

VASBETONÉPÍTÉS

CONCRETE STRUCTURES

JOURNAL OF THE HUNGARIAN GROUP OF *fib*

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123

20123



Barta János

FESZÍTETT VASBETON HÍD ÉPÜLT NYITRÁN

66

Szabó András

AZ ÁRKÁD SZEGED ÜZLET- HÁZ TARTÓSZERKEZETEI, TERVEZÉS ÉS MEGVALÓSÍ- TÁS

71

Dr. Kovács Tamás – Dr. Szalai Kálmán –
Dr. Balázs L. György

BETONSZERKEZETEK TE- HERBÍRÁSI VIZSGÁLATA A GLOBÁLIS BIZTONSÁGI TÉNYEZŐS ELJÁRÁSSAL

77

BME ÉPÍTŐMÉRNÖKI SZAKMAI7

88

Czoboly Olivér Attila – Dr. Lublós Éva –
Dr. Balázs L. György –

Dr. Nehme Salem Georges

A BETONÖSSZETÉTEL EGYES ELEMINEK HATÁSA A HÓTERHELÉST KÖVETŐ, MARADÓ NYOMÓSZILÁRD- SÁGRA

89

SZEMÉLYI HÍREK

DR. TRÁGER HERBERT KÖSZÖNTÉSE
85. SZÜLETÉSNAJÁNFÖLDI ANDRÁS KÖSZÖNTÉSE
70. SZÜLETÉSNAJJA ALKALMÁBÓL

TAMÁS LÁSZLÓ (1929-2012)

EMLÉKÉRE

DR. MISTÉTH ENDRE SZÜLETÉSÉNEK

100. ÉVFORDULÓJÁRA

94

2012/3

XIV. évfolyam, 3. szám



Főszerkesztő:

Dr. Balázs L. György

Szerkesztő:

Dr. Träger Herbert

Szerkesztőbizottság:

Beluzsár János

Dr. Bódi István

Csányi László

Dr. Csíki Béla

Dr. Erdélyi Attila

Dr. Farkas György

Kolozsi Gyula

Dr. Kovács Károly

Lakatos Ervin

Madaras Botond

Mátyássy László

Polgár László

Telekiné Királyföldi Antonia

Dr. Tóth László

Vörös József

Wellner Péter

Lektorai testület:

Dr. Deák György

Dr. Dulácska Endre

Dr. Janzó József

Királyföldi Lajosné

Dr. Knébel Jenő

Dr. Lenkei Péter

Dr. Loykó Miklós

Dr. Madaras Gábor

Dr. Orosz Árpád

Dr. Szalai Kálmán

Dr. Tassi Géza

Dr. Tóth Ernő

(Kéziratok lektorálására más
kollégák is felkérést kaphatnak.)

Alapító: a *fib* Magyar Tagozata

Kiadó: a *fib* Magyar Tagozata

(*fib* = Nemzetközi Betonszövetség)

Szerkesztőség: BME Építőanyagok és

Mérnökgeológia Tanszék

1111 Budapest, 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: Bene László

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: Az NS209 gyorsforgalmi út hídja
építés közben Nyitrán

Fotót készítette: Balázs L. György

TARTALOMJEGYZÉK

- 66** Barta János
FESZÍTETT VASBETON HÍD ÉPÜLT NYITRÁN
- 71** Szabó András
**AZ ÁRKÁD SZEGED ÜZLETHÁZ
TARTÓSZERKEZETEI, TERVEZÉS ÉS
MEGVALÓSÍTÁS**
- 77** Dr. Kovács Tamás – Dr. Szalai Kálmán – Dr. Balázs L. György
**BETONSZERKEZETEK TEHERBÍRÁSI
VIZSGÁLATA A GLOBÁLIS BIZTONSÁGI
TÉNYEZŐS ELJÁRÁSSAL**
- 88** **BME ÉPÍTŐMÉRNÖKI SZAKMAI7**
- 89** Czoboly Olivér Attila – Dr. Lublós Éva – Dr. Balázs L. György –
Dr. Nehme Salem Georges
**A BETONÖSSZETÉTEL EGYES ELEMEINEK
HATÁSA A HŐTERHELÉST KÖVETŐ, MARADÓ
NYOMÓSZILÁRDSÁGRA**
- 94** **SZEMÉLYI HÍREK**
Dr. Träger Herbert köszöntése 85. születésnapján
Földi András köszöntése 70. születésnapja alkalmából
Tamás László (1929-2012) emlékére
Dr. Mistéth Endre születésének 100. évfordulójára

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 Vas-
betonipari Zrt., Pont-Terv Zrt., Strabag Zrt., Swietelsky Építő Kft., Uvaterv Zrt.,
Mélyépterv Komplex Mérnöki Zrt., Hídtechnika Kft., Betonmix Mérnökiroda Kft.,
BVM Épelem Kft., CAEC Kft., Pannon Freyssinet Kft., Stabil Plan Kft., SW Um-
welttechnik Magyarország Kft., Union Plan Kft., DCB Mérnöki Iroda Kft., BME
Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszéke,
BME Hidak és Szerkezetek Tanszéke

FESZÍTETT VASBETON HÍD ÉPÜLT NYITRÁN



Barta János

Mivel minden költséget beszámítva a legdrágább megoldásnak bizonyult, az eredményként kapott műtárgyak és építmények minősége viszont ennek ellenére rendszerint igen kétséges volt, ezért Magyarországon az utóbbi években már nem alkalmazták a PPP (Public Private Partnership) módszert. Északi szomszédunknál ugyanakkor még mindig népszerű ez az építési és finanszírozási megoldás. A Pozsonyt majdan Kassával összekötő (az olcsó déli, magyarulta területeket átszelő nyomvonal helyett északon, drágán, a Tátrán keresztül vezetett) D1 jelű autópályából Nagyszombat közelében ágazik ki az R1 jelű gyorsforgalmi út, amely 2011 szeptemberéig Nyitra városáig tartott. A Besztercebányáig építendő folytatás – a Nyitrát délről elkerülő szakaszt is beleértve – ilyen PPP konstrukció keretében épült. Ebben a munkában vett részt a teljes beruházás legjelentősebb műtárgyának, egy közel 1,2 km hosszú hídnak az építőjeként az A-Híd Zrt.

Kulcsszavak: feszített vasbeton felszerkezet, szakaszos előretolás, gyártópad, szabadbetonozás, zsaluzókocsi

1. BEVEZETÉS, ELŐZMÉNYEK

Az A-Híd Építő Zrt. 2010-11. évének egyik legjelentősebb munkája, és egyben első igazi kihívást jelentő külföldi megrendelése a nyitrai 209 jelű híd volt.

A munka előkészítésének kezdetei 2008 decemberéig nyúlnak vissza, amikor a szlovákiai Granvia Construction s.r.o. megkereste az A-Híd Építő Zrt.-t egy esetleges együttműködés érdekében, egy komolyabb híd építésével kapcsolatban. A Hídépítő Csehországban és Szlovákiában is ismert múltja és jelentős referenciáinak köszönhetően a felkérést. A szándékot hamarosan tettek követték, kezdetét vették a tárgyalások, amelyeknek számos műszaki kérdést kellett tisztázniuk. Ezt követhették immár az ártárgyalások, amelyek 2009 augusztusában végül eredményre vezettek. Megszületett az egyezség a híd építéséről mintegy 30 millió Euró értékben. A felek 2010 elején szerződést kötöttek a 209 jelű híd megépítésére.

2. A PROJEKT

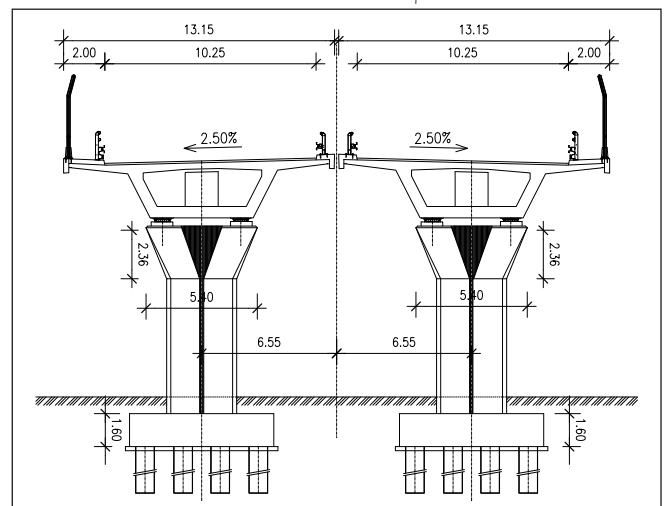
A szlovákiai R1 jelű autópálya legfrissebben felépült, négy elkülönülő szakasza egy egységes PPP konstrukcióban készült, a szlovák kormány és a Granvia Construction (amely a cseh Eurovia nevű cégnek kifejezetten erre a projektre létrehozott leányvállalata) együttműködésével. A PPP beruházás üzemeltetési periódusa jelen esetben 30 év, ennyi ideig köteles az állam az üzemeltetési díjat fizetni a Granvia

Construction részére, és a vállalkozó erre az időre vállalt garanciát a kivitelezésért.

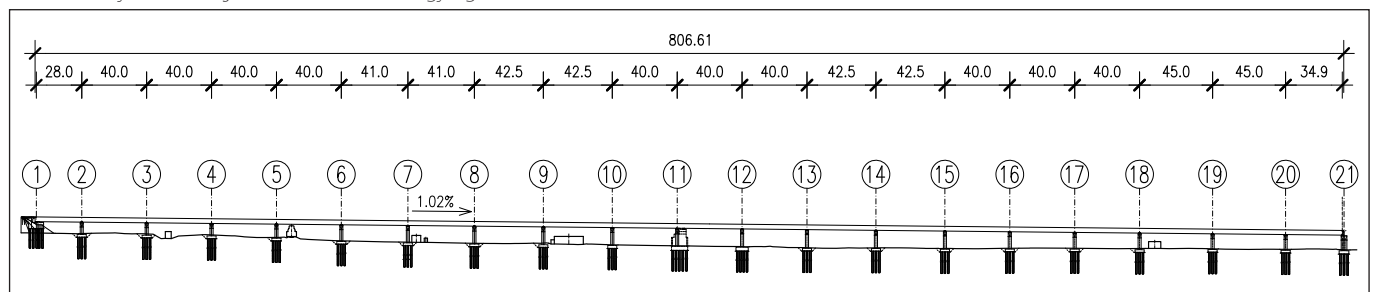
A beruházásnak az állam részéről megfogalmazott céljai között szerepelt a gazdaság ösztönzése, regionális kapcsolatok fejlesztése és a biztonságos utazás biztosítása is. A teljes beruházás befejezési határideje 2011. szeptember 28. volt.

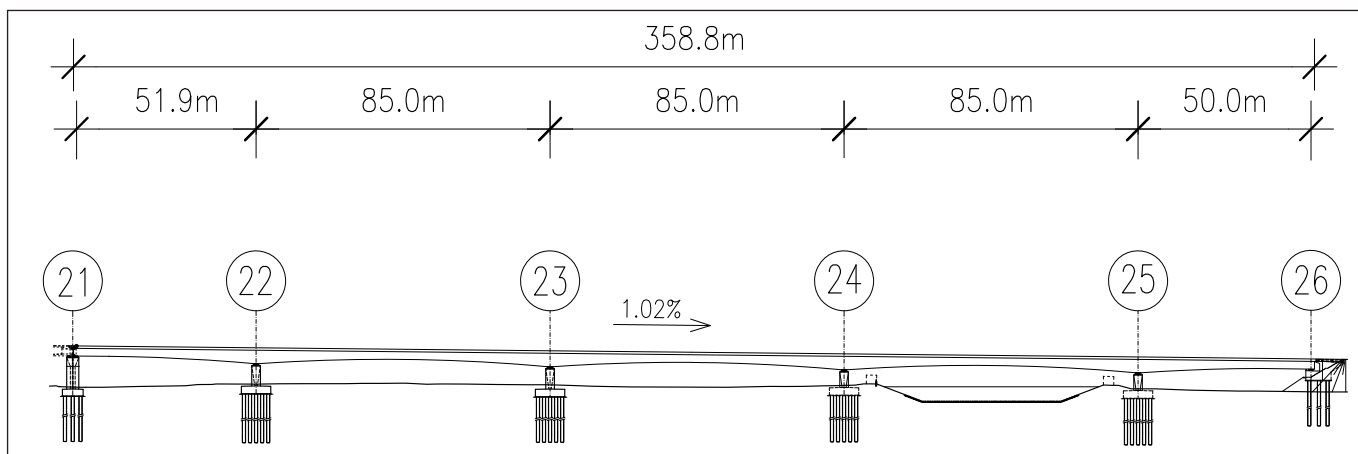
A négy szakasz összesen 52 km hosszban épült: Nyitra és Garamnémeti között három összefüggő szakaszon, míg a negyedik kissé távolabb, Besztercebánya mellett északi elkerülő útként. A teljes projekt keretében 84 híd készült, összesen 6843 m hosszúságban, amelyből az A-Híd Zrt. 1165

2. ábra: A DC1 hídszakasz keresztmetszete a pillérekkel

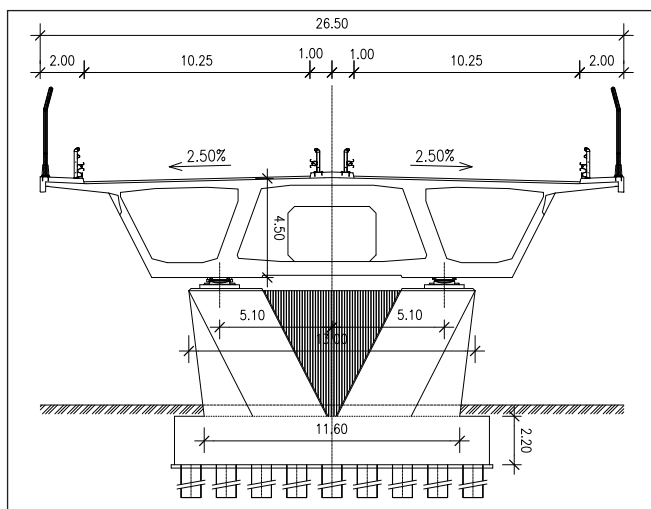


1. ábra: A nyitrai 209-es jelű híd első dilatációs egységének oldalnézete





3. ábra: A nyitrai 209-es jelű híd második dilatációs egységének oldalnézete



4. ábra: A DC2 hídszakasz keresztmetszete a pillérel

m-t épített. A generálkivitelező Granvia Construction mellett további résztvevőként említhető a független mérnöki feladatokat ellátó Arcadis Geotechnika a.s.

3. TERVEZÉS

A 209 jelű híd tervezője a Dopravoprojekt a.s., egy pozsonyi tervező vállalat volt, amely mögött számos nagyobb szlovákiai híd megálmodása áll. Ők magát a hídszerkezetet, az alépítményeket és a feszített vasbeton felszerkezeteket tervezték, míg a különleges technológiák miatt szükséges kiegészítő és ideiglenes szerkezeteket a kivitelező érdekeltségébe (azonos tulajdonosi körbe) tartozó Hídépítő ZRt., azóta új néven M-Híd ZRt. Műszaki Osztálya tervezte, akik szintén komoly referenciákkal rendelkeznek ezen a területen.

A tervezés ismertetésekor még említést kell tenni egy, a magyarországi tervezési gyakorlatban talán szokatlannak számító szereplőről is: az esztétikai tanácsadóról (figyelem: nem építész, ilyen közreműködő már több magyarországi híd esetében előfordult). Jórészt egyébként is hidak tervezésére szakosodott építőmérnökről volt szó, akinek ilyen minőségében viszont kizárólag a hídszerkezet megjelenésébe volt beleszólása, de az nagyon is! A szava szent volt és sérthetetlen: mind a szerkezettervezőnek a tervek készítésekor, mind a kivitelezőnek az építés során minden utasítását végre kellett hajtania, még akkor is, ha az általa kért változtatás tervezési szempontból hátrányosnak tűnt, illetve akkor is, ha a vállalási árhoz képest többletköltséget okozott.

Az eredeti koncepció szerint a híd három dilatációs egységből épült volna, amelyekből az első kettő alulbordás vas-



5. ábra: A 21 jelű közös pillér a dilatációs szerkezettel

beton lemez, míg a harmadik egy utófeszített, extradosed (kiemelt kábeles) típusú felszerkezettel készült volna el. Még az ajánlatadási időszakban a reménybeli leendő kivitelező, a szerkezettervező és a Műszaki Osztály együttes munkája eredményeként, számos mellette szóló érv (kivitelezhetőség, építési sebesség, költségracionalizálás stb.) miatt alakítottuk ki a végül ténylegesen megvalósuló, két dilatációs egységből álló, kétféle technológiával készülő felszerkezetet (1. és 2. ábra). A kiviteli részlettervek készítése már az új elképzelés szerint zajlott.

4. A MŰTÁRGY ISMERTETÉSE

A híd az autópályán említett négy szakasza közül az első – a Nyitra és Szelence közöttin – található, 11 kisebb műtárgy társaságában. Két dilatációs szakaszra oszlik, amelyek a 21. jelű közös pilléren találkoznak. A híd hosszúsága állandó, 1,02%, teljes hossza a hídfőkkel együtt 1180 m, keresztes egy vasútvonalat, egy főútvonalat, több városi utcát és a Nyitra folyót is. Ezen akadályok nagyban meghatározták



6. ábra: A DC1 hídszakasz gyártópadja, előtte az indulásra kész szerelőcsőrrel



7. ábra: A DC1 hídszakasz áttolása az Érsekújvári út fölött



8. ábra: A stabilizáló vasbetonfalakkal alátámasztott elkészült indítózóm a keresztirányú feszítés lehorgonyzó fejeivel



9. ábra: A DC2 hídszakasz zsaluzókocsija

az alátámasztások lehetséges helyét. A nyílaskiosztás megválasztásában ezen kívül az az alapelv játszott fő szerepet, hogy lehetőleg minél kisebb területet kelljen kisajátítani (bizonyos helyeken ez csupán a pillérek alaptestei által elfoglalt területre korlátozódott), illetve igénybe venni az építés során. A nyomvonal Nyitra külvárosi, részben ipari területén halad keresztül, ahol a városi közművek sűrűsége jelentősen megnehezítette a földmunkák elvégzését.

Az első, DC1 jelű dilatációs egység két önálló, párhuzamos hídpályából áll, amelyek az autópálya kétirányú forgalmát külön-külön vezetik át. Ezek a hídfő mellett 19 közbenső támaszra és a közbenső dilatációt hordó 21 jelű közös pillérre támaszkodnak. Egy hídpálya teljes felszerkezete 40 monolit, utófeszített zömből készült, amelyeknek a hossza 12 és 22,5 m között változott. A keresztmetszet egycellás szekrénytartó, 2,5%-os oldalesésű, 12,65 m széles pályalemezzel, magassága a híd tengelyében állandó: 2,67 méter (3. ábra).

A második, DC2 jelű dilatációs egység felszerkezete öt-nyílású (50m+3×85m+50m), változó magasságú, háromcellás, folytatólagos többtámaszú gerendatartó, amelynek egyik nyílása a Nyitra folyó felett ível át. Szerkezeti magassága 4,5 m és 2,8 m között változik. Pályalemezének szélessége 26 m a járdaszegélyek nélkül (4. ábra). A DC1-től eltérően itt az autópálya mindkét irányú forgalma egy szerkezeten halad át.

A négybordás felszerkezet a pillérek fölött csak két-két saruval van alátámasztva, méghozzá a két közbenső borda alatt. Ez az alátámasztási rendszer azt eredményezi, hogy a szélső bordák indirekt, nem közvetlen alátámasztást kapnak. A támaszoknál keletkező jelentős nyírőerőnek az átvitele érdekében a támaszkeresztartókat keresztirányban is meg kellett feszíteni. Ezt a feszítést ráadásul két ütemben kellett aktivizálni, a nyírőerőnek a mérlegág hosszabbodásával együtt járó növekedésének függvényében.

A teljes híd alépítményi rendszere a két, 1-es és 26-os jelű hídfőből és 24 pillérből áll. Ezek közül meg kell említeni a 21-es jelű közös pillért, amelyre mindkét hídszakasz vége feltámaszkodik és ahol a szerkezetek a független mozgásukat biztosító dilatációs szerkezettel csatlakoznak egymáshoz (5. ábra). A pillérek alakját elsősorban esztétikai szempontok határozták meg, de szerepet játszott benne a helyszűke is, ami különösképpen a folyó két partján, az árvédelmi gátak mellett jelentkezett.

A felszerkezet terheit Maurer-gyártmányú gömbsüveg sa-



10. ábra: A DC2 hídszakasz 26-os hídfő felőli utolsó zömének gyártása függesztett zsaluzatban



11. ábra: A DC2 hídszakasz két ágának zárása a folyó fölött



12. ábra: A DC2 hídszakasz 21-es közös pillér felőli utolsó zömének gyártása nehézállványon



14. ábra: Befejező munkák a DC1 hídszakaszon: szegélygyártás



13. ábra: A DC1 hídszakasz szerelőcsőrének leszerelése darabokban a közös pillér elérése előtt

ruk adják át az alépítményekre, egyidejűleg pedig biztosítják a felszerkezet vízszintes irányú elmozdulását, a fix támaszok esetében pedig meggátolják azt.

5. A KIVITELEZÉSI TECHNOLOGIÁK

A 806 m hosszú DC1 hídszakasz szerkezetei szakaszos előretolással épültek. Az építési technológia megválasztásánál elsőrendű szempont volt a kivitelezési idő. Ezt a módszert alkalmazva a DC1-es felszerkezetek 320 nap alatt elkészültek, ami figyelemreméltónak számít.

A felszerkezet zömei az 1. jelű hídfő mögött létrehozott gyártópadban készültek kétütemű betonozással: először az alsó lemez és a bordák, majd a pályalemez. Az egyes elemeket a megelőző, elkészült hídszakaszhoz feszítéssel rögzítették, majd a gyártópadból a korábban már megépített pillérekre tolták emelő-toló sajtók segítségével. A szerkezet építési technológiájához szervesen hozzátartozott az ún. „szerelőcsőr”, amely az első elem esetében a megelőző elkészült hídszakaszt helyettesítette, míg a tolás során az egyik támaszt elhagyó, de a következő pillért még el nem érő – konzolosan előrenyúló – vasbeton szerkezetben keletkező túlzott igénybevételek csökkentésére szolgált. Ezzel volt elérhető a maximum 45 m-es nyílások konzolos áthidalása.

A DC2 hídszakasz 360 m hosszú felszerkezete a közbenső pillérekről kiindulva konzolos szabadbetonozásos technológiával épült. A folyó fölötti átlépés igénye és a támaszok számának minimalizálása vezetett ezen technológia alkalmazá-

sához a DC2-n. A felszerkezet építése ezen a szakaszon 250 napot vett igénybe.

Az egy-egy ütemben megépülő elemek hossza 4,75 m, illetve 5 m volt, amelyek gyártása a már elkészült felszerkezetre támaszkodó zsaluzókocsikban történt. A konzolos elemgyártás a pillérek két oldalán a mérleg egyensúlyának megtartása érdekében párhuzamosan, egy időben történt. A hidat két ütemben feszítették meg: a konzolos elemek gyártása után közvetlenül a zömöket egymáshoz kellett feszíteni (tapadóbetétes kábelekkel), majd az elkészült hidágakat összekötő, 3 m hosszú zárözömköket betonozása és megszilárdulása után a teljes híd feszítése történt meg (szabadkábelekkel).

6. MEGVALÓSÍTÁS

A kivitelezés megkezdéséhez a munkaterületet az eredetileg kitézött 2009. szeptemberi, majd októberi időpont helyett végül december 26-án sikerült megkapnunk, aminek oka a híd leendő helyén húzódó 110 kV-os elektromos légvezeték kiváltási munkáinak elhúzódása volt. A tényleges munka-kezdés 2010. januárjában történhetett a mélyalapozás fűrt cölöpjeinek készítésével. A változó minőségű, az alapozás szempontjából mégis többnyire rossz altalajban többféle fűrási módszert kellett alkalmazni (Soil-Mec, CFA). A vízparti támaszok kivitelezése Larsen-fállal megtámasztott felszíretek építését tette szükségessé.

Az alépítményi munkák a DC1 jelű betolt híd gyártópadjának építésével kezdődtek. Az egymástól független két szerkezet lelke a mozgatható vasbeton gerendarács és a leereszthető fenék, amely a pad előtt lévő 1-es jelű hídfő alaptestével összekötött, szintén cölöpökön nyugvó vasbeton alaprácsra támaszkodott. A gerendarácsra épült fel a gyártópadnak a PERI cég által szállított zsaluzata (6. ábra). A hídfőre támaszkodott a hídszerkezetet a helyére juttató tolóberendezés, a klasszikus emelő-toló sajtó, amelyből a híd jelentős hossza miatt aztán „félúttól” kettőt is kellett alkalmazni, ezért a 11-es pillér mellé komoly, nagy vízszintes terhek felvételére alkalmas ideiglenes vasbetonszerkezetet, úgynevezett tolótámaszt is kellett építeni. A többi alépítményen csupán elhaladt a tolt felszerkezet. Ennek elősegítésére az egybeépített pillér és fejtető tetejére helyeztük el a tolás ideiglenes szerkezeteit: a csúsztatóbakokat és az oldalvezetéseket.

A keresztezett vasútvonal és főút fölött való elhaladáskor mutatkozott meg ennek a technológiának az egyik nagy előnye: az épülő hídszerkezet kivitelezése egyáltalán nem zavarta az alatta zajló forgalmat (7. ábra).



15. ábra: Az elkészült 209 jelű híd Nyitrán

A DC2 jelű szabadon betonozott híd alépítményei a felszerkezethez igazodva zömökebbek, egységes szerkezetet alkotnak, de mintázatuk harmonizál a DC1 karcsúbb pillérei-vel. A felszerkezet első eleme, a 12,5 m hosszú ún. indítózöm a szokásostól eltérően nem nehézállványon épült, hanem két vasbeton „pengefalra” és magára a pillértestre szerelt acél fedélzeten, amely pengefalak a továbbiakban az épülő hidágak stabilizálásának feladatát is ellátták (8. ábra).

A felszerkezet építése egyszerre a két vízparti pillér fölött indult meg. A zsaluzókocsikat a DOKA cég szállította, legnagyobb részét modul elemekből összeállítva. Tartószerkezetük négy darab, rombusz formájú főtartó elemből állt (mindegyik borda fölött egy-egy), amelyek közül a két szélső mozgott hosszúságukon (9. ábra).

Ezeknek a kocsiknak a segítségével 8-9 nap alatt készült el (az egész zöm egy ütemben történő betonozásával) egy-egy 5-5 m hosszú zömpár, áganként hét darab. Az építés gyorsítása érdekében az eredeti tervekkel ellentétben az első két hidág építésével egy időben újabb két zsaluzókocsit szereltünk fel egy másik támasz fölé, így megspóroltuk az egyik pár zsaluzókocsi átszerelési idejét, némi többletköltség vállalása mellett. A hídfő előtt a hidág szabad végére felfüggesztett és a hídfőre támaszkodó állványon készült el a hídvégi záróelem (10. ábra). A középső zárózömmök zsaluzókocsival készültek (11. ábra), míg a közös pillér előtt hagyományos nehézállványon épült a végelem (12. ábra) és ehhez zártunk hozzá a zsaluzókocsival. Mivel ez a szerkezeti elem hamarabb elkészült, minthogy a DC1 betölt felszerkezete ideért volna, így amikor végül megérkezett, a szerelőcsörnek nem volt helye kifutni a 21-es közös támasz fölé. A csört az utolsó nyílásba felállított segéd támasz, az ún. csőrleszedő járom alkalmazásával, hosszirányú értelemben három részre bontva, darabokban, a tolast a leszerelések idejére megszakítva, darukkal szedték le (13. ábra).

A vasbetonszerkezetek teljes elkészülte után befejező munkaként a pályára két réteg bitumenes lemezszigetelés került 9 cm aszfalt burkolattal. A híd végső alakját a két külső oldali üzemi járdaszegély (14. ábra) adta zajvédő fallal, H3 biztonsági fokozatú védőkorláttal, míg középen H2 fokozatú szalagkorlát került a hídra.

A híd szerkezeteknek a statikai számításoknak megfelelő viselkedését bizonyítandó próbaterhelések (kielégítő eredményt hozó) elvégzése után a hidat átadtuk a megrendelőnek, aki azt a teljes autópálya-szakasszal együtt (némi huzavona után) forgalomba helyezte (15. ábra).

7. ÖSSZEFOGLALÁS

A Hidépítő ZRt. (A-Híd Építő ZRt.) szokásához híven ismét nagy fába vágta a fejszét. Több mint 1 km hosszú autópályahidat épített, két teljesen eltérő technológiát alkalmazva, ráadásul ezúttal hazánk határain kívül. Ez utóbbi tény miatt nem csak a szokásos (műszaki, technológiai) nehézségekkel, hanem az eltérő munkajogi, hatósági és egyéb viszonyokból eredő nehézségekkel is meg kellett küzdeni. A nehézségek ellenére törekvéseinket siker koronázta, és a létesítményt határidőre, kiváló minőségben átadtuk a megrendelőnek.

8. HIVATKOZÁSOK

- Barta János, Takács László (2011) „Nyitra: Híd a város szélén“, ÉPKO 2011 Konferencia-kiadvány, pp. 15-21
 Barta, J., Takács, L. (2011) „Construction of the bridge 209 in Nitra“, CCC2011 Proceedings, pp. 397-400
 Sedlák, A., Halvonik, J., Magyar, R., Placek, L. (2011) “Bridge over Prie-myselna street on R1 expressway section Nitra-Selenc”, CCC2011 Proceedings, pp. 363-368

CONSTRUCTION OF A MOTORWAY BRIDGE IN NITRA

János Barta

The R1 motorway, which until September, 2011 ended at the city of Nitra (Nyitra), branches off from the D1 highway near Trnava (Nagyszombat). The next section of R1 towards Banská Bystrica (Besztercebánya) – including the section passing by the city of Nitra (Nyitra) from south – was constructed as a PPP project. A-Híd Co. Ltd. took part in this work as the constructor of the largest, almost 1.2km long structure, i.e. bridge No. 209.

It consists of two separate structures, and was constructed by two different methods. The 806m long first part was made by incremental launching. It consists of two separate, parallel structures, both leading the traffic of one direction of the motorway. Their superstructures are single-cell hollow-box girders. Their spans vary from 40 to 45m. The 40 segments with varying length from 12.0 – 22.5m were manufactured in the constructing deck behind the abutment within 320 days. The other, 360m long bridge-part was constructed by on-site concreting balanced cantilever method. It has a compact structure leading both directions of traffic through. Its cross section is formed by a 3-cell structure with a haunch above each pier. The lengths of the spans are generally 85m, but they are 50m in case of the two side-spans. The 4.75 and 5 m long segments of the four balanced cantilevers were manufactured in one phase in form travellers supported on the ready superstructure. The total time for the superstructure completion was 250 days.

The substructures and the prestressed R/C superstructures of the bridge were designed by Dopravoprojekt while the temporary structures (necessitated by the special technologies) by the Technical Department of M-Híd Co. Ltd.

A-Híd Co. Ltd completed the bridge on time and it could be inaugurated in October, 2011.

BARTA János (1968), okleveles építőmérnök, az M-HÍD Zrt. (korábban Hidépítő Zrt.) Műszaki Osztályának vezetője. 1992-ben végzett a Budapesti Műszaki Egyetem Szerkezetépítő mérnöki szakán. Mielőtt 1997-ben a Hidépítőhöz került tervezőmérnöknek, egy kis mérnöki irodában magasépítési statikai tervezéssel foglalkozott (főként irodaépületek, társasházak vasbetonszerkezeteit tervezve). A Hidépítőnél számos híd alépítményi és felszerkezeti terveinek az elkészítésében vett részt, köztük több szakaszos előretolással épített hidában, mint például az új magyar-szlovén vasúti összeköttetés völgyhídjai Nagyrákosnál, a Homokkerti felüljáró Debrecenben és az M7 autópálya dél-balatoni szakaszának völgyhídjai. Több különleges feladata közül megemlíthető a horvátországi Ploče kikötő-rekonstrukciójának tervezésében való közreműködés. Statikus tervezője volt Magyarország első függesztett-feszített (extradosed) hídjának, a Korongi hídnak. Részt vett Közép-Európa legnagyobb feszített vasbeton hídjának, a Kőröshegyi völgyhíd felszerkezetének a tervezésében. 2008 óta a Műszaki Osztály vezetője. A **fib** Magyar Tagozatának a tagja.

AZ ÁRKÁD SZEGED ÜZLETHÁZ TARTÓ-SZERKEZETEI, TERVEZÉS ÉS MEGVALÓSÍTÁS



Szabó András

Szeged új bevásárlóközpontjának tartószerkezete előregyártott és monolit vasbeton szerkezetek kombinációjával épült. A tervezés nehéz döntései az előregyártott elemek alkalmazásának lehetőségeiből és korlátaiból adódtak. Ennek konkrét megnyilvánulásait veszi számba a cikk, az áttervezési kényszereket, az áttörések kialakításának nehézségeit. A problémák különösen abból adódtak, hogy az előregyártás lehetőségeit és határait a tervezésben közreműködő partnerek (a megbízótól az építészen át az épületgépészig mindenki) a statikus saját ügyének tekintik. A tárgybeli épülettípusnál azonban az építés közben és után jelentkező szerkezeti beavatkozási igények a rendszeres belsőépítészeti átalakítások miatt igen jellemzőek. Ezen - látszólag kis jelentőségű, de a szerkezet tisztaságát befolyásoló - döntések kölcsönös-ségére irányítjuk rá a figyelmet.

Kulcsszavak: bevásárlóközpont, előregyártott elemek, épületgépészeti áttörések

1. BEVEZETÉS

Az ECE Einkauf-Centers Szeged GmbH&Co.KG az ECE Budapest Projektmanagement Kft. lebonyolításában újabb „Árkád” bevásárlóközpontot épített Szegeden, a Londoni körúton. Az áruház 23 000 m²-en terül el, hasznos alapterülete közel 100000 m², az üzletek a pince egy részét és a földszintet, valamint az I. emeletet foglalják el, a II. és III. szint javarészt parkoló.

Az építési engedélyezési tervek szerkezettervezője Balogh Béla, a tervellenőr Dunai Árpád, az építetető tanácsadója Prof. Dr.-Ing. M. Fastabend volt. Irodánk (System Steel Tervező Kft, vezető tervező Szabó András) a módosított építési engedélyt és a tartószerkezeti kiviteli terveket készítette (1. ábra).

2. ALAPOZÁSI KÉRDÉSEK

Az alapozás megválasztása a közismerten kedvezőtlen szegedi altalaj miatt okozott némi konfliktust. A területet jól ismerő magyar talajmechanikusok (Vásárhelyi B., Szepesházi R., Szilvágyi L.) a lemezzel együttdolgozó cölöpalapozást javasol-

ták, a megbízó német szakértői (M. Fastabend, M. Kowalów) a cölöpök elhagyása mellett érveltek. A statikus szakértő a lengyel és német területen épült ECE áruházaknál alkalmazott „Weisse Wanne” vízzáró pincetömb tapasztalatait a Beton- und Stahlbetonbau (Fastabend, 2010) folyóiratban publikálta, annak adaptálását javasolta Szegedre is.

A talaj tulajdonságainak és az alapozás körülményeinek tisztázására körültekintő előtanulmányokat folytattunk, figyelemmel a korábbi szegedi építkezések tapasztalataira. A puha agyagtalaj igen alacsony összenyomódási modulusa több szerkezeti kérdésben is óvatosságra intett, de az épület nagyságrendje miatt óvakodnunk kellett a nem megalapozott túlbiztosítástól is. Az alaplemez méretezésénél figyelembe vett ágyazási tényező felvételéhez süllyedésszámítást végeztünk (Vásárhelyi B. és Szepesházi R. közreműködésével), melynek értékeit a nagy kiterjedésű alaplemezre vetítve jelentős, 60-80 mm körüli süllyedéseket kaptunk. Az alaplemez rugalmas igénybevételei szempontjából ennek lehetőségét nem hagytuk figyelmen kívül, de a várható végleges épületsüllyedés számításánál súlyozottan figyelembe vettük a magas talajvíz felhajtó erejét, és a drénezetlen teherhordó talajréteg csekélyebb konszolidációját.

A vízzáró beton határoló szerkezetekkel épülő pincetömbnek mindenfajta szigetelőlemez nélkül („Weisse Wanne”) kell biztosítania a vízzárást. A 80 cm vastag alaplemez vízzárásának biztosítása nem okozott gondot, bár a repedéstágasság értelmezése körül nem voltunk egy véleményen a megbízó szaktanácsadóival.

Az utolsó szó mindig az építetetőé, így a kompromisszum az lett, hogy elfogadtuk a német szakértő (Prof. Dr.-Ing. M. Fastabend) javaslatát. A kiindulási alap végülis az volt, hogy a „Weisse Wanne” megoldást alkalmazzuk, ennek pedig ő elismert szakértője. A kivitelezőnek ez az értelmezés többlet acélfelhasználást jelentett, de nem volt más választása.

Az alaplemez vízzárásának kritikus kérdése a munkahézag kialakítása. Az alaplemez betonozásánál az egyes mezők betonozási sorrendje, illetve annak helyes megválasztása csökkenti a munkahézagok zsurgorodás miatti megnyílását. A

1. ábra: Belső átrium a rotunda alatt





2. ábra: Alaplemez munkahézag

sakktábla szerint megtervezett sorrendet azonban a munkaszervezési kényszerek felülírták. A munkahézagokba contaflex active munkahézag-szalagot helyeztünk el, melynek bentonit bevonata víz hatására kitölti a víz átjutását lehetővé tevő repedéseket (2. ábra).

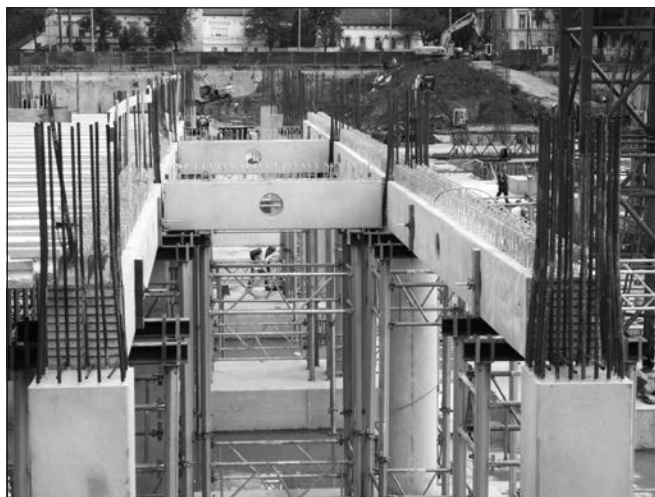
Építés alatt a talajvizet folyamatosan szivattyúzták, a maximálisan megengedhető vízszintet a felúszási egyensúly alapján számítottuk. Az alaplemez alatt szivárgóhálózat és átemelő kutak létesültek, melyek nyílásait az alaplemezben utólag kellett lezárni.

3. FELÉPÍTMÉNYI SZERKEZETEK

Az áruház szerkezeténél – természetesen a funkcionalitásnak megfelelő raszterméreten túl – a legfontosabb szempont a legnagyobb mértékű előregyártás volt. Az alaplemez természetesen monolit. Az oszlopoknál már felmerült az előregyártás lehetősége, de ennél a szerkezeti elemnél az időbeli megtakarítás nem olyan jelentős, viszont az oszlop-gerenda kapcsolat helyigénye (a gerendák magassága mindössze 65 cm volt) okozott gondot. Az oszlopok előregyártása esetén a térbeli merevség biztosításához – a csuklós kapcsolatok miatt – több merevítő falra lett volna szükség, amit a funkció flexibilitásának csorbítása nélkül nem lehetett megoldani.

Az alap szerkezeti raszter 10,0 m × 8,25 m. Az oszlopok monolitikusan készültek, végükkel az alaplemezbe rögzítve, a gerendákkal emeleteken átívelő tartószerkezetet alkotva. A 10,0 m feszítávolságú előregyártott gerendák hagyományos vasalással készültek. Az oszlopfőjén halmozódó vasalás elkerülése érdekében a (támasznál) nyomott alsó vasalást csak részben (a nyírási méretezésnek megfelelően) vezettük át az oszlopfőjén, míg a húzott vasakat teljes mértékben, valamint további húzott vasalást építettünk be a felbetonba. A folytatós többtámaszú födémlemez kéregbeton zsaluzóelemekkel és együttdolgozó felbetonnal készült. Az előregyártott és monolit szerkezeti részek együttdolgozására különös gondot fordítottunk (3. ábra).

Az oszlopok ebben a kiosztásban helyezkednek el mind a parkoló, mind az áruházi szinteken. Az előregyártott kiváltógerendák a hossz tengellyel párhuzamosan 10 m támaszközön fekszenek, ezekre támaszkodnak a 8,25 m támaszközű zsaluzó panelek. Az alaprasztert a funkció követelményei miatt több helyen egyedi elemekkel kellett felváltani. Ezek elsősorban a lépcsőházak és a liftek környezete, melyek a ferde szögben futó utcafronti vonalához igazodnak. A ferde szöveget bezáró utcafronti falakhoz a panelek rövidüléssel csatlakoznak. A födém tárcsát a középtengelyben a Mall átmenő átriuma szakítja meg (4. ábra). A különböző trapéz alakú födémmezők miatt a paneleknek több száz méretes teherbírás-változata jött létre.



3. ábra: Oszlop, gerenda és a födém kapcsolata a mallban



4. ábra: Előregyártott konzolokon nyugvó mall folyosók

Az elforgatott pozícióban álló lépcsőházi magokhoz azonban monolit födémmezők csatlakoznak, hogy a csúszózsaluval teljes magasságban megépített lift- és lépcsőházi magok falába bebetonozott cipzárvasalást be tudjuk kötni. A megoldást a panelkonstrukció változása kényszerítette ki. A födém kéreg-elemeket az alapmegoldás szerint hagyományos vasalással terveztük, 8 cm vastag, kétoldalt sík betonlemez, melynek alsó vashálójához háromövé betonacél rácsokat kapcsolódik, a felső hálót tartó nyomott acéllal. A rácsos vasalás lehetővé tette a 25 cm vastag födém 17 cm felbetonjában a vasak szabad vezetését, a lépcsőházi falból kihajtott cipzárvasak bevezetését a nyírt zónába. A termékváltáskor a panel konstrukciója megváltozott, rácsos távtartó helyett a feszített panel tömör betonbordája biztosította a szükséges merevséget és a helyszíni felső síkú vasalás alátámasztását (5. ábra). A rácsos vasalással szemben azonban a tömör borda a szabad keresztirányú vasvezetést

5. ábra: Födémpanel-dúcolás. Az oszlop-gerenda és födémlemez csomópont a kibetonozás előtt





6. ábra: Konzolos parkolófödém

nagymértékben akadályozta. A panelek együttlolgozását, a keresztirányú merevséget biztosító elosztó vasalást át lehetett fektetni, de a cipzárvasalás kinyitása és az ahhoz szükséges keresztirányú elosztó vasak a bordák miatt már nem szerelhetők. Így ezeken a szakaszokon az előregyártásról le kellett mondani, és a födémeket monolit mezők beiktatásával oldottuk meg.

Az építészeti funkciók a legfelső szinten jelentősen eltértek a többitől: trafó, kazánház, szellőzőgépek kaptak helyet a tetőszinten. Ebből a funkcióváltásból adódóan, illetve az építészeti törekvésnek megfelelően a legfelső szint oszlopkiosztása fél rászterrel el van tolvá a lentihez képest, az oszlopok a gerendák mezőközépi felezőpontjára támaszkodnak, ezeket a kiváltásokat az előregyártott gerendákkal már megoldani nem tudtuk, monolit gerendákat kellett a kiváltás, a rászterből kilépő konzolok céljára szerkeszteni (6. ábra).

Ugyancsak kiváltások fölé kerültek az oszlopok a pincei parkoló lehajtó rámpája felett, illetve a főbejáratnál, ami több rászternyi szélességben igényelt kiváltást. Nehezítette ezeket a földszinti kiváltásokat, hogy a több emeletnyi födémeken túl a homlokzati klinkertégla burkolat is ezekre terhelte, nemegyszer 10,0 m körüli magassággal.

4. A PANELTÍPUS MEGVÁLTOZTATÁSA

A kéregelemek az engedélyezési tervi fázisban, Balogh Béla tervezésében hagyományos vasalással készülő panelek voltak, két szintet kiviteli tervi szinten is megterveztünk így. A monolit felbetonba az önsúly csökkentésére polisztirol betéteket tettünk. A gyártóval és kivitelezővel való konzultációk során azonban kialakult egy, a kivitelezés helyszíni időszükségletét kedvezően befolyásoló elgondolás. A kéregpanelek előfeszített vasalásával, gőzölt utókezelésével a helyszíni felbeton frissbeton állapotában is nagyobb teherbírás várható, ezért a dúcok száma csökkenthető. Az alátámasztandó ösztömeg nem csökkent, de a támaszok ritkítása élőmunka megtakarítást jelentett (7. ábra). A szerkezetépítés a menet közbeni áttervezések ellenére az eredeti ütemterv szerint elkészült. (Az áruház egyébként egy hónappal a tervezett időpont előtt kinyitott).

A gyártási technológia megváltoztatása azonban a szerkezet egészére nézve olyan részleges statikai modellváltást okozott, melynek következményeit menet közben kellett átgondolni és megoldani. (Csak szemelvénytyszerűen: a feszített panel gyártási szélessége eltért az eredetileg tervezettől, a födémeket át kellett osztani, a rácsos betonacél merevítő bordák helyett betonbordák készültek, ezek a keresztirányú vasalást nem tették lehetővé az alsó övön, csökkent a keresztirányú merevség. A lift és lépcsőház magoknál a födémcsatlakozás csak monolit sávokkal volt biztosítható. Végül, de nem utolsósorban a pász-



7. ábra: A mall hídjai



8. ábra: Előregyártott konzol aládúcolva

mák sokkal sűrűbben vannak a panelban, ezért az áttöréseket gondosabban kellett betervezni, és főleg az utólagos áttöréseket alaposabban meg kellett gondolni.) A felbeton keresztirányú hasznos keresztmetszetének lecsökkenése az előregyártott konzolok bekötésénél is okozott fejtörést (8. ábra).

5. GÉPÉSZETI ÁTTÖRÉSEK

Az üzletek (az ún. bérleményi területek) felosztása, pontos üzlettípusa, az ezzel kapcsolatos követelmények a szerkezettervezés idején csak korlátozottan voltak ismertek. Ebből fakadóan a födémek, nemegyszer a merevítő falak áttörései már folyó kivitelezés mellett, a bérbeadás előrehaladásával megváltoztak, amiből adódóan különleges szerkezeti problémák álltak elő.

A feszített vasalású födémpanelek egy másik sajátossága is különös tervezői körültekintést igényelt. A panelek tervezett teherbírása a szabványos terheket és biztonsági szintet vette figyelembe, a tervezett gyengítések beszámításával. A panelgyártó egy részletes leírásban mezőnként eltérő, de igen szűkre szabott utólagos gyengítési lehetőséget adott meg (Thék, 2010) a feszítópásmák igen sűrű elhelyezésére hivatkozva. Az egyes pásmák átvágásának teherbírás csökkentő hatását statisztikai alapon elemezve lehetett ezekből a megmaradó teherbírási többletekből az áttörés utáni biztonsági szintre következtetni.

A műszaki megoldások menet közbeni változásait legtöbbször a generálkivitelező kezdeményezte, és a tervező magától értetődő feladatának tekintette, hogy ezekkel a változásokkal a tervet ismételtelen elkészítse. Ez megnyilvánult a födémek panelozási tervének gyökeres megváltoztatásában (a feszített paneleket ráadásul az 1,20 m széles panelokkal szemben 1,25 m szélességben gyártották, emiatt az elemkiosztást is újra kellett kezdeni, minden egyedi kiegészítő, minden sarokcsatlakozás megváltozott). Különösen nagy többletmunkát okozott (a



9. ábra: A mall az épület átadása előtt

szerződésen túl) a bérleményi területek földmátöréseinek kiosztása. A szerkezetépítés idején érvényes terv ugyanis abból az épületgépész adatszolgáltatásból indult ki, mely a kivitelezői tendereztetés dokumentumaiból kialakult. Az ezekhez a gépészeti igényekhez szükséges földmátöréseket a panelkonszignációban panelról panelre feltüntettük, a panelek teherbírását a kieső húzott öv arányában megnöveltük, sokszor egész panelnyi földmátörést terhelve a látszólag standard szomszédos panelekre. Ez jelentős számú újabb panelváltozatot eredményezett (9. ábra).

A bérlők megjelenése a gépészeti igények sokszor gyökeres megváltozásához vezetett. Egyrészt fel nem használt áttörések maradtak a szerkezeten, másrészt újabb lyukakat kellett fúrni, nemegyszer a régítől néhány arasznyi távolságra.

A generálkivitelező az átalakításokat elvégezte, tőlünk pedig elvárta, hogy a szerkezetet az épületgépészeti terv módosításaihoz igazítsuk. Ezek a változtatások a földm gyengítését, új nyílások vagy nagyobb áttörések létrehozását jelentik. Átgondoltan és felelősséggel megtervezni mindezt sokszor az eredeti tervek készítésénél is nehezebb feladat. A statikus nem teheti meg, hogy ilyenkor háttat fordít, mert a szerkezet ellenőrizetlen átalakítása a biztonsági szint csökkenéséhez, szélsőséges esetben károsodáshoz vezethet. A statikus felelősséggel tartozik a szerkezetet használóival (kereskedőkkel, vásárlókkal) szemben, akik joggal elvárják, hogy biztonságos szerkezet legyen a fejük felett. A módosításoknál tehát szakmai segítséget nyújtottunk, terveket készítettünk, művezettünk ingyen, és generálkivitelező mindezt ellenszolgáltatás nélkül várta el.

Az igen sok utólagos változtatás tanulsága azonban nem ez. Az eredetileg tervezett épületgépészeti terv a jelek szerint egy kiforratlan építész koncepció alapján készült. Egy olyan létesítménynél, ahol előre tudható, hogy mind az átadás előtt, az üzletek berendezkedése, saját belsőépítészeti koncepciójának kialakítása folyamán, mind az évek során a bérlők változásával együtt a belsőépítész, ezzel együtt a gépészeti rendszerek megváltoznak, újabb és újabb vezetékeknek, szellőzőcsöveknek fúrnak, bontanak áttöréseket. Ezeket véleményünk szerint nem lehet egyedileg és alkalmanként kezelni, mert ismételt konfliktusba kerül statikus és belsőépítész, statikus és épületgépész, mert sem az eredeti koncepció, sem a felhasznált termék (feszített zsalupanel) kialakításánál nem vették figyelembe a későbbi változási lehetőségeket. A gyártó ugyan adott (utólag, amikor ez az igény a megbízó részéről nyilvánvalóvá vált) egy kockázatelemzésen alapuló statisztikai módszert, hogy még hány feszítőpázsma elfúrása engedhető meg a panel előírt biztonságának megtartása mellett. Ezt azonban a fúrások engedélyezésénél a szerkezet minden részletét ismerő

statikusként sem tudtuk alkalmazni. Mit tud akkor kezdeni vele egy átalakításkor egyetlen üzletrésszel foglalkozó mérnök?

A közel 200 m hosszú épület három dilatációs egységből áll. A dilatációknál a szerkezetet nyírócsapokkal kapcsoltuk össze, mert a merevítő falakat a megbízó igényének megfelelően (minden m² bérbe adható felület) csak a dilatáció egyik oldalán helyeztük el.

Az épület funkciója különleges feltételeket is jelent. Az előbb említett probléma, miszerint a gépészeti terv a szerkezetépítés időszakában nem lehet végleges, következik a bérlőkkel való szerződések időzítéséből, és ezen a tervezők nem tudnak segíteni, de a megbízó sem, hiszen újabb bérlők az épület fennállásának teljes idején lesznek. A megoldás olyan strangrendszer és bérleményi kiszolgáló folyosó lehetne, melynek a vonalvezetése lehetővé tenné egy flexibilis alaprajzi rendszer kiszolgálását. Ehhez az eddigi tapasztalatok összegzése alapján definiálni lehetne a lehetséges típusbérleményeket. Egy ilyen megoldás garantálhatná, hogy nem kell kompromisszumokkal megnehezített megoldásokban gondolkodni már az első berendezésnél, és különösen a későbbi átalakításoknál.

Hasonló probléma nehezíti a merevítő falak elhelyezését, hiszen a megbízó megfelelő szisztéma hiányában nem akar semmilyen gátat az esetleges bérlemények kialakításakor. A merevítő falak által elfoglalt nettó alapterületet is fájdalmas veszteségnek tekintették, így a minimális merevítőfalrendszerrel kellett beérni. Ezeket elsősorban a homlokzati falon tudtuk elhelyezni, illetve „kivételesen” egy-egy falat a dilatáció mellett. A szomszédos egység merevítéséhez ugyanez a fal szolgált, a két egység szomszédos gerendáit, ill. lemezeremét nyírócsapokkal kötöttük össze (10. ábra).



10. ábra: A panelek bordái közötti önsúlycsökkentő könnyítések

6. A TETŐ

Az az építészeti elgondolás, hogy a közönségparkolókat a tetőfödemen és az alatta lévő födemen helyezték el, a mall természetes megvilágításánál előnytelennek bizonyult, ezért a középhajóban és a centrálisan elhelyezett rotundánál a hőszigetelt második emeleti födémeket vasbeton falként felfelé törtük, és az így kialakult bazilika áttörte a tetőfödémeket, attól szerkezetileg teljesen elválasztva. Ezek a vasbeton falak teljes hosszukon konzolvégre támaszkodnak. A rotunda hengeres falát építési nehézségek miatt előregyártott panelekből raktuk össze. A vasbeton falak tetején acél, ill. üveg-acél tetőszerkezet készült (11. ábra).

A rotunda hengeres falát előregyártott sík vasbeton elemekből terveztük, melyeket két élük mentén kihajtott kengyelek segítségével kapcsoltunk össze és kibetonoztunk. A körívben elhelyezett elemekből összeállított betonfal ívesített gipszkarton burkolatot kapott. Az előregyártott rotunda elemeket



11. ábra: Előregyártott falemelekből összeállított rotunda

helyszíni beton koszorú fogja össze, melyre bebetonozott acél sarokkal acél gerendarácsot ültettünk az üvegetető alátámasztására.

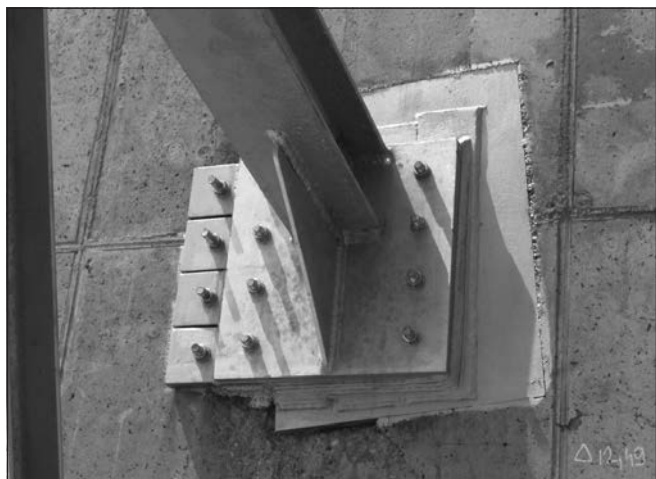
Szinte várhatóan megjelent a vasbeton szerkezetek és az acélszerkezetek kapcsolatának a különböző méretpontosságot áthidaló megoldási igénye, mely a Londoni körút felőli bejárat feletti hat méter kinyúlású üvegezett előtetőnél jelentkezett a legmarkánsabban. A konzolos előtető a tetőtéri felhajtó rámpa fődémmelemmel nem merevített falára került, mely építészeti hendi-kepet a kiviteli fázisban már nem lehetett orvosolni. A változó szinten futó előtető hátrahorgonyzási pontjai a fal különböző magasságába estek, melyek a fal betonozásakor elmozdultak.

A monolit vasbeton szerkezetek és a csatlakozó acélszerkezetek kapcsoló elemei gyakran okoznak problémát, nem kizárólag a két szerkezeti rész eltérő méretpontossága miatt. A méretpontatlanságot, ha az szabványos kereteken belül marad, azaz nem több mint 10-20 mm, ki lehet egyenlíteni oválfuratos kapcsolattal, vagy alátételezzel. Itt azonban többről volt szó, 100-150 mm-es eltérések voltak, és a legrosszabb, hogy a hegesztőlemezek sok esetben ferdén süllyedtek el a betonban, a legváltozatosabb kiegészítéseket igényelve, hogy az előtető konzol végül mégis a helyére kerüljön (12. ábra).

A korrekciót háromdimenziós felméréssel, egyfajta fotogrammetriával felvett adatok alapján pontról pontra terveztük meg, és adtuk az állványon várakozó lakatosok kezébe. Eredeti kapcsolati megoldásunk ennél elegánsabb volt, de azt a megbízó költséghatékonyságra hivatkozva nem fogadta el (13. ábra).

Az eredeti elképzelés szerint ugyanis magukat a horgonycsavarokat betonoztattuk volna be. Ez számos alkalommal sikeres megoldás volt, jóllehet többletköltséget okoz, de mesze nem mérhető össze a foltoztatással járó munkaráfördítással és idővesztéssel. A csavarképet át kell vezetni a zsalulemezen (ennek sérülése a többletköltség), de a betonozás közbeni

12. ábra: Egy előtető konzol javított kapcsolata



13. ábra: Előtető konzolok

elmozdulás néhány milliméterben mérhető. Nem volt pontosabb a mall feletti acélkeretek talplemezeinek bebetonozása sem. Előfordult 60 mm magasságkülönbség a keret jobb és bal lábát fogadó lemez között, vagy egyszerűen hiányzott a lemez. A vasbeton fal tetején azonban furatba ragasztott csavart (dübelezt) nem tervezhattünk, hiszen a csavarok mellett nincs elegendő oldaltávolság megfelelő teherbírású dübel beépítéséhez.

7. MEGVALÓSÍTÁS

A monolit vasbeton szerkezetek betontechnológiai tervezését Zsigovics István végezte. A betongyártásban Szeged mindkét betonüzeme (Frissbeton és az Első Beton Kft.) részt vállalt, önállóan nem tudták biztosítani a napi betonigényt. Betonminőségre visszavezethető szerkezeti problémák csak elvétve akadtak. A betontechnológia az alaplemeztől a padlólemezekig fontos szerepet kapott. A parkolóknak a tető hőszigetelésén nyugvó vasalt beton padlólemeze részben napsütésnek kitéve, részben árnyékolt felületeinek hosszváltozásait a fűgák át gondolt rendszerével tettük lehetővé.

A fűgák nyílásméretének meghatározásánál az volt a meghatározó szempont, hogy a dilatációs mozgás ne haladja meg a fűgászélesség 25%-át, mert így garantált a fűgatómitó anyag vízzárása (14. ábra).

A vasbeton technológia azonban a feszített ütemű kivitelezési tempó miatt akkor okozta a legtöbb fejfájást, amikor az utóellenőrzés azt mutatta, hogy a C30/37-nek tervezett oszlop betonja nem érte el a tervezett minőséget. Ilyenkor hosszas számításokba kezdünk, hogy a lecsökkent oszlopteherbírás

14. ábra: Második emeleti fedett parkolósínt





15. ábra: A homlokzat átadás előtt

megfelel-e a lokális terhekre. Feltételeztük, hogy a gyengébb szilárdságú beton rugalmassági modulusa is alacsonyabb, ennek megfelelően a vízszintes erők felvételénél az egy csoportban működő oszlopok közül kevesebb ellenállást fog mutatni. Ezzel az elgondolással számos oszlopot sikerült megfelelőnek elfogadni. Emellett azonban nem volt elkerülhető egy-egy oszlop acélkalodázással való megerősítése, melyet a keresztmetszet visszavésése után a tervezett keresztmetszeten belül helyeztünk el.

A szerkezeti művezetések a leirtak miatt – szokatlan módon – szinte az átadásig tartottak (15. ábra).

8. TANULSÁGOK

A bevásárlóközpont funkciójából következik, hogy az egyes üzletekben már az építés során, de a későbbi bérlőváltások alkalmával bizonyosan az eredeti gépészeti programhoz képest eltérő igények jelentkeznek. Ennek következményeképpen a tervezésnél kialakított csatorna, vagy szellőzőcső átvezetések helyett újabb nyílásokat kell nyitni a födémeken, miközben a régiak befedésre kerülnek, de a teherhordásban ezek a födémrészek már nem vesznek részt. Az ilyen jellegű átalakítások nemegyszer a födém névleges teherbírásának csökkenésével járnak, és nem zárható ki, hogy az épület élettartama alatt többször megismétlődnek. Határozottabban jelentkezik a teherbírás csökkenés problémája a keresztirányú együttműködést a monolit födémnél kevésbé biztosító előregyártott paneleknél. Ez a statikust sokszor a kompetenciáját meghaladó mérlegelés elé állítja, hiszen a dolgozó lemezsáv valamelyes csökkenése a födém hasznos teherbírását csökkenti. Ha nincs ugyanekkora mértékű tartalék a födém teherbírásában, akkor azt meg kell erősíteni. A ráfordítás legtöbbször nincs arányban a haszonnal, de a statikusnak nincs ráhatása a belsőépítészeti kialakításra, ami nemegyszer cégszabványokon alapul. A józan mérlegelésből az jöhetne ki, hogy a hasznos teher néhány százalékos csökkentése a használati biztonságot nem befolyásolja, de a

szabvány által megkövetelt értékeket a statikus nem bírálhatja felül. A probléma megoldásánál két fontos szempontot kell felvetni. A statikus tervezőt nem éri kedetlen bevonni a tervezési program döntéseibe, másrészt az áruházi tervezési programját a későbbi átalakítások statikai szempontjait is figyelembe vevő rendszerszemlélettel kell megalkotni.

9. HIVATKOZÁSOK:

- M. Fastabend, A. Eber, B. Schücker, M. Albert: Weiße Wannen mit hochwertiger Nutzung, Beton- und Stahlbetonbau 105 (2010) Heft 5 pp.304-317 (Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin)
 Thek Eörs Henrik: Szeged Árkád Üzletközpont, Elfürthető huzalok száma, kockázatelemzés. Ferrobeton Zrt, házi kiadvány (2010)

STRUCTURES, DESIGN AND REALIZATION OF ÁRKÁD SHOPPING CENTRE IN SZEGED

András Szabó

The load bearing structure of the new shopping centre in Szeged was built with a combination of precast and cast-in-situ reinforced concrete structures. The difficult planning decisions encountered the possibilities and limitations of precast reinforced concrete structural elements. The article demonstrates this specific manifestation, the constraints of redesign, the difficulties in creating breakthroughs. The problems derived specifically from the fact that the co-operating partners in the planning (from the client of the building through the architect until the installation engineer - all) consider the possibilities and limits of precasting the structural designer's own problem. Regarding the relevant building type, the intervention needs of the emerging structural changes during and after the building due to regular interior remodelling are very specific. In the article, we would like to draw attention to the mutuality of these - seemingly minor – decisions, which in fact influence the pureness of the structure.

Keywords: shopping centre, precast reinforced concrete structural elements, installation breakthroughs

Szabó András (1950) szerkezetépítő mérnökként végzett a Budapesti Műszaki Egyetemen (1974) és acélszerkezeti szakmérnöki diplomát szerzett ugyanott (1982). 1984-től saját vállalkozását, a System Steel Tervező Kft-t vezeti. Legfontosabb munkái: acélszerkezetű épületek a saját fejlesztésű Ysako rendszerrel Magyarországon, Németországban és Nigériában. Keverőtornyok LB-Knauf számára Rigában (LV), Pöchlarnban (A), és Magyarországon, ipari üzemek a Conti-Tech (D) számára Vácott és Temesvárott, többszintes vasbeton szerkezetek lakó és irodaépületekhez Budapesten. Jelenleg Oroszországban épülő sportszarnokok acélszerkezetű lefedéseivel foglalkozik.

BETONSZERKEZETEK TEHERBÍRÁSI VIZSGÁLATA A GLOBÁLIS BIZTONSÁGI TÉNYEZŐS ELJÁRÁSSAL



Dr. Kovács Tamás – Dr. Szalai Kálmán – Dr. Balázs L. György

Az osztott (parciális) biztonsági tényezős méretezési eljárás félévszázados hazai és közel két évtizedes európai alkalmazásának tapasztalatai arra a következtetésre vezetnek, hogy újonnan épülő szerkezetek különleges terhelési eseteiben, valamint különösen meglévő építmények laboratóriumi vagy helyszíni vizsgálati esetén a teherbírás igazolása előnyösebb a globális biztonsági tényezős eljárás alkalmazásával, mint a parciális tényezős eljárással.

Kulcsszavak: hatás, ellenállás, biztonság, biztonsági tényező, tervezési érték, megbízhatóság, megbízhatósági index, relatív szórás, érzékenységi tényező.

1. BEVEZETÉS

A jelen cikk a teherviselő szerkezetek megbízhatóságának igazolásához használt kétfajta eljárást mutat be, majd összehasonlítja azokat.

Az egyike a jól ismert osztott biztonsági tényezős méretezési eljárás, amit magyar előírások az ötvenes évek kezdete óta alkalmaznak, és amit *parciális tényezős eljárás* (partial factor method) néven később az Eurocode szabványsorozat is elfogadott. Olyan összetett terhelési esetben, amikor egy hatás a vizsgált erőtan követelménynek egyidejűleg mind a hatás-, mind az ellenállás oldalát befolyásolja (pl. szögtámfalak esetén a leterhelő föld súlya) a parciális tényezős eljárás alkalmazása rendkívül bonyolulttá és nehezzé válik.

Sajátos feladatot jelent a meglévő szerkezetek felülvizsgálata is. Az erőtan igazolás elve lényegében ugyanaz, mint az újonnan épülő szerkezetek esetén, azonban lényegesen összetettebb. Mivel a megvalósult szerkezet geometriai, szilárdsági és esetenként a terhelési paraméterei (tervezési változók) sok esetben közvetlenül *mérhetőek* vagy *vizsgálhatóak*, majd statisztikai alapon értékelhetőek, ezért az ezekkel összefüggő bizonytalanságok mértéke jelentősen kisebb, mint újonnan tervezett szerkezetek esetén. Ennek következtében az újonnan épülő szerkezetekre a vonatkozó szabványokban előírt biztonsági paraméterek (parciális tényezők) értékének csökkentésére nyílik lehetőség. Sőt, mivel a szerkezetek megbízhatósága nemcsak a tervezési változók értékeinek, hanem azok meghatározásához alkalmazott számítási modellek (pl. a betonszilárdság értékelése esetén) bizonytalanságait is lefedi, ezért a meglévő szerkezetek felülvizsgálatához használt parciális tényezők indokolt mértékű csökkentésének meghatározásához a parciális tényezőket összetevőkre kell bontani, ahol minden összetevő az adott tervezési változónak csak egyfajta bizonytalanságát (pl. egy geometriai méret változékonyságát) veszi figyelembe.

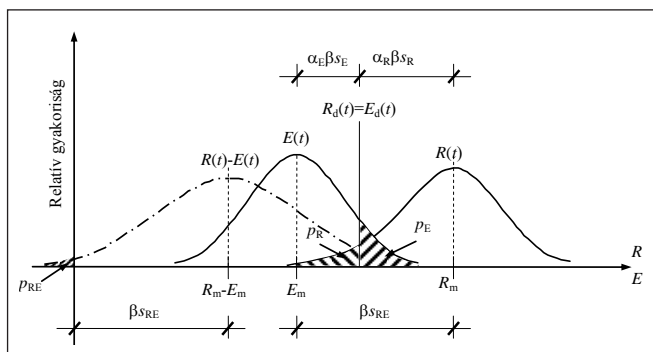
A fenti esetekben, ha a parciális tényezős eljárás algoritmusát úgy módosítjuk, hogy az előírt megbízhatósági szintet számszerűen egyetlen, ún. globális biztonsági tényező segítségével fejezzük ki, majd a teherbírás követelmények

teljesülését az ehhez tartozó *globális biztonsági tényezős eljárással* igazoljuk, akkor a tervezési folyamat egyszerűbbé és sokkal áttekinthetőbbé válik. Ezen eljárás egy korlátozott alkalmazását, amelyben a szerkezeti ellenálláshoz rendelt kockázatot egy γ_R^* biztonsági tényező fejezi ki, a közelmúltban megjelent *fib Model Code 2010 (fib, 2010)* „ellenállás oldali globális tényezős eljárás” (global resistance format) néven javasolta.

2. A PARCIÁLIS TÉNYEZŐS ELJÁRÁS MEGBÍZHATÓSÁGI ÉRTELMEZÉSE

A teherviselő szerkezeteknek a tervezési élettartam során megvalósuló, minimális költségráfordításon alapuló megbízhatósági vizsgálatai azt az eredményt hozták, hogy a tönkremenetellel szemben vállalható kockázat optimális mértéke $p_{RE} \approx 10^{-4}$, melyhez $\beta=3,719$ értékű megbízhatósági index tartozik (*Kármán, 1965; Mistéth, 2001*). A teherbírás határállapothoz (ULS) rendelt $R_d(t) \geq E_d(t)$ erőtan követelmény egyenlőségi feltételéhez a hatásra (α_E) és ellenállásra (α_R) vonatkozó érzékenységi tényezők megközelítően $\alpha_E = -0,6$ és $\alpha_R = 0,8$ ($\alpha_E^2 + \alpha_R^2 = 0,36 + 0,64 = 1,0$) értéke rendelhető. (A jelöléseket lásd az *1. ábrán*, ahol s_R , s_E és s_{RE} jelenti sorrendben az $R(t)$ ellenállást, az $E(t)$ hatást és azok $R(t)-E(t)$ különbségét leíró eloszlást jellemző abszolút szórás értékeket. A továbbiakban az egyszerűsítés érdekében az idő t jelölését elhagyjuk.)

Az *MSZ EN 1990:2002 (EC0)* szerinti parciális tényezős eljárásban RC2 megbízhatósági osztályú szerkezet és 50 éves referencia időszak esetén a megbízhatósági index előírásított legkisebb értéke $\beta=3,8$, míg az érzékenységi tényezők ajánlott értékei $\alpha_E = -0,7$ és $\alpha_R = 0,8$. Ez utóbbiak nem teljesítik $\alpha_E^2 + \alpha_R^2 = 1,0$ feltételt, így az előzőekben említett értékek biztonság javára tett közelítésének tekinthetők. A továbbiakban e tanulmány az Eurocode által előírt megbízhatósági indexhez ($\beta=3,8$) tartozó globális biztonsági tényező és a hozzá tartozó érzékenységi tényezők számításával foglalkozik.



1. ábra: A β megbízhatósági index értelmezése (t: idő)

2.1. A tervezési értékek megbízhatóság-elméleti értelmezése

Feltételezve, hogy az $R_d(t) = E_d(t)$ egyenlőségben szereplő hatás (E) és ellenállás (R) függvénye egyaránt a normális eloszlást követi, $\alpha_E = -0,6$ és $\alpha_R = 0,8$ érzékenységi tényezők és az Eurocode szerinti $\beta = 3,8$ értékű megbízhatóság index esetén az osztott kockázat hatáshoz tartozó része $p_E \approx 1\%$ ($-\alpha_E \beta = 0,6 \times 3,8 = 2,28 \rightarrow p_E = 1,13\%$), míg az ellenálláshoz tartozó része $p_R \approx 1\%$ ($\alpha_R \beta = 0,8 \times 3,8 = 3,04 \rightarrow p_R = 1,18\%$). Az ellenállás esetén numerikus okokból logaritmikus transzformációt alkalmazva a teherbírási határállapothoz tartozó

$$R_d \geq E_d \quad (1)$$

erőtani követelményben a tervezési értékek a következők:

- az ellenállás tervezési értéke:

$$R_d = R_m \exp(\beta \alpha_R v_R) \quad (2a)$$

- a hatás tervezési értéke:

$$E_d = E_m (1 - \beta \alpha_E v_E) \quad (2b)$$

A globális biztonsági tényező a (2a) és (2b) összefüggésekből a következőképpen adódik:

$$\gamma_{RE} = \exp(\beta \alpha_R v_R) (1 - \beta \alpha_E v_E), \quad (2)$$

ahol v_R and v_E sorrendben a hatási és az ellenállási eredő relatív szórása. A γ_{RE} globális biztonsági tényező alkalmazásával az (1) összefüggés a következőképpen módosul:

$$R_m \geq \gamma_{RE} E_m \quad (3)$$

melyben γ_{RE} az ellenállás (R_m) és a hatás (E_m) várható értékei között teremt közvetlen kapcsolatot.

A (3) összefüggés gyakorlati alkalmazásának bemutatása előtt először az R_d és E_d számítására vonatkozó, Eurocode szerinti szabványosított eljárást ismertetjük, majd a parciális tényezők és a hozzá tartozó relatív szórások közötti kapcsolatot elemezzük részletesen.

2.2. A tervezési értékek számítása az Eurocode szerinti parciális tényezős eljárás alapján

Az Eurocode kombinációs szabályai alapján az (1) összefüggés szerinti tervezési értékek egy általános, feszített vasbeton

szerkezeti elem esetén a következőképpen számíthatóak:

$$R_d = R \left(\frac{f_{ck}}{\gamma_c}; \frac{f_{yk}}{\gamma_s}; \frac{f_{pk}}{\gamma_p}; L_d \right) \gamma_{Rd} \geq$$

$$\geq E_d = \gamma_{Sd} \max \left\{ \begin{array}{l} \sum_{j \geq 1} \gamma_G G_{kj} + \gamma_P P_k + \gamma_{Q1} \Psi_{01} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \Psi_{0i} Q_{ki} \\ \sum_{j \geq 1} \xi \gamma_G G_{kj} + \gamma_P P_k + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \Psi_{0i} Q_{ki} \end{array} \right. \quad (4)$$

2.3. Az ellenállás parciális tényezői és a hozzájuk tartozó relatív szórások

2.3.1. A ellenállás parciális tényezőinek háttere

A parciális tényezős eljárás valószínűségelméleti háttere azon alapul, hogy az ellenállás R_d tervezési értéke, mely az esetek többségében egy szilárdsági paraméter, általában a következőképpen adódik:

$$R_d = R(f, m, G) \quad (5)$$

ahol f a vizsgált szilárdág értékének bizonytalanságát, m a szilárdság számításához alkalmazott modell bizonytalanságát, G pedig a szilárdsággal összefüggő geometriai méretek bizonytalanságát fedi le. A valószínűségelméleti módszerek feltételezik továbbá, hogy mindhárom összetevő (f , m és G) egymástól független valószínűségi változó és legalább az f követi a normális eloszlást. Az ellenálláshoz tartozó p_R kockázati részt teljes mértékben lefedi az a γ_R parciális tényező, mely a vonatkozó R_k karakterisztikus értéket az R_d tervezési értékévé konvertálja. Az Eurocode szerint az R_k karakterisztikus érték kizárólag az f összetevőtől függő, statisztikai alapon meghatározott 5%-os kvantilis, és sem a számítási modell, sem a geometria bizonytalanságát nem foglalja magában.

Építőmérnöki szerkezetek esetén a (4) összefüggés ellenállási oldalát túlnyomó mértékben egyetlen, domináns ellenállási paraméter (ami általában egy szilárdság) befolyásolja. Ez azt jelenti, hogy a többi, nem domináns ellenállási paraméternek a teljes ellenállásra csak kismértékű, ezért valószínűségelméleti szempontból elhanyagolható hatása van. Következésképpen a domináns ellenállási paraméter R_d tervezési értékének tartalmaznia kell a teljes, ellenállásra vonatkozó p_R kockázati részt.

Feltételezve, hogy a domináns ellenállási paraméter (vagyis az anyagszilárdság) normális eloszlású, a 2.1. pontban tárgyalt $p_R = 1,18\%$ kockázat-rész esetén az R ellenállás parciális tényezője a következőképpen adódik:

$$\gamma_R = \frac{1 - 1,645 v_{Rf}}{1 - 3,04 v_R} \quad (6)$$

Itt

$$v_R = \sqrt{v_{Rf}^2 + v_{Rm}^2 + v_{RG}^2} \quad (7)$$

ahol v_{Rf} kizárólag a szilárdság (f) relatív szórása, továbbá v_{Rm} és v_{RG} az alkalmazott számítási modellel (m) és a geometriával (G) összefüggő, megfelelően megválasztott (esetenként becslött) relatív szórás jellegű mennyiségek.

2.3.2. A beton parciális tényezőjének összetevői

Soukov és Jungwirth, 1997 szerint a beton-nyomószilárdság

parciális tényezője (melynek ajánlott értéke az (MSZ EN 1992-1-1:2004-ben (EC2) tartós és ideiglenes tervezési állapotra vonatkozóan $\gamma_c=1,5$), $v_{cf}=0,15$, $v_{cm}=0,05$ és $v_{cG}=0,05$ relatív szórásértékeken alapul. A (7) összefüggés felhasználásával a beton-nyomószilárdság eredő relatív szórása így:

$$v_c = \sqrt{v_{cf}^2 + v_{cm}^2 + v_{cG}^2} = \sqrt{0,15^2 + 0,05^2 + 0,05^2} = 0,166. \quad (7a)$$

Az előzőekkel összhangban γ_c a következő két összetevőre bontható:

$$\gamma_c = \gamma_{cm1} \times \gamma_{cm2} \quad (8)$$

ahol γ_{cm1} a szilárdság és a geometria, míg γ_{cm2} a számítási modell bizonytalanságait veszi figyelembe. A (2a)-hoz hasonló logaritmusos transzformáció esetén a γ_{cm1} parciális tényező a következőképpen számítható:

$$\gamma_{cm1} = \exp(\alpha_R \beta v_c - 1,645 v_{cf}) = 1,29. \quad (9)$$

A γ_{cm1} tovább bontható a γ_{cf} (mely kizárólag a szilárdság eloszlásának statisztikai jellemzőitől függ) és a γ_{cG} (mely kizárólag a geometriai méretek bizonytalanságaitól függ) szorzatára:

$$\gamma_{cm1} = \gamma_{cf} \times \gamma_{cG} \quad (10)$$

ahol

$$\gamma_{cf} = \exp(\alpha_R \beta v_{cf} - 1,645 v_{cf}) = 1,23 \quad (11)$$

és

$$\gamma_{cG} = 1,29/1,23 = 1,05. \quad (12)$$

Az alkalmazott számítási modell bizonytalanságát figyelembevévő γ_{cm2} , melyet a (7) összefüggés szerinti jelölésekkel összhangban, a továbbiakban γ_{cm} jelöl, a (8) összefüggésből a következőképpen számítható:

$$\gamma_{cm2} = \gamma_{cm} = \gamma_c / \gamma_{cm1} = 1,5/1,29 = 1,16 \quad (13)$$

A (8)-(12) összefüggések felhasználásával a beton γ_c parciális tényezője a következőképpen adódik:

$$\gamma_c = \gamma_{cf} \times \gamma_{cG} \times \gamma_{cm} = 1,23 \times 1,05 \times 1,16 = 1,5 \quad (14)$$

A (14) összefüggésben szereplő három összetevő közül csak a γ_{cf} van összefüggésben a betonszilárdsági értékek eloszlásával, az ehhez tartozó relatív szórás feltételezett értéke $v_{cf} = 0,15$ (lásd (7a)-t). Ha például a meglévő szerkezeten mért szilárdsági adatok statisztikai értékeléséből meghatározott v_{cf} értéke eltér a 0,15-től, akkor a (11) összefüggés és ennek következtében a γ_c értéke is módosul. Az előzőek alapján a $\gamma_{cG} \times \gamma_{cm} = 1,05 \times 1,16$ szorzatot állandó értékűnek tekintve, a v_{cf} , γ_{cf} és γ_c között a következő összefüggés áll fenn:

- ha $v_{cf} = 0,20$ akkor $\gamma_{cf} = 1,32$ és $\gamma_c = 1,61$,
- ha $v_{cf} = 0,10$ akkor $\gamma_{cf} = 1,15$ és $\gamma_c = 1,40$,
- ha $v_{cf} = 0,05$ akkor $\gamma_{cf} = 1,07$ és $\gamma_c = 1,31$.

Az EC2 szerint (és a bauxitbeton "korszak" után az MSZ szerint is) egy meglévő betonszerkezeti elem értékelése esetén a számítási modell bizonytalanságát lefedő γ_{cm} parciális tényező

összetevő figyelmen kívül hagyható (vagyis értéke 1,16 helyett 1,0-re vehető), így:

$$\gamma_c = \gamma_{cf} \gamma_{cG} = 1,29. \quad (15)$$

Meglévő betonszerkezeti elemből kifűrt, adott geometriai méretű próbatest esetén a geometria hatása (és az ezzel összefüggő γ_{cG} parciális tényező összetevő) két további összetevőre bontható. Az egyik összetevő (γ_{cG1}) kizárólag a kifűrt próbatest geometriai méreteivel kapcsolatos, mely elhagyható, ha a próbatest méreteit ellenőrzik és a mért adatokat a szilárdság értékelése során megfelelően figyelembe veszik (lásd a 3.2.2.1. pontot). A második összetevő (γ_{cG2}) a törési állapotban lévő betonra ható alakváltozási kényszereket veszi figyelembe. Ez jelentős mértékben különböző lehet egy nagyobb betontömbből kifűrt, majd egyirányú nyomással terhelt próbatest, valamint egy többtengelyű feszültségállapotban lévő, szerkezeti elem részét képező beton esetén. Az előző eljárásban mindkét összetevőt a γ_{cG} és a hozzá tartozó v_{cG} tartalmazza. A γ_{cG1} és γ_{cG2} aránya külön tanulmány tárgya lehet. Összegezve: adott geometriai méretű, kifűrt próbatesten végzett betonszilárdság-meghatározás esetén v_c -nek (γ_c -nek) a v_{cf} -et (γ_{cf} -et) és a v_{cG} fenti második összetevőjét (γ_{cG2} -t) kellene tartalmaznia (vagyis $v_{cf}=0,05$ esetén $\gamma_{cf}=1,07$ és $\gamma_c=\gamma_{cf} \gamma_{cG2}$). Az Eurocode szerint a γ_c lehetséges legkisebb értéke 1,3.

2.3.3. A betonacél és a feszítőacél parciális tényezőjének összetevői

Bár Soukov and Jungwirth (1997) tanulmánya nem foglalkozik az acélokkal, a 2.3.2. pontban a γ_c -re bemutatotthoz hasonló eljárás a (beton- és feszítő)acél γ_s parciális tényezője esetén is végrehajtható. A γ_s ajánlott értéke az EC2-ben tartós és ideiglenes tervezési állapot esetén $\gamma_s=(\gamma_p=)1,15$, míg a vonatkozó szakirodalom szerint a szilárdság változékonyságával kapcsolatos relatív szórás közelítő értéke $v_s \approx 0,05$. A másik két relatív szórás - a beton esetén a 2.3.2. pontban alkalmazott értékek figyelembevételével - $v_{sm}=v_{sG}=0,03$ értékre feltételezhető. Így az acélszilárdság eredő relatív szórása:

$$v_s = \sqrt{v_{sf}^2 + v_{sm}^2 + v_{sG}^2} = \sqrt{0,05^2 + 0,03^2 + 0,03^2} = 0,066. \quad (7b)$$

A γ_s a következőképpen választható szét:

$$\gamma_s = \gamma_{sm1} \times \gamma_{sm2} \quad (16)$$

ahol γ_{sm1} a szilárdság és a geometria bizonytalanságait veszi figyelembe:

$$\gamma_{sm1} = \exp(\alpha_R \beta v_s - 1,645 v_{sf}) = 1,124. \quad (17)$$

A γ_{sm1} további felbontása a következő:

$$\gamma_{sm1} = \gamma_{sf} \times \gamma_{sG} \quad (18)$$

ahol γ_{sf} kizárólag a szilárdsági értékek eloszlásának statisztikai jellemzőitől függ

$$\gamma_{sf} = \exp(\alpha_R \beta v_{sf} - 1,645 v_{sf}) = 1,072 \quad (19)$$

míg γ_{sG} kizárólag a szilárdságot befolyásoló geometriai méretek bizonytalanságát fedi le:

$$\gamma_{sG} = 1,124/1,072 = 1,048. \quad (20)$$

γ_{sM2} -t, mely az szilárdság számításához alkalmazott modell bizonytalanságait tartalmazza, a (7) összefüggés alapján a továbbiakban γ_{sm} jelöli és ez a következőképpen adódik:

$$\gamma_{sM2} = \gamma_{sm} = \gamma_s / \gamma_{sM1} = 1,15 / 1,124 = 1,023. \quad (21)$$

Végül az acél γ_s parciális tényezője a következőképpen adódik:

$$\gamma_s = \gamma_{sf} \times \gamma_{sm} \times \gamma_{sG} = 1,072 \times 1,023 \times 1,048 = 1,15. \quad (22)$$

Ha *meglévő* vasbeton (vagy feszített vasbeton) szerkezeti elemet a γ_{sm} parciális tényező összetevő figyelmen kívül hagyásával értékelnek (azaz $\gamma_{sm}=1,0$), akkor a γ_s parciális tényező értéke a következő:

$$\gamma_s = \gamma_{sf} \gamma_{sG} = 1,124. \quad (23)$$

A γ_c -re bemutatott eljárás analógiájaként, a γ_s tovább finomítható meglévő szerkezeti elemből kivágott, *adott geometriai méretű próbatesten* mért szilárdsági adatok statisztikai elemzésével meghatározott v_{sf} segítségével. A γ_{sG1} és a γ_{sG2} aránya azonban jelentősen eltérhet a beton esetén fennálló aránytól.

2.4. A hatás parciális tényezői és a hozzájuk tartozó relatív szórások

Az Eurocode értelmezése szerint egy egyedi hatás γ_E parciális tényezője (vagyis a (4) összefüggésben szereplő γ_g , γ_p vagy γ_q) a hatás tervezési értékének (ami a 95%-os kvantilis) és karakterisztikus értékének (mely általában - de nem minden esetben - a hatás várható értékét jelenti) a hányadosa, melyet a következő összefüggés fejez ki:

1. táblázat: Az EC2 parciális tényezői és a hozzá tartozó relatív szórások

Tervezési változó	Parciális tényező	Relatív szórás	
		parciális tényezők alapján meghatározva ¹⁾	helyszíni mérések alapján meghatározva ³⁾
Hatások			
kedvezőtlen állandó hatás	$\gamma_g=1,15$ ($=0,85 \times 1,35$)	$v_g=0,091$	v_{gf}, v_{qf}, v_{Lf1}
kedvező állandó hatás	$\gamma_g=1,35$	$v_g=0,213$	
forgalmi terhek	$\gamma_q=1,35$	$v_q=0,213$	
esetleges hatások (a forgalmi terhek kivételével)	$\gamma_q=1,50$	$v_q=0,304$	
Ellenállások			
beton-nyomászilárdság	$\gamma_c=1,5$	$v_c=0,166^{(2)}$	v_{cf}, v_{sf}, v_{Lf2}
betonacél és feszítőacél-szilárdság	$\gamma_s=1,15$	$v_s=0,066^{(2)}$	

Megjegyzések:

¹⁾ Az MSZ EN 1990:2002 és az MSZ EN 1992-1-1:2004 parciális tényezői alapján meghatározott (visszaszámított) értékek.

²⁾ Például a v_c és v_s (eredő) relatív szórások v_{cf} és v_{sf} összetevői egy adott meglévő szerkezetből kivett szabványos méretű próbatesteneken meghatározva $v_{cf}=0,158$ -re és $v_{sf}=0,061$ -re adódtak.

³⁾ Meglévő szerkezetek felülvizsgálatakor, a tervezési változók eloszlását jellemző relatív szórások meghatározása történhet helyszíni mérések alapján. Itt - egy szokásos betongerendát figyelembe véve - a v_{gf} , v_{qf} , v_{Lf1} , v_{cf} és v_{sf} mennyiségek sorrendben az állandó hatás (több hatás esetén: v_{gf1} , v_{gf2} , ... stb.), az esetleges hatás (több hatás esetén v_{qf1} , v_{qf2} , ... stb.), a geometriai adatok (a v_{Lf1} a hatás oldalon szereplő geometriai adatokkal (pl. a gerenda támaszköze) kapcsolatos, míg a v_{Lf2} az ellenállás oldalon szereplő geometriai adatokkal (keresztmetszeti méretek) kapcsolatos, a betonszilárdság és az acélszilárdságok (betonacél és feszítőacél) relatív szórását jelentik. A visszaszámított relatív szórások tekintetében lásd a 3.2.1. pontban lévő, a helyszíni mérésekből meghatározott relatív szórások tekintetében lásd 3.2.2. pontban szereplő számpéldát.

$$\gamma_E = 1 + 1,645 v_E. \quad (24)$$

Hasonlóan a (7) összefüggéshez, v_E a következőképpen számítható:

$$v_E = \sqrt{v_{Ef}^2 + v_{Em}^2 + v_{EG}^2} \quad (25)$$

ahol

v_{Ef} a hatás-intenzitások eloszlását statisztikailag jellemző relatív szórás,

v_{Em} a hatás és az abból számított belső erő (pl. igénybevétel) meghatározásához alkalmazott számítási modell bizonytalanságait figyelembevevő relatív szórás (jellegű mennyiség),

v_{EG} a hatás és az abból számított belső erő (pl. igénybevétel) meghatározásakor szerepet játszó geometriai méretek bizonytalanságait figyelembevevő relatív szórás.

2.5. A parciális tényezők és a hozzá tartozó relatív szórások összefoglalása

Az 1. táblázat összefoglalja a szokásos állandó és esetleges hatások, valamint a szokásos anyagok (beton, betonacél, feszítőacél) esetén, tartós és ideiglenes tervezési állapotokban alkalmazandó parciális tényezőket és az azokhoz tartozó relatív szórásokat az Eurocode szerint. A „parciális tényezők alapján” meghatározott relatív szórások (3. oszlop) hatások esetén a (7) összefüggésen, ellenállások esetén a (25) összefüggésen alapulnak, és számításuk a megadott parciális tényezőkből (2. oszlop) a (6) és a (24) összefüggések alapján történt.

3. A GLOBÁLIS BIZTONSÁGI TÉNYEZŐS ELJÁRÁS ALKALMAZÁSA

3.1. Alapvető összefüggések

A (3) összefüggés szerint a teherbírás a globális biztonsági tényezős eljárás alapján megfelelő, ha az

$$R_m \geq \gamma_{RE} E_m$$

feltétel teljesül, ahol

$$E_m = \sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + Q_{kl} + \sum_{i > 1} \Psi_{0i} Q_{ki} \quad (26)$$

a hatás várható értéke és γ_{RE} a globális biztonsági tényező a (2) összefüggés szerint. A γ_{RE} számszerű értékei az Eurocode szerinti $\beta=3,8$ értékű megbízhatósági index és $\alpha_R=0,8$ és $\alpha_E=-0,7$ értékű érzékenységi tényezők esetén a 2. táblázatban található meg.

2. táblázat: A γ_{RE} globális biztonsági tényező számszerű értékei ($\beta=3,8$ értékű megbízhatósági index, valamint $\alpha_R=0,8$ és $\alpha_E=-0,7$ értékű érzékenységi tényezők esetén)

γ_{RE}	0,05	0,10	0,15	V_R 0,2	0,25	0,3	0,35
V_E 0,050	1,319	1,536	1,788	2,081	2,423	2,820	3,283
0,100	1,474	1,716	1,997	2,325	2,707	3,151	3,669
0,125	1,551	1,806	2,102	2,447	2,849	3,317	3,862
0,150	1,629	1,896	2,207	2,570	2,991	3,483	4,054
0,175	1,706	1,986	2,312	2,692	3,134	3,648	4,247
0,200	1,783	2,076	2,417	2,814	3,276	3,814	4,440
0,250	1,938	2,257	2,627	3,058	3,560	4,145	4,825
0,300	2,093	2,437	2,837	3,302	3,845	4,476	5,210

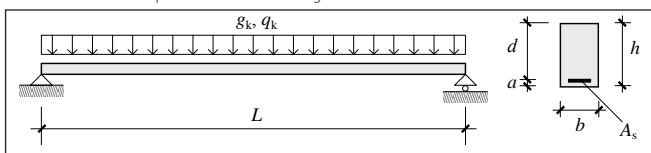
3.2. Számpélda a globális biztonsági tényezős eljárás alkalmazására

A globális biztonsági tényezős eljárás alkalmazását a 2. ábra szerinti fiktív, állandó keresztmetszetű, kéttámaszú gerendán mutatjuk be.

A hatások karakterisztikus értékei (várható értékek, lásd a 2.2. pontot): állandó teher (az önsúlyt is beleértve): $g_k (=g_m)$; hasznos teher: $q_k (=q_m)$. Keresztmetszeti adatok: szélesség: b ; magasság: h ; támaszköz: L ; a húzott vasalás és a szélső húzott szál távolsága (a kedvezőtlen vaselmozdulást is beleértve): a . A vasalás keresztmetszeti területe (csak betonacél): A_s . A szilárdságok karakterisztikus értékei: beton-nyomószilárdság: f_{ck} (várható érték: f_{cm}); betonacél-folyáshatár: f_{yk} (várható érték: f_{ym}).

Az Eurocode szerinti parciális tényezős eljárás szerint

2. ábra: A számpéldában használt jelölések



a vonatkozó parciális tényezők ajánlott értékeit, melyek kedvezőtlen állandó hatások esetén $\gamma_g=1,35$ és $\xi=0,85$; hasznos terhek esetén $\gamma_q=1,5$, betonra $\gamma_c=1,5$, betonacélra $\gamma_s=1,15$, az 1. táblázat tartalmazza. A hasznos teher kombinációs tényezője ψ_0 .

3.2.1. Újonnan épülő szerkezet teherbírásának igazolása

E szakasz a globális biztonsági tényezős eljárást, mint a szabványosított parciális tényezős eljárás egy alternatíváját mutatja be újonnan épülő szerkezetek tervezéséhez. A tervezés idején sem a tervezési változók eloszlása (és értelemszerűen azok statisztikai jellemzői), sem az azokkal kapcsolatos egyéb bizonytalanságok nem ismertek, ezért e tekintetben a tervező – egyéb lehetőség híján – csak a vonatkozó szabványokban szereplő parciális tényezőkből levezetett relatív szórásokat tudja alapul venni. Az Eurocode esetén e relatív szórásokat az 1. táblázat tartalmazza.

Az anyagjellemzők tervezés során alkalmazandó értékeit és az ehhez tartozó gyártási követelményeket a következő, 3.2.1.1. pont foglalja össze. A számpélda jelen változata (újonnan épült szerkezet vizsgálata) a 4. táblázat példájában lévő anyagjellemzőkön alapul.

Az egyszerűsítés érdekében e vizsgálat során az összes geometriai méret és az acélmennyiség névleges értéke tervezési értéként szerepel (lásd a 2.2. pontot), ami számszerűen azt jelenti, hogy a geometriai méreteknél nincs figyelembevett bizonytalansága, vagyis ezek relatív szórásainak értéke zérus. Következésképpen, e számpéldában a geometriai méretek és az acélmennyiség nem valószínűségi változókként szerepelnek. Ugyanakkor a vasalás elhelyezésének bizonytalanságát, mely a $d=h-a$ hasznos magasságot kedvezőtlen értelemben befolyásolhatja, egy külön a mennyiség veszi figyelembe, a parciális tényezős módszerrel azonos módon.

3.2.1.1. Az anyagjellemzőkre vonatkozó követelmények összefoglalása

Az anyagjellemzők esetében elvi okokból világosan szét kell választani az (újonnan épülő) szerkezetek tervezése során figyelembe veendő összefüggéseket a legyártott, beépítés előtti frissbetonból kivett, majd megszilárdult próbatestek szilárdságvizsgálata alapján a tervezett beton átvételére vonatkozó, gyártási követelményeket leíró összefüggésektől. Előbbieket a vonatkozó tervezési szabványok (jelen esetben az EC2), utóbbiakat a vonatkozó anyagszabványok (jelen esetben a beton esetén az MSZ EN 206-1 (MSZ EN 206-1, 2002) vagy az MSZ 4798-1:2004 (MSZ 4798-1, 2004), betonacél esetén az MSZ EN 10080 (MSZ EN 10080, 2005) tartalmazzák.

Tervezési összefüggések

A beton nyomószilárdságának f_{ck} karakterisztikus (5%-os kvantilis) és f_{cm} várható értékei közötti, EC2 szerinti összefüggés ($f_{cm}=f_{ck}+8 \text{ N/mm}^2$) állandó értékű (abszolút) szóráson alapul. Az abszolút szórás a $8=1,645 s_{cf}$ összefüggésből $s_{cf}=4,86 \text{ N/mm}^2$ állandó értékre adódik, míg a 2.3.2. pont szerint a $v_{cf}=0,15$ értékű relatív szórás állandó. A betonacél folyáshatárának karakterisztikus (f_{yk}) és várható (f_{ym}) értékei közötti kapcsolatra vonatkozóan az EC2 nem közöl összefüggést, ezért a számpéldában feltételezett összefüggés a 2.3.3. pont szerinti, $v_{sf}=0,05$ állandó értékű relatív szóráson alapul.

Gyártási követelmények

A beton nyomószilárdságára vonatkozó, tervezéskor feltételezett értékekkel összhangban lévő gyártási követelményeket a 3. táblázat tartalmazza. E követelmények

a legyártott beton átvételére, és nem pedig egy megvalósult szerkezetbe beépített (vagy onnan kifűrt) betonra vonatkoznak.

A *betonacélok* szilárdságára vonatkozóan az MSZ EN 10080:2005 lényegében nem ad meg számszerű átvételi feltételeket. Erre hivatkozva az EC2 a következő átvételi követelményeket tartalmazza arra az esetre, ha erőtani szempontból a szilárdságnak egy előírt alsó értékére ($f_{yk,min}$) van szükség (mivel általában, így a jelen esetben is ez a helyzet, ezért a továbbiakban értelemszerűen az $f_{yk}=f_{yk,min}$ feltételt alkalmazzuk).

A betonacél termék megfelelőnek tekinthető, ha legalább a következő két feltétel egyike teljesül:

- minden egyes egyedi vizsgálati eredmény (f_{yi}) legalább az előírt karakterisztikus értéket (f_{yk}) eléri, azaz

$$f_{yi} \geq f_{yk} \quad (27)$$

- a vizsgálati eredmények átlagára (f_{yim}) teljesül, hogy

$$f_{yim} \geq f_{yk} + \Delta f_y \quad (28a)$$

és minden egyes egyedi vizsgálati eredmény legalább a következő értéket eléri:

$$f_{yi} \geq 0,97 f_{yk} \quad (28b)$$

ahol a Δf_y ajánlott értéke 10 N/mm².

A mintavétel gyakoriságáról az MSZ EN 10080 rendelkezik, de ez a jelen cikk mondanivalóját nem befolyásolja.

A betonacél folyáshatárára vonatkozó előző átvételi feltételek közül gyakorlati szempontból értelemszerűen (és a jelen tanulmány mondanivalója szempontjából is) a (28a)-(28b) összefüggések szerinti feltételeknek van nagyobb jelentősége. Ha a valószínűségelméleti alkalmazáshoz a vizsgálati eredmények (28a) összefüggésben szereplő f_{yim} átlagát azonosnak tekintjük az adott jellemző f_{yk} várható értékével, akkor a (28a) összefüggés szerinti $\Delta f_y=10$ N/mm² ajánlott értékből normális eloszlás feltételezésével és 5%-os kvantilisnek megfelelő $f_{yk}=500$ N/mm² karakterisztikus érték esetén $v_{sr}=10/(1,645 \times 510)=0,012$ relatív szórás adódik, amely messze alatta marad a 2.3.3. pontban a $\gamma_s=1,15$

parciális tényezőhöz rendelt 0,05 értéknek. Persze a (28a) összefüggésből előbb levezetett $v_{sr}=0,012$ érték mellett a $\gamma_s=1,15$ értékű parciális tényező számszerűen kiadódhat a 2.3.3. pont szerintinél (azaz 0,03-nál) jelentősen nagyobb v_{sm} és v_{sg} értékekből is. A 0,03-nál nagyobb v_{sm} és v_{sg} értékek azonban gyakorlati szempontból - figyelembe véve a betonacélok gyártási mérettűréseit (v_{sg}), valamint azt, hogy a szabványos szakítóvizsgálat közvetlenül a szerkezetbe beépítendő terméken történik (v_{sm}), majd mindezt összehasonlítva a betonnyomószilárdág vizsgálatának körülményeivel és az ahhoz tartozó, 2.3.2. pontban szereplő v_{cm} és v_{cg} értékekkel - nem tekinthetők megalapozottnak. Mindebből az következik, hogy betonacélok esetén a (28a) összefüggés szerinti megfelelőségi (átvételi) feltétel nincs összhangban az EC2 szerinti, tartós és ideiglenes tervezési állapotokra vonatkozó $\gamma_s=1,15$ értékű parciális tényezővel.

Elméleti megközelítéssel a két feltétel $\gamma_s < 1,15$ értékű parciális tényező és/vagy $\Delta f_y > 10$ N/mm² alkalmazása esetén közelít egymáshoz. Bár mindkét mennyiség a vonatkozó szabványban nemzetileg meghatározott paraméterként szerepel, ezek ajánlott értékeitől a fenti irányba való eltérés a tervezési oldalon számottevően befolyásolja a megvalósuló megbízhatósági szintet, gyártási oldalon a kialakult termelési körülmények fellazulását eredményezi. Bár mindkét megoldás a költségcsökkenés irányába hat, az utóbbi nyilvánvalóan nem indokolt.

A gyakorlati megközelítés szerint a (28a) összefüggés szerinti megfelelőségi feltételt gazdaságos módon teljesíteni képes gyártási körülmények esetén a $\gamma_s=1,15$ értékű parciális tényező eltűzött, a 2.1. pont szerint előirányzott $p_R \approx 1\%$ ellenállás oldali kockázatnál kisebb kockázati szinthez vezet, ami $\beta > 3,8$ értékű megbízhatósági indexet eredményez. Vagyis az előirányzott $\beta=3,8$ értékű megbízhatósági indexszel jellemzett megbízhatósági szint teljesíthető egy $\gamma_s < 1,15$ értékű, betonacélra vonatkozó parciális tényezővel is.

3.2.1.2. Újonnan épülő szerkezet hajlítási teherbírásának igazolása globális biztonsági tényezős eljárással

Az előzőek felhasználásával a következő számpéldában valószínűségi változóként kezelt tervezési változók a teherintenzitások és a szilárdsági jellemzők. A valószínűségi

3. táblázat: A tervezett beton átvételére vonatkozó, nyomószilárdsággal kapcsolatos gyártási követelmények az MSZ EN 206-1 vagy az MSZ 4798-1 szerint

A mintavétel legkisebb gyakorisága			
Gyártás	A gyártás első 50 m ³ -ére	Az első 50 m ³ gyártását követően ^{a)}	
		tanúsítással	tanúsítás nélkül
Kezdeti (amíg nincs legalább 35 vizsgálati eredmény)	3 db minta	1 db/100 m ³ vagy 1 db/termelési nap	1 db/75 m ³ vagy 1 db /termelési nap
Folyamatos ^{b)} (amikor már legalább 35 db vizsgálati eredmény van)		1 db/200 m ³ vagy 2 db/termelési hét	
^{a)} A mintákat a termelés során folyamatosan kell venni nem nagyobb gyakorisággal, mint 1 db minta/25 m ³ .			
^{b)} Ha az utolsó 15 vizsgálati eredményből számított szórás nagyobb, mint a kezdeti 35 vizsgálati eredményből számított szórás (σ) 1,37-szere, akkor a mintavétel gyakoriságát a következő 35 vizsgálati eredmény eléréséig meg kell növelni olyan módon, ahogyan az a kezdeti gyártásra van előírva.			
Átvételi feltételek			
A vizsgálati adat n száma	egyedi értékek (f_{ci})	átlagérték (f_{cim})	
Kezdeti gyártásnál: $n = 3$	$f_{ci} \geq f_{ck} - 4$	$f_{cim} \geq f_{ck} + 4$	
Folyamatos gyártásnál: $n \geq 15$	$f_{ci} \geq f_{ck} - 4$	$f_{cim} \geq f_{ck} + 1,48s$	
Kiegészítő feltétel	$0,63\sigma \leq s \leq 1,37\sigma$		
Ahol:			
„s” a vizsgált minta elemei alapján számított szórás, de legalább 3 N/mm ² .			
„ σ ” a kezdeti gyártáskor, 35 db vizsgálati eredmény alapján meghatározott szórás.			

változók várható értékei (g_m és q_m , ill. f_{cm} és f_{ym}) a szabványokban (itt az Eurocode-okban) megtalálható összefüggések alapján vannak meghatározva, azok relatív szórásai a terhek esetében a vonatkozó parciális tényezőkből vannak levezetve (v_g és v_q), az anyagjellemzők esetén a 2.3.2. és 2.3.3. pontokkal összhangban vannak felvéve (v_c és v_s).

A 2. ábra szerinti gerenda hajlítási teherbírásának a (3) összefüggés szerinti igazolásakor az ellenállás (M_{Rm}) és a hatás (M_{Em}) várható értékei a következőképpen számíthatók:

- A hajlítási teherbírás várható értéke:

$$M_{Rm}(f_{ym}, f_{cm}) = A_s f_{ym} \left(d - \frac{A_s f_{ym}}{2b f_{cm}} \right). \quad (29)$$

- A mezőközépi nyomaték várható értéke:

$$M_{Em}(g_m, q_m) = \frac{(g_m + q_m)L^2}{8}. \quad (30)$$

A többváltozós

- ellenállás eredő szórása:

$$s_R = \sqrt{\left[\left(\frac{d}{df_{ym}} M_{Rm}(f_{ym}, f_{cm}) \right) v_s f_{ym} \right]^2 + \left[\left(\frac{d}{df_{cm}} M_{Rm}(f_{ym}, f_{cm}) \right) v_c f_{cm} \right]^2}, \quad (31)$$

- hatás eredő szórása:

$$s_E = \sqrt{\left[\left(\frac{d}{dg_m} M_{Em}(g_m, q_m) \right) v_g g_m \right]^2 + \left[\left(\frac{d}{dq_m} M_{Em}(g_m, q_m) \right) v_q q_m \right]^2}. \quad (32)$$

Az eredő relatív szórások

- az ellenállás esetén:

$$v_R = \frac{s_R}{M_{Rm}(f_{ym}, f_{cm})}, \quad (33)$$

- a hatás esetén:

$$v_E = \frac{s_E}{M_{Em}(g_m, q_m)}. \quad (34)$$

Az előzőekkel összhangban a hatások (v_g és v_q) és az anyagok (v_s and v_c) alkalmazott relatív szórásait a vonatkozó parciális tényezőkből számítottuk vissza az 1. táblázat szerint. A számpéldában szereplő állandó/ esetleges teher arány esetére a (4) összefüggés második alternatív kombinációja a mértékadó, mely alapján a $\xi \gamma_g = 0,85 \times 1,35$ parciális tényezőhöz $v_g = 0,091$ érték tartozik.

Az Eurocode által előírt $\beta = 3,8$ értékű megbízhatósági index figyelembevételével a v_R és v_E eredő relatív szórások (33) és (34) összefüggések szerinti meghatározását követően a globális biztonsági tényező a 2. fejezetben leírtak szerint iteratív úton határozható meg. Az alkalmazott α_R és α_E érzékenységi tényezőknek minden iterációs lépésben ki kell elégíteniük a $\alpha_R^2 + \alpha_E^2 = 1,0$ feltételt. Az eljárás $\alpha_R = 0,7$ és $\alpha_E = -0,7$ ($\alpha_R^2 + \alpha_E^2 = 0,98 \approx 1,0$) értékekkel indul, ami az (1) összefüggésben szereplő két oldalhoz rendelt azonos kockázatnak felel meg ($p_R = p_E$), majd az egymást követő iterációs lépésekben folyamatosan módosulnak egészen addig, amíg a γ_{RE} két egymást követő lépésben számított értéke azonos nem lesz. A γ_{RE} értéke meglehetősen gyorsan konvergál a végértékhez. A hajlítási teherbírás megfelelő, ha az utolsó iterációs lépésben kapott γ_{RE} érték kielégíti a (3) összefüggést.

A teljes eljárás számszerű adatait a 4. táblázat tartalmazza.

A γ_{RE3} egy biztonság javára történő közelítő értéke (melyhez $\beta \geq 3,8$ értékű megbízhatósági index tartozik) a fenti iterációs eljárás helyett az α_R és α_E 2. fejezet szerinti ajánlott értékeiből is meghatározható. A γ_{RE} ezen értékei a v_R és a v_E függvényében a 2. táblázatból vehetők ki.

Fontos megjegyezni, hogy az érzékenységi tényezők utolsó iterációs lépéshez tartozó értékei ($\alpha_{E3} = -0,844$ és $\alpha_{R3} = 0,536$) jelentősen eltérnek mind a kezdeti értékeiktől ($\alpha_{E1} = -0,7$ és $\alpha_{R1} = 0,7$), mind az Eurocode szerinti ajánlott értékeiktől ($\alpha_E = -0,7$ és $\alpha_{R3} = 0,8$). Mindez azt támasztja alá, hogy a bemutatott globális biztonsági tényezős eljárás alkalmas a hatás és az ellenállás eltérő változékonyságának figyelembevételére, melynek révén a teljes p_{RE} kockázat - az előzetesen ajánlott, rögzített értékű p_E és p_R kockázat-részek alkalmazása helyett - optimális módon osztható szét a két oldal között.

3.2.2. Meglévő szerkezet teherbírásának igazolása

E szakaszban a globális biztonsági tényezős eljárásnak a 3.2.1. pontban újonnan épülő szerkezetekre bemutatott változatát, a már meglévő szerkezetek felülvizsgálatának esetére mutatja be, azzal a kiindulási feltételezéssel, hogy a tervezési változók statisztikai jellemzői (vagyis azok várható értékei és relatív szórásai) elegendő mennyiségű helyszíni vizsgálat kiértékelésének eredményeként rendelkezésre állnak.

3.2.2.1. Az anyagjellemzők statisztikai jellemzőinek meghatározása

Az Eurocode szerinti kiértékelési módszert alkalmazva a vizsgált számpélda esetében egy normális eloszlásúnak tekintett tervezési változóra (a jelen esetben beton- vagy acélszilárdság) – a feltételezés szerint – rendelkezésre álló f_i mérési eredményekből a tervezési változó adott (anyagjellemzők esetén 5%-os) kvantilisnek megfelelő f_k karakterisztikus értéke és v_f relatív szórása a következő összefüggésekkel határozható meg (a korábbi MSZ 15020-as sorozatban is hasonló algoritmus szerepelt):

$$f_k = \eta(f_{im} - k_n s_f) \quad (35)$$

és

$$v_f = \frac{s_f}{f_{im}} \quad (36)$$

ahol

$$f_{im} = \frac{\sum f_i}{n} \quad \text{a mérési eredmények átlaga,}$$

k_n a minta elemszámától függő tényező,

$$s_f = \sqrt{\frac{\sum (f_i - f_{im})^2}{n - 1}}$$

a minta (abszolút) szórása, $n=3$ esetén $s_f \approx \frac{f_{i,max} - f_{i,min}}{1,69}$ összefüggéssel közelíthető.

Megjegyzés: Megfelelő megfontolások alapján (és ott, ahol ennek nagy jelentősége van) lehet következtetni egy meglévő szerkezetbe beépített beton szilárdságának szórására a belőle kivett próbatestek roncsolásos vizsgálattal meghatározott nyomószilárdságának szórása alapján is (lásd a 2.3.2. pontban a γ_{CG} parciális tényező összetevővel kapcsolatban leírtakat). A hazai vízepítési gyakorlatban például a $V [m^3]$ térfogatú

4. táblázat: A hajlítási teherbírás igazolása a globális biztonsági tényező eljárás alkalmazása esetén

<p><i>Geometria</i> (lásd a 2. ábrát): $L=13,4$ m; $b=250$ mm; $h=700$ mm; $a=30$ mm; hasznos magasság: $d=h-a=700-30=670$ mm;</p>	
<p><i>Hatások és igénybevételek</i> (lásd a 2. ábrát és az 1. táblázatot): $g_m = g_k = 6$ kN/m; $q_m = q_k = 5$ kN/m; $v_g=0,091$ ($\gamma_g=0,85 \times 1,35=1,15$); $v_q=0,304$ ($\gamma_q=1,5$); $\psi_0 = 0,7$; $M_{Em}(g_m, q_m)=247$ kNm; $s_E=36,3$ kNm; $v_E=0,147$.</p>	
<p><i>Ellenállás</i> (lásd a 2. ábrát és az 1. táblázatot): $A_s=1257$ mm² (4φ20); beton: C30/37, $f_{ck}=30$ N/mm², $f_{cm}=38$ N/mm², $v_c=0,166$; betonacél: S500B, $f_{yk}=500$ N/mm², $f_{ym}=545$ N/mm², $v_s=0,066$; $M_{Rm}(f_{ym}, f_{cm})=434$ kNm; $s_R=27,3$ kNm, $v_R=0,063$.</p>	
<p><i>A γ_{RE} iterációja az α_E és α_R lépésenkénti módosításával ($\beta=3,8$)</i></p>	
<p>1. lépés: $\alpha_{E1}=-0,7$; $\alpha_{R1}=0,7$; $\alpha_{E1}^2 + \alpha_{R1}^2=0,98 \approx 1,0$; $\gamma_{RE1} = \exp(\beta \alpha_{R1} v_R) (1 - \beta \alpha_{E1} v_E)$</p>	<p>$\gamma_{RE1}=1,644$</p>
<p>2. lépés: $R_{d1} = M_{Em}(g_m, q_m) (1 - \beta \alpha_{E1} v_E)$ $\kappa_1 = \sqrt{(R_{d1} v_R)^2 + (M_{Em}(g_m, q_m) v_E)^2}$ $\alpha_{E2} = -M_{Em}(g_m, q_m) \frac{v_E}{\kappa_1}$; $\alpha_{R2} = R_{d1} \frac{v_R}{\kappa_1}$ $\gamma_{RE2} = \exp(\beta \alpha_{R2} v_R) (1 - \beta \alpha_{E2} v_E)$</p>	<p>$R_{d1}=343$ kNm $\kappa_1=42,2$ kNm $\alpha_{E2}=-0,859$; $\alpha_{R2}=0,512$ $\gamma_{RE2}=1,672$</p>
<p>3. lépés: $R_{d2} = M_{Em}(g_m, q_m) (1 - \beta \alpha_{E2} v_E)$ $\kappa_2 = \sqrt{(R_{d2} v_R)^2 + (M_{Em}(g_m, q_m) v_E)^2}$ $\alpha_{E3} = -M_{Em}(g_m, q_m) \frac{v_E}{\kappa_2}$; $\alpha_{R3} = R_{d2} \frac{v_R}{\kappa_2}$ $\gamma_{RE3} = \exp(\beta \alpha_{R3} v_R) (1 - \beta \alpha_{E3} v_E)$</p>	<p>$R_{d2}=365$ kNm $\kappa_2=42,9$ kNm $\alpha_{E3}=-0,844$; $\alpha_{R3}=0,536$ $\gamma_{RE3}=1,672$</p>
<p><i>A hajlítási teherbírás igazolása</i> $\gamma_{RE3} M_{Em}(g_m, q_m) = 1,672 \times 247 = 413$ kNm $< M_{Rm}(f_{ym}, f_{cm}) = 434$ kNm OK</p>	

tömegbetonból kivett $V_0 (<V)$ [m³] térfogatú próbatetek roncsolásos vizsgálatával nyert szilárdsági eredményeinek s_0 szórását felhasználva a tömegbeton s szórását az

$$s = s_0 \sqrt{\frac{V_0}{V}} \quad (37)$$

összefüggéssel határozták meg.

η a mérés vagy vizsgálat típusától függő átszámítási tényező (lásd a következőkben).

A rendelkezésre álló, normális eloszlásúnak feltételezett minta elemszámától függő k_n tényező értékét - függően attól, hogy a vizsgált tervezési változó relatív szórása (vagy annak egy valós felső korlátja) előzetes adatokból (pl. hasonló körülmények között végzett korábbi mérések eredményeinek

kiértékeléséből) ismert vagy sem – az MSZ EN 1990:2002 (MSZ EN 1990, 2002) D1. táblázatának megfelelő – alábbi 5. táblázat szerint kell felvenni. Más eloszlástípus esetén a (35), (36) összefüggések és az s_f -re vonatkozó összefüggés értelemszerűen módosulnak.

3.2.2.2. Meglévő szerkezetből kivett beton próbatesteken mért nyomószilárdság értékelése

Meglévő szerkezet betonjának szilárdságvizsgálata – gyakorlati okokból – henger alakú próbatetek nyomószilárdságának karakterisztikus (5%-os küszöb) értéke alapján történik. Ezért e szakasz további részeiben említett betonszilárdságon mindig karakterisztikus értéket értünk.

A betonszilárdság meglévő szerkezetből kivett próbatetek

5. táblázat: Az 5%-os kvantilisnek megfelelő karakterisztikus értékhez tartozó k_n tényezők

n	1	2	3	4	5	6	8	10	20	30	∞
Ismert relatív szórás (v_f) esetén	2,31	2,01	1,89	1,83	1,80	1,77	1,74	1,72	1,68	1,67	1,64
Ismeretlen relatív szórás (v_f) esetén	-	-	3,37	2,63	2,33	2,18	2,00	1,92	1,76	1,73	1,64

Megjegyzés:

Például előzetesen ismert, v_f relatív szórású tervezési változó esetén az egyetlen F_1 mérési eredményhez tartozó $k_n=2,31$ érték felhasználásával (és $\eta=1$ értékű átszámítási tényező feltételezésével) az 5%-os kvantilishez tartozó karakterisztikus érték az $F_k=F_1(1-2,31v_f)$ összefüggéssel határozható meg.

alapján való minősítésére az MSZ EN 13791:2007 vonatkozik. Az MSZ EN 13791:2007 szerint egy helyszíni beton elemből vízszintes irányban kifűrt, 100 mm átmérőjű és 100 mm magasságú henger próbatest (Ø100/100) alkotó irányú $f_{ck, is, \phi 100}$ nyomószilárdsága azonos egy 150 mm élhosszúságú kocka próbatest $f_{ck, is, cube}$ nyomószilárdságával. E szilárdság az (MSZ EN 13791:2007-ből átvett) 6. táblázatban szereplő $f_{ck, is, cyl} / f_{ck, is, cube}$ hányados segítségével számítható át szabványos méretű hengeren (Ø150/300) értelmezett $f_{ck, is, cyl}$ nyomószilárdsággá.

Egy meglévő szerkezetből az MSZ EN 13791:2007 szerint kifűrt Ø100/100 alakú próbatesteken meghatározott, majd a fentiek szerint szabványos méretű hengerre átszámított $f_{ck, is, cyl}$ szilárdság több okból, akár jelentősen is eltérhet a megelőző tervezési-építési folyamat adott fázisában figyelembevett betonszilárdságoktól, így például:

- a) a szerkezet tervezésekor figyelembevett beton $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$ szilárdságától; ennek okait és összetevőit a 2.3.2. pont részletezi. A tervező által alkalmazott anyagi parciális tényező (az EC2-ben $\gamma_c = 1,5$) hivatott ezen, a szerkezet megbízhatóságát befolyásoló eltérések figyelembevételére.
- b) a legyártott és az építés helyszínére kiszállított, de még nem beépített frissbetonból levett szabványos próbatesteken meghatározott f_{ck} szilárdságtól. Mivel az építés jogi folyamatában ez a szilárdság képezi a betongyártó és az építető közötti teljesítés alapját, ezért a minőségellenőrzés folyamatában e szilárdság minősítése központi szerepű.

A betonszilárdság szabványos osztályozása az f_{ck} ($=f_{ck, cyl}$) értéken alapul, melyet az MSZ EN 206-1:2002 (vagy az MSZ 4798-1:2004) tartalmaz. A betongyártó és az építető közötti vita esetén, ha a betonszilárdsággal kapcsolatos (2.3.2. pont szerinti) bizonytalanságok csökkentése érdekében a betonszilárdság minősítését – erre felkért független szakértőkkel - a megépült szerkezetből kifűrt próbatestek alapján végeztetik, akkor az MSZ EN 13791:2007 által meghatározott $f_{ck, is, \phi 100}$ szilárdságot is egy szabványos f_{ck} értékre kell „átszámítani”.

A fentiek alapján nyilvánvaló, hogy az előző $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$ és f_{ck} szilárdságok a megépült szerkezetben ténylegesen megvalósuló szilárdsághoz képest eltérő mértékű bizonytalanságokat foglalnak magukba, ezért ezeknek a szabványos f_{ck} értékre való átszámításakor világosan tisztában kell lenni e bizonytalanságok okaival és ezek feltételezett mértékével. (Például a 2.3.2. pont a γ_{c2} kapcsán azt fejtegeti, hogy az egy adott szerkezetnek egy adott pontján lévő betontest tényleges szilárdsága az előző, MSZ EN 13791:2007 szerint meghatározott $f_{ck, is}$ értéktől is eltérhet.) Az f_{ck} és az f_{cd} szilárdságok közötti eltérés okait a 2.3.2. pont részletesen tárgyalja, ezek együttes figyelembevétele a γ_c anyagi parciális tényezővel történik a tervezési folyamat során ($f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$), ahol a γ_c értéke az MSZ EN 1992-1-1:2004 szerint szokásos esetben $\gamma_c = 1,5$. Az f_{ck} és az $f_{ck, is, cyl}$ szilárdságok közötti átszámítást az MSZ EN 13791:2007 szokásos esetben (vagyis a $\gamma_c = 1,5$ értéknek megfelelő bizonytalanságok esetén) $f_{ck} = f_{ck, is, cyl} / 0,85$, azaz $f_{ck, is, cyl} = f_{ck} / \gamma_{cG}$ ($\gamma_{cG} = 1,18$) formában adja meg a 6. táblázatnak megfelelően. (Ez azt jelenti, hogy az MSZ EN 13791:2007 feltételezése szerint a beton beépítésének művelete során a szilárdságot terhelő összes bizonytalanságnak $(\gamma_{cG} - 1) / (\gamma_c - 1) = 0,18 / 0,5 = 36\%$ -a valósul meg. Megjegyezzük továbbá, hogy a 2.3.2. pont szerinti eljárás a (12) összefüggés szerinti $\gamma_{cG} = 1,05$ értéken alapult).

6. táblázat. Meglévő szerkezetből kivett próbatesteken (Ø100/100) mért beton-nyomószilárdságok átszámítása szabványos nyomószilárdsággá (az MSZ EN 13791:2007 alapján)

jelölés	szabványos betonszilárdságok karakterisztikus értékei		meglévő szerkezetben mért betonszilárdságok karakterisztikus értékei		
	$f_{ck, cyl}$	$f_{ck, cube}$	átszámítási tényező ($1/\gamma_{cG}$) ($\gamma_c = 1,5$ esetén)	$f_{ck, is, cyl}$	$f_{ck, is, cube}$
C8/10	8	10	0,85	7	9
C12/15	12	15	0,85	10	13
C16/20	16	20	0,85	14	17
C20/25	20	25	0,85	17	21
C25/30	25	30	0,85	21	26
C30/37	30	37	0,85	26	31
C35/45	35	45	0,85	30	38
C40/50	40	50	0,85	34	43
C45/55	45	55	0,85	38	47
C50/60	50	60	0,85	43	51
C55/67	55	67	0,85	47	57
C60/75	60	75	0,85	51	67
C70/85	70	85	0,85	60	72
C80/95	80	95	0,85	68	81
C90/105	90	105	0,85	77	89
C100/115	100	115	0,85	85	98

3.2.2.3. Meglévő szerkezetből kivett beton próbatesteken mért nyomószilárdság alkalmazása

Az MSZ EN 13791:2007 szerint a meglévő szerkezetből kifűrt Ø100/100 henger próbatesteken meghatározott $f_{ck, is, \phi 100}$ nyomószilárdság azonos a 150 mm élhosszúságú kocka $f_{ck, is, cube}$ nyomószilárdságával. A fenti (35) és (36) összefüggésekkel pedig meghatározhatók a nyomószilárdság $f_{cm, is, cube}$ várható és $f_{ck, is, cube}$ karakterisztikus (5%-os kvantilis) értéke, valamint a $v_{f, is}$ relatív szórás értéke.

E szilárdságok a helyszíni vizsgálat céljától függően a következőképpen használhatók fel:

- A beépített beton szilárdsági osztályának minősítése a 6. táblázati adatok alapján: A beépített beton nyomószilárdságának $f_{ck, is, cube}$ karakterisztikus értékét a 6. táblázat szerinti $f_{ck, is, cyl} / f_{ck, is, cube}$ hányados segítségével át kell számítani Ø150/300 hengeren értelmezett $f_{ck, is, cyl}$ karakterisztikus értékévé, majd ennek az $1/\gamma_{cG} = 0,85$ értékkel való osztásával az $f_{cd} = f_{ck, cyl} = f_{ck, is, cyl} / (1/\gamma_{cG})$ szabványos nyomószilárdság számítható; ezt követően a beton nyomószilárdsági osztályba sorolható.
- A megépült szerkezetben mért szilárdságok globális biztonsági tényezős eljárásában való felhasználásához a nyomószilárdság $f_{cm, is, cube}$ várható értékét a 6. táblázatban ezzel azonos értékű $f_{ck, is, cube}$ sorában szereplő t_{is} arány segítségével szabványos hengeren (Ø150/300) értelmezett $f_{cm, is, cyl}$ várható értékévé kell átszámítani, majd a relatív szórásra vonatkozó $v_f = v_{f, is}$ feltételezés után a kapott $f_{cm, is, cyl}$ - v_f értékpárt közvetlenül lehet alkalmazni a 3.2.2.4. pont szerinti eljárásban (az ott szereplő $f_{cm} - v_c$ helyett).

3.2.2.4. A hajlítási teherbírás igazolása a meglévő szerkezetre vonatkozó globális biztonsági tényezős eljárással

Ez esetben a 2. ábra szerinti számpéldában valószínűségi változóként kezelt tervezési változók a hatások (állandó és

hasznos teher), a geometriai méretek (mind az igénybevételek, mind a keresztmetszeti ellenállások meghatározásához szükséges méretek és az acélmennyiség) és a szilárdsági jellemzők. E valószínűségi változók szükséges statisztikai jellemzői a várható értékek és a relatív szórások, melyek a kiindulási feltételezés szerint a vizsgált szerkezeten végzett korábbi mérések eredményeként rendelkezésre állnak. Ezeknek a jelen szám példában figyelembevett értékei a következők.

A teherintenzitások várható értékeit a vonatkozó karakterisztikus értékekkel ($g_m = g_k$; $q_m = q_k$), a geometriai méretek és az acélmennyiség várható értékét azok névleges értékével ($L_m = L$; $h_m = h$; $b_m = b$; $a_m = a$; $A_{sm} = A_s$) vettük figyelembe, míg az anyagjellemzők várható értékét a szabványos összefüggésekkel számítható értékeknél (lásd a 3.2.1. pontot) nagyobbak (f_{cm} ; f_{ym}) feltételeztük. A 2.3.1.-2.3.3. és a 2.4. pontok megfontolásai alapján a vonatkozó relatív szórásokat a következőképpen feltételeztük:

- Terhelési adatok:
 - állandó teher: $v_{gf} = 0,07$ ($< v_g = 0,091$ ($\gamma_g = 1,15$) az 1. táblázatban);
 - hasznos teher: $v_{qf} = 0,24$ ($< v_q = 0,304$ ($\gamma_q = 1,5$) az 1. táblázatban);
- Geometriai adatok:
 - támaszköz: $v_{Lf} = 0,01$;
 - km-i magasság: $v_{hf} = 0,02$ ($> v_{Lf}$);
 - km-i szélesség: $v_{bf} = 0,02$ ($= v_{hf}$);
 - vasalás elhelyezkedése: $v_{af} = 0,3$ (tartalmazza a kedvezőtlen elmozdulást);
 - acélmennyiség: $v_{Asf} = 0,01$;
- Ellenállási adatok
 - betonszilárdság: $v_{cf} = 0,17$ (a γ_{cG2} -t is beleértve, ld. 2.3.2.);
 - acélszilárdság: $v_{sf} = 0,06$ (a γ_{sG2} -t is beleértve, ld. 2.3.3.).

A 3.2.1.2. pont szerinti (29)-(37) összefüggések az előzőek alapján a következőképpen módosulnak:

- A hajlítási teherbírás várható értéke:

$$M_{Rm}(f_{ym}, f_{cm}, h_m, b_m, a_m, A_{sm}) = A_{sm} f_{ym} \left(h_m - a_m - \frac{A_{sm} f_{ym}}{2 b_m f_{cm}} \right) \quad (37)$$

- A mezőközépi nyomaték várható értéke:

$$M_{Em}(g_m, q_m, L_m) = \frac{(g_m + q_m) L_m^2}{8} \quad (38)$$

A többváltozós

- ellenállás eredő szórása: (39)

$$s_R = \sqrt{\left[\left(\frac{d}{df_{ym}} M_{Rm}(f_{ym}, f_{cm}, h_m, b_m, a_m, A_{sm}) \right) v_{sf} f_{ym} \right]^2 + \left[\left(\frac{d}{df_{cm}} M_{Rm}(f_{ym}, f_{cm}, h_m, b_m, a_m, A_{sm}) \right) v_{cf} f_{cm} \right]^2 + \left[\left(\frac{d}{dh_m} M_{Rm}(f_{ym}, f_{cm}, h_m, b_m, a_m, A_{sm}) \right) v_{hf} h_m \right]^2 + \left[\left(\frac{d}{db_m} M_{Rm}(f_{ym}, f_{cm}, h_m, b_m, a_m, A_{sm}) \right) v_{bf} b_m \right]^2 + \left[\left(\frac{d}{da_m} M_{Rm}(f_{ym}, f_{cm}, h_m, b_m, a_m, A_{sm}) \right) v_{af} a_m \right]^2 + \left[\left(\frac{d}{dA_{sm}} M_{Rm}(f_{ym}, f_{cm}, h_m, b_m, a_m, A_{sm}) \right) v_{Asf} A_{sm} \right]^2}, \quad (39)$$

- hatás eredő szórása:

$$s_E = \sqrt{\left[\left(\frac{d}{dg_m} M_{Em}(g_m, q_m, L_m) \right) v_{gf} g_m \right]^2 + \left[\left(\frac{d}{dq_m} M_{Em}(g_m, q_m, L_m) \right) v_{qf} q_m \right]^2 + \left[\left(\frac{d}{dL_m} M_{Em}(g_m, q_m, L_m) \right) v_{Lf} L_m \right]^2} \quad (40)$$

Az eredő relatív szórások

- az ellenállás esetén:

$$v_R = \frac{R}{M_{Rm}(f_{ym}, f_{cm}, h_m, b_m, a_m, A_{sm})} \quad (41)$$

- a hatás esetén:

$$v_E = \frac{s_E}{M_{Em}(g_k, q_k, L_m)} \quad (42)$$

A számítási eljárás elve azonos a 3.2.1.2. pont szerintivel. A számszerű eredmények a 7. táblázatban találhatóak.

Az előző iterációs eljárás alkalmazása helyett a γ_{RE3} értéke a biztonság javára közelítéssel ez esetben is kivehető a 2. táblázatból a v_R és a v_E függvényében. A terhelési adatok helyszíni mérésekből származó statisztikai jellemzőinek hiányában további egyszerűsítési lehetőséget jelent a fenti v_{gf} és v_{qf} relatív szórásoknak az 1. táblázat szerinti v_g és v_q értékekkel való helyettesítése (a teher mérésének lehetősége a gyakorlatban sokszor korlátozott). Ugyancsak az eljárás egyszerűsítésének tekinthető az, ha az L támaszközt (melynek szórása egy adott elem esetén nem értelmezhető, típusszerkezetek esetén pedig a mértéke általában kicsi) – a 3.2.1. ponthoz hasonlóan – nem kezelik valószínűségi változóként.

Az érzékenységi tényezők α_{E3} és α_{R3} végértékeivel kapcsolatban a 3.2.1. pontban leírtak értelemszerűen itt is érvényesek.

4. ÖSSZEFOGLALÁS

Jelen cikk a globális biztonsági tényező eljárás alkalmazását mutatja be egy kéttámaszú betongerenda hajlítási teherbírásának igazolásán keresztül. Meglévő szerkezetek esetén rámutat e módszernek a parciális biztonsági tényező eljárással szembeni előnyeire is. Az eljárás számszerű alkalmazását szabványosított biztonsági paraméterek (újjonnan tervezett szerkezetek esete) és helyszíni mérések eredményeként nyert statisztikai adatok (meglévő szerkezetek esete) alapján is bemutattuk. A módszer legnagyobb előnye, hogy - tervezési állapottól függetlenül - (pl. az Eurocode által) előírt tervezési kockázat a hatás és az ellenállás tényleges változékonyságának figyelembevételével osztható szét az erőtani követelmény két oldala között, így végeredményben optimális (azaz gazdaságosság szempontjából a leghatékonyabb) szerkezetkialakítást teszi lehetővé. Ez, pl. az Eurocode szerinti parciális tényező módszer keretében, a parciális tényezők révén rögzített mértékű hatás- és ellenállásoldali kockázatok alkalmazása miatt nem lehetséges.

5. JELÖLÉSEK

E_d a hatás tervezési értéke,
 f_{ck}, f_{yk}, f_{pk} a beton-nyomószilárdság, valamint a betonacél és feszítőacél szilárdság karakterisztikus értékei, 5%-os kvantilisként meghatározva,

7. táblázat: A hajlítási teherbírás igazolása meglévő szerkezet esetén a globális biztonsági tényezővel

<p>Geometria (lásd a 2. ábrát): $L_m=13,4$ m, $v_{Lf}=0,01$; $b_m=250$ mm, $v_{bf}=0,02$; $h_m=700$ mm, $v_{hf}=0,02$; $a_m=30$ mm, $v_{af}=0,3$; hasznos magasság: $d_m(h_m, a_m) = h_m - a_m = 700 - 30 = 670$ mm;</p>	
<p>Hatások és igénybevételek (lásd a 2. ábrát): $g_m=g_k=6$ kN/m; $q_m=q_k=5$ kN/m; $v_{gf}=0,07$; $v_{qf}=0,24$; $\psi_0 = 0,7$; $M_{Em}(g_m, q_m, L_m)=247$ kNm; $s_E=29,0$ kNm; $v_E=0,117$.</p>	
<p>Ellenállás (lásd 2. ábrát és az 1. táblázatot): $A_s=1257$ mm² (4φ20); beton: C30/37, $f_{ck}=30$ N/mm², $f_{cm}=40$ N/mm², $v_c=0,17$; betonacél: S500B, $f_{yk}=500$ N/mm², $f_{ym}=550$ N/mm², $v_s=0,06$; $M_{Rm}(f_{ym}, f_{cm}, h_m, b_m, a_m, A_{sm})=439$ kNm; $s_R=28,1$ kNm, $v_R=0,064$.</p>	
<p>A γ_{RE} iterációja az α_E és α_R lépésenkénti módosításával ($\beta=3,8$)</p>	
<p>1. lépés: $\alpha_{E1}=-0,7$; $\alpha_{R1}=0,7$; $\alpha_{E1}^2 + \alpha_{R1}^2=0,98 \approx 1,0$; $\gamma_{RE1} = \exp(\beta \alpha_{R1} v_R) (1 - \beta \alpha_{E1} v_E)$</p>	<p>$\gamma_{RE1}=1,555$</p>
<p>2. lépés: $R_{d1} = M_{Em}(g_m, q_m) (1 - \beta \alpha_{E1} v_E)$ $\kappa_1 = \sqrt{(R_{d1} v_R)^2 + (M_{Em}(g_m, q_m) v_E)^2}$ $\alpha_{E2} = -M_{Em}(g_m, q_m) \frac{v_E}{\kappa_1}$; $\alpha_{R2} = R_{d1} \frac{v_R}{\kappa_1}$ $\gamma_{RE2} = \exp(\beta \alpha_{R2} v_R) (1 - \beta \alpha_{E2} v_E)$</p>	<p>$R_{d1}=324$ kNm $\kappa_1=35,6$ kNm $\alpha_{E2}=-0,814$; $\alpha_{R2}=0,581$ $\gamma_{RE2}=1,569$</p>
<p>3. lépés: $R_{d2} = M_{Em}(g_m, q_m) (1 - \beta \alpha_{E2} v_E)$ $\kappa_2 = \sqrt{(R_{d2} v_R)^2 + (M_{Em}(g_m, q_m) v_E)^2}$ $\alpha_{E3} = -M_{Em}(g_m, q_m) \frac{v_E}{\kappa_2}$; $\alpha_{R3} = R_{d2} \frac{v_R}{\kappa_2}$ $\gamma_{RE3} = \exp(\beta \alpha_{R3} v_R) (1 - \beta \alpha_{E3} v_E)$</p>	<p>$R_{d2}=336$ kNm $\kappa_2=36,1$ kNm $\alpha_{E3}=-0,803$; $\alpha_{R3}=0,596$ $\gamma_{RE3}=1,569$</p>
<p>A hajlítási teherbírás igazolása $\gamma_{RE3} M_{Em}(g_m, q_m, L_m)=1,588 \times 247=387$ kNm < $M_{Rm}(f_{ym}, f_{cm}, h_m, b_m, a_m, A_{sm})=439$ kNm OK</p>	

$\gamma_c, \gamma_s, \gamma_p$ a beton, a betonacél és a feszítőacél parciális (biztonsági) tényezői,
 $\gamma_G, \gamma_P, \gamma_Q$ az állandó hatás, a feszítés és az esetleges hatás parciális (biztonsági) tényezői,
 γ_{Rd}, γ_{Sd} az ellenállás és a hatás (pl. az igénybevétel) számításához alkalmazott modellek bizonytalanságait figyelembevevő parciális (biztonsági) tényezők,
 G_k, P_k, Q_k az állandó hatás, a feszítés és az esetleges hatás karakterisztikus értéke, feltételezett várható értéként meghatározva;
 L_d a geometriai méret(ek) tervezési értéke; az adott geometriai méretnek a szerkezet megbízhatóságára gyakorolt hatásának mértékétől függően vagy névleges értéként, vagy névleges érték és méreteltérés összegeként meghatározva,
 R_d az ellenállás tervezési értéke,
 $\xi=0,85$ a kedvezőtlen állandó hatás csökkentő tényezője.
 ψ_0 az esetleges hatás kombinációs tényezője;

6. HIVATKOZÁSOK

MSZ EN 1990:2002 (2002) Eurocode: "A tartószerkezeti tervezés alapjai", Magyar Szabványügyi Testület, Budapest
 MSZ EN 1992-1-1:2004 (2004) Eurocode 2: "Beton szerkezetek tervezése. 1-1. rész: Általános és az épületekre vonatkozó szabályok", Magyar Szabványügyi Testület, Budapest

MSZ EN 206-1:2002 (2002) "Beton. 1. rész: Műszaki feltételek, teljesítőképesség, készítés és megfelelés", CEN, Brüsszel
 MSZ 4798-1:2004 (2004) Beton. 1. rész: Műszaki feltételek, teljesítőképesség, készítés és megfelelés. Az MSZ EN 206-1:2002 és alkalmazási feltételei Magyarországon, Magyar Szabványügyi Testület, Budapest
 MSZ EN 13791:2007 (2007) "Beton szerkezetek és előre gyártott betonelemek helyszíni nyomószilárdságának becslése", Magyar Szabványügyi Testület, Budapest
 MSZ EN 10080:2005 (2005) "Betonacél. Hegeszthető betonacél. Általános követelmények" CEN, Brüsszel
 fib Bulletin 65 és 66 (2011) "fib Model Code 2010", fib, Lausanne
 Kármán T. (1965): "A tartószerkezetek optimális biztonsági szintjéről" (kutatási jelentés), ÉTI, Budapest
 Mistéthy E. (2001): "Méretezéselmélet" Akadémiai Kiadó, Budapest
 Soukov, D., Jungwirth, F. (1997): "Conformity and safety of concrete according to prEN 206 and Eurocodes" Leipzig Annual Civil Engineering Report, No. 2, Leipzig
 Szalai K. (1987) "Vasbeton szerkezetek" Műegyetemi Kiadó, Budapest

Dr. Kovács Tamás (1974), okl. építőmérnök (1997), PhD (2010), adjunktus a BME Hidak és Szerkezetek Tanszékén. Kutatási területei: betonszerkezetek dinamikai alapú károsodásvizsgálata, nagy teljesítőképességű hidbetonok, szerkezetek megerősítése, betonburkolatok, szerkezetek megbízhatósága, szabványosítás. A **fib** Magyar Tagozat titkára.

Dr. Szalai Kálmán (1930), okl. mérnök (1953), DSc (1976), professzor emeritus a BME Hidak és Szerkezetek Tanszékén. Kutatási területei: méretezés-elmélet, vasbeton szilárdságtan, minőségellenőrzés, meglévő szerkezetek felülvizsgálata, betonszerkezetek megerősítése és korrózióvédelme, nagyszilárdságú és nagy teljesítőképességű betonok. 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 vasbetonszerkezetek (anyagai, laboratóriumi vizsgálata és modellezése), szálerősítési (FRC), nem acélananyagú (FRP) betétek, megerősítések anyagai és módjai, erőtáradóság betonban, vasbetontartó 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* elnöke.

BME ÉPÍTŐMÉRNÖKI SZAKMAI 7 "SZAKMA, AMI NEKÜNK VALÓ"

A 2012/2013-as tanév őszi félévében sem maradhat el az Építőmérnöki Szakmai Hét. A harmadik oktatási héten, 2012. szeptember 17-20. között rendezték meg karunk legkiemelkedőbb szakmai és tudományos programsorozatát a Vásárhelyi Pál Kollégiumban.

A Kari Hallgatói Tanács és az Építőmérnöki Szakkollégium által koordinált rendezvény fő célja volt, hogy szorosabbá fűzze a szakmában tevékenykedő cégek, a hallgatók és az oktatók kapcsolatát. Kiemelten fontos volt még, hogy a szakma leendő művelői első kézből ismerhessék meg az iparban használt korszerű technológiákat, kiegészíthessék az egyetemi éveik alatt megszerzett elméleti és gyakorlati tudásukat, ezáltal később a munkaadók magasan képzett szakembereket alkalmazhassanak, ezzel is elősegítve az iparág fejlődését.

Idén ismét előadások és versenyek széles palettáját kínáltuk az érdeklődőknek.

A XIII. Hídépítő versenyen az idelátogatók számos kreatívan megtervezett és kivitelezett hídmodell terhelését tekinthették meg. A modelleket a hatályos hídszabvány szerinti követelmények alapján vizsgáltuk. A szakmában jártas mérnökök segítségével bírálták el a szerkezeteket. A terhelés során a hidak lehajlásának egy megadott értékhez kellett tartania. Az első három helyezett jelentős összegű pénzjutalomban részesült.

A IV. Beton próbakocka készítő verseny során a résztvevőknek három darab saját receptúrájú szabvány élhosszúságú próbatestet kellett létrehozniuk, a szervezők által biztosított anyagokból. A tavalyihoz hasonlóan idén ismét a teherbíráson volt a hangsúly. A kockákat három napos korukban vizsgáltuk. Az értékelés a kockaszilárdságon túl a versenyzők elméleti teszt eredményén és a beton receptúráján is alapult. Ezúton is köszönjük az Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszék segítségét a próbatestek elkészítéséhez, valamint terheléséhez.

VERIFICATION OF THE ULTIMATE LIMIT STATE REQUIREMENTS FOR CONCRETE MEMBERS BY THE USE OF THE GLOBAL SAFETY FACTOR FORMAT

Tamás Kovács – Kálmán Szalai – György L. Balázs

One half century of Hungarian and almost two decades of European Union experience in the application of the partial safety factor method in structural design led to the conclusion that, in particular cases for recently designed structures and especially for laboratory and on-site investigations of existing structures, the use of the global safety factor format is more advantageous for reliability verification than the recently applied partial safety factor format.

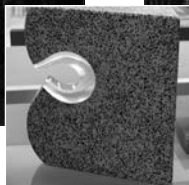
A vállalkozó szellemű hallgatók 4-5 fős csapatokban versengtek a Szakmai Vetélkedőn. A versenyzőknek öt részfeladatot kellett teljesíteniük, amelyeket az Építőmérnöki tanulmányok során sajátítottak el. Az első megmérés a pontraállítás, amelyen a lehető leggyorsabban kellett egy megadott pontra állítani egy teodolitot. Ezek után a csapatoknak egy sínlerősítést kellett összeszerelni a kapott alkatrészekből a legrövidebb idő alatt. A következő versenyszám során az építőiparban használandó közetek felismerését és a hozzájuk kapcsolódó szaktudást pontozták. Az Építmény felismerési feladatrészen projektossal kivett híres épületek képeit kell beazonosítani. Végül a csapatoknak teszt jelleggel kellett egy rövid kvízt megoldaniuk.

A hét folyamán a hagyományokhoz híven számos szakmai kirándulással készültünk. A teljesség igénye nélkül néhányat említve: a Pilisvörösvár-Esztergom vasútvonal átépítési munkálatait nézhettük meg. A Lindab Kft. gyárlátogatást szervezett biatorbágyi telephelyére, ahol az érdeklődő hallgatók üzemlátogatás keretében a gyakorlatban megtekinthették a vékonyfalú acél szelvények hidegalakításos gyártási folyamatait. A Rákosy Glass Kft. X. kerületi üzemébe is bepillantást nyerhettünk. Itt testközelből ismerhettük meg az üveg hagyományos megmunkálását és a legkorszerűbb technológiákat is. Idén is lehetőség nyílt metró- és hídlátogatásra is. A kirándulásokra előzetes jelentkezés volt szükséges az Építőmérnöki Szakkollégium honlapján: <http://szakkollegium.vpk.bme.hu>.

Támogatóink jóvoltából számos szakmai előadásra került sor. Többek között a zöld tetők szigeteléséről, a projektorientált minőségellenőrzésről, méretező programok gyakorlati alkalmazásáról, az extradosed híd típus magyarországi bevezetéséről volt szó.

A programok lezárása hagyományosan állófogadás keretei között történt, melyen köszönetet mondtunk támogatóinknak, sor került a díjátadásokra, valamint lehetőség nyílt, hogy egy pohár pezsgő mellett kötetlenül beszélgessen hallgató, oktató, valamint a szakmában tevékenykedő mérnök.

Minderről és az elmúlt évek eseményeiről bővebb információt olvashatnak a az Építőmérnöki Szakmai Hét weboldalán: www.sz7.epito.bme.hu. Minden érdeklődőt szeretettel várunk!



BETONÖSSZETÉTEL EGYES ELEMEINEK HATÁSA A HŐTERHELÉST KÖVETŐ, MARADÓ NYOMÓSZILÁRDSÁGRA



Czoboly Olivér Attila – Dr. Lublós Éva – Dr. Balázs L. György – Dr. Nehme Salem Georges

A vasbetonszerkezetek tűz utáni viselkedésének megítéléséhez fontos ismerni, hogy a hőterhelést követően hogyan alakul a beton maradó nyomószilárdsága, és ezt milyen mértékben befolyásolja a beton v/c tényezője, péptartalma, víz illetve cement mennyisége. Kísérleteink során CEM I 42,5 N-S típusú cement és kvarc-kavics adalékanyag felhasználásával készített beton esetén vizsgáltuk az összetétel hatását a 20 °C, 50 °C, 150 °C, 300 °C, 500 °C és 1000 °C maximális hőterhelést követő maradó nyomószilárdságra. Vizsgálatainkat a hőterhelést követően, lehűlt állapotban végeztük.

Kulcsszavak: tűzállóság, maradó nyomószilárdság, pórusszerkezet, péptartalom, v/c tényező

1. BEVEZETÉS

A betonösszetétel tervezése hosszú időn át az előírt nyomószilárdság elérésére korlátozódott. Ujhelyi János: *Beton ismeretek* című egyetemi tankönyvében (Ujhelyi, 2005) a következőképpen ír a várható nyomószilárdság meghatározásáról: „várható nyomószilárdságot a víz-cement tényezőből lehet becsülni”. Ennek megfelelően a beton szilárdsági, esetleg tartóssági jellemzésére egyik fő jellemzőként a v/c tényezőt használják.

A szerkezteinket érő különféle hatások miatt a nyomószilárdságon kívül a betonok egyéb tulajdonságai, pl. várható használati élettartama, fagyállósága, tűzállósága is fontos szerepet kaptak.

A szerkezetek tűzállóságának jelentőségét hangsúlyozza, hogy az elmúlt évtizedekben számos épület- és alagúttűz következett be világszerte. Ezek közül csak néhány nagyobb került be a köztudatba. Egyik legújabb tüzeset hazánkban, az Aréna Pláza földszintjén található, 500 négyzetméteres ruházati boltjában volt 2012. augusztus 8-án. Szerencsére a telepített tűzvédelmi berendezések megfelelően működtek, így a vasbetonszerkezet komolyabb károsodást nem szenvedett (nol.hu, 2012).

Megdöböntő adat, hogy Magyarországon 2000. és 2005. között évi átlagban 24000-nél is több tüzesetet regisztráltak. Ebből 6300-nál több a lakóingatlanokban következett be (langlovagok.hu, 2010).

Nem csak épületszerkezeteket veszélyeztethet tűz. A Mont Blanc alagútban 1999. március 24-én és a Gotthard alagútban 2001. október 24-én következett be tüzeset (Vass, 2001). Az alagúttűzek mindig speciálisak, hiszen ott viszonylag gyorsan, magas hőmérséklet alakul ki. Ezekben az esetekben gyakori tönkremeneteli mód a betonfelület réteges leválása (1. ábra).

A sok tüzeset miatt világszerte kiemelt téma a szerkezetek megfelelő tűzállóságának biztosítása. Tűz esetén szükséges, hogy ismerjük a különböző építőanyagok magas hőmérséklet hatására való viselkedését és a szilárdságuk alakulását (Janson, Boström, 2004).

A betonösszetétel hatását a beton tűzállóságára már többen



1. ábra: Gotthárd alagút betonfelületének réteges leválása (polizia.ti.ch, 2008)

vizsgáltak, és megállapították, hogy a betonösszetétel jelentősen befolyásolja a hőterhelést követő, maradó tűzállóságot, illetve szilárdságot.

Már az 1940-es éveket megelőzően kutatásokat végeztek a beton mechanikai tulajdonságainak alakulására magas hőmérsékleten (Schneider, 1988). Azóta is több kutatás foglalkozott a betonösszetétel hatásával a beton tulajdonságainak változására magas hőmérsékleten (Omer, 2007).

Korábbi kutatásaink azt jelezték, hogy a betonok magas hőmérséklettel szembeni viselkedését jelentős mértékben befolyásolja a cement típusa, a v/c tényező és az adalékanyag típusa is (Balázs, Lublós, 2009b).

Fehérvári és Nehme vizsgálati eredményei szerint (Fehérvári, Nehme, 2009) a v/c tényező növekedésével csökken a beton hőtűrése.

Legtöbb tanulmány a v/c tényező hatását vizsgálja a beton tulajdonságának hőterhelés során bekövetkező változására. Jelen tanulmányunkban megvizsgáltuk, hogy a v/c tényezőtől kívül a péptartalom és a víz, illetve cement tényleges mennyisége hogyan befolyásolja a hőterhelést követő, maradó nyomószilárdságot.

2. TŰZTERHELÉS HATÁSA A VAS-BETONSZERKEZETEKRE

A vasbetonszerkezetekben a tűz hatására a következő változások következhetnek be (Balázs, Lublóy, 2009a):

- anyagszerkezeti változások, amelynek okai lehetnek:
 - a cement és az adalékanyag eltérő hőtágulása,
 - belső vízgőznyomás,
 - a keresztmetszetben belüli, illetve az elem menti eltérő hőmérséklet,
- túlzott lehajlások (beleértve a hő hatására bekövetkező kúszás és fajlagos alakváltozás okozta növekményt),
- túlzott repedezettség,
- a beton és a betonacél közötti tapadás és lehorgonyozóképesség leromlása,
- betonfedés réteges leválása,
- teherbírásvesztés (beleértve a stabilitásvesztést és az át-szűrődást).

A hőmérséklet emelkedésével a beton szilárdsági jellemzői megváltoznak, sőt a beton lehűlése után sem nyeri vissza eredeti tulajdonságait, mivel a hőterhelés hatására a beton szerkezetében visszafordíthatatlan folyamatok játszódnak le. A különböző hőmérsékleten a betonban végbemenő fizikai és kémiai folyamatokat az 1. táblázat foglalja össze.

Thielen (1994) megállapította, hogy a beton hőterhelés

1. táblázat: A betonban lejátszódó folyamatok a hőmérséklet függvényében

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

2. táblázat: A vizsgált beton összetételei

Paraméter	Mix1	Mix2	Mix3	Mix4	Mix5
c [kg/m ³]	360	360	360	410	320
v [kg/m ³]	216	180	144	164	192
v/c [-]	0,6	0,5	0,4	0,4	0,6
péptartalom [l/m ³]	332	296	260	296	295
0/4 mm frakció [%]	40				
4/8 mm frakció [%]	25				
8/16 mm frakció [%]	35				

hatására való szilárdsági tulajdonságainak változása a cement típusától, az adalékanyag típusától, a v/c tényezőtől, az adalékanyag-cement tényezőtől, a beton kezdeti nedvességtartalmától és a hőterhelés módjától függ.

Más kutatók nagy hangsúlyt fektettek a betonok hőterhelés utáni maradó nyomószilárdsága kapcsán a beton pórusrendszerének alakulására. Hinrichsmeyer (1987) szerint: a kvarckavics adalékanyagú betonoknál 150 °C-ig a cementkő porozitása, valamint az adalékanyag és a cementkő közötti kontaktzóna porozitása nő. Az adalékanyag és a cementkő közötti kontaktzónában 150 °C-ig repedések keletkezhetnek, amit az adalékanyag és a cementkő különböző hőtágulásával magyarázhatunk. A cementkő struktúrája 450 °C-ig stabil, de mikrorepedések már e hőmérséklet alatt is kialakulhatnak. 450 °C – 550 °C között azonban a portlandit bomlása miatt a pórusok száma megnő. Majd 650 °C-ig a cementkő felépítése nem változik. E felett a CSH vegyületek bomlása megkezdődik, és a kapillárisok száma megnő. 750 °C felett a pórusok átmérője nagymértékben növekszik. Mindezen változások következtében a maradó szilárdság változását figyelhetjük meg a betont érő maximális hőmérséklet függvényében (lásd 5. pont: Kísérleti eredmények).

3. KÍSÉRLETI PARAMÉTEREK

Jelen kutatásunk során a betonösszetétel hatását vizsgáltuk a beton hőterheléssel szembeni ellenálló képességére, azon belül elsősorban a maradó nyomószilárdságra vonatkozóan. Vizsgáltuk a v/c tényező, a péptartalom, a látszólagos porozitás, illetve a víz- és a cementtartalom hatását a betonok hőterheléssel szembeni ellenállására.

Öt eltérő beton receptúrát állítottunk össze (2. táblázat). Ahhoz, hogy a cement típusának, illetve az adalékanyag típusának hatását a hőterhelés hatására való szilárdságváltozásra kiküszöböljük, minden betonkeverékhez azonos típusú cementet (CEM I 42,5 N-S) és azonos adalékanyagot (kvarckavics) használtunk. Továbbá az adalékanyagok szemmegoszlása is megegyezett a keverékekénél (0/4 mm frakcióból 40%; 4/8 mm frakcióból 25%; míg 8/16 mm frakcióból 35%).

A Mix1, Mix2 és Mix3 keverékek azonos mennyiségű cementet tartalmaztak, míg a v/c tényező, a péptartalom, illetve a víz mennyisége eltérő volt. A Mix2, Mix4 és Mix5 keverékek esetén a péptartalom egyezett meg, míg a v/c tényező (ugyanúgy, mint a Mix1, Mix2, Mix3 keverékek esetén) 0,6, 0,5, illetve 0,4 volt. A Mix1, Mix5 keverékek esetén a v/c tényező 0,6 volt, míg a cement mennyisége, a víz mennyisége és a péptartalom eltérő. A Mix3 és a Mix4 keverékek esetén a v/c tényező 0,4 volt, a cement mennyisége, a víz mennyisége és a péptartalom volt eltérő.

4. A KÍSÉRLETEK LEÍRÁSA

A hőterhelést követő maradó nyomószilárdságot 60 mm átmérőjű és 120 mm magasságú henger alakú próbatesteken vizsgáltuk. A henger alakú próbatestek előkészítése során a felső és az alsó felületét egymással párhuzamosra csiszoltuk.

A betonkeverékek konzisztenciáját Glenium 323 típusú folyósító adalékszer adagolásával állítottuk be. Minden keveréknek az átlagos területi átmérője 600 mm volt, tehát az MSZ EN 206-1:2002 szerint F5 területi osztályba tartoztak.

A próbatestek utókezelését vegyes tárolással végeztük (7 napos korig vízben, majd laborlevegőn). A próbatesteket 28 napos korukban hőterheltük. Minden keverék esetén 3-3 próbatesten megvizsgáltuk a hőterhelés nélküli, az 50 °C-os;

150 °C-os, 300 °C-os, 500 °C-os és az 1000 °C-os maximális hőterhelésnek alvetett próbatetek maradó nyomószilárdságát. A próbateteket az EN 1991-1-2:2002 által magasépítési szerkezeteknél, zárt belső térben való tűzhöz előírt normatív tűzgörbéhez közel azonos fűtési görbének megfelelően fűtöttük fel a hőterhelés hőmérsékletére. Majd a próbateteket 1 órán keresztül tartottuk a maximális hőmérsékleten. A beton maradó nyomószilárdságát a próbatetek kihűlését követően 2 órán belül vizsgáltuk.

Ezt követően meghatároztuk a betonok relatív maradó nyomószilárdságát, amelynek kiszámításakor a viszonyítási érték az adott keverék hőterhelés nélküli próbatestjén mért átlag nyomószilárdság értéke volt 20 °C-on mérve.

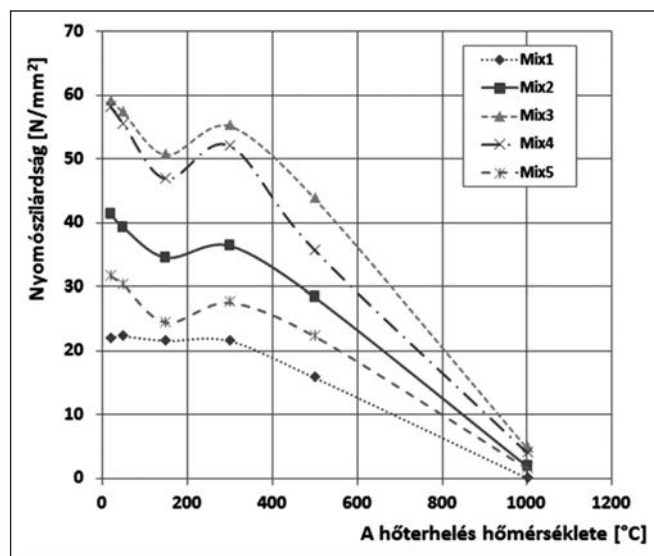
A látszólagos porozitást azonos keverékből származó, szintén henger alakú próbatetek (csiszolt felső és alsó felületű) határoztuk meg.

5. KÍSÉRLETI EREDMÉNYEK

A beton próbatetek maradó nyomószilárdságának átlagértékeit a 3. táblázatban foglaltuk össze.

A beton próbatetek 28 napos korban levő nedvességtartalmát és látszólagos porozitását a 4. táblázatban foglaltuk össze.

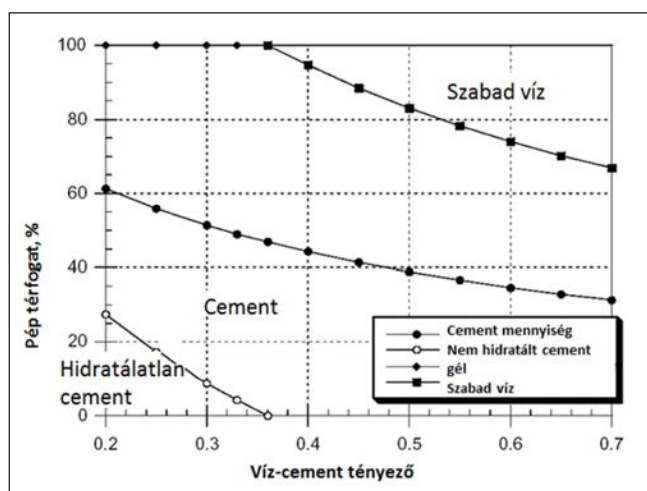
A v/c tényező csökkentésével a maradó nyomószilárdság növekedését tapasztaltuk, mind 20 °C-on, mind a hőterhelést követően (50 °C, 150 °C, 300 °C, 500 °C, 1000 °C) (2. ábra). A jelenség valószínűleg azzal magyarázható, hogy a v/c tényező csökkentése miatt a betonban a kapillárisok mennyisége csökken és a gélpórus, illetve a légpórus mennyisége csak kis mértékben nő (3. ábra). Az azonos v/c tényezőjű keverékek (Mix1 és Mix5 keverékekénél v/c=0,6; illetve Mix3 és Mix4



2. ábra: A vizsgált betonok maradó nyomószilárdsága (minden pont 3 mérési eredmény átlaga)

3. táblázat: A vizsgált betonok hőterhelést követő, maradó nyomószilárdsága (minden érték három mérési eredménye átlaga) [N/mm²]

T (°C)	Mix1	Mix2	Mix3	Mix4	Mix5
20	22,0	41,4	59,1	58,2	31,7
50	22,3	39,2	57,3	55,5	30,3
150	21,6	34,5	50,6	46,9	24,4
300	21,5	36,4	55,2	52,1	27,5
500	15,8	28,4	43,8	35,7	22,3
1000	-	1,9	4,7	4,0	1,5



3. ábra: A v/c tényező és a péptartalom hatása a beton pórusszerkezetére, víz alatti tárolás esetén (Neville, 1996)

4. táblázat: A vizsgált betonok porozitása (minden érték egy mérési eredménye)

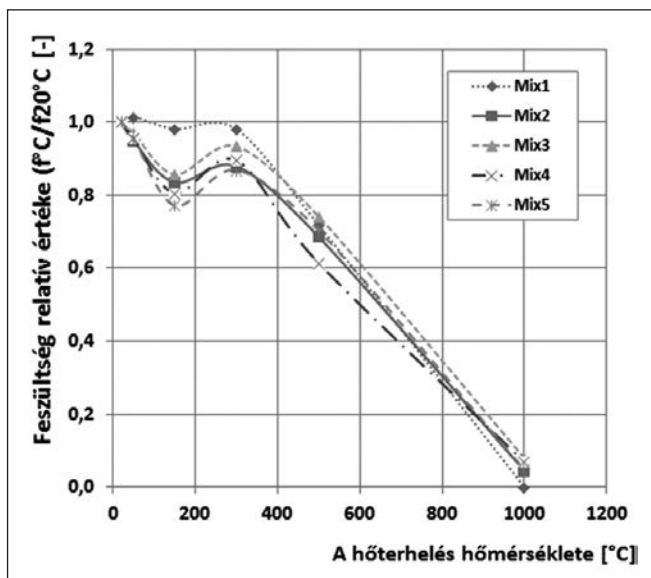
	Mix1	Mix2	Mix3	Mix4	Mix5
Maximális nedvességtartalom [m%]	6,48	4,80	3,36	3,86	5,20
Vizsgálatot megelőző, légszáraz állapotban mért nedvességtartalom [m%]	2,16	1,57	1,16	1,27	1,63
Látszólagos porozitás [V%]	3,63	2,77	1,99	2,28	2,97

keverékekénél v/c=0,4) esetén a péptartalom csökkentésével a maradó nyomószilárdság növekedett minden hőterhelési érték esetén. A látszólagos porozitás figyelembevételével megállapítható, hogy a kisebb látszólagos porozitású keverékeknek a kezdeti és a maradó nyomószilárdság értéke nagyobb, mint a nagyobb látszólagos porozitású keveréké.

A tömörebb betonstruktúrának és a kevesebb eltávolítani képes víznek köszönhetően a beton kezdeti és maradó nyomószilárdsága nagyobb, mint a nagyobb látszólagos porozitással, illetve v/c tényezővel rendelkező keverékeknek, abban az esetben ha a felület réteges leválása nem következik be.

150 °C maximális hőterhelésnél minden keverék esetén a maradó nyomószilárdság csökkenését figyeltük meg. Majd a 300 °C maximális hőterhelést követően a maradó nyomószilárdság ideiglenes növekedését tapasztaltuk. Megfigyelhető volt, hogy a 150 °C-os hőterhelésnél a maradó nyomószilárdságban tapasztalható völgy mérete csökken a látszólagos porozitás növekedésével, mivel nagyobb látszólagos porozitás esetén a próbatetekből a hőterhelés hatására a víz gyorsabban el tud távozni.

A relatív maradó nyomószilárdság vonatkozásában a Mix2, Mix3, Mix4 és Mix5 keverékekénél hasonló tendencia figyelhető meg (4. ábra). A Mix1 keverékénél azonban a 150 °C-os maximális hőterheléshez tartozó relatív maradó nyomószilárdság nagyobb volt, mint a többi keverékénél (5. táblázat). Ez valószínűleg a nagy vízmennyiség és péptartalom miatt kialakuló kapilláris rendszerrel magyarázható. A kiterjedt kapillárisrendszeren keresztül viszonylag könnyen el tudott



4. ábra: A vizsgált betonok relatív, maradó nyomószilárdsága (minden érték 3 mérési eredmény átlaga)

5. táblázat: A vizsgált beton próbatetek relatív, maradó nyomószilárdsága

T (°C)	Relatív, maradó nyomószilárdság [-]				
	Mix1	Mix2	Mix3	Mix4	Mix5
20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
50	1,01	0,95	0,97	0,95	0,96
150	0,98	0,83	0,86	0,81	0,77
300	0,98	0,88	0,93	0,90	0,87
500	0,72	0,69	0,74	0,61	0,70
1000	-	0,04	0,08	0,07	0,05

távozni a betonban található víz. A szerkezeti betonok esetén azonban nem elegendő, hogy a relatív maradó nyomószilárdsága nagy, hanem azt a kezdeti és a maradó nyomószilárdsággal együttesen kell vizsgálni. A Mix1 keverék relatív maradó nyomószilárdsága 300 °C maximális hőterhelésig nagyobb, mint a többi keveréké, azonban a kezdeti és a maradó nyomószilárdság tényleges értéke kisebb, mint a többi keveréknél.

A 0,4 v/c tényezőjű keverékeknél a kisebb péptartalmú Mix3 keveréknek (péptartalom=260 l/m³) minden hőterhelési érték esetén nagyobb relatív maradó nyomószilárdsága volt, mint a Mix4 keveréknek (péptartalom=296 l/m³). Azonban a 0,6 v/c tényező esetén ellenkező tendencia figyelhető meg, tehát a nagyobb péptartalmú Mix1 keveréknek (péptartalom=332 l/m³) 20 °C – 500 °C közötti maximális hőterhelési érték esetén nagyobb relatív maradó nyomószilárdsága volt, mint a Mix5 keveréknek (péptartalom=295 l/m³). A 0,6 v/c tényezőjű keverékeknél a relatív maradó nyomószilárdság esetén bekövetkezett tendenciaváltás valószínűleg azzal magyarázható, hogy a kezdeti (hőterhelés nélküli) nyomószilárdságnál a 0,4 v/c tényezőjű (Mix3 és Mix4) keverékek között viszonylag kicsi eltérés (rendre 59,1 N/mm² és 58,2 N/mm²) volt, míg a 0,6 v/c tényezőjű (Mix1 és Mix 5) keverékek esetén jelentős eltérés (rendre 22,0 N/mm² és 31,7 N/mm²) figyelhető meg (3. táblázat).

4. MEGÁLLAPÍTÁSOK

A BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszéken egy kísérletsorozatot végeztünk annak megállapítására, hogy mely paramétereknek van fontos szerepe a beton maradó nyomó-

szilárdságára a hőterhelést követően. Jelen vizsgálat során paraméterként választottuk a v/c tényezőt, a péptartalmat, a víz- illetve cementtartalmat.

A v/c tényező csökkentésével a kezdeti és a hőterhelést követő maradó nyomószilárdság növekedését tapasztaltuk. Az azonos v/c tényezőjű keverékek esetén a péptartalom csökkentésével a maradó nyomószilárdság növekszik minden hőterhelési érték esetén. Ez valószínűleg azzal magyarázható, hogy a tömörebb betonstruktúrának és a kevesebb eltávozni képes víznek köszönhetően a beton kezdeti és maradó nyomószilárdsága nagyobb, mint a nagyobb látszólagos porozitással, illetve v/c tényezővel rendelkező keverékeknek, mellyel azonban nő a felület réteges leválásának veszélye.

Kísérleti eredményeink alapján megfigyelhető volt, hogy a betonok hőterhelést követő maradó nyomószilárdságát jelentősen befolyásolja a betonban kialakuló kapilláris rendszer. Minél nagyobb a beton látszólagos porozitása, annál kisebb a beton kezdeti és a hőterhelést követő maradó nyomószilárdsága.

Megfigyeltük továbbá, hogy 150 °C maximális hőterhelésnél a maradó nyomószilárdságban tapasztalható völgy mélysége csökken a látszólagos porozitás növekedésével, azonos korú próbatesteket vizsgálva.

A relatív maradó nyomószilárdság esetén négy keveréknél (Mix2, Mix3, Mix4 és Mix5) hasonló tendencia figyelhető meg, míg a Mix1 keveréknél, 150 °C-os maximális hőterhelés esetén számított relatív maradó nyomószilárdság nagyobb volt, mint a többi keveréknél. Ez valószínűleg a Mix1 keverékben levő nagy vízmennyiség és péptartalom miatt kialakuló kapilláris rendszerrel magyarázható. A kiterjedt kapillárisrendszeren keresztül akadálytalanul el tudott távozni a betonban található kötött víz.

Tehát a betonok hőterheléssel szembeni ellenállásának javítása szempontjából fontos a betonban kialakuló kapilláris rendszer is, melyet nagymértékben befolyásol a beton v/c tényezője, péptartalma, tényleges víz- és cementtartalma.

5. KÖSZÖNETNYILVÁNÍTÁS

Ez úton szeretnénk megköszönni Hinkel Szilvia építőmérnök hallgatónak a kísérletek során nyújtott segítségét.

6. HIVATKOZÁSOK

- Balázs L. Gy., Lublós É. (2009a): „Magas hőmérséklet hatása a vasbeton szerkezetek anyagaira” *VASBETONÉPÍTÉS* 2009/2, pp. 48-54
- Balázs L. Gy., Lublós É. (2009b): „Concrete in Fire, Tűz hatása a betonra, Acțiunea focului asupra betonului”, *Műszaki Szemle*, 47. szám, 2009, pp. 3-10
- EN 1991-1-2:2002: Eurocode1: Actions on structures – Part 1-2_ General actions – Actions on structures exposed to fire, English version.
- Fehérvári, S., Nehme, S. G. (2009): „Betonösszetevők hatása a hőtűrésére”, *Építőanyagok*, 2009/2, 61. évfolyam, 2. szám, pp. 48-53
- Hinrichsmeyer, K. (1987): „Strukturorientierte Analyse und Modellbeschreibung der thermischen Schädigung von Beton”, Heft 74 IBMB, Braunschweig
- Janson, R., Boström, L. (2004): „Experimental investigation on concrete spalling in fire.” *Proceedings for Fire Design of Concrete Structures: What now?, What next?* (Eds.: P. G. Gambarova, R. Felicetti, A. Meda, P. Riva) Milan, Dec. 2-3, 2004, pp.115-120.
- kepek.origo.hu (2012): „Szombat délután kigyulladt Krasznahorka vára, tetőszerkezete teljesen leégett és a vár udvarában levő kápolna is lángra kapott Forrás: MTI/EPA”, http://kepek.origo.hu/galleriesdisplay/gdisplay?xml=/1203/Le_ge2012310172536/gallery.xml&rovat=nagyvilag (letöltve: 2012. 08. 24.)
- langlovagok.hu (2010): <http://www.langlovagok.hu> (2010 aug. 21-én letöltött statisztikát feldolgozva)
- Neville, A. M. (1996): „Properties of Concrete”, Fourth Edition, John Wiley and Sons, New York
- nol.hu (2012): „Tűz az Aréna Plázában”, http://nol.hu/mozaik/tuz_az_arena_plazaban (letöltve: 2012. 08. 23.)
- Omer, A (2007): „Effects of elevated temperatures on properties of concrete”, *Fire Safety Journal*, Vol. 42, Issue 8, November 2007, pp. 516–522 polizia.ti.ch (2008): <http://www.polizia.ti.ch> (letöltve: 2008. 12. 15.)

Schneider, U. (1988): "Concrete at high temperatures – a general review", *Fire Safety Journal*, Vol 13, 1988, pp. 55-68

Thielen, K. Ch. (1994): „Strength and Deformation of Concrete Subjected to high Temperature and Biaxial Stress-Test and Modelling, (Festigkeit und Verformung von Beton bei hoher Temperatur und biaxialer Beanspruchung – Versuche und Modellbildung)”, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 437, ISSN 0171-7197, Beuth Verlag GmbH, Berlin

Ujhelyi, J. (2005): „Beton ismeretek”, ISBN 963 420 833 9, *Műegyetem Kiadó, Budapest*, 346 p.,

Vass, E. (2001): „Alagúttűz Svájcban, Kamionok ütköztek a kétszer egymásos úton”, <http://index.hu/kulfold/alagut1024/> (letöltve: 2012. 06. 07.)

Czoboly Olivér Attila (1988) MSc építőmérnök hallgató (BME Építőmérnöki kar). Alapdiplomát (BSc) szerzett 2011 BME. TDK Építőanyagok és magasépítés szekció I helyezett, OTDK különdíj. Fő érdeklődési terület: Beton és fa tűzállóság, nagyszilárdságú betonok. A *fib* Magyar Tagozat, az Építéstudományi Egyesület (ÉTE), a Zielinszki Szilárd Szakkollégium tagja.

Dr. Lublós Éva (1976) okl. építőmérnök (BME Építőmérnöki Kar 2002), adjunktus a BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszékén (2002). Fő érdeklődési területei: vasbetonszerkezetek viselkedése tűz hatására, tűzkárok mérnöki tanulságai. A *fib* Magyar Tagozat tagja.

Dr. Balázs L. György (1958) okl. építőmérnök, okl. matematikai szakmérnök, PhD, Dr, habil, egyetemi tanár, a BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszék vezetője. Fő érdeklődési területei: beton, vasbeton és feszített szerkezetek

(anyagai, laboratóriumi vizsgálata és modellezése), szálerősítésű betonok, nem acél anyagú betétek megerősítések anyagai és módjai, erőátadás a betonban, vasbeton tartó repedezettségi állapota, vasbeton szerkezetek tartóssága. A *fib* Magyar Tagozat elnöke, a *fib* elnöke 2011-2012-ben.

Dr. Nehme G. Salem (1963) okl. építőmérnök (1992) vasbetonépítési szakmérnök (1996) egyetemi docens a BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszéken. Fő érdeklődési területei: betontechnológia, beton porozítása, tömegbetonok vizsgálatai és problémáinak szakértése, öntömörödő beton, szálerősítésű betonok, építőanyagok minőségellenőrzése, beton roncsolásmentes vizsgálata és minősítése, vasbeton szerkezetek szakértése, újrahaznosított adalékanyagokból készült beton. A *fib* Magyar Tagozat tagja.

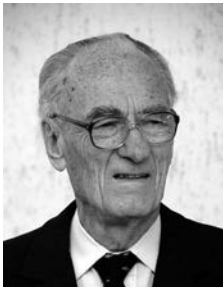
INFLUENCE OF PARTICULAR COMPONENTS OF CONCRETE COMPOSITION TO RESIDUAL COMPRESSIVE STRENGTH AFTER TEMPERATURE LOADING

Olivér A. Czoboly – Éva Lublós – György L. Balázs – Salem G. Nehme
In order to evaluate the post fire performance of reinforced concrete structures it is important to know the residual compressive strength. In this respect the effect of water-cement ratio, cement paste content and water as well as cement contents may have considerable influence. In our study concrete mixes with CEM I 42,5 N-S cement and quartz aggregate were tested and the effects of composition on residual compressive strength in cold state were tested after 20 °C, 50 °C, 150 °C, 300 °C, 500 °C and 1000 °C temperature loading.



A BME Szilárdságtani és Tartószerkezeti Tanszék Tartószerkezet-rekonstrukciós Szakmérnöki képzésére a 2013-
as évre meghirdeti a jelentkezést. A képzés időtartama 4 félév, kezdés 2013 februárjában. A képzés elsősorban meglévő
épületek vizsgálatával és megerősítési technikákkal foglalkozik, továbbá tartalmaz elméleti, általános mérnöki és
tervezési tárgyakat is. **Részletek a www.szt.bme.hu honlapon.**

DR. TRÄGER HERBERTET KÖSZÖNTJÜK 85. SZÜLETÉSNAPJA ALKALMÁBÓL



A *fib* Magyar Tagozata tisztelettel és szeretettel köszönti folyóiratunk szerkesztőjét jubiláris születésnapja alkalmából.

Träger Herbert 1927 szeptember 16-án született. E nap kerek évfordulóit örömmel ünnepelte meg a kiváló szakember igen nagy számú tisztelője. A VASBETONÉPÍTÉS is szívesen adott helyt korábban az ünnepelt érdemeinek,

munkája eredményei ismertetésének.

Öt évvel ezelőtt akkori munkahelye, a Közlekedésfejlesztési Koordinációs Központ Híd Önálló Osztálya gondozásában megjelent egy kötet dr. Tóth Ernő és Hajós Bence szerkesztésében. E kiadványban közzétett 71 cikk képet adott az akkor 80 éves Träger Herbert munkásságáról.

Az itt rendelkezésünkre álló szűk hasábokon ezért ezúttal el-
térünk az elsősorban életrajzi adatokat ismertető köszöntéstől, csupán megkíséreljük, hogy néhány jellemző mozzanat felvil-
lantásával bemutassuk – főleg fiatal olvasóinknak – a nagy ívű pályát megtett mérnök szakmaszeretetét, állandó aktivitását, a jobb, korszerűbb megoldásokra való törekvését, a szaktudás készsége átadását és mindennek az értékes eredményét.

Träger Herbert bizonyára nagyon sokat hozott magával köz-
zépiskolájából, a budapesti, fasori Evangélikus Gimnáziumból. Ez az iskola – főként a természettudományok terén – nagyszerű alkotók, közöttük világnagyságok pályáját alapozta meg. E szilárd alapokra épültek Träger Herbert egyetemi tanulmányai. A budapesti Műegyetem II. világháború utáni „gyűjtő” mérnöki évfolyamának eminens tagja volt. Sok kiváló évfolyamtársa közül is kitűnt igen jó műszaki érzékével, a feladatok megoldá-
sakor tanúsított páratlan gyorsaságával és megbízhatóságával, csodálatra méltó emlékező tehetségével, gondos rajzaival, a vizsgákon szabatos feleleteivel. Az akkor még nem szakosított mérnöki stúdiumok mindegyikében otthon volt, de már megnyilvánult a hidépítési szakterület iránti fokozott érdeklődése. Erre a hidépítéstani tárgyakat oktató Korányi Imre és Mihailich Győző professzorok is felfigyeltek. Träger Herbert 22 éves volt, amikor kezébe vehette jeles minősítésű mérnöki oklevelét.

Míntha már akkor predesztinált lett volna arra, hogy a Közlekedési Minisztérium Közúti Hídosztálya minden elő-
ző ranglétrát bejárt vezetőjeként olyan mérnöki nagyságok utódja legyen, mint – teljesség nélkül, abc-rendben felsorolva – Álgay Huber Pál, Beke József, Czekélius Aurél, Gállik István, Haviár Győző, Széchy Károly.

Träger Herbert 1950-től megszakítás nélkül dolgozott a Közúti Hídosztályon. 1963-tól volt az akkori kiváló osztály-
vezető, Apáthy Árpád helyettese és hű munkatársa, akitől 1973-ban vette át az osztályvezetői tisztséget, amit 1988-ig töltött be. Akkor vonult nyugalomba. Ez utóbbi azonban nem helyes kifejezés, mert a most 85. évét betöltő ünnepelt azóta is híven szolgálja hatalmas tapasztalatával, sokoldalúságával, fáradhatatlanságával, nyelvtudásával, a szakterület iránti oda-
adásával a magyar hidépítést, az általános építéstudományt, a nemzetközi kapcsolatokat.

E köszöntő valóban csak részleges felsorolást tesz lehetővé.

Träger Herbert hidakat tervezett, nagyon nagyszámú híd
létesítésének, korszerűsítésének központi irányítója volt orszá-

gosan. Jelentős részt vállalt a fővárosi hidak, közülük kiemelten az Erzsébet-híd sokrétű munkáiban. E tevékenységének kitűnő minőségét nehéz leírni, de a mennyiség is sokat mond. Amikor tisztelői egy térképet készítettek, és megjelölték azokat a pontokat, amelyeknél egy-egy híd áll, amely az ő munkáját is dicséri, 95 jelet számolhattunk meg. Kétségtelen, hogy e hidak léte, a lehetőségek adta minősége magán viseli Träger Herbert szaktudásának, gondosságának az ismérveit.

Meghatározó volt a hídszabályzatokban való közreműkö-
dése. Tevékenységének igen nagy szerepe volt a hegesztett acél hídszerkezetek, az előregyártott vasbeton híderendák, a szabadon szerelt és szabadon betonozott feszített vasbeton hidak, a korszerű alapozási rendszerek, a hídfenntartás és a közlekedés számára jelentős híd tartozékok fejlesztésében.

Példamutatásával, szabatos magyarázataival nevelte az
őt követő mérnököket, a fiatal munkatársakat, s mindazokat, akikkel a tervező intézetekben, az építő vállalatoknál, ható-
ságoknál munkakapcsolata volt. A szakiskolai és felsőfokú oktatási intézmények – mind az oktatók, mind a tanítványok - sokat profitáltak munkájából. Könyvek, hazai és nemzetközi folyóiratokban közzétett cikkeinek sora, doktori értekezése gazdag tapasztalatait, tudományos értékű eredményeit öntötték írásos formába. Előadásaiival, konzulensi munkájával, vizsgabi-
zottságokban való részvételével emelte az oktatás színvonalát.

A hídmérnöki konferenciák szervezője és aktív résztvevője,
nemzetközi szakmai fórumok előadója, számtalan tervezési pályázat, pályamunka, értekezés bírálója.

Minden tevékenységét az igényesség, a szabatosság, a
célszerűség vezette. A produktum iránt volt szigorú, a köz-
reműködők számára segítőkész. Nagy tudása, eredményei párosultak emberi jó tulajdonságaival. Számos hivatalos elis-
merésben részesült. A legfőbb elismerést azonban az a tisztelet és megbecsülés jelzi, amivel a szakterület művelői évtizedeken át övezték, mind a mostani évfordulójáig.

Sokat szólhatnánk nemzetközi szakmai szervezetekben vég-
zett munkájáról. A IABSE-IVBH-AIPC (Nemzetközi Híd- és Szerkezetépítési Egyesület) hosszú időn át aktív tagja, 1998 és 2006 között a magyar csoport elnöke. Más szakmai szer-
vezetekben is jelentős munkát végzett. Folyóiratunk olvasói számára el kell mondani, hogy az ünnepelt a *fib* elődjének, a FIP-nek értékes, aktív tagja volt, és ezt a *fib* MT körében folytatta.

Különös jelentőségű számunkra, hogy már hét év óta
szerkesztője a VASBETONÉPÍTÉS és a CONCRETE STRUCTURES folyóiratunknak. Szervező készsége, igényes-
sége, éleslátása, kritikai érzéke, szabatossága nagyon nagy mértékben hozzájárul ahhoz, hogy folyóirataink jól szolgálják a hazai szakemberek tájékoztatását, és a magyar vasbetonépítés jó hírét keltsék a világban.

Hálásak vagyunk megbecsült tagtársunknak a *fib* MT javá-
ra végzett eddigi áldozatkész munkájáért, és reméljük, hogy sokáig örülhetünk segítségének, jó tanácsainak.

Mindezek jegyében kívánjuk, hogy az ünnepelt tartós jó
egészségben őrizze lankadatlan munkakedvét, emellett élvezze a sokszorosan megérdemelt nyugalmat is, leljen sok örömtől családja körében.

T. G.

FÖLDI ANDRÁS KÖSZÖNTÉSE 70. SZÜLETESNAPJA ALKALMÁBÓL



Földi András Budapesten született 1942. július 8-án. Szakmáját a Budapesti Geodéziai és Térképészeti Vállalat technikusaként kezdte, 1960-65 között, majd 1965-től az Uvaterv dolgozója. Időközben elvégzi a Műegyetem építőmérnöki karát, és 1969-ben diplomát szerez. Végigjárja az Uvaterv ranglétráját, tervezőmérnök, majd irányítótervező, később osztályvezető, majd

az 1996-os kiválásáig irodaigazgató helyettes. Azóta az MSc Kft. ügyvezető igazgatója.

1978-ban acélszerkezeti szakmérnöki diplomát szerez.

Fő szakterületei az acél és vasbeton szerkezetű közúti hidak, vasúti hidak, ipari létesítmények, hírközlési tornyok és szerkezetek tervezése, statikai felülvizsgálata, korszerűsítése, átalakítása és tervezői művezetése.

Legjelentősebb saját tervezésű munkái a pécsi közúti felüljáró, a szolnoki Rékasi és Kolozsvári úti felüljárók budapesti, szentesi, kabhegyi TV-tornyok, Lakihegyi, marcali Petőfi KH antennatornyok, Budapesti Egységes Rádiótelefon Hálózat központi Száva utcai tornya, kelenföldi, újpesti, kispesti és dorogi kikötött acélszerkezetű erőmű kémények.

Az Uvaterv osztályvezetőjeként irányította többek között az

Erzsébet, Szabadság, és Lánchíd felújítását, a bajai Duna-híd szélesítését, a Déli összekötő vasúti Duna-híd III. szerkezet engedélyezési és tendertervének készítését.

Az MSc Kft. az ő ügyvezetősége alatt készítette el többek között a vasúti szekszárdi Sió-, a simontornyai Sió-, a kunszentmártoni Körös-, a zalaegerszegi Zala-, és az Újpesti Duna hidak terveit, a Ferdinánd hid átépítési terveit, a szege-di és szolnoki Tisza-hidak, az Árpád híd, a Szabadság híd, a Margit híd felújítási terveit, a Kispesti kémény, a BM/ORFK hármashatárhegyi, galyatetői és kabhegyi tornyainak rekonstrukciós terveit.

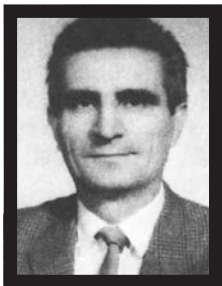
Tagja a Magyar Mérnöki Kamarának, a Budapesti Építész Kamarának, elnökségi tagja a MAGÉSZ Magyar Acélszerkezeti Szövetségének, továbbá tagja az International Association for Shell and Spatial Structures (IASS) – Working Group for Masts and Towers-nek, továbbá a *fib* magyar tagozatának. 2003. és 2011. között elnöke a KTE Mérnöki Szerkezetek Szakosztályának. A KTE örökös tagja.

Aktív résztvevője a szerkezetépítési közéletnek, számos szakmai ankét szervezője. Ezek közül is kiemelkedik az Erzsébet híd centenáriumaival kapcsolatos tudományos ülés-sorozat és kiállítás megszervezése.

Sok sikert és jó egészséget kívánunk további munkájához.

Duma György

TAMÁS LÁSZLÓ (1929-2012)



Mély fájdalommal búcsúzunk szeretett barátunktól, a kiváló mérnöktől, a megbecsült műszaki vezetőtől, egyesületünk sok érdemet szerzett, értékes tagjától.

Tamás László 1951-ben szerezte mérnöki diplomáját, és 1964-ben nyert vasbetonépítési szakmérnöki oklevelet.

1951-56-ig a Honvéd Műszaki Parancsnokság, majd 1960-ig a Víz- és

Csatornaépítő Vállalat tervező mérnöke volt.

1960-ban jegyezte el magát a vasbeton előregyártással. 1991-ig volt a Beton- és Vasbetonipari Művek főmérnöke, műszaki igazgatója, majd mb. vezérigazgatója. E megbízásai során statikus tervezés, a nagyipari termelés fejlesztése, a sokrétű üzemi munka irányítása, a műszaki fejlesztés, beruházások tervezése és vezetése képezték fő feladatait. Mindennek keretében megvalósításra kerültek tervei, alkalmazták szabadalmait.

A Magyar Építőanyagipari Szövetség alapító tagja volt, és ügyvezető főtítkára 1992-től 1994-ig.

Szakirodalmi munkássága sokrétű. Hazai és nemzetközi folyóiratokban, kiadványokban, köztük a FIP Notes-ban jelentek meg cikkei. A Beton Évkönyv kiadásának

kezdeményezője, több fejezet szerzője volt. Írt egy fejezetet a Fémszerkezeti Évkönyv számára is, és szerkesztője volt az Ipari padlók Kézikönyvének.

A szakmai közéletben gazdag eredményekkel fejtette ki tevékenységét. A Gazdálkodási Tudományos Társaság elnökségi tagja volt, és az ÉTE Előregyártási Szakosztály vezetőségi tagja.

Kiemelkedő szakmai munkáját számos elismerés kísérte, ezek között a Kiváló Munkáért érem, a Munka Érdemrend ezüst fokozata és az Alpár Ignác érem. A BME 2002-ben részesítette arany díszoklevélben.

A FIP Magyar Tagozatában a kezdetektől dolgozott, és 1991 és 1994 között az elnöki tiszteletet töltötte be. Elnökségének idejére esett mai egyesületünk elődjének legjelentősebb rendezvénye, a FIP 1992 évi budapesti szimpóziuma.

A *fib* Magyar Tagozata az iránta tanúsított megbecsülés kifejezéséeként örökös tiszteletbeli elnökévé választotta.

Amikor búcsúzunk kell Tamás Lászlótól, megerősíthetjük, hogy emléket örökös tisztelet fogja övezni, mert maradandó értékű, amit a magyar vasbetonépítésért, az ipari előregyártás, az egész magyar építő- és építőanyagipar érdekében tett.

Tisztelt tagtársunk, kedves barátunk emléket a *fib* MT vezetősége és tagsága kegyelettel őrzi.

Tassi Géza

HAZÁNK NAGY ALKOTÓ MÉRNÖKE, DR. MISTÉTH ENDRE SZÜLETÉSÉNEK CENTENÁRIUMÁRA



1912. szeptember 10-én Buziásfürdön született Mistéth Endre. Trianon után családjával el kellett hagynia a Bánátot.

Magyar katonai iskolákban végzett tanulmányai után a budapesti Műegyetemen, 1935-ben szerzett mérnöki oklevelet.

A kezdő mérnöki évek után 1937-38-ban a Közlekedésügyi Minisztérium Hídosztályán dolgozott, majd magánmérnöki irodában folytatta tevékenységét. 1940-től a Műegyetem I. sz. Hídpépítési Tanszékén volt tanársegéd ill. c. adjunktus.

A nyilaskeresztes uralom idején a Magyar Függetlenségi Mozgalomban és a Kiss János altábornagy vezette katonai ellenállásban fegyverrel vett részt.

A háború utáni újjáépítés kezdeti éveiben a Független Kisgazdapárt delegáltjaként iparügyi államtitkár volt, ezután lett Nagy Ferenc kormányában újjáépítési, majd építés- és közmunkaügyi miniszter.

1947-ben letartóztatták, és tulajdonképpen az FKGP kirekesztésére irányuló politikai perben, koholt vádak alapján börtönbe juttatták, ahonnan 1955-ben szabadult. Fogva tartása idején a börtönben működő KÖMI Tervezőiroda irányítójaként dolgozott. Rabtársai elmondása szerint a börtönmunkához nem tartozó elméleti munkásságához szükséges számításait gyakran csak a falakra és a börtöncella más berendezéseire írva tudta elvégezni.

Mérnöki munkáiról e rövid megemlékezésben szinte csak felsorolással tudunk megemlékezni.

Egyéb munkák mellett még a háború előtt megtervezte a szolnoki merevítőgerendás ívhídat, a maga korában rekordnyílással, és a máramarosszigeti faszervezetű Tisza-hídat.

1945-ben a lerombolt budapesti Duna-hidak pótlására először pontonhidat tervezett, majd hozzálátott a rombolások utáni első, szilárd pillérekben nyugvó Kossuth-híd építéséhez, a munka megszervezéséhez, az acélszerkezetek megtervezéséhez. Az 1946 évi jégzajlás bekövetkeztével ez az egyetlen közúti híd szolgálta Pest és Buda, sőt a Dunántúl és a Nagyalföld közötti kapcsolatot.

Mistéth Endre 1955-től 1962-ig az Uvaterv Hídirodáján, majd a Híd-4 osztály vezetőjeként dolgozott. Jelentős szerepe volt az új Erzsébet híd tervezési munkájában, s más, mintegy 300 hazai műtárgy mellett több exportterv kidolgozásában. Utóbbiak között volt a Níluson épült Helwani híd, az Orontes völgyhíd Szíriában, a Garbat Ali feszített vasbeton szerkezetű híd Irakban. Az első hazai, üzemi előregyártásban készített feszített vasbeton híderendák kifejlesztésében is szerepet vállalt.

1962-től 1978 évi nyugdíjazásáig a Víziterv-ben volt irodavezető-, majd szakági főmérnök. A Kiskörei vízlépcső szerkezetével már korábban foglalkozott, a dunakiliti vízkivételi mű irányítása alatt jött létre, és nagy munkát végzett a Bős-

Nagymaros létesítmények tervezésében. Szerkezettervezési tapasztalatát és hidrotechnikai tudását egyaránt kamatoztatta.

Nyugdíjazása után is aktív volt a szakmai közéletben, az oktatásban és a tudományos munkákban.

A méretezéseméletben, a szabványalkotásban jó munkatársai körében iskolateremtő volt. Az MTA Méretezéseméleti Albizottsága elnöke volt, az Elméleti és Alkalmazott Mechanikai Bizottság és a Vízgazdálkodástudományi Bizottság tagja.

A felsőoktatásban korábbi főállásán kívül is közreműködött. 1955-től állandóan részt vállalt az építőmérnök-képzésben. Előadó volt a nappali és a levelező tagozaton, a szakmérnöki tanfolyamokon és a Mérnöki Továbbképző Intézetben. Írt oktatási segédletet, tankönyveket, jegyzeteket bírálta. Segítette az oktatást mint konzulens, vizsga- és bíráló bizottságok tagja.

1963-tól volt műszaki doktor, 1969-ben védte meg kandidátusi, 1978-ban akadémiai doktori értekezését. 1983-tól volt a BME-n c. egyetemi tanár.

Nagyszámú, széles körű műszaki tudományos publikációit felsorolják Mistéth Endre munkásságát méltató írások. E helyen életművének bizonyos értelemben csúcspontját jelentő munkáját, a 2001-ben, az Akadémiai Kiadó által közzétett „Méretezésemélet” c. könyvét említjük.

Dr. Mistéth Endre számos tudományos és állami kitüntetésben részesült, a felsorolásból az Akadémiai Díjat (1991), a Széchenyi-díjat (1996) és a Magyar Köztársasági Érdemrend nagykeresztjét (1996) említjük meg.

Aki közelebbről ismerte Mistéth Endrét, tudta, hogy őt nem az elismerés, nem az anyagi javak megszerzése, nem a címek és rangok sora hajtotta. Ő példaképe volt a munkaszeretetnek, a tudomány iránti elkötelezettségnek. Az építés, az építéstudomány életeleme volt. Egyszer azt mondta nekem: „Tudod, amit megépítünk, az Magyarországé, az a mienk.” Ezzel azt akarta mondani, hogy az építményt nem lehet kicsempészni vagy kisibolni, de tragikus iróniával hozzátette: „Bár sajnos az is előfordult már.”

A tudomány és a technika szeretete, művelése mellett sokoldalú volt az érdeklődése. Szerette a művészetet, a természetet, a testnevelést (magas korában is rendszeresen úszott). Megbecsülte, szerette családját. Nem kellett mondani, „a levegőben volt”, hogy munkája biztos hátterét a családja képezte. Sajátos, kedves humora volt. Szigorú és jóindulatú volt a kritikában. Nyíltsága, gerincesége töretlen volt. Az őt ért méltánytalanságokról nem szívesen beszélt. Egy jó író szép, meghatározó, több fejezetben szomorú életrajzi regényt írhatna a száz éve született kiváló mérnökről, a nagyszerű emberről.

2006-ban lapunk hasábjain arra utaltunk, hogy a magyar építőmérnökök élén járó tudós szakember távozott az élők sorából. A mostani emlékezés azt az üzenetet adhatja az ifjabb nemzedékeknek, hogy dr. Mistéth Endre alkotásai és tanításai maradandóak, azok követése a fiatal mérnökök, a magyar szakmai közélet és az egész hazai építőipari fejlődés javára válik.

Dr. Tassi Géza

Csatornázási aknaelemek robottechnológiával



Geometriai és funkcionális jellemzők

- Csatlakozó csövek anyaga: KG PVC, kerámia, beton, stb.
- Csatlakozó csövek átmérője: DN 150-500
- Csőcsatlakozások irányszöge: 90°-270° között tetszőleges
- Csőcsatlakozások lejtése: 0-20° között
- Csőcsatlakozások tömítése: gyárilag beragasztva
- Ki- és befolyás közötti szintkülönbség: 0-500 mm
- Folyásfenék-oldalfal kapcsolata: monolitikus (a künetes fenékrész és az oldalfal egy betonozási ütemben készül)
- Aknafenek falvastagsága (folyásfenék alatt is): min. 150 mm
- Aknagyűrű és szűkítő falvastagsága: 120 mm

Mechanikai és fizikai jellemzők

- Fúrt magminták nyomószilárdsága: min. 40 N/mm²
- Aknaszűkítő és aknarendszer (NA 1000) függőleges teherbírása: min. 300 kN
- Éltető szilárdság: min. 80 kN/m
- Beton vízzárósága: min. vz 20
- Aknarendszer vízzárósága: min. 5 m vízoszlop

Tartóssági jellemzők

- Kötvány szulfátállósági fokozata: szulfátálló
- Fúrt magminták szulfátállósága: nincs mérhető duzzadás (30.000 mg/ℓ SO₄²⁻ ion tartalmú oldatban tárolás 1 hónapig)
- Fúrt magminták vegyszerállósága: nincs szemmel látható hiba (közegek: 400 mg/ℓ NH₄⁺, 6.000 mg/ℓ Mg²⁺, 30.000 mg/ℓ SO₄²⁻ tartalmú oldatokban és pH=3 kénsav oldatban tárolás 1 hónapig)
- Folyásfenék és padka bevonatának vegyszerállósága: erős vegyi hatásnak ellenálló (pH=1 kénsavoldatban 1 hónapig tárolva a keménységcsökkenés kisebb, mint 50%)

8082 Gánt, Kőbánya

tel.: 22/354-175, fax: 22/354-488

e-mail: titkarsag@dolomit-gant.hu



Megjelent!

AXISVM

Végelem 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
- Gerendák, oszlopok, lemezek, falak vasalásszámítása
- Homloklemez csavarozott kapcsolatok ellenőrzése
- Acél rúdelemek szilárdsági és stabilitási ellenőrzése
- Faszerkezetek szilárdsági és stabilitási ellenőrzése
- Átszűrődés vizsgálat, repedéstágasság számítás
- Pont- és sávalapok méretezése, geotechnikai ellenőrzése
- Lineáris és nemlineáris statikai és rezgés számítások
- Általános dinamikai vizsgálatok (időtörténet eljárás)

www.axisvm.hu

