuk, hogy a keverési idő növelésével a százfelület bolyhosodása fokozódott. A bolyhosodás minden

általunk vizsgált makro műanyag szálon megfigyelhető volt. A különféle makro műanyag szálak bolyhosodásának mértéke eltérő volt a szálak anyagától, átmérőjétől és felületi kialakításától függően.

Ugyanabból a keverékből, azonos keverési idő után kiszedett szálak bolyhosodásának mértéke is eltérő volt. Ez azzal magyarázható, hogy a szálakat eltérő hatások érték a betonban. Volt, amelyik szál közvetlenül érintkezett a keverődob szélével, vagy lapátjaival, míg más szálak kizárólag a betonmátrixszal érintkeztek. Sőt, egyes esetekben egy szál hossza mentén is szemmel látható különbségeket tapasztaltunk.

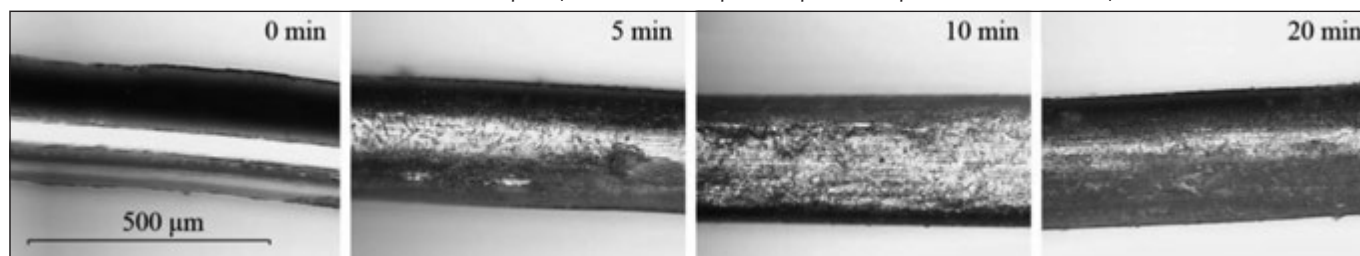
A keverés hatására (már 5 perc keverés után is) megfigyelhetőek voltak egyes makro műanyag szálak végétől kiinduló károsodások. A keverés során a szálak vége kezdetben elkezdett szálasodni (7.a. ábra), majd a szálvég szétnyílása következett be (7.b. ábra). A szétnyílás fokozatosan terjedt keverés közben a szál hossza mentén, míg végül a szál két vékonyabb részre szétvált (7.c. ábra). Volt olyan szál is, amelyiknél a szálnak mind a két vége elkezdett szétnyílni a keverés hatására.

A betonban való keverés közben voltak olyan szálak, melyeket erős mechanikai hatás ért. (A keverőlapátok és a dob fenéklemeze, illetve palástja közötti részbe adalékanyag szemek szorulhatnak be, melyek a keverő fokozott kopását eredményezhetik (Rácz, 2008). Előfordulhat, hogy a beszorult adalékanyag mellé műanyag szálak kerülnek, így lokális sérülés keletkezhet a makro műanyag szálon.)

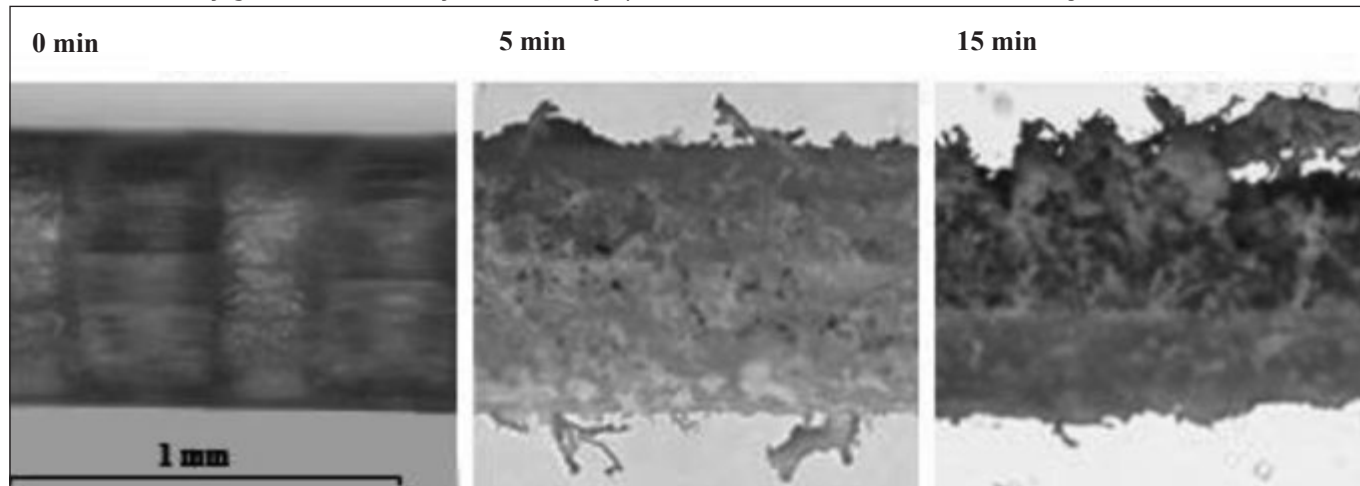
Vizsgálataink során megfigyeltünk olyan makro műanyag szálat, amelyen lokális zúzódást (8.a. ábra) tapasztaltunk. Egyes esetekben a zúzódásnál a szál megnyílása (8.b. ábra) következett be, míg más esetben bemetsződés (8.c. ábra) alakult ki. Nagyobb lokális behatás esetén, illetve a keverés közben fellépő igénybevételek miatt szálszakadás (szálak rövidülése) következett be.

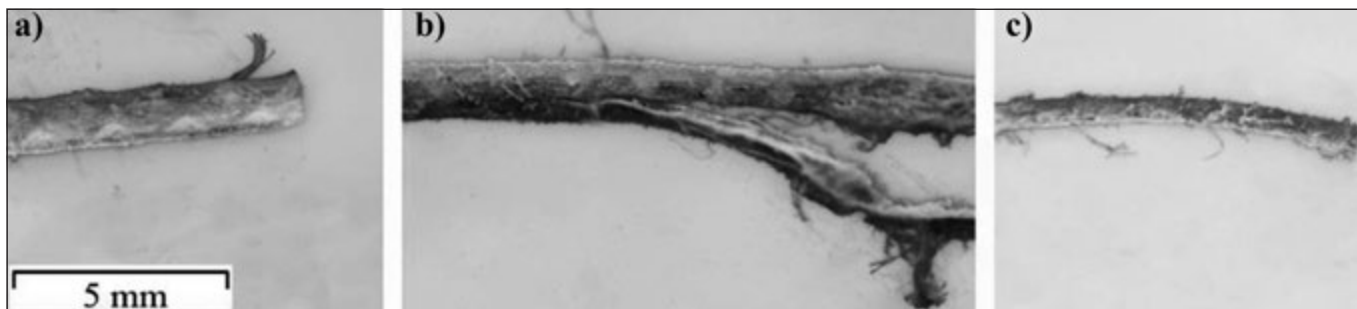
Mikroszkópos vizsgálatokkal kimutattuk, hogy a szálak bolyhosodott felületére a finomfrakció hozzátapadt, egyes esetekben az adalékanyag benyomódott a szálakba (9. ábra). Ennek hatására a makro műanyag szálak testsűrűsége megnőtt. Korábban a szálak úsztak a víz tetején (testsűrűségük hozzáve-

5. ábra: Réz bevonatú acélszál felületi bevonatának kopása (keverés nélkül, 5 perc, 10 perc és 20 perc keverést követően)

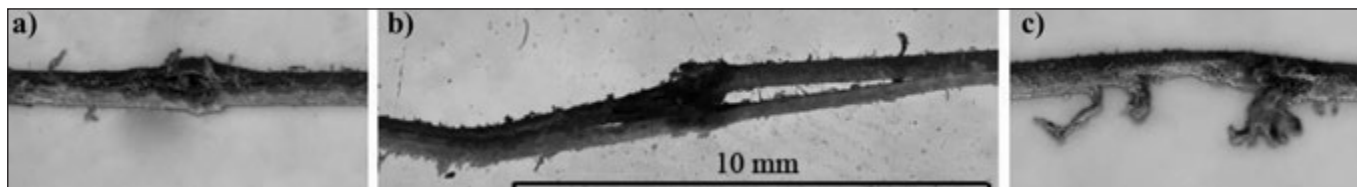


6. ábra: Makro műanyag szálak felületének bolyhosodása (a fényképek felett a szálak betonban való keverésének ideje látható)





7. ábra: Makro műanyag szálak végéről kiinduló károsodási folyamat
a) szálasodás, b) szálvég szétnyílása, c) szál szétválása



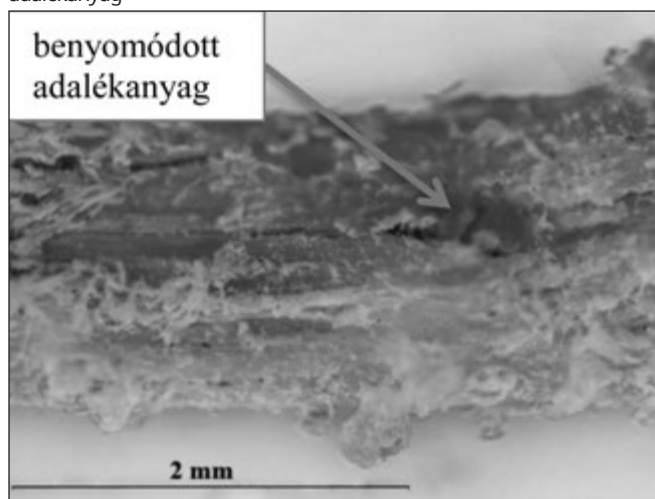
8. ábra: Makro műanyag szálak roncsolódása
a) zúzódás, b) szál megnyílása, c) bemetsződés

tőlegesen 890 kg/m^3 volt), keverés után azonban egyes szálak a vízben lebegtek (testsűrűségük hozzávetőlegesen 1000 kg/m^3 -re nőtt), míg más szálak elsüllyedtek (testsűrűségük nagyobb lett, mint 1000 kg/m^3).

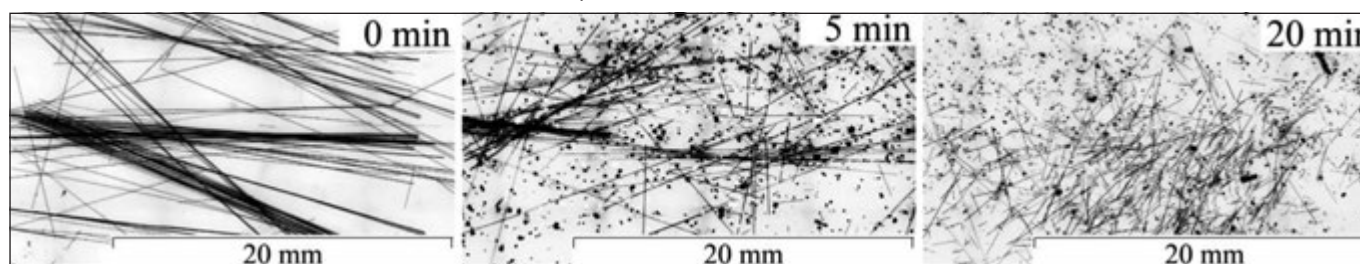
A mono bazaltszálak esetén azt tapasztaltuk, hogy a szálak a betonban való keverés hatására jelentősen lerövidültek (10. ábra). A szálak aprózódásának mértéke függött a szálak anyagától, bevonatától, illetve a szálhossztól.

Vizsgálataink során azt tapasztaltuk, hogy az általunk ismertett károsodási módok már 5 perc betonban való keverés után is megfigyelhetők voltak, azonban a keverési idő növelésével a károsodás mértéke és a károsodott szálak aránya folyamatosan nőtt. A keverés során tapasztalt szálsérülések akár a szálerősítésű beton egyes tulajdonságait kedvezően is befolyásolhatják

9. ábra: Keverés közben a makro műanyag szálakba benyomódott adalékanyag



10. ábra: Mono bazalt szál betonban való keverés hatására tapasztalható szálrövidülés



(pl. makro műanyag szál testsűrűség növekedése, felület érdesedése). Vannak olyan szálsérülések, amelyek várhatóan nem befolyásolják jelentősen a szálerősítésű beton tulajdonságát (pl. acélszálak alakjának deformációja). A szálak túlzott mértékű sérülése (szálszakadások, szálrövidülések, szálszétválás) akár ronthatják is a szálerősítésű betonok tulajdonságait.

Ennek megfelelően érdemes lenne megvizsgálni a felhasználás előtt, hogy az egyes keverési feltételek, betonösszetételek esetén milyen típusú és milyen mértékű szálsérülés tapasztalható, és annak milyen hatása van a szálerősítésű betonokra.

5. MEGÁLLAPÍTÁSOK

Jelen kutatásunkban azt vizsgáltuk, hogy a különféle anyagú és alakú szálak hogyan viselkednek eltérő időtartamú (szál bekeverését követő 5 - 30 perces), betonban való keverés hatására. Kutatásunk során két fajta acél anyagú (egy bevonat nélküli és egy réz bevonatú) szálát, három fajta makro műanyag szálát, két eltérő hosszúságú bazalt szálát alkalmaztunk.

Kifejlesztettünk egy eljárást, amivel akár a kisméretű (néhány μm hosszúságú) szálakat is – további sérülés nélkül – el tudtuk különíteni a friss betontól. Ennek köszönhetően vizsgálni tudtuk a szálak tulajdonságainak változását a keverés előtti állapothoz képest.

Vizsgálataink során azt tapasztaltuk, hogy a különféle szálak tulajdonságai eltérően változnak a keverési idő növelésével. A keverés hatására néhány szálon károsodásokat lehetett megfigyelni. A szál anyagától, gyártási technológiájától, bevonatától, méretétől, felületi kialakításától függően eltérő károsodási módokat tapasztaltunk.

Az acélszálak esetén a szálak alakja deformálódott, illetve ha volt bevonata (réz), akkor az kezdett el lekopni. A makro műanyag szálak esetén a felület kopásán túlmenően a szálak több darabra való szétválását, illetve szálak rövidülését is

tapasztaltuk. A bazalt anyagú mono szálaikon hosszú idejű keverés esetén jelentős szálrövidülést tapasztaltunk.

Ugyanabból a keverékből, azonos keverési idő után kiszedett szálak károsodásának módja és mértéke eltérő volt. Ez azzal magyarázható, hogy a szálakat eltérő hatások érték a betonban. Volt, amelyik szál közvetlenül érintkezett a keverődob szélével, vagy lapátjaival, míg más szálak kizárólag a betonmátrixszal kerültek kapcsolatba. Egyes esetekben akár a szál hossza mentén is szemmel látható különbségeket tapasztaltunk a szálak állapotában.

Az általunk ismertett károsodási módok egy része már 5 perc betonban való keverés után is megfigyelhetőek voltak, azonban a keverési idő növelésével a károsodás mértéke és a károsodott szálak aránya folyamatosan nőtt.

A keverés során tapasztalt szálsérülések akár a szálerősítésű beton egyes tulajdonságait kedvezően is befolyásolhatják (pl. makro műanyag szál testsűrűség növekedése, felület érdesedése). Vannak olyan jellegű szálsérülések, melyek várhatóan nem befolyásolják jelentősen a szálerősítésű beton tulajdonságát (pl. acélszálak alakjának deformációja). A szálak túlzott mértékű sérülése (szálszakadások, szálrövidülések, szálszétválás) akár a szálerősítésű betonok tulajdonságait ronthatják is.

Ennek megfelelően érdemes lenne megvizsgálni a felhasználás előtt, hogy az egyes keverési feltételek, betonösszetételek esetén milyen típusú és milyen mértékű szálsérülés tapasztalható, és annak milyen hatása van a szálerősítésű betonokra.

7. KÖSZÖNETNYILVÁNÍTÁS

Ezúton szeretnénk köszönetet mondani a BME Polimertechnika Tanszékének a szálak mikroszkópos vizsgálatának lehetőségéért. Külön köszönjük dr. Morlin Bálint segítségét a vizsgálóberendezések betanításában. Köszönetünket fejezzük ki továbbá dr. Salem G. Nehmenek szakmai tanácsaiért, a betonreceptúraért és a kutatási anyagokért. Köszönjük továbbá dr. Kopecskó Katalinnak a szakmai tanácsait.

6. FELHASZNÁLT IRODALOM

- Balázs L. Gy., Polgár L. (1999): „A szálerősítésű betonok múltja, jelene és jövője”, *Vasbetonépítés* 1. évf., 1. szám, pp. 3-10.
- Feng J., Sun W. W., Wang X. M., Shi X. Y. (2014): „Mechanical analyses of hooked fiber pullout performance in ultra-high-performance concrete”, *Construction and Building Materials*, Vol. 69, pp. 403-410.
- Halvax K., Lublóy É. (2013): „Pull-out behaviour of steel fibres”, *Fibre Concrete 2013*, Czech Republic, Prague, 2013 September 12-13., pp. 1-10.
- Kopecskó K. (2002): „Bond of Glass Fibres in Concrete”, In: Balázs, G. L., Bartos, P. J. M., Cairns, J., Borosnyói, A. (szerk.) *Bond in Concrete; from research to standards: Proceedings of the 3rd International Symposium*, Budapest, pp. 799-808.

- Kopecskó K. (2004): „Durability of Glass Fibres”, In: di Prisco M, Felicetti R, Plizzari G A (szerk.) *Fibre-Reinforced Concrete, BEFIB 2004: Proceedings of the 6th RILEM Symposium on Fibre Reinforced Concrete (PRO 39)*. Varenna, Olaszország, 2004.09.22-24., pp. 583-592.
- Maidl B. R. (1995): „Steel Fibre Reinforced Concrete”, *Ernst & Sohn, ISBN-10: 3433012881*, 292 p.
- MSZ EN 14889-2:2007 (2007): „Szálak betonhoz, 2. rész: Polimer szálak, Fogalom meghatározások, előírások és megfelelés”, *Magyar szabvány, Magyar Szabványügyi Testület*, 1+27 p.
- Naaman, A. E., Najm H. (1991): „Bond-Slip Mechanism of Steel Fibers in Concrete”, *ACI Materials Journal*, 1991 March-April, pp. 135-145.
- Naaman A. E., Paramasivam P., Balázs L. Gy. et al. (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.
- Palotás L. (1977): „Design and crack prediction of steel wire reinforced concrete”, *Steel wire reinforced concrete*, pp. 69-79., www.pp.bme.hu/ci/article/download/4148/3253 (letöltve: 2014. 12. 11.)
- Rácz K. (2008): „Betontechnológia gépei”, oktatási segédlet Szerkezetépítő szakmérnöki szak Betontechnológia ágazata részére, 156 p.
- Wischers G. (1974): „Faserbewehrter Beton”, *Beton* 24, Heft 3, pp. 95-99 és Heft 4, pp. 137-141.
- Zile E., Zile O. (2013): „Effect of the fiber geometry on the pullout response of mechanically deformed steel fibers”, *Cement and Concrete Research*, Vol. 44, pp. 18-24.

Czoboly Olivér Attila (1988) okleveles szerkezet-építőmérnök, doktorandusz (BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszék). Fő érdeklődési területek: szálerősítésű betonok (FRC), nagy teljesítőképességű betonok (HPC), szerkezetek állapotvizsgálata, rekonstrukciós lehetőségek, tűzkárok mérnöki tanulságai. A *fib* Magyar Tagozatának és a *fib* tagja. A *fib* Commission 9 „Dissemination of knowledge” titkára.

Dr. Balázs L. György (1958) okl. építőmérnök, matematikai szakmérnök, PhD, dr. habil. egyetemi tanár, a BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszék vezetője. Fő érdeklődési területei: beton, vasbeton és feszített vasbeton szerkezetek (anyagai, laboratóriumi vizsgálata és modellezése), szálerősítésű betonok (FRC), nem acél anyagú (FRP) betétek, megerősítések anyagai és módjai, erőátadódás betonban, vasbeton tartó repedezettségi állapota, vasbetonszerkezetek tartóssága. A *fib* TG 4.1 „Használhatósági határállapotok” munkabizottság és a Special Activity Group 2 „Dissemination of knowledge” elnöke, valamint további *fib* bizottságok tagja. A *fib* Magyar Tagozat elnöke. A *fib* tiszteletbeli elnöke.

POSSIBLE DETERIORATION OF FIBRES INFLUENCED BY MIXING IN CONCRETE

Olivér Czoboly – György L. Balázs

Favourable experience with fibre reinforced concrete (FRC) resulted in its increasing use world wide. The properties of fibre reinforced concrete are mostly influenced by the fibre type and the amount of fibres. Fibre properties (tensile strength, length, surface characteristics, shape and density) are normally defined by the fibre producers. However, the properties of hardened FRC are influenced by the properties of fibres existing after mixing.

The question is if the properties of fibres can be significantly influenced by the mixing procedure? Herein we studied how the 5 to 30 minute mixing in concrete influences the fibre properties with different fibre materials and fibre shapes. According to our experimental study some of the fibres were deteriorated during the mixing in concrete. The type of deterioration and the degree of deterioration significantly depended on the properties of fibre. The typical deterioration types of the tested fibres were summarized in our article.

DR. ZSIGOVICS ISTVÁN KÖSZÖNTÉSE 65. SZÜLETÉSNAAPJÁN



Iváncon született, 1949. december 12-én. Tanulmányait a Kölcsey Ferenc Gimnáziumban kezdte Körmenden, majd ezt követően a Pollack Mihály Építőipari Technikumban Pécsen építőipari technikus oklevelet szerzett. A Műegyetem Építőmérnöki Karára 1970-ben jelentkezett. Építőmérnöki oklevele megszerzését követően, 1975-ben tudományos segédmunkatársként helyezkedett el a

BME Építőanyagok Tanszékén, majd tudományos munkatárs, később egyetemi adjunktus lett. Jelenleg a BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszék címzetes egyetemi docense.

Műszaki doktori címét 1984-ben szerezte meg „A próbatétel alak és -méret hatása a beton nyomószilárdságára” című értekezésével. PhD fokozatát 2003-ban szerezte meg „Öntömörödő beton” című értekezésével.

A műegyetemi építőmérnök oktatásban mintegy 40 éves oktatói gyakorlatot szerzett előadások és laborgyakorlatok vezetésében és előkészítésében. Kezdetektől fogva jelentős részt vállalt a tanszéki kutatómunkában, mérési eljárások, eszközök kifejlesztésében és legyártásában. Részt vett nagy kihívást jelentő ipari létesítmények betontechnológiájának kidolgozásában, ellenőrzésében és minőségellenőrzési feladatok ellátásában, ahol jelentős ipari kapcsolatokra tett szert és utat nyitott helyszíni laborvizsgálatok számára és technológiai művezetésére Balázs György professzor úr támogatásával. Az így szerzett tudás vezetett oda, hogy sikeresen fel tudta építeni a *Betontechnológia*, valamint a *Szigetelés és Betontechnológia* tantárgyakat. Angol nyelven társelőadó volt a *Concrete Technology and Insulations* c. tantárgyban. Hangsúlyozta a tudományos háttér fontosságát a sikeres technológiai alkalmazásokban.

Laborvezetőként irányította, szervezte a laboratórium, később a tanszék átalakítását, felújítását.

Öt évig dolgozott a kollégiumban nevelőtanárként, és munkája elismeréseként 1980-ban „Tiszteletbeli Kollégista”

címét adományoztak neki a hallgatók. Két alkalommal vezetett három hetes külföldi termelési gyakorlatot Tallinnban és Budapesten. Segítette Nguyen Huu Than kandidátusi értekezéséhez végzett kutatómunkáját. Témavezetője volt Szilágyi Katalin doktoranduszának. Számos hallgatónak segített TDK munkájában, diplomamunkájában. A Tanszék diplomafelelőse volt. Számos hallgatónak segített anyagi helyzetén azzal, hogy bevonta őket kutatás-fejlesztési és KK munkákba. Az egyesületi tagságok mellett jelentős részt vállalt az ipar számára betontechnológiai előadásokkal a technológiai színvonal fejlesztésében, a technológiai kultúra megalapozásában.

Főbb kutatási területei, szakmai érdeklődési köre: betontechnológia, betonkutatás, laboratóriumi anyagvizsgálat, vasbeton szerkezetek védelme és javítása, műanyag szerkezetek diagnosztikája, roncsolásmentes vizsgálatok, ipari padlók technológiája, beton térburkolatok technológiája, öntömörödő betonok, látszóbetonok, sugárvédő betonok, tömegbetonok, esztrich betonok, vízzáró betonok, vasbeton- és beton előre-gyártás, nagyszilárdságú, nagy teljesítőképességű betonok, UHPC betonok fejlesztése, tervezése.

Szerzője/társszerzője 51 tudományos közleménynek, (ezek közül 6 könyv/könyvrészlet), amelyből 21 lektorált folyóiratcikk, 50 tudományos előadást tartott), 3 szabadalma van.

Angol és orosz nyelven beszél.

Számos szakmai, közéleti szervezet aktív tagja, többek között az IASS Working Group 18 ECS tagja volt (1999-2003), az MTA Építészettudományi Bizottság Építőanyagok, Építéskémia Albizottság tagja volt (1991-1993), a Szilikátipari Tudományos Egyesület Beton szakosztályának tagja (1980-tól), az Esztrich és Ipari Padló Egyesület tagja (2005-től), a fib Magyar Tagozat tagja (2006-tól).

Tisztelettel köszöntjük dr. Zsigovics Istvánt 65. születésnapja alkalmából, és további jó egészséget kívánunk munkájához.

Budapest, 2014. december 12.

Dr. Balázs L. György – Dr. Borosnyói Adorján

SZERKESZTŐSÉGI ÜZENET

Tisztelettel tájékoztatjuk olvasóinkat, hogy a VASBETONÉPÍTÉS 2014/3 számának 71. oldalán „REVICZKY JÁNOS ÁLLAMI DÍJAS HÍDÉPÍTŐ MÉRNÖKRE EMLÉKEZÜNK” címmel megjelent nekrológ - a hosszú és sikeres szakmai együttműködés alapján, más szakmai folyóiratok felkérése alapján is, a családdal egyeztetve - írója Wellner Péter volt. Teiter Zoltán neve hibásan került oda aláíróként. A hiba a szerkesztőségben történt, amiért ez úton is elnézést kérünk.

Balázs L. György, főszerkesztő

A hibajavítást elfogadom: Wellner Péter és Teiter Zoltán.

AXISVM 12

Végeselem programrendszer statikusoknak

- Teljeskörű megoldás az építőmérnöki feladatokhoz
- CAD rendszerű grafikus modellépítés és eredmény dokumentálás
- Szerkezetmodellezés egyszerű keretektől komplex épületekig
- Méretezési modulok EUROCODE és más szabványok szerint
- Hó- és szélterhek automatikus generálása Eurocode szerint
 - Gerendák, oszlopok, lemezek, falak vasalásszámítása
 - Homloklemezcsavarozott kapcsolatok ellenőrzése
 - Acél rúdelemek szilárdsági és stabilitási ellenőrzése
 - Acél rúdelemek keresztmetszeteinek optimalizálása
 - Faszerkezetek szilárdsági és stabilitási ellenőrzése
- Pont- és sávalapok méretezése, geotechnikai ellenőrzése
 - Átszúródás vizsgálat, repedéstágasság számítás
- Lineáris és nemlineáris statikai és rezgés számítások
- Földrengés vizsgálat, relatív szinteltolódások számítása
 - Általános dinamikai vizsgálatok (időtörténet eljárás)
 - 32 bites és 64 bites változat



fotó: Rozgonyi Fotó

SPECIÁLTERV

tervezés, tanácsadás, szakértés

1031 Budapest, Nimród u. 7.

tel.: +36 1 368 91 07

fax: +36 1 368 91 07 (108)

e-mail: specialterv@specialterv.hu

web: www.specialterv.hu

