

A **fib** MAGYAR TAGOZAT LAPJA

VASBETONÉPÍTÉS

CONCRETE STRUCTURES

JOURNAL OF THE HUNGARIAN GROUP OF **fib**



Mátyássy László —
Fomay Csaba — Nagy András
**Az M43 autópályán
épült Móra Ferenc
Tisza-híd tervezése**
**1. A híd általános
ismertetése**

34

Csuka Bernát — Kollár László P.
**Központosan nyomott
vasbeton oszlopok ter-
vezése az Eurocode 2
előírásai alapján**

39

Dr. Kausay Tibor
**A fiatal beton szilár-
dulási folyamatának
modelljei szakirodalmi
áttekintés**
**1. rész: A Nurse-Saul- és a
Papadakis-Bresson-féle
modell**

49

Kapu László
Látványbeton felületek

54

**Beszámoló az ÉPKO
2011 XV. Nemzetközi
Építéstudományi
Konferenciáról**

59

Személyi hírek
Dr. Deák György 85 éves
Dr. Arany Piroska jubiláris
születésnapjára
**Vörös József 65. születés-
napjára**

63

2011/2

XIII. évfolyam, 2. szám



HÍDTECHNIKA

1138 Budapest, Karikás F. u. 20.

Tel.: 465-2329 Fax.: 465-2335

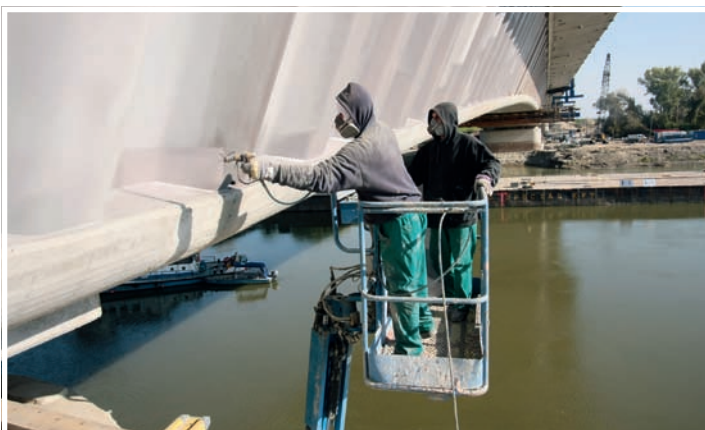
Web: www.hidtechnika.hu



A  **HÍDTECHNIKA** Hídépítő, Karbantartó és Szigetelő Kft. 1991-ben alakult.

Tevékenysége napjainkban:

- szigetelések (mélyépítés, magasépítés),
- korrózióvédelem (üzemi, helyszíni)
- sóvédelem,
- közlekedési, mélyépítési, magasépítési létesítmények komplett építési munkái (autópálya hidak, felüljárók, mélygarázs),
- hidak és egyéb mérnöki létesítmények rehabilitációs munkái,
- környezetvédelmi létesítmények készítése (hulladéklerakók, hulladékgyűjtő szigetek),
- injektálások, betonlövési munkák,
- ipari padlóburkolatok készítése.



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: A Móra Ferenc Tisza-híd

Fotó: Farkas Péter

TARTALOMJEGYZÉK

- 34** Mátyássy László – Fornay Csaba – Nagy András
**AZ M43 AUTÓPÁLYÁN ÉPÜLT MÓRA FERENC
TISZA-HÍD TERVEZÉSE**
1. A HÍD ÁLTALÁNOS ISMERTETÉSE
- 39** Csuka Bernát – Kollár László P.
**KÖZPONTOSAN NYOMOTT VASBETON OSZLO-
POK TERVEZÉSE AZ EUROCODE 2 ELŐÍRÁSAI
ALAPJÁN**
- 49** Dr. Kausay Tibor
**A FIATAL BETON SZILÁRDULÁSI FOLYAMA-
TÁNAK MODELLJEI SZAKIRODALMI ÁTTEKIN-
TÉS**
**1. RÉSZ: A NURSE-SAUL- ÉS A PAPADAKIS-BRESSON-
FÉLE MODELL**
- 54** Kapu László
LÁTVÁNYBETON FELÜLETEK
- 59** **BESZÁMOLÓ AZ ÉPKO 2011 XV. NEMZETKÖZI
ÉPÍTÉSTUDOMÁNYI KONFERENCIÁRÓL**
- 63** **Személyi hírek**
Dr. Deák György 85 éves
Dr. Arany Piroska jubiláris születésnapjára
Vörös József 65. születésnapjára

A folyóirat támogatói:

Vasúti Hidak Alapítvány, Duna-Dráva Cement Kft., ÉMI Nonprofit Kft.,
Hídépítő Zrt., Holcim Hungária Zrt., MÁV Zrt., MSC Mérnöki Tervező és Taná-
csadó Kft., Lábatlani Vasbetonipari Zrt., Pont-Terv Zrt., Strabag Zrt., Swietelsky
Építő Kft., Uvater Zrt., Mélyépterv Komplex Mérnöki Zrt., Hídtechnika Kft.,
Betonmix Mérnökiroda Kft., BVM Épelem Kft., CAEC Kft., Pannon Freyssinet
Kft., Stabil Plan Kft., SW Umwelttechnik Magyarország Kft., Union Plan Kft.,
DCB Mérnöki Iroda Kft., BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszéke,
BME Hidak és Szerkezetek Tanszéke

AZ M43 AUTÓPÁLYÁN ÉPÜLT MÓRA FERENC TISZA-HÍD TERVEZÉSE

1. A HÍD ÁLTALÁNOS ISMERTETÉSE



Mátyássy László – Fornay Csaba – Nagy András

Az észak – déli M5 autópálya Románia felé vezető leágazásaként épült az M43 autópálya, amely Szegedet köti össze Makóval. Az új autóút a Tiszát Szeged és Algyő között keresztezi. A magyarországi viszonyok között jelentős, - 180 m-es – feszítávolságú Móra Ferenc híd nemcsak egyszerű átkelő, hanem mérnöki tájformáló alkotás, Szerkezeti rendszerét tekintve a mederhíd Európában egyedülálló kialakítással épülő, keresztmetszeten kívül feszített (extradosed) trapéz hullámlemez gerincű gerendahíd. A különleges szerkezet bemutatásáról szól cikksorozatunk, melynek további részei foglalkoznak a szerkezet részletes ismertetésével, a szerelés és beállítás kérdéseivel, az ártéri szerkezetekkel és a kivitelezés szempontjaival.

1. A TERVEZŐ BEVEZETŐ GONDOLATAI

Olykor varázsa van a járt út elhagyásának is. Újat, új módon alkotni izgalmas, maradandó és felemelő is egyben. Amikor sok ember összefog egy közös cél érdekében, összeadják saját és elődeik tudását, lelkesedésüket, kitartásukat és létrehoznak valamit, ami azelőtt nem létezett Így éreztünk, mialatt átél-tük az új Tisza-híd megvalósulását, amelyben több, a hazai hídépítésben még nem, vagy még alig alkalmazott innovatív megoldást is beépítettek.

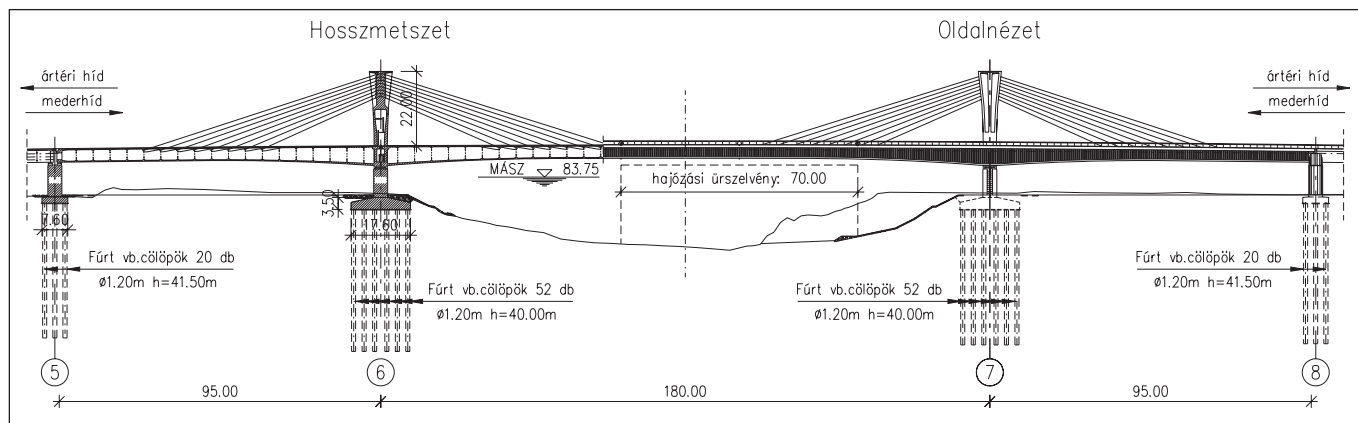
Az acél hullámlemez hídépítés területén való alkalmazá-sának ötletével első alkalommal 2000 táján találkoztunk. J. Mathivat cikkében, melyben erről az újszerű megoldásról számolt be. Már ekkor megtetszett az ötlet, amely lehetővé tette, hogy a feszítőerő csak azokon a helyeken, - a pálya- és fe-néklemez betonjában – működjön, ahol a legjobban hasznosul.

Az igazi elhatározás azonban, hogy ilyen híd tervezésére vál-lalkoztunk, 2005 nyarán született meg, amikor a **fib** budapesti szimpóziumán a japán kollégák beszámoltak a Rittó-híd és a Yahagigava-híd tervezéséről. Előadásaikból kiderült, hogy a módszert a kívül (extradosed) feszítéssel kombinálva nagyobb feszítávokon is karcsú szerkezeteket építhetünk.

Nagy hatást gyakorolt ránk ennek a szerkezettípusnak a gazdaságossága és a bemutatott hidak szépsége. Az ilyen hi-dak tervezéséhez a tervezőnek mind az acélszerkezetek, mind a feszített vasbeton szerkezetek terén jártasnak kell lennie. Tervezői pályafutásunk során mind a két típusból jelentős gyakorlattal rendelkezünk, ezért úgy gondoltuk, hogy egy ilyen híd tervezése tapasztalataink összegzését is jelentené. Gondos felkészítő munkába fogtunk. Igyekeztünk megismerni a szerkezet működésének mechanizmusát, amely a korábbi statikai érzékünk megváltoztatását kívánta. Tervpályázatokon és tendereken szerepeltünk hasonló szerkezetekkel, és meg-

1. ábra: A Móra Ferenc-híd a Tisza felől





2. ábra: A mederhíd általános terve

vizsgáltuk, hogy szoftvereinket hogyan kell kiegészíteni, hogy ezek számítására alkalmasak legyenek.

Többszöri próbálkozás után az M43 autópálya Tisza-hídjára kiírt látványterv pályázatán a hullámlemez gerincű, kívül feszített megoldást javasoltunk. A híd kedvező esztétikai megjelenését az ADU építész iroda látványtervei segítségével mutattuk be a megrendelőnek. A bíráló bizottság pályázatunkat találta a legmegfelelőbbnek és annak megvalósítása mellett döntött. A lehetőség nagy örömmel töltött el bennünket, de éreztük a feladattal járó felelősséget is. A tervezés szakszerűségének és eredményességének elősegítése érdekében a BME Hidak és Szerkezetek Tanszékének segítségét kértük. A Tanszék acél hullámlemez fáradási kísérletei, a kábelek rezgéseivel kapcsolatos tanulmánya, valamint az Áramlástechnikai Tanszék szélesatorna kísérletei jelentős segítséget nyújtottak a tervezési munkában. Annak érdekében, hogy erről a szerkezettípusról minél több tapasztalatot szerezzünk, összegyűjtöttünk minden megtalálható szakirodalmat, de a legfontosabbnak mégis az a japán tanulmányút bizonyult, amelyen 2007 elején vettünk részt. Az út során meglátogattuk a már megépült hasonló szerkezetű hidakat. A helyszíneken találkoztunk és konzultáltunk a tervezőkkel, sőt a Rittoh-hidat belülről is megtekintettük.

2. A HÍD FONTOSABB ADATAI

A híd nyomvonalának kijelölését a szokásosnál is több köztársaság befolyásolta, hiszen itt helyezkedik el Magyarország egyik legjelentősebb olaj lelőhelye, az algyői olajmező. A működés alatt lévő olajkutak között húzódó autópálya a Tiszát annak kanyarulata alatt, 85°-os szögben keresztezi, az 182,970 folyamkilométer szelvényben. Vízszintes vonalvezetése a híd teljes szakaszán egyenes. A hossz-szelvény 1,24 %-os emelkedésű szakaszok között $R_d = 15000$ m sugarú domború lekerekítést alkot, ennek tetőpontja egybeesik a mederhíd közepével. A Tisza-hídon a tervezési sebesség 110 km/h. Az autópálya irányonként két 3,75 m széles forgalmi sávot és egy 3,50 m széles leállósávot vezet át, a pálya teljes szélessége egy irányban 12,00 m. A kívül vezetett (extradosed) feszítőkábelek biztonságos elhelyezése miatt az elválasztósáv szélesebb, ezért a mederhídon a két pálya tengelyét az autópálya-tengelytől 0,80 m-re el kellett húzni. A híd terhelési osztálya az ÚT 2-3.401 sz. „Közüti hidak tervezése” című Útgyi Műszaki előírás szerinti „A” osztályú.

A 661,20 m összhosszúságú Tisza-híd három hídrészből áll, a mederhídból és a két ártéri hídból. A mederhíd egy, az ártéri hidak két különálló, jobb- és balpálya szerkezetből állnak.

A mederhídon alkalmazott kívül feszítéses megoldás (extradosed) a vasbeton szekrénytartós hidakhoz képest több

előnyös tulajdonsággal rendelkezik. A tartómagasság és az önsúly ugyanis lényegesen alacsonyabb, mint gerenda hidak esetében. A beton és a feszítőkábel szükséges mennyisége ugyancsak kevesebb lesz, mint egy gerendahídnál. A hasznos teherből kisebb a feszültség ingadozás a külső kábelekben, mint a ferdekábeles hidaknál, mivel a pilon alacsonyabb. Így, a megengedett feszítőerő a gerenda hidakéval hasonlóan vehető fel.

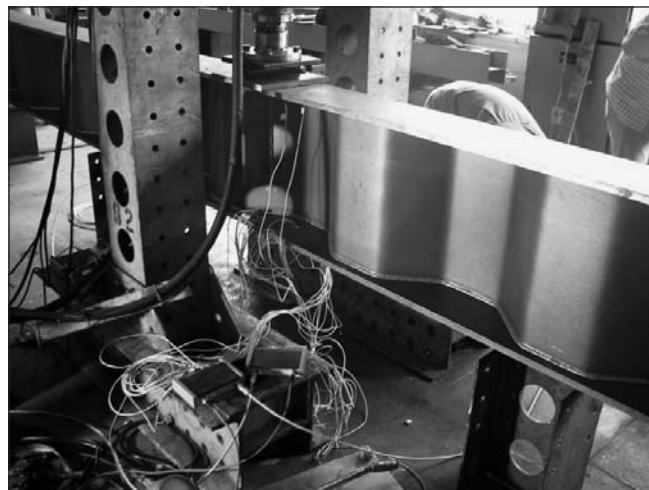
Az acél hullámlemez gerinc alkalmazása miatt a feszítőerő nagyobb hatást fejt ki a fenék- és pályalemezre, mivel az acél hullámlemez gerinc a nyíró igénybevételnek ellenáll, anélkül hogy a feszítésből a gerincire ható nemkívánatos normálerőt felvenné. A főtartó önsúlya ezáltal is kisebb lesz, ami a költségeket csökkenti, és hosszabb szerelési egységek is alkalmazhatók. A szerelési egységek számának csökkenésével a szerelés ideje is csökkenhet.

A híd a Nemzeti Infrastruktúra Fejlesztő Zrt. beruházásában épült, a kivitelező a Hidépítő Zrt. Az acélszerkezetet a dombóvári Rutin Kft. gyártotta. A mederhíd terveit a Pont-TERV Zrt, az ártéri hidakét az UVATERV Zrt készítette. A ferde kábeleket és a felső iránytörő nyeret a svájci VSL szállította.

3. KIEGÉSZÍTŐ VIZSGÁLATOK

A mederhíd szerkezeti kialakítása és az építési mód is indokolta, hogy aerodinamikai stabilitásvizsgálat készüljön. Ezzel összefüggésben szélesatorna kísérlet készült a BME Áramlástechnikai Tanszéke bevonásával, amely alapján igazolni lehetett a szerkezet aerodinamikai stabilitását mind végállapotban, mind építési állapotokban. A kívül vezetett kábeleknél figyelemmel kellett lenni a rezonáns örvénygerjesztés okozta lengésekre, a

3. ábra: Fáradási kísérlet a BME Hidak és Szerkezetek Tanszékén



szélirányban párhuzamosan egymás mögött futó kábelekre, a lengéshez tartozó maximális feszültségingadozásra, a kábelek egyoldali eljegesedése és ferde szél következtében bekövetkező táncolására, a védőcső helyes kialakítására, valamint szükség esetén utólagos csillapítási lehetőség biztosítására.

A BME Hidak és Szerkezetek tanszékén a trapézlemez be-kötésének fáradásvizsgálatát végezték. A kísérlet megerősítette azt a szakirodalmi ajánlást, mely szerint a fáradási méretezés-kor az összehasonlító feszültséggel számolva lehet a fáradási élettartamot meghatározni. Szintén a kísérlet mutatott rá, hogy a varratméret és a hegesztési technológia igen jelentősen befolyásolja a szerkezet fáradási élettartamát.

4. A MEDERHÍD SZERKEZETE

A mederhíd támaszközei: 95,00+180,00+95,00 m. A háromnyílású, összesen 372,00 m hosszú felszerkezet cölöpalapozású tömör vasbeton pillérekre épült. A magyarországi körülmények között is rendkívül kedvezőtlen talajadottságok miatt az alapozáshoz 39-42 m hosszú, 1200 mm átmérőjű cölöpöket használtak. A cölöpök összes hosszúsága csak a mederhíd alatt eléri a 6000 m-t. A partélben lévő pillérek párhuzamosak a parttal (hídtengellyel bezárt szög 85°) és csúcsíves kialakítással és gránit orrkövekkel készültek. A közös pilléreknél a lekerekítés köríves.



4. ábra: A konzolos szerelés

A felszerkezet háromcellás szekrény keresztmetszetű gerenda, melynek alsó és felső öve feszített vasbeton lemez. Az alsó feszítőkábeleket a fenéklemezzel párhuzamosan, a szekrény belsejében vezetik, míg a felső kábeleket a pályalemezben. A feszítés hatékonyságának, vagyis a teherbírásnak növelésére a hídszerkezeten kívül vezetett feszítőkábeleket is alkalmaztak, melyeket a közbelső pillérek felett hídtengelyben elhelyezett, 22,00 m magas pilonok tetején horgonyoztak le. A főtartó gerinc acél trapéz hullámlemez, 5,00 m-enként acél kereszt-tartóval merevítve. A keresztmetszet változó magasságú, a hid a közbelső pilléreknél ívesen kiékelte. Szerkezeti magassága mezőben 4,00 m, a közbelső támasza felett 6,00 m. Egy-egy híddágon 18 zöm készül, középső metszetében acélszerkezetű kereszt-tartó merevítéssel. A 6. és 12. zömök között minden elemet ferde kábelekkel a pilonra függeszenek.

A pilonok vasbeton szerkezetűek. A tömör pilonfejbe kerülnek az acél nyeregszerkezetek. A felfele szélesedő pilonok belül üregek, 50 cm ill. 80 cm falvastagsággal.

5. ÁRTÉRI HIDAK

A jobbparti híd támaszközei: 52,00+2x64,00+52,00 m, míg a balparti 52,00 m. A négynyílású illetve az egynyílású, összesen 234,00 m és 54,00 m hosszú felszerkezetek támaszai cölöpalapozású tömör vasbeton pillérek, illetve járható vasbeton hídfők. Az ártéri hidak párhuzamos övű, szekrénytartós, öszvér gerendahidak. A szekrények egycellásak, mivel a két forgalmi irányt külön szerkezetek vezetik át. A szerkezeti magasságuk 4,00 m.

6. A HÍD EGYÉB TARTOZÉKAI ÉS FELSZERELÉSEI

A kocsi pályát a belső oldalon a kívül vezetett kábelek védelmére ütközési kísérlettel igazolt H3, az üzemi járda felőli oldalon H2 feltartóztatási fokozatú vezetőkortát határolja. A vakítás elkerülésére a jobb oldali belső korlátra netlonháló került. A külső oldalon az üzemi járdát 1,10 m magas, egyedi tervezésű korlát zárja le. A felszerkezet fix, egy- és minden irányban mozgó Maurer-sarukra támaszkodik, mozgó saruknál teflonlemez betéttel. A saruk típusa a mederhídon gömbsüveg, az ártéri hidakon fazéksaru. Az ártéri hidak végein és az ártéri és mederszerkezetek csatlakozásánál a hosszirányú mozgások követésére dilatációs szerkezeteket helyeztek el. Az alkalmazott vízzáró dilatációs szerkezet fésűs, gumicsatornás rendszerű. A szerkezetre kerülő csapadékvízet víznyelők vezetik a külső konzolokra függesztett üvegszál betétes poliszter gyűjtőcsövekbe. A kiékelte, alacsony pilonos, keresztmetszeten kívül vezetett kábelekkel is megfeszített híd egyedi és látványos megjelenését éjszaka a ferde kábelek és a pilonok díszvilágítása hangsúlyozza.



5. ábra: A ferde kábelek lehorgonyozása

A fenntartáshoz és üzemeltetéshez szükséges belső közlekedés biztosítására a szekrények belsejében acél vizsgálójárdát vezetünk végig, valamint a belső világítás mellett elektromos energia vételi helyeket alakítottunk ki. A szekrénytartók megfelelő szellőzését a fenéklemezeken és a pilonban elhelyezett nyílások szolgálják. Az illetéktelen behatolások ellen a teljes hídszakaszon működtetett riasztó rendszer nyújt védelmet. A szerkezet zárt részeit különféle hálókkel védjük a madarak bejutásától. A hajózoút megjelölésére az előírt hajózási táblákat az üzemi járdák külső korlátjára helyezték el, a hajózási lámpákat a fenéklemezen létesített áttörésen lógatják ki. A közlekedés biztonsága érdekében a mederhíd közepén meteorológiai mérő-

berendezéseket helyeztek el. A Tisza bal partján a meder és part biztosítása a híd építésével összhangban elkészült.

7. ÉPÍTÉSI TECHNOLOGIA

A mederhíd szabadbetonozásos technológiával készül. A két, konzolosan épülő hídág egyidőben készült. A felszerkezet építése az indítózömök és a pilonok elkészítésével kezdődött, majd ezután kerültek helyükre a Doka által tervezett és gyártott zsaluzókocsik, és sorban készültek az 5,00 m hosszú zömök. Egy zöm acélszerkezetét egyben emelték a helyére. Az acélszerkezetet a Rutin Kft. gyártotta, majd a helyszínen zömönként összeállították az erre készült szerelőpadban. A kész elemeket a Tisza partján tárolták és daruval juttatták a helyükre. A két hídágat a zárózom kapcsolta össze, ezután fűtték be és feszítették a fenéklemez szabad kábeleit, majd elkészült a szigetelés és az aszfaltburkolat is.



6. ábra: Árvizek nehezítették a munkát

A konzolágak építése közben ideiglenes járom biztosította a stabilitást.

Az ártéri hidak zárt szekrénytartós öszvér szerkezetű acél tartóit közúton szállították a helyszínre, majd a végleges helyükön, ideiglenes jármokon szerelték össze. A szerelési egységek hegesztett kötással kapcsolódnak egymáshoz. A pályalemez helyszíni betonozású.

8. A HÍD ÉPÍTÉSZETI KIALAKÍTÁSA

A megrendelő NIF Zrt. pályázati kiírása szerint a megvalósuló hídnak kiemelkedő esztétikai tulajdonságokkal kell rendelkeznie. Az elfogadott és megépült szerkezet a tudatos építészeti tervezés következtében szerencsésen ötvözi a gazdaságos és

7. ábra: Már közel a főtartó zárása



8. ábra: Átadási díszben a híd

esztétikus hídszerkezet előnyös tulajdonságait. A hullámlemez gerinc szerkezeti kialakítása és ritmikus megjelenési formája önként kínálja, hogy a gerinc színezésével az alsó és a felső betonlemez vonalát kiemeljük és érdekes egyedi megjelenést kölcsönözzünk a hídnak. A főtartók támaszok felé növekvő kiékelése és az alsó lemez lekerekített kialakítása tovább emeli az esztétikai élményt. A pilonok íves alakja a leggyözelemből kibomló kábelkötegek harmonikus befogadását szolgálja. A pilonok, a kábelek és a főtartó vonalai és színezése harmonikus összhangban vannak egymással és kiegészülnek az íves oldalfelületű külső szegélyek és egyedi tervezésű korlátok lágy vonalaival.

A ferde kábelek és a pilon esti díszvilágítása kiemeli a kiékelte, alacsony pilonos, keresztmetszeten kívül vezetett kábellekkel is megfeszített hídszerkezet jellegzetes, könnyed alakját.

8. ÖSSZEFOGLALÁS

A mederhíd két korszerű, Európában eddig csak külön-külön alkalmazott szerkezeti megoldást is tartalmaz: A felszerkezetbe épített feszítőkábelek egy része a támaszok környezetében a keresztmetszeten kívül, a pilon felső részén halad keresztül, ezzel azok hatékonysága lényegesen javul. A háromcellás szekrény keresztmetszetű gerenda alsó és felső öve feszített



9. ábra: A Móra Ferenc-híd

vasbetonból, a főtartó gerince viszont trapéz alakúra hajlított acéllemezből készül. A hullámos acéllemez gerinc egyszerre csökkenti a híd önsúlyát és növeli a feszítés hatékonyságát. Szerkezeti rendszerét tekintve a mederhíd tehát keresztmetszetén kívül feszített (extradosed), trapéz hullámlemez gerincű gerendahíd. Ezzel a szerkezeti kialakítással eddig csak Távol-Keleten (Japán) épült híd, Európában ez az első ilyen megoldás. Előnye a kisebb önsúly, gazdaságos anyagfelhasználás és a karcsú megjelenés.

Talán a feladat műszaki újdonsága és nagysága, vagy talán a megvalósulás körül szorgoskodó emberek egyénisége tette, de kiemelkedő együttműködés és együttgondolkodás volt jellemző minden területen, ahol tervezőként megfordultunk. Elsősorban a kivitelező Hídépítővel volt napi kapcsolatunk a „rázósabb” részekenél. Együtt vártuk, figyeltük a méréseket, értékeltük a szerkezet viselkedését. A felmerülő nehézségeken együttes erővel túljutva, mérlegelve a körülményeket, a rendelkezésre álló eszközöket és időt, próbáltuk a legkedvezőbb műszaki megoldásokat alkalmazni. Közös sikerült megtalálni az acélszerkezet gyártó Rutin Kft-vel is a ferde kábelek alsó lehorgonyzásánál a bonyolult merevítő rendszer hegesztés technológiai szempontból legkedvezőbb megoldását. A ferde kábelek nyerges átvezetéséhez a svájci VSL egy új fejlesztését adta, így itt is hosszú együttműködés során kristályosodott ki a végleges kialakítás. A független statikai ellenőrzés alatt is számos gondolatcsere jellemezte a közös munkát a német Leonhardt, Andrä und Partner irodával.

A szereplők közötti jó együttműködés tette lehetővé, hogy olyan kényes fázisok, mint a szerkezet megfelelő építési helyzetbe forgatása, a parti és középső zárásai a várakozásoknak megfelelően alakultak. Amióta a jelentősebb műtárgyainkat látványtervek segítségével előre meg tudjuk mutatni, a tervező számára is nagy öröm látni, ahogy a megvalósulás folyamán fokozatosan megjelenik az a kép, melyet a tervezőasztalon megálmodtunk. Nem volt ez másképpen a Móra Ferenc hídnál sem. A hídnak ezt a szép, karcsú alakját a hullámlemez gerinc-ek előnyös szerkezeti és önsúlyt csökkentő tulajdonságának

valamint a támaszok feletti ferde kábelek kiékelést helyettesítő megoldásának köszönheti.

Mátyássy László (1949), okleveles építőmérnök (1974 BME). A Pont-TERV Zrt Vezérigazgatója. 1972-84-ig az Uvater hídtervező mérnöke, majd irányító tervezője, 1981-82-ben a Voest-Alpine munkatársa Linz-ben. 1988-94 között a Híd-3 osztály vezetője. 1994 óta a Pont-terv Zrt egyik vezetője. Szakmai pályafutása alatt számos hazai és export híd tervezésében vett részt, mind a nagy acélhidak, mind a feszítettbeton szerkezetek tervezésében nagy jártasságra tett szert. Részt vett a szegedi Bertalan Tisza-híd, az Árpád híd, a szolnoki Szent István híd, a győri Rába-híd, valamint az újvidéki Tisza-híd tervezésében. Irányításával vagy tervezésével épült többek között az M0 autópálya Dulácska völgyhídja, a cigándi Tisza-híd, a tiszauzi Tisza-híd, az esztergomi Mária Valéria-híd, a szekszárdi Szent László híd mederhídja, a dunaujvárosi Pentele híd ártéri szerkezetei és a Köröshegyi völgyhíd. Számos publikációja jelent meg szakmai folyóiratokban. 1998 és 2008 között a MMK Hidász Szakosztály elnöke, 2004-2008 között a Tartószerkezeti tagozat elnökségi tagja volt. Munkáját Fekete-házy János díjjal (2007) és Arany Mérföldkö díjjal (2008) ismerték el. A *fib* magyar tagozatának tagja, amely munkásságát 2010-ben Palotás László díj odaítélésével értékelte.

Fornay Csaba (1972) okleveles építőmérnök. A Pont-TERV Zrt. osztályvezetője. Fő szakterülete az acélhidak tervezése, de jelentős tapasztalatot szerzett vasbeton hidak és együttdolgozó hidak tervezésében is. Számos autópályahíd és hídfelújítás mellett részt vett több folyami, illetve völgyhíd tervezésében: mint a szekszárdi Szent László Duna-híd és dunaujvárosi ártéri Duna-híd, az M0 szentendrei Dunaág-hídja, a Köröshegyi völgyhíd acél változata, az M0 Hárosi Duna-híd, az M6 autópálya Szabéni-völgyhídja és a vásárosnaményi Tisza-híd. Az M43 autópálya Móra Ferenc Tisza-híd acélszerkezetének tervezője. Számos előadást tartott szakmai konferenciákon és szakmai publikációi jelentek meg. Az MMK Hidász Szakosztályának tagja.

Nagy András (1973) okleveles építőmérnök. A Pont-TERV Zrt osztályvezetője. 1998-ban végzett a Budapesti Műszaki egyetemen, diplomamunkáját az Oszakai Műszaki Egyetem hídszerkezetek tanszékén készítette. 1998-tól a Pont-TERV Zrt munkatársa, irányító tervező, majd osztályvezető helyettes. Fő szakterülete a vasbeton és feszített vasbeton hidak tervezése, de jelentős tapasztalatot szerzett acél és együttdolgozó hidak tervezésében is. Részt vett több Duna és Tisza híd, mint a szekszárdi Szent László Duna-híd és tiszauzi Tisza-híd, az M7 autópálya betolt vasbeton hídjai tervezésében. A Köröshegyi völgyhíd alépítményeinek, az M6 autópálya Gyűrűsárok völgyhídja és a most épülő Soroksári Duna-ág híd tervezője. Az M43 autópálya Móra Ferenc Tisza-híd vasbetonszerkezetének tervezője. Szakmai konferenciákon előadásokat tartott és szakmai publikációi jelentek meg. Az MMK Hidász Szakosztályának tagja.

KÖZPONTOSAN NYOMOTT VASBETON OSZLOPOK TERVEZÉSE AZ EUROCODE 2 ELŐÍRÁSAI ALAPJÁN



Csuka Bernát — Kollár László P.

Cikkünkben egy olyan – több szintű egyszerűsítést is lehetővé tevő – közelítő eljárást mutatunk be, amelynek segítségével kétszeresen szimmetrikusan vasalt téglalap vagy kör keresztmetszetű, központosan terhelt vasbeton oszlopok teherbírása vizsgálható központos nyomásra. Bevezetjük a korábbi magyar szabványból jól ismert „kihajlási csökkentő tényező”-t (vagy „teherbírás csökkentő tényező”-t), amelyhez hasonló található az Eurocode 3-ban acél-, az Eurocode 5-ben fa-, illetve az Eurocode 6-ban téglaszerkezetek méretezéséhez. A közelítő eljárás eredményeit az Eurocode 2 előírásait pontosan követő numerikus számításokkal hasonlítottuk össze. A javasolt eljárás mindig a biztonság javára közelít, pontossága megfelelő, így az előtervezéshez, a méretfelvételhez és a teherbírás dokumentált ellenőrzéséhez is használható. Az eljárás gyakorlati végrehajtását egy számpélda segítségével mutatjuk be.

Kulcsszavak: Oszlop, központos, kihajlási csökkentő tényező, EC 2.

1. BEVEZETÉS

Az építőiparban – amennyiben az épület önálló merevítés-sel rendelkezik – széles körben fordulnak elő központosan nyomott vasbeton oszlopok és pillérek. Ellentétben a korábbi gyakorlattal, az Eurocode 2 (2004) alapján ezeket az oszlopokat a külpontosan terhelt oszlopokkal megegyező módon kell méretezni oly módon, hogy az axiális teher elsőrendű külpontossága nulla. Az EC 2 két eltérő számítási eljárást javasol: (1) névleges merevségen alapuló-, (2) névleges görbületen alapuló módszer. A Nemzeti Mellékletnek (NA) kell meghatározni, hogy egy országban melyik eljárást használják, Magyarországon mindkét módszer megengedett.

Több cikk is található az irodalomban, amely az EC 2 szabvány szerinti egyszerűsített tervezési eljárást javasol (Bonet és társai (2007), Bonet és társai (2004), Mirza és Lacroix (2002), Aschheim és társai (2007)), ugyanakkor ezek közül egyik sem ad külön eljárást a központosan nyomott oszlopok esetére. Az Eurocode más anyagú szerkezetek tervezéséről szóló részei tartalmazznak egyszerűbb eljárásokat, amelyek kizárólag központosan terhelt oszlopok vizsgálatára szolgálnak. Ilyen a „kihajlási csökkentő tényező”, χ acélszerkezetek (EC 3, 2004); $k_{c,y}$ vagy $k_{c,z}$ faszerkezetek (EC 5, 2004); illetve a „teherbírás csökkentő tényező”, $\Phi_{m,s}$ falazott szerkezetek (EC 6, 2006) esetén.

Cikkünk célja, hogy hasonlóan egyszerű tervezési eljárást adjon központosan terhelt vasbeton oszlopok esetére.

A következő összefüggést fogjuk használni:

$$N_{Rd} = \Phi N'_u \quad (1)$$

ahol N_{Rd} az oszlop nyomási teherbírásának tervezési értéke, Φ a kihajlási csökkentő tényező, és N'_u a keresztmetszet névleges képlékeny teherbírása:

$$N'_u = f_{cd} A_c + A_s f_{yd} \quad (2)$$

ahol A_c a beton keresztmetszeti területe, A_s az acélbetétek keresztmetszeti területének összege, f_{cd} a beton nyomószilárdságának tervezési értéke, és f_{yd} a betonacél folyáshatárának tervezési értéke (tervezési szilárdsága). A betonkeresztmetszet és vasalása kétszeresen szimmetrikus, így a beton és a vasak súlypontja közös, és megegyezik a szilárdsági középponttal. Kollár László egy korábbi cikkében (Kollár, 2003) – egyszerűsített teherbírási vonal alkalmazásával – már megoldási javaslatot adott a fent megfogalmazott problémára, de az ott leírt eljárás az előszabvány prEN alapján készült, kizárólag téglalap keresztmetszetek esetén használható, és az alkalmazott egyszerűsítések következtében bizonyos esetekben a pontos számítástól jelentősen eltér a biztonság javára.

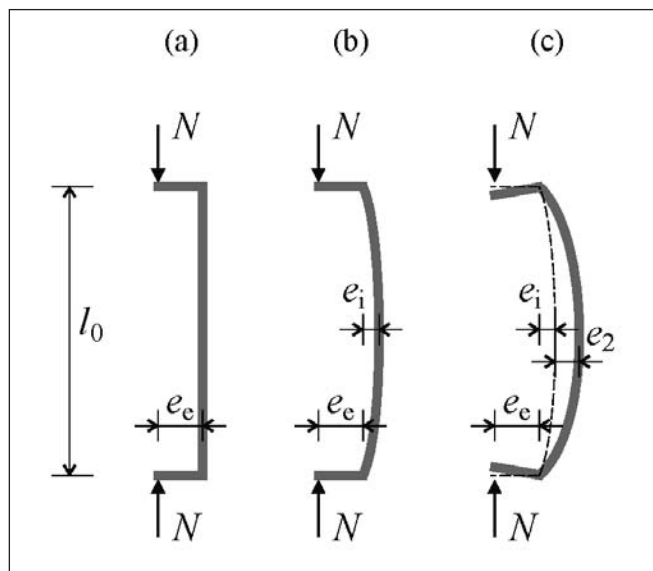
2. AZ EC 2 SZERINTI ELJÁRÁS

Az alábbiakban röviden bemutatjuk a mértékadó külpontosság számítására az EC 2 által a névleges görbület figyelembe vételével adott eljárást központos nyomás esetére. Az így számított külpontosságok alkalmazhatók vasbeton keresztmetszetek tervezéséhez.

A számítás során a deformálatlan oszlopon számított elsőrendű külpontosság mellett ($e_e = 0$), a kezdeti görbeségből származó külpontosságot (e_1) és a másodrendű nyomatékból származó külpontosságot (e_2) kell figyelembe venni (1. ábra).

Ha az elsőrendű hajlító nyomaték állandó az oszlop hossza mentén, a tervezés során figyelembe veendő külpontosság (e_{tot}):

$$e_{tot} = \max \begin{cases} e_e + e_1 + e_2 & \text{külpontosságok összege} \\ e_0 & \text{minimális külpontosság} \end{cases} \quad (3)$$



1. ábra: Normálterővel terhelt vasbeton oszlopon fellépő külpontosságok: a terhelő elsőrendű külpontossága (a), a kezdeti görbeségből származó külpontossága (b), és a másodrendű nyomatékból keletkező külpontossága (c)

ahol $e_e = M_{0e} / N_{Ed}$ az elsőrendű külpontosság, e_i a kezdeti görbeségből származó külpontosság és e_2 a másodrendű nyomatékból származó külpontosság. e_i a következőképpen határozható meg:

$$e_i = \begin{cases} \frac{l_0}{400}, & \text{ha } l \leq 4 \text{ m} \\ \frac{2}{\sqrt{l}} \frac{l_0}{400}, & \text{ha } 4 \text{ m} < l < 9 \text{ m}, \\ \frac{2}{3} \frac{l_0}{400}, & \text{ha } l \geq 9 \text{ m} \end{cases} \quad (4)$$

ahol l_0 a kihajlási hossz (méterben), ami függ az oszlop hálózati hosszától, l -től, és az oszlop végeinek peremfeltételeitől. A másodrendű nyomatékból származó külpontosság számítása:

$$e_2 = \frac{1}{r} \frac{l_0^2}{\pi^2} \approx \frac{1}{r} \frac{l_0^2}{10}, \quad (5)$$

ahol a görbület

$$\frac{1}{r} = K_{rp} K \frac{1}{r_0}, \quad (6)$$

a kezdeti görbület

$$\frac{1}{r_0} = \frac{f_{yd} / E_s}{0,45 d'}, \quad (7)$$

a kúszás hatását leíró paraméter

$$K_0 = \max \{1 + \beta \varphi_{ef}; 1\}, \quad (8)$$

ami az effektív kúszási tényező φ_{ef} értékétől függ.

$$\beta = 0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150}. \quad (9)$$

A (7) képletben E_s az acél rugalmassági modulusa, a (9) képletben λ a rúd karcsúsága (az EC 2 szerint repedésmentes keresztmetszet feltételezésével kell számítani, négyszög szel-

vénynél értéke $\lambda = \frac{l_0}{h} \sqrt{12}$), és f_{ck} a beton kockaszilárdságának

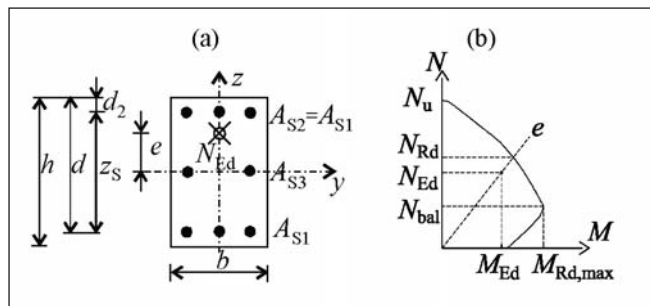
karakterisztikus értéke N/mm²-ben.

$$K_r = \min \left\{ \frac{N'_u - N_{Ed}}{N'_u - N_{bal}}; 1 \right\}, \quad (10)$$

a normálterő (N_{Ed}) hatását tartalmazza. A fenti (10) képletben N'_u a (2) képletben megadott módon számítható, N_{bal} a legnagyobb nyomatéki teherbíráshoz tartozó normálterő értéke (2. ábra).

A 2. ábrán N_u a központosan nyomott keresztmetszet EC 2 szerinti teherbírása ($N_u \leq N'_u$), számítása:

$$N_u = f_{cd} A_c + \min \{400; f_{yd}\} A_s. \quad (11)$$



2. ábra: Kétszeresen szimmetrikus keresztmetszet (a) és a z irányú külpontossághoz tartozó teherbírási vonala (b) (e külpontosságú, $N_{Ed} \leq N_{Rd}$ nagyságú teherre a keresztmetszet megfelel)

A d' (7) képlet meghatározása:

$$d' = h / 2 + i_s, \quad (12)$$

ahol h a keresztmetszet teljes magassága és i_s az acélbetétek inerciasugara.

A minimális külpontosság (a (3) képlethez):

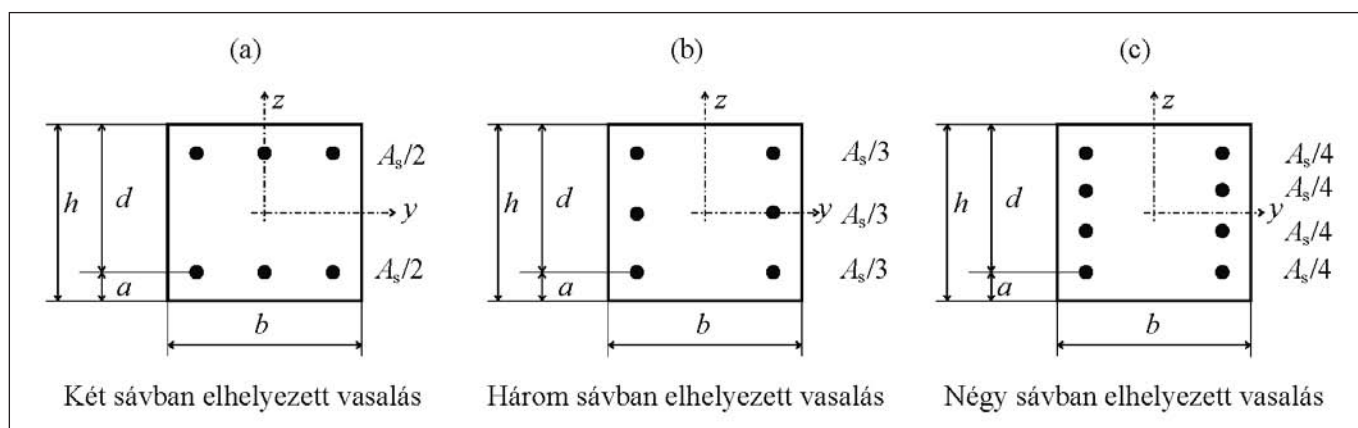
$$e_0 = \begin{cases} 20 \text{ mm}, & \text{ha } h \leq 600 \text{ mm} \\ h / 30, & \text{ha } h > 600 \text{ mm} \end{cases}. \quad (13)$$

Megfigyelhetjük, hogy a teljes külpontosság függ az oszlop kihajlási hosszától, a vasalás mennyiségétől és elrendezésétől, a normálterő tervezési értékétől, N_{Ed} , a betonszilárdságtól (a kúszás következtében).

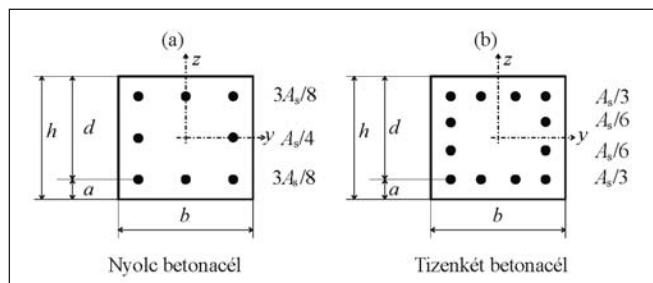
3. A FELADAT MEGFOGALMAZÁSA

Vizsgálatunk során C50/60, vagy annál alacsonyabb szilárdsági osztályú betonból készített oszlopokat vettünk figyelembe, amelyek karcsúsága $l_0 / h \leq 22$. A keresztmetszet téglalap alakú, kétszeresen szimmetrikus elrendezésű vasalással, vagy kör keresztmetszetű, legalább hat acélbetéttel, melyeket egymástól egyenlő távolságra helyeznek el a kerület mentén. Az oszlopot a keresztmetszet súlypontján átmenő hatásvonalú nyomóerő terheli.

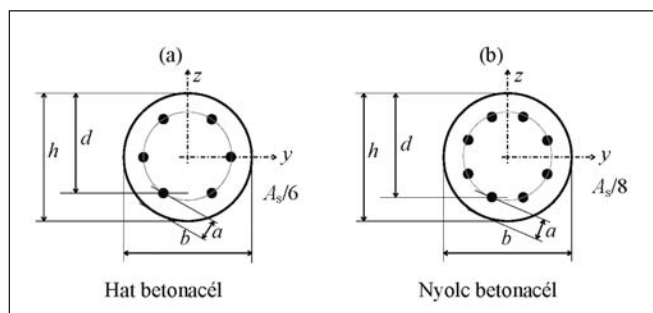
Kiindulásként meghatározzuk az oszlop nyomási teherbírási terhelési értékét (N_{Rd}) az EC 2 előírásainak megfelelően. Ha az oszlop paraméterei és a terhelés ismertek, a 2. fejezet szerinti összefüggések felhasználásával el tudjuk dönteni, hogy $N_{Rd} < N_{Ed}$ vagy $N_{Rd} \geq N_{Ed}$. Célunk, hogy a bonyolult és hosszadalmas számítás helyett egyszerű módszert adjunk egy „kihajlási csökkentő tényező”, Φ meghatározására, melynek segítségével az (1) képletben megadott módon lehet N_{Rd} értékét kiszámítani.



3. ábra: Téglalap alakú keresztmetszetek a magasság mentén sávokban egyenletesen elhelyezett vasalással (Hajlítás az y tengely körül)



4. ábra: Téglalap keresztmetszet a terület mentén egyenletesen elhelyezett vasalással (Hajlítás az y tengely körül)



5. ábra: Kör keresztmetszet a terület mentén egyenletesen elhelyezett vasalással (Hajlítás az y tengely körül)

4. A MEGOLDÁS MÓDSZERE

Célunk elérése érdekében több ezer számítást végeztünk különböző kialakítású vasbeton oszlopokra. Az alábbiakban bemutatjuk a számítások menetét, illetve a felhasznált paramétereket.

A 2. fejezetben bemutatott eljárás szerint a külpontoság-növekmények számítása jelentősen függ mind a vasalás mennyiségétől, mind pedig a vasalás elrendezésétől. Számításainkban a 3., 4. és 5. ábrák szerinti vasalás elrendezéseket vettük figyelembe.

Kör keresztmetszet esetén a számítás során mindig a betonacélok legelőnytelenebb elrendezését vettük figyelembe. Ez akkor áll fenn, amikor a hajlítás tengelyétől (y) legmesszebb eső betonacélok erőkarja (súlyponttól mért távolsága) a legkisebb, ahogy ezt az 5. ábra mutatja. Ekkor $d < h - a$.

A számítások során a beton szilárdsági osztályát C20/25 és C50/60 között változtattuk. A különböző betonszilárdságokhoz figyelembe vett kúszási együttható értékét az 1. táblázat tartalmazza.

A szélső betonacélok súlypontja és a keresztmetszet teljes

magassága közötti arányra (a / h , 3., 4. és 5. ábrák) a következő értékeket vettük fel: $a / h = 0,2; 0,15; 0,1; 0,05$. A karcsúság (l_0 / h értéke) 0 és 22 között, a vashányad nullától végtelenig változtattuk, tudva, hogy valójában a minimális és a maximális vashányad korlátot ad. A minimális vashányad az EC 2 szerint:

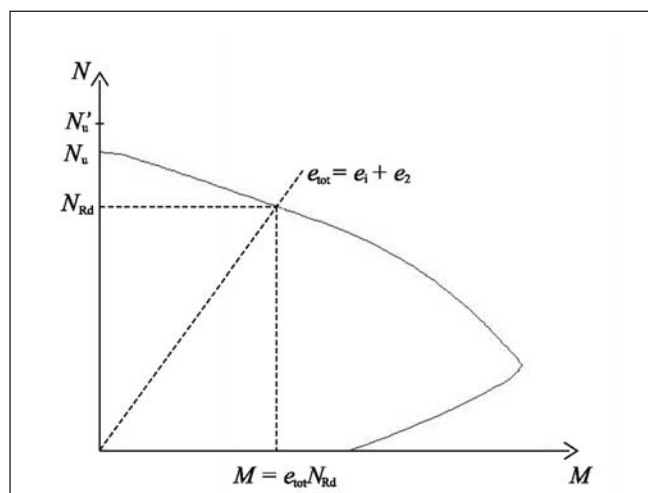
$$A_{s,min} = \max \left\{ 0,1 N_{Ed} / f_{yd}, 0,002 A_c \right\} \quad (14)$$

míg a megengedett legnagyobb vashányad $A_{s,max} = 4\%$. (Megjegyezzük, hogy a magyar NA a két ezreléknél szigorúbb, három ezrelékes minimális vasmennyiséget ír elő. A Φ számításában az EC 2 fenti képletét fogjuk használni, ez biztonsággal használható a magyar előírásokra is.)

B500 jelű betonacélt vettünk figyelembe, ennél kisebb szilárdságú betonacél alkalmazása ma már ritka. Ez esetben magasabb Φ értékek adódnak.

A számítás lépései a következők voltak:

- egy adott keresztmetszethez meghatároztuk az $M(N)$ teherbírasi vonalat, az Eurocode alapján. (Egy minta látható a 2. ábrán.)
- egy adott l_0 / h értékhez iterációs eljárással meghatároztuk N_{Rd} értékét. (Az iterációra azért szükséges, mert a másodrendű külpontoság e_2 függ a – még ismeretlen – teherből (N_{Rd})).
- meghatároztuk Φ paramétert az (1) képlet alapján: $\Phi = N_{Rd} / N_u'$



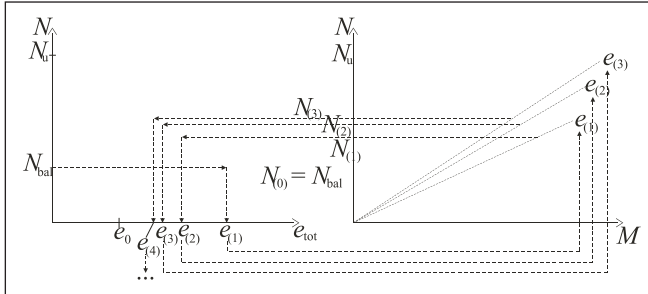
6. ábra: Teherbírasi vonal

1. Táblázat: Kúszási tényező

Szilárdsági osztály	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
$\varphi(\infty, 28)$	2,76	2,55	2,35	2,13	1,92	1,76	1,63	1,53

Megjegyzés: 70% relatív páratartalom, 28 napos szilárdság terheléskor, képlékeny konzisztencia betonozáskor, 100 mm egyenértékű lemezvastagsággal.

A teljes külpontosságot a következőképpen határoztuk meg: $e_{\text{tot}} = \max\{e_1 + e_2; h/30\}$ (a (3) és (13) képletek alapján), felhasználva (4-10) és (12) képleteket. (A (13) képlet szerint ez az összefüggés csak a 600 mm-nél nagyobb keresztmetszetekre vonatkozik. Erre a kérdésre a 7. fejezetben fogunk visszatérni.) Amint azt korábban említettük, e_2 értéke a még ismeretlen $N_{\text{Ed}} = N_{\text{Rd}}$ értéktől függ. Ezért a megoldáshoz iteráció szükséges. Kiinduló lépésként a külpontosság kezdeti értékét a legnagyobb nyomatéki teherbíráshoz tartozó normálerő ($N_{\text{bal}} = N_{(0)}$) behelyettesítéssel határozzuk meg. Ebből kapjuk $e_{(1)}$ értékét, melyből $N_{(1)}$ értéke a teherbírási vonal alapján számítható. Ezután feltételezve $N_{\text{Ed}(i)} = N_{\text{Rd}(i-1)}$, a következő lépés külpontossága határozható meg. Az eljárás a függvények monotonitása miatt konvergens, az eredmény kevés lépés után is jó pontossággal – tíz lépés után 1%-nál kisebb eltéréssel – adódik (7. ábra).



2. táblázat: Φ_2 értéke β és α függvényében

β	$\alpha = l_0 / h$						
	≤ 10	12	14	16	18	20	22
0,00	0,88	0,82	0,75	0,62	0,45	0,38	0,32
0,08	0,89	0,84	0,77	0,69	0,56	0,42	0,37
0,10	0,89	0,84	0,78	0,71	0,59	0,45	0,38
0,12	0,89	0,85	0,79	0,72	0,62	0,50	0,39
0,14	0,89	0,85	0,80	0,74	0,65	0,54	0,44
0,16	0,89	0,86	0,80	0,74	0,66	0,56	0,45
0,18	0,89	0,86	0,80	0,74	0,66	0,57	0,47
0,20	0,89	0,86	0,80	0,74	0,67	0,58	0,48
0,25	0,89	0,86	0,81	0,75	0,68	0,60	0,51
0,30	0,89	0,86	0,81	0,76	0,69	0,62	0,54
0,60	0,89	0,87	0,83	0,79	0,74	0,70	0,65
0,90	0,89	0,87	0,85	0,82	0,78	0,74	0,71

Megjegyzés: Φ nem lehet nagyobb, mint a 4. táblázatban adott $\Phi_{\max}$ érték.

tározott görbékét közelítsük a 2. táblázatban megadott értékek segítségével úgy, hogy β paraméter és Φ értékét az alábbi kifejezések szerint módosítjuk:

$$\beta = \frac{\mu}{0,5 + \mu} - \Delta\beta, \quad \Phi = \Phi_2 - \Delta\Phi_1 \left(\frac{l_0/h}{22} \right)^2, \quad (18)$$

ahol μ a (17) képlet alapján számolható. $\Delta\beta$ paraméter értéke 0,04 vagy 0,08, Φ_2 értéke a 2. táblázatból vehető β függvényében míg $\Delta\Phi_1$ értéke 0,09 vagy 0,10 a 4(a) és 5(a) ábrákon látható esetekre. A közelítéssel kapott görbék a 10(a) és (b) ábrákon folytonos vonallal vannak megadva. Látható, hogy valós (a mérnöki gyakorlatban előforduló) β értékekre a köze-

lítésrel adott értékek a biztonság javára térnek el elfogadható mértékben.

A közelítő görbékét kiszámítottuk a 3., 4. és 5. ábrán látható keresztmetszetek mindegyikére. Hasonló tendenciát mutató eredményeket kaptunk, különbség csak a módosító paraméterek értékeiben van.

A paraméterek javasolt értékeit a 3. táblázatban foglaltuk össze.

5.3 A beton szilárdsági osztályának hatása

A beton szilárdsági osztályának hatását szintén numerikus számításokkal vizsgáltuk. Azt tapasztaltuk, hogy alacsonyabb beton szilárdsági osztály esetén magasabb Φ értékek adódnak, és a különbség növekvő karcsúság l_0/h esetén növekszik. A jelenséget jól bemutató példák láthatók a 11(a) és (b) ábrákon, ahol a legegyszerűbb keresztmetszethez (3(a) ábra) tartozó esetet vizsgáltuk. A numerikus számítással meghatározott Φ értékeket itt is szaggatott vonallal ábrázoltuk. Itt is megfigyelhető a hasonlóság a 9. ábrán bemutatott, referencia keresztmetszethez tartozó görbékkel. Ezért itt is a 2. táblázatban adott értékek felhasználásával történő közelítést javasolunk, α értékének alábbi módosításával:

$$\alpha = \frac{l_0}{h} + \Delta\alpha \left(\frac{l_0/h}{22} \right)^3, \quad \Phi = \Phi_2, \quad (19)$$

ahol C30/37 feletti beton szilárdsági osztály ($f_{ck} > 30$) esetén

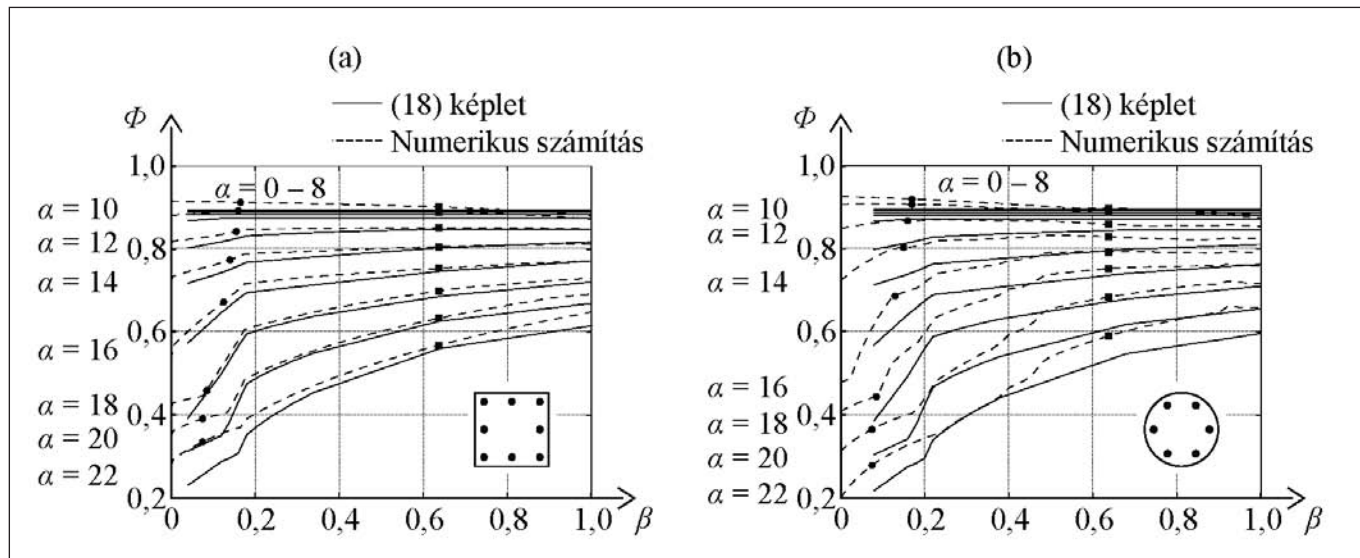
$$\Delta\alpha = 0,14 (f_{ck} - 30), \quad (20)$$

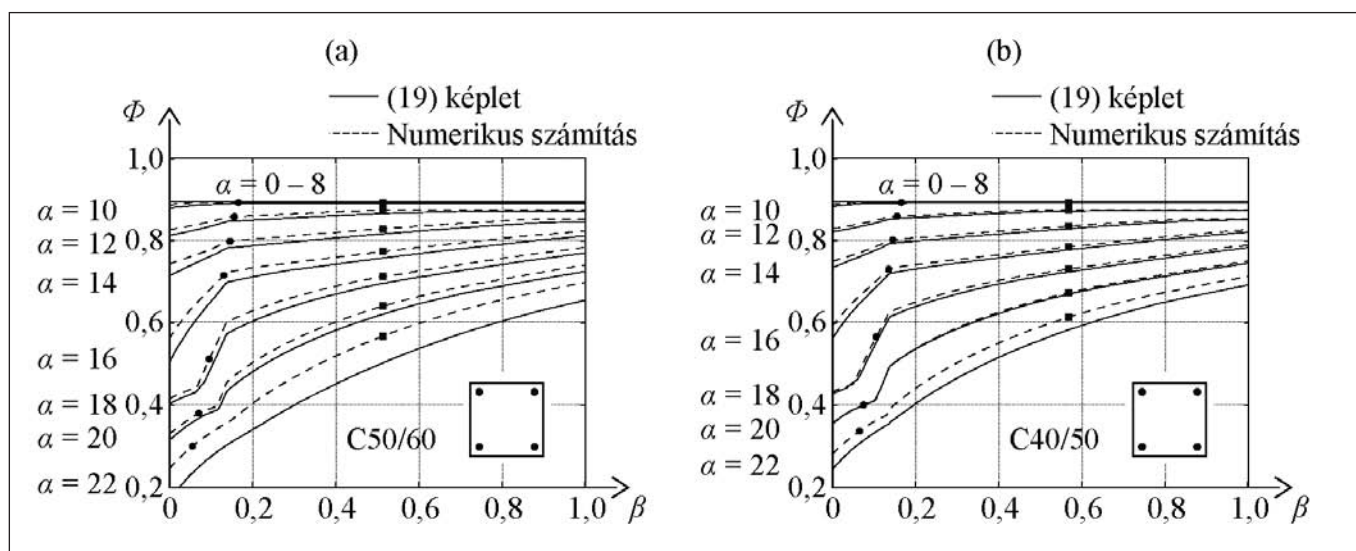
$f_{ck} \leq 30$ esetén pedig $\Delta\alpha = 0$.

3. táblázat: $\Delta\beta$ és $\Delta\Phi_1$ paraméterek értéke a keresztmetszet alakja és a acélbetét elrendezés függvényében

Keresztmetszet		$\Delta\beta$	$\Delta\Phi_1$
Téglalap, sávokban elhelyezett vasalással	2 sávban elhelyezve (3(a) ábra)	0	0
	3 sávban elhelyezve (3(b) ábra)	0,05	0,13
	4 sávban elhelyezve (3(c) ábra)	0,08	0,19
	5 vagy több sávban elhelyezve	0,14	0,30
Téglalap, kerület mentén egyenletesen elhelyezett vasalással	8 acélbetéttel (4(a) ábra)	0,04	0,09
	12 acélbetéttel (4(b) ábra)	0,05	0,10
	16 vagy több acélbetéttel	0,06	0,11
Kör keresztmetszet	6 vagy több acélbetéttel (5. ábra)	0,08	0,10

10. ábra: A vasalás elrendezés és a keresztmetszet alakjának hatása. Téglalap keresztmetszet a kerület mentén egyenletesen elhelyezett nyolc acélbetéttel (a), és kör keresztmetszet hat acélbetéttel (b). (mindkét esetben $a = 0,15h$, C30/37 beton szilárdsági osztály.) A szaggatott görbéken látható pontok a (14) képletben adott módon meghatározott minimális vasaláshoz-, a fekete négyzetek a 4% maximális vashányadhoz tartozó értékeket mutatják.





11. ábra: A beton szilárdsági osztályának hatása. Téglalap alakú keresztmetszetet a sarkokban elhelyezett vasalással, a beton szilárdsági osztálya C50/60 (a), és C40/50 (b) esetén ($\alpha = 0,15h$)

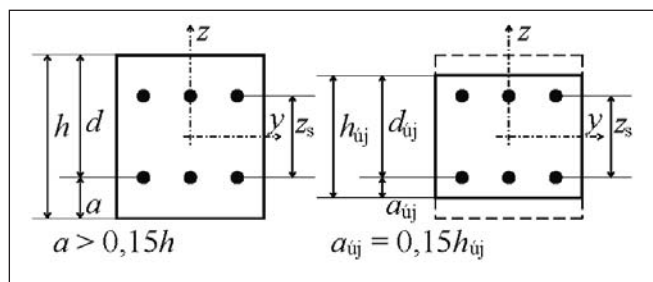
Az eredmények a 11. ábrán folytonos vonallal láthatók. (Megjegyezzük, hogy a képletek görbeillesztések eredményeként adódtak, fizikai tartalommal nem bírnak.)

5.4 A hatékony magasság / teljes magasság arány hatása

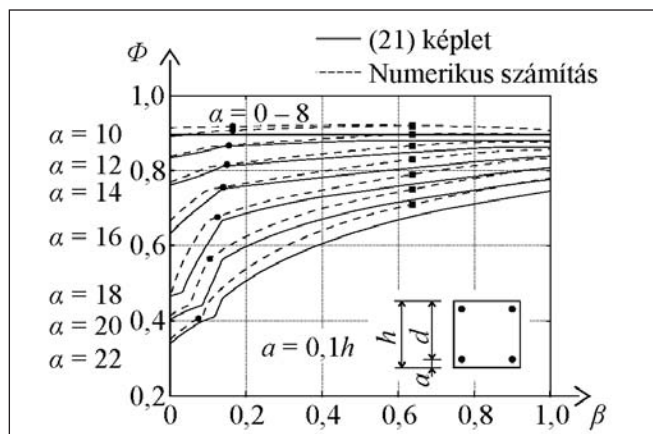
Ha a hatékony magasság, $d > 0,85h$ (vagy másképp $\alpha < 0,15h$), a 2. táblázatban adott eredmények a biztonság javára közelítenek. Pontosabb közelítés kapható az alábbi módosítások esetén:

$$\Phi = \Phi_2 + \Delta\Phi_2 \left(\frac{l_0/h}{22} \right)^2, \quad \Delta\Phi_2 = 0,37 \left(0,15 - \frac{a}{h} \right), \quad (21)$$

ahol Φ_2 értékei a 2. táblázat alapján vehetők fel. (Ha $a > 0,15h$ egy csökkentett keresztmetszet számítását javasoljuk, ahol a



12. ábra: A keresztmetszet csökkentése, ha $a > 0,15h$



13. ábra: Hasznos magasság / teljes magasság arány hatása. Téglalap keresztmetszetet a sarkokban elhelyezett vasalással, $a = 0,1h$ értékkel és C30/37 beton szilárdsági osztállyal

csökkentett teljes magasság: $h = z_s / 0,7$ a 12. ábra szerint.)

Egy jellemző példa látható a 13. ábrán, ahol a szaggatott görbék a numerikus számítás eredményeit mutatják, míg a folytonos görbék a 2. táblázat és a (21) képlet felhasználásával határoztuk meg.

5.5 Az összefüggések összefoglalása

Végeredményként, a kihajlási csökkentő tényező az alábbi módon határozható meg:

$$\Phi = \Phi_2 - \Delta\Phi_1 \left(\frac{l_0/h}{22} \right)^2 + \Delta\Phi_2 \left(\frac{l_0/h}{22} \right)^2. \quad (22)$$

Itt Φ_2 értékét a 2. táblázatból határozhatjuk meg, az alábbi paraméterekkel:

$$\alpha = \frac{l_0}{h} + \Delta\alpha \left(\frac{l_0/h}{22} \right)^3, \quad \beta = \frac{\mu}{0,5 + \mu} - \Delta\beta. \quad (23)$$

$\Delta\Phi_1$ és $\Delta\beta$ paramétereket a 3. táblázat tartalmazza. $\Delta\Phi_2$, μ és $\Delta\alpha$ értékek a (21), (17) és (20) képletek alapján:

$$\Delta\Phi_2 = \begin{cases} 0,37 \left(0,15 - \frac{a}{h} \right), & \text{ha } a \leq 0,15h, \\ 0, & \text{ha } a > 0,15h \end{cases}$$

$$\mu = \frac{A_s f_{yd}}{bh f_{cd}}, \quad \Delta\alpha = \begin{cases} 0,14 (f_{ck} - 30), & \text{ha } f_{ck} \geq 30, \\ 0, & \text{ha } f_{ck} < 30 \end{cases}. \quad (24)$$

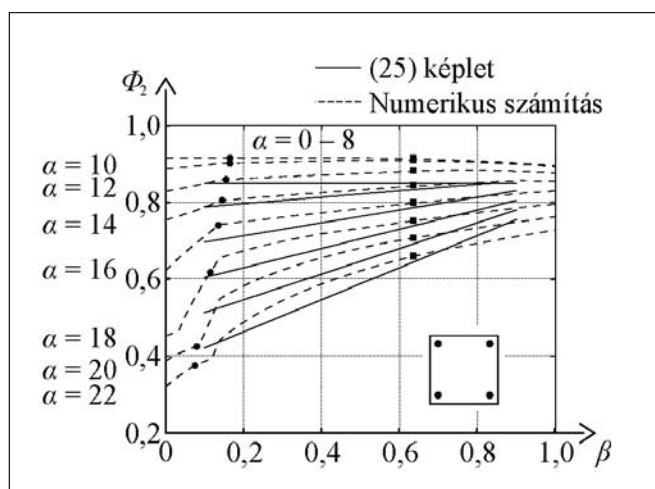
6. KÖZELÍTŐ LINEARIZÁLT ELJÁRÁS

Ha táblázat helyett a számítást megkönnyítő képlettel szeretnénk dolgozni, a 9. ábrán látható görbék középső részét közelíthetjük egyenes vonalakkal. Így zárt alakú képletet írhatunk fel a Φ_2 kifejezésére, a következő formában:

$$\Phi_2 = 0,88 - (1,2 - \beta) \frac{l_0/h - 12}{24} \leq 0,85, \quad \text{ha } 0,15 < \beta < 0,7. \quad (25)$$

Megjegyezzük, hogy $\beta = 0,7$ közelítőleg $A_s / A_0 = 4 - 5\%$ értékhez tartozik (erősen függ az anyagok szilárdsági osztályától). A közelítő eljárás eredményei a 14. ábrán láthatók.

Az 5.2-5.4 alpontokban bemutatott módosító paraméterek ((22-24) képletek) szintén használhatók a (25) képlet eredményének módosítására.



14. ábra: A (25) képletben megadott közelítő képlet és a 2. táblázat meghatározásához használt referencia számítás eredményei. Téglalap keresztmetszet, a betonacél a sarkokban elhelyezve, beton szilárdsági osztály: C30/37, $a = 0,15h$

7. A KERESZTMETSZET MÉRETÉNEK HATÁSA

Az eddigiekben a külpontosságot $e_{\text{tot}} = \max\{e_1 + e_2; h/30\}$ képlettel számítottuk, és Φ a relatív méretektől (l_0/h és μ) függött. Azonban 600 mm-nél kisebb teljes magasságú (vagy átmérőjű) keresztmetszetek esetén ($h < 600$ mm) a méret közvetlen hatással lehet a külpontosságra. Ennek oka, hogy ezeknél a keresztmetszeteknél a minimális külpontosság a (13) képletben megadott összefüggés miatt a következő módon számítandó:

$$e_0 = 20 \text{ mm.} \quad (26)$$

Kiszámítottuk a Φ paramétert úgy, hogy $e_{\text{tot}} = 20$ mm a (3) képletben megadott $\max\{e_1 + e_2; h/30\}$ helyett. Egyszerűsítésként – mint legkedvezőtlenebb eset – a keresztmetszetekben csak a minimális vasalást vettük figyelembe. A 3., 4. és 5. ábrán adott vasalási elrendezésű téglalap és kör keresztmetszetekre végeztük el a számítást, és kiválasztottuk a legkisebb Φ értéket. A biztonság javára közelítő Φ_{max} értékek, amik nem függenek a beton szilárdsági osztályától, a vasalás elrendezésétől, a vashányadtól és az a/h értéktől, a 4. táblázatban láthatók. Φ értéke ezeket nem haladhatja meg.

4. táblázat: Φ_{max} értékei

$h[\text{mm}]$	150	200	300	400	500	≥ 600
Φ_{max}	0,60	0,68	0,77	0,81	0,84	0,87

8. A „LEGEGYSZERŰBB” MEGOLDÁS (EGYSZERŰSÍTETT EJÁRÁS)

Minél több paramétert veszünk figyelembe, annál pontosabb (közelítő) eredményeket kapunk. A legegyszerűbb (a biztonság javára durva közelítést adó) megoldást akkor kapjuk, ha csak a minimális vasalást feltételezzük a keresztmetszetben, és ennek megfelelően határozzuk meg a kihajlási csökkentő tényező értékét. Ezt a számítást négy sarkában (két sávban) elhelyezett vasalású téglalap, három sávban elhelyezett vasalású téglalap, és hat hosszvas alkalmazásával kialakított kör keresztmetszetű oszlopok esetére végeztük el. Az eredmények az 5. táblázatban láthatók.

Az 5. táblázat elsősorban a központosan nyomott vasbeton oszlopok előszámítása során alkalmazható.

9. SZÁMPÉLDA

Egy vasbeton vázas irodaépület $l = 6$ m magasságú földszinti pillérei mindkét végükön csuklósan megtámasztottak. Az oszlop központosan terhelt, a teher tervezési értéke $N_{\text{Ed}} = 1600$ kN. A 300 mm oldalhosszúságú négyzet keresztmetszet adatai a 15. ábrán láthatóak, vasalása $8\phi 20$ ($A_s = 2513 \text{ mm}^2$). A kengyelek átmérője $\phi 8$ és a betontakarás a kengyeleken 20 mm. A beton szilárdsági osztálya C35/45 ($f_{\text{ck}} = 35 \text{ N/mm}^2$, $f_{\text{cd}} = 23,3 \text{ N/mm}^2$), a betonacél jele B500 ($f_{\text{yd}} = 435 \text{ N/mm}^2$). A pillér teherbírását vizsgáljuk.

Az oszlop kihajlási hossza $l_0 = 6$ m, $h = 300$ mm, a hatékony magasság $d = 262$ mm, $a = 38$ mm. A (2) képlet alapján a keresztmetszet névleges teherbírása:

$$N_u' = (23,3 \cdot 300^2 + 2513 \cdot 435) \cdot 10^{-3} = 3190 \text{ kN}$$

9.1 ELLENŐRZÉS EGYSZERŰSÍTETT ELJÁRÁSSAL

Durva közelítésként használhatjuk az 5. táblázatot. $\alpha = 6000 / 300 = 20$, így a harmadik sor alapján $\Phi = 0,36$, ami kisebb, mint a 4. táblázat szerinti Φ_{max} ($\Phi_{\text{max}(h=300)} = 0,77$). Az (1) képlet alapján:

$$N_{\text{Rd}} = 0,36 \cdot 3190 = 1148 \text{ kN} < N_{\text{Ed}}$$

a pillér NEM FELEL MEG.

9.2 Ellenőrzés pontosított közelítéssel

A számítás pontosításához vegyük figyelembe a vasalást és a betonminőséget is. Ekkor a (24) képlet alapján:

$$\Delta\Phi_2 = 0,37 \cdot \left(0,15 - \frac{38}{300}\right) = 0,0086, \quad \mu = \frac{2513 \cdot 435}{300^2 \cdot 23,3} = 0,5213,$$

$$\Delta\alpha = 0,14(35 - 30) = 0,70.$$

$\Delta\Phi_1$ és $\Delta\beta$ a 3. táblázatból:

$$\Delta\Phi_1 = 0,09, \quad \Delta\beta = 0,04.$$

A (23) képlet alapján:

$$\alpha = \frac{6000}{300} + 0,70 \cdot \left(\frac{6000/300}{22}\right)^3 = 20,53,$$

$$\beta = \frac{0,5213}{0,5 + 0,5213} - 0,04 = 0,470.$$

A 2. táblázatból – lineáris interpolációval – kapjuk $\Phi_2 = 0,644$ értéket, amiből a (22) képlet alapján kapjuk a végső értéket ($l_0/h = 20$):

$$\Phi = 0,644 - 0,09 \cdot \left(\frac{20}{22}\right)^2 + 0,0086 \left(\frac{20}{22}\right)^2 = 0,577,$$

amely végeredményben az (1) képlet alapján:

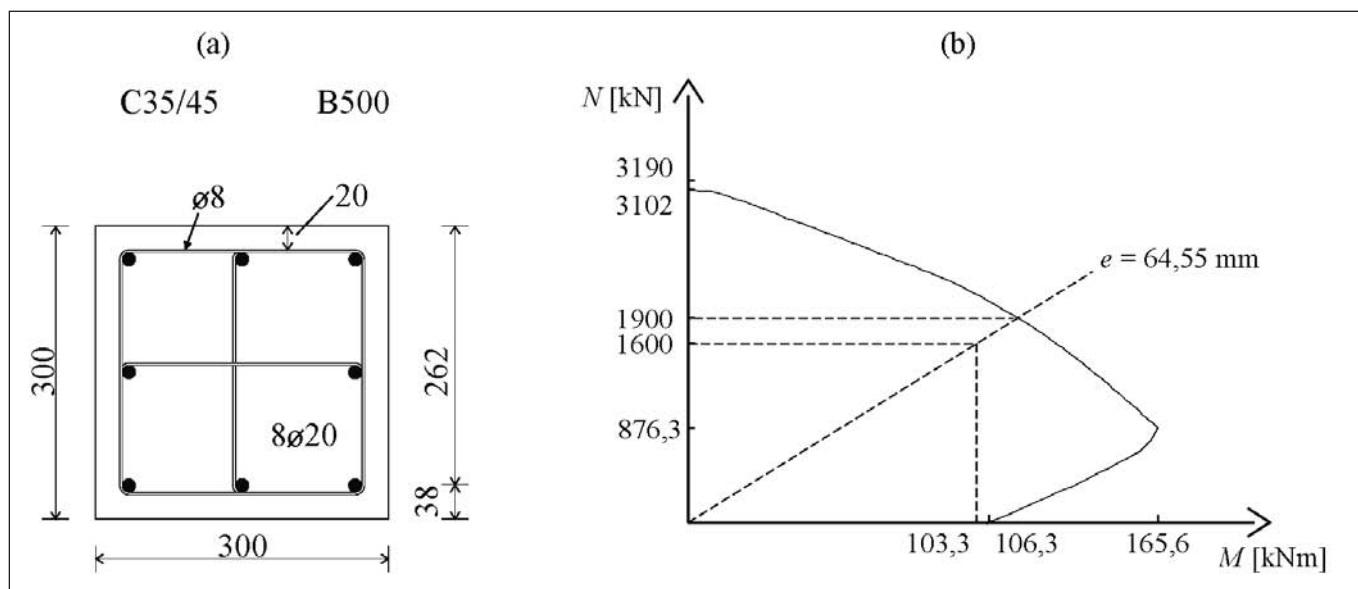
$$N_{\text{Rd}} = 0,577 \cdot 3190 = 1841 \text{ kN} > N_{\text{Ed}}$$

a pillér MEGFELEL.

5. táblázat: Minimális betonacél mennyiség feltételezésével számított Φ értékek a beton szilárdsági osztály és α függvényében

	téglaalap keresztmetszet, 2 sávban elhelyezett vasalás						téglaalap keresztmetszet, 3 sávban elhelyezett vasalás						kör keresztmetszet						
Beton	$\alpha = l_0 / h$						$\alpha = l_0 / h$						$\alpha = l_0 / h$						
	≤12	14	16	18	20	22	≤10	12	14	16	18	20	22	≤12	14	16	18	20	22
C20/25	0,86	0,81	0,75	0,68	0,56	0,39	0,88	0,83	0,77	0,68	0,54	0,41	0,33	0,87	0,82	0,75	0,55	0,38	0,30
C25/30	0,86	0,80	0,74	0,65	0,49	0,38	0,88	0,83	0,76	0,65	0,46	0,40	0,32	0,87	0,82	0,72	0,51	0,37	0,29
C30/37	0,85	0,80	0,74	0,62	0,42	0,37	0,88	0,83	0,76	0,64	0,43	0,37	0,32	0,87	0,81	0,69	0,44	0,36	0,28
C35/45	0,85	0,80	0,73	0,59	0,41	0,35	0,88	0,83	0,76	0,62	0,42	0,36	0,30	0,87	0,81	0,66	0,42	0,36	0,27
C40/50	0,85	0,80	0,73	0,56	0,39	0,33	0,88	0,83	0,75	0,61	0,41	0,34	0,28	0,87	0,80	0,63	0,41	0,34	0,26
C45/55	0,85	0,80	0,72	0,54	0,39	0,31	0,88	0,83	0,75	0,59	0,40	0,33	0,26	0,87	0,80	0,61	0,40	0,33	0,26
C50/60	0,85	0,79	0,71	0,51	0,38	0,30	0,88	0,83	0,75	0,58	0,40	0,32	0,24	0,86	0,79	0,58	0,39	0,31	0,24

Megjegyzés: Φ értéke nem lehet nagyobb, mint a 4. táblázatban szereplő értékek.



15. ábra: A számpéldában vizsgált keresztmetszet (a) és annak teherbírási vonala (b)

9.3 ELLENŐRZÉS LINEARIZÁLT KÖZELÍTŐ ELJÁRÁSSAL

Φ_2 értékét gyorsabban is meghatározhatjuk a (25) közelítő képletből:

$$\Phi_2 = 0,88 - (1,2 - 0,470) \cdot \frac{20 - 12}{24} = 0,637$$

Φ értéke a (22) képlet alapján:

$$\Phi = 0,637 - 0,09 \cdot \left(\frac{20}{22}\right)^2 + 0,0086 \cdot \left(\frac{20}{22}\right)^2 = 0,569$$

amit az (1) képletbe helyettesítve:

$$N_{Rd} = \Phi N_u = 0,569 \cdot 3190 = 1815 \text{ kN} > N_{Ed}$$

a pillér MEGFELEL.

9.4 ELLENŐRZÉS AZ EUROCODE 2 SZERINTI „PONTOS” SZÁMÍTÁSSAL

Most vizsgáljuk az Eurocode 2 szerinti „pontos” számítást. A számított külpontosságok (3) és (4) képletek szerint:

$$e_c = 0 \text{ mm (központos teher)}, \quad e_i = \frac{2}{\sqrt{6}} \frac{6000}{400} = 12,25 \text{ mm},$$

a részletek mellőzésével, a (5-13) képletek alapján

$$e_2 = 52,30 \text{ mm.}$$

A teljes külpontosság így

$$e_{\text{tot}} = 12,25 + 52,30 = 64,55 \text{ mm} > e_0 = \max \left\{ \frac{300}{30}; 20 \right\} = 20 \text{ mm.}$$

A 15(b) ábrán megadott pontos teherbírási vonal felhasználásával,

$$N_{Rd} = 1900 \text{ kN} > N_{Ed}, \text{ a pillér MEGFELEL.}$$

9.5 Az eredmények értékelése

Összehasonlításképpen a különböző számítások eredményei:

- Eurocode 2 (“pontos”) 1900 kN,
- kihajlási csökkentő tényező (22) képlet 1841 kN,
- közelítő összefüggés (25) képlet 1815 kN,
- minimális vashányaddal (5. táblázat) 1148 kN.

Minden esetben a közelítés a biztonság javára tér el a pontos értéktől. Végül megjegyezzük, hogy az Eurocode lehetőséget ad az oszlopok másodrendű numerikus vizsgálatára is, amely a fentieknél nagyobb teherbírást szolgáltat.

10. MEGÁLLAPÍTÁSOK

Cikkünkben táblázatokra és képletekre épített paraméteres eljárást mutattunk be, amely lehetővé teszi a tervezők számára,

hogy a központosan terhelt vasbeton oszlopok teherbírását egyszerűen, a keresztmetszet névleges (képlékeny) nyomási teherbírásából határozzák meg. Az itt bemutatott kihajlási csökkentő tényező Φ függ a keresztmetszet alakjától (téglalap vagy kör), és a vasalás mennyiségétől illetve elrendezésétől, valamint a beton szilárdsági osztályától.

Az 5. táblázatban megadott értékeket – amelyek az egyszerűsített eljárásához szükségesek – a minimális vashányad feltételezésével határoztuk meg. Ha a vasalás és a betonminőség hatását is figyelembe vesszük (a 2. táblázat és a módosító paraméterek segítségével), akkor jó közelítéssel megbecsülhetjük az egyes szerkezeti elemek teherbírását. Az 5. táblázat használatát elsősorban az előtervezés megkönnyítéséhez javasoljuk, mert segítségével a betonkeresztmetszet szükséges mérete jól becsülhető. A 2. táblázat (vagy az azt helyettesítő linearizált függvény) és a módosító tényezők pedig a már megtervezett központosan terhelt oszlop teherbírásának „kézi” ellenőrzésére használhatók.

A számítás során a kúszási tényező értékét (1. táblázat) a biztonság javára közelítő módon határoztuk meg, ha a kúszási tényező az általunk használnál kisebb, az itt bemutatott számítás a biztonság javára tér el. A kezdeti görbeség hatásának figyelembe vétele során az oszlopok teljes magasságára $l = 4\text{ m}$ (vagy ennél kisebb) értéket vettünk figyelembe, ennél nagyobb teljes magasságú oszlopok esetén Φ értéke nagyobb, az itt bemutatott eljárás a biztonság javára téved. Számításaink során B500 jelű betonacélt vettünk figyelembe, az ennél alacsonyabb szilárdságú betonacélokhöz tartozó Φ értékek nagyobbak, azaz az általunk bemutatott eljárás ismét a biztonság javára téved. Az ennél nagyobb szilárdságú acélok alkalmazása esetén az itt bemutatott eljárás használatát nem javasoljuk.

11. FONTOSABB JELÖLÉSEK

a	az alsó acélok súlypontja és az alsó szál közti távolság
A_c	a betonkeresztmetszet területe
$A_s = \sum A_{si}$	az acélbetétek keresztmetszeti területe
$A_{s,min}$	minimális betonacél mennyiség
$A_{s,max}$	megengedett legnagyobb betonacél mennyiség
b	a keresztmetszet szélessége
d	hatékony vagy hatásos magasság
d'	redukált hatékony vagy hatásos magasság
E_s	$=200\text{ kN/mm}^2$, az acél rugalmassági modulusa
e_0	minimális külpontosság
e_2	másodrendű (az oszlop deformációjából származó) külpontosság
e_e	a deformálatlan oszlopon számított (elsőrendű) külpontosság
e_i	kezdeti görbeségből (imperfekciókból) származó külpontosság
e_{tot}	teljes külpontosság (a külpontosságok összege)
$f_{cd} = f_{ck} / 1,5$	a beton szilárdságának tervezési értéke
f_{ck}	a beton szilárdságának karakterisztikus értéke
$f_{yd} = f_{yk} / 1,15$	az acél szilárdságának tervezési értéke
f_{yk}	az acél szilárdságának karakterisztikus értéke
h	a keresztmetszet teljes magassága
i_s	az acélbetétek közös súlypontjukra számított inerciasugara

M_{max}	a keresztmetszet maximális nyomatékbírása (központos nyomóerő esetén)
N_{bal}	a maximális nyomatékbíráshoz (M_{max}) tartozó normálerő
N_{Ed}	a normálerő tervezési értéke (azaz a mértékadó normálerő)
N_{Rd}	a nyomott rúd axiális teherbírásának tervezési értéke (azaz a nyomott rúd teherbírása)
N_u	a központosan nyomott keresztmetszet axiális teherbírásának tervezési értéke (azaz a nyomott keresztmetszet teherbírása)
N'_u	a központosan igénybevett keresztmetszet képlékeny teherbírása (lásd. a 11. egyenletet)
l	az oszlop hálózati hossza
l_0	az oszlop kihajlási hossza
α	karcúságtól függő paraméter (lásd. a 15. képletet)
β	vashányadtól függő paraméter (lásd. a 16. képletet)
ε_c	a beton összenyomódása
ε_{cu}	a beton maximális összenyomódása
λ	a homogén rúd karcúsága
μ	vashányadtól függő paraméter (lásd. a 17. képletet)
Φ	kihajlási csökkentő tényező
Φ_2	kihajlási csökkentő tényező a referencia keresztmetszethez
φ_{ef}	effektív kúszási tényező

12. KÖSZÖNETNYILVÁNÍTÁS

A szerzők ez úton is köszönik Visnovitz György egyetemi docens hasznos tanácsait és észrevételeit.

13. HIVATKOZÁSOK

- Aschheim, M., Hernández-Montes, E., Gil-Martín, L.M., (2007), „Optimal domains for design of rectangular sections for axial load and moment according to Eurocode 2”, *Engineering Structures*, 29 pp. 1752-1760.
- Bonet, J.L., Miguel, P.F., Fernandez, M.A., Romero, M.L., (2004), „Biaxial bending moment magnifier method”, *Engineering Structures*, 26 pp. 2007-2019.
- Bonet, J.L., Romero, M.L., Fernandez, M.A., Miguel, P.F., (2007), „Design method for slender columns subjected to biaxial bending based on second-order eccentricity”, *Magazine of Concrete Research*, 59 pp. 3-19.
- Eurocode 2 (2004), „Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings”, EN 1992-1-1
- Eurocode 2 (2010), „Beton szerkezetek tervezése – 1-1. rész: Általános és az épületekre vonatkozó szabályok”, MSZ EN 1992-1-1
- Eurocode 3 (2004), „Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings”, EN 1993-1-1
- Eurocode 5 (2004), „Design of timber structures – Part 1-1: General – Common rules and rules for buildings”, EN 1995-1-1
- Eurocode 6 (2006), „Design of masonry structures – Part 3: Simplified calculation methods for unreinforced masonry structures”, EN 1996-3
- Kollár L.P., (2003), „Vasbeton oszlopok egyszerűsített számítása az Eurocode 2 alapján”, *Vasbetonépítés*, 4 pp. 98-107.
- Mirza, S.A., Lacroix, E.A., (2002), „Comparative study of strength-computation methods for rectangular reinforced concrete columns”, *ACI Structural Journal*, 99 pp. 399-410.

DESIGN OF REINFORCED CONCRETE COLUMNS UNDER CENTRIC LOAD ACCORDING TO EC2

Bernát Csuka - László P. Kollár

The paper presents a very simple method for the design and analysis of, symmetrically reinforced concrete columns under centric load with rectangular or circular cross-sections. The concept of the “capacity reduction factor” (or “instability factor”, “buckling coefficient”) is introduced, which was applied for steel, timber and masonry columns in Eurocode 3, 5 and 6, respectively. The “capacity reduction factor” is determined on the basis of Eurocode 2. It is

shown numerically that the method is always conservative and reasonably accurate. The usage of the method is demonstrated through numerical examples.

Csuka Bernát (1981) okleveles építészmérnök, 2005-ben diplomázott a BME Építészmérnöki Kar szerkezeti szakirány emelt szintű képzésén. 2005 és 2008 között a BME Csonka Pál Doktori Iskoláját végezte el. Jelenleg a BME Szilárdságtani és Tartószerkezeti Tanszékén tanársegéd, PhD disszertációján dolgozik, melynek témája vasbeton oszlopok tervezése.

Dr. Kollár László P. (1958), okleveles építőmérnök (1982), mérnök matematikus szakmérnök (1986), a műszaki tudomány kandidátusa (1986), az MTA doktora (1995), az MTA tagja (levelező tag 2001, rendes tag 2007), a BME Szilárdságtani és Tartószerkezeti Tanszékének egyetemi tanára. Fő érdeklődési területei: kompozit szerkezetek, mérnöki tartószerkezetek, földrengési méretezés, vasbetonszerkezetek.

A FIATAL BETON SZILÁRDULÁSI FOLYAMATÁNAK MODELLJEI SZAKIRODALMI ÁTTEKINTÉS

1. RÉSZ: A NURSE-SAUL- ÉS A PAPADAKIS-BRESSON-FÉLE MODELL



Dr. Kausay Tibor

A betonkészítés során az utókezelési mód, a kiszaluzhatósági, a terhelhetőségi, esetleg a feszítőerő ráengedési idő stb. meghatározása szempontjából fontos lehet a fiatal beton szilárdsági tulajdonságai, – például a korai nyomószilárdság, húzószilárdság, rugalmassági modulus – kialakulásának az ismerete. A fiatal beton szilárdulását számos tényező mellett jelentősen befolyásolja a hőmérséklet, ezért a szilárdulási folyamatot az idő és a hőmérséklet függvényében szokták tanulmányozni. Az utóbbi hatvan évben a tapasztalatokat több kutató szilárdulási (érési) modellel írta le, amelyek közül dolgozatunkban a legalapvetőbbeket tekintjük át.

Kulcsszavak: fiatal beton, szilárdulási folyamat, Nurse-Saul-féle modell, Papadakis-Bresson-féle modell, De Vree-féle modell, CEMIJ-féle módszer, Arrhenius-féle modell, Eurocode 2

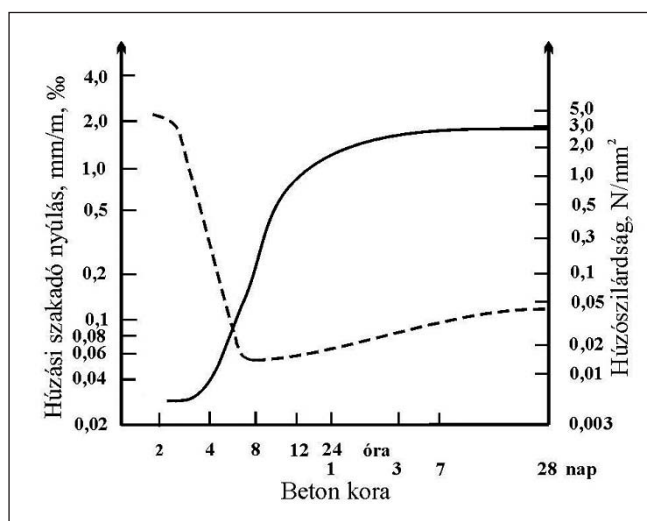
1. BEVEZETÉS

A beton, illetve az előregyártott beton elem korai repedés-érzékenysége, kiszaluzhatósága, előfeszíthetősége, szállíthatósága stb. a fiatal beton szilárdulási (érési) tulajdonságaitól függ.

A fiatal beton szilárdulási folyamatát sok tényező, például a cement fajtája és mennyisége, a víz-cement tényező, a kiegészítő anyag és az adalékszer hatása, a tömörítés és az utókezelés módja és időtartama, a beton hidratációs (belső) hőmérséklete és a környezet (külső) hőmérséklete, a szél hatása, a beton kora, voltaképpen a cementkö szilárdulása (hidratációja) és porozitása befolyásolja. Dolgozatunkban e tényezők közül elsősorban az idő és a hőmérséklet hatását tárgyaljuk.

A beton kötési-szilárdulási állapota szerint meg szokták különböztetni a friss betont, azon belül a zöld betont és a fiatal betont, valamint a szilárd betont. Zöld betonnak a beépített és betömörített, de még kötés előtt lévő friss betont nevezik, amelynek „zöld szilárdsága” (mintegy 0,1-0,3 N/mm², legfeljebb 0,5 N/mm²) nem a hidratáció, hanem a cementpép folyáshatárának és adhéziós erejének köszönhető. A zöld beton a hidratáció, a kötés és szilárdulás előrehaladtával éles határ nélkül, a víz hozzáadásától számított mintegy 6-12 óra között a képlékeny állapotból átmegegy a fiatal beton viszkoelasztikus állapotába, amelyet nagy ernyedés (relaxáció) jellemez. A még közel képlékeny állapotú fiatal beton saját és gátolt alakváltozásból keletkező feszültségeinek nagy része még az első napon leépül, miközben azok az alakváltozások, amelyek a beton 48 órás kora után lépnek fel, csak nagyon lassan mérséklődő feszültségek forrásai. A fiatal beton megrepedése szempontjából a szakadó nyúlás mértéke a meghatározó. Ez eleinte igen nagy, de a beton dermedése után, a szilárdulás ütemétől függően, általában 6-16 órán belül minimumra esik (értéke mintegy 0,04-0,08 mm/m), majd egy hét alatt duplájára nő. Ahol a húzási szakadó nyúlás görbéjének minimuma, ott

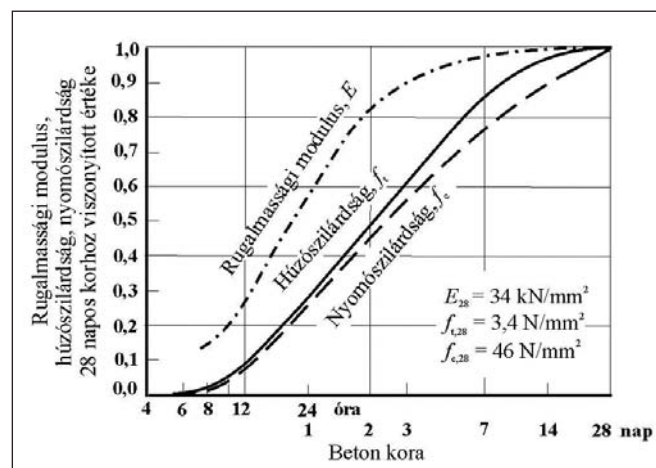
a beton – az idő függvényében ábrázolt – húzószilárdsági görbéjének inflexiós pontja van (1. ábra). Ettől az időponttól (vagy a Vicat-féle kötés kezdetétől) általában 14 napos korig (vagy rövidebb ideig, például 36 vagy 72 órás korig) nevezik a betont fiatal betonnak. A fiatal beton már megkötött és nem munkálható meg, átmenetet képez a friss és a szilárd beton között.



1. ábra: A zöld és a fiatal beton húzási tulajdonságai. Forrás: vdz Zement-Taschenbuch (2008), Zilch – Diederichs – Katzenbach (2001), Schießl (2003), Weigler – Karl (1974)

A beton szilárdulása időben lejátszódó folyamat (2. ábra). A 20 °C hőmérsékleten szilárduló fiatal beton rugalmassági modulusa már 24 órás korban elérheti a 28 napos korú beton rugalmassági modulusának mintegy 70 %-át, 2 napos korban pedig akár a 90 %-át. A rugalmassági modulus növekedésével az ernyedés – azaz az alakváltozási képesség, amelyben az ébredő feszültségek elenyésznek – egyre kisebb lesz. A beton húzószilárdságának

fejlődése erősebben függ a cement fajtájától, 2 napos korban a 28 napos beton húzószilárdságának 50-65 %-át, 7 napos korban 80-85 %-át teheti ki. A nagyon lassan szilárduló cementek esetén 1-2 napos korban a még nagyon kis húzószilárdság és a már nagyon nagy rugalmassági modulus következtében nagyon kicsi a *nyúlási képesség*, de később eléri a végértéket ($0,1 \text{ mm/m} = 0,1 \text{ ‰}$). A beton *nyomószilárdsága* is jelentős mértékben függ a cement fajtájától. A nyomószilárdság a lassan, illetve a gyorsan szilárduló cementek esetén 3 napos korban a 28 napos beton nyomószilárdságának 35, illetve 55 %-át, 7 napos korban 60, illetve 75 %-át érheti el, mint az MSZ EN 206-1:2002 szabvány 12. táblázatából is kitétni. (Iványi, 2006)

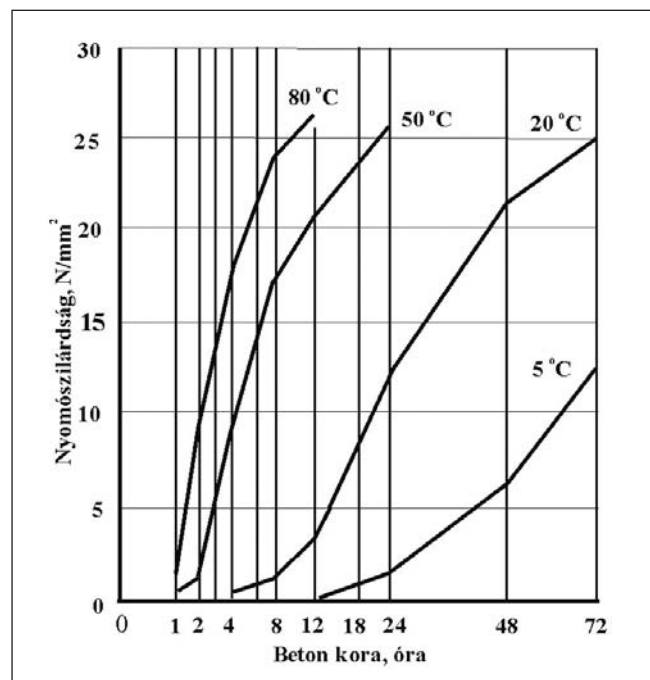


2. ábra: Beton 28 napos korhoz viszonyított rugalmassági modulusának, húzószilárdságának, nyomószilárdságának növekedése az idő függvényében. Forrás: Weigler-Karl (1974), Iványi (2006), Springenschmid (2007)

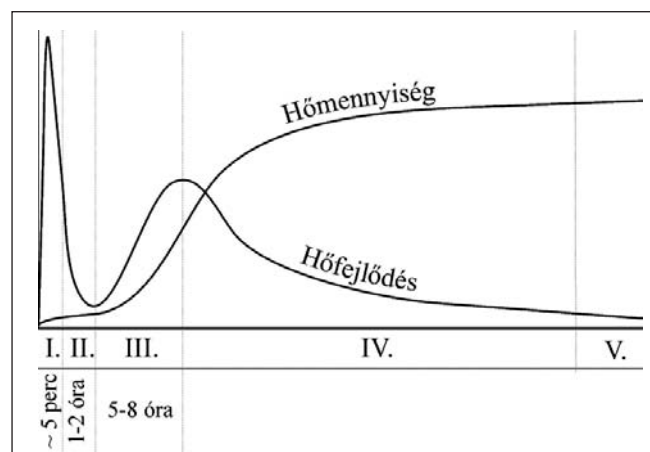
Az időfüggő alakváltozási tulajdonságok, mint a *kúszás* és az *ernyedés*, jelentős mértékben függenek a fiatal beton korától és az igénybevétel sebességétől, amely utóbbi a fiatal beton esetén lassúnak tekinthető. A fiatal beton *ernyedési-kúszási viszonyainak* meghatározásához fontos a *gátolt alakváltozásból eredő feszültségek* leépülésének megismerése. Az ernyedési tényező (χ_{t,t_0} , Relaxationsbeiwert vagy Alterungsbeiwert), azaz a maradó feszültség (Restspannung) és a gátolt alakváltozásból számított feszültség (rechnerische Zwangspannung) viszonyszáma, amely szilárd beton esetén általában 0,5-1,0 közötti szám. A kísérletek szerint értéke, a terhelés hirtelen felhordását követő 4-5 nap múlva (t), a beton korától – a megterhelés idején – (t_0) függően 0,65-0,70. Ha a friss betont 1 napos korában, hirtelen terhelik meg, vagy a terhet csak 2-4 napos korában lassan, több nap alatt hordják fel, akkor mind a két esetben 0,5 értéknél kisebb az ernyedési tényező ($\chi < 0,5$). Egyébként a szilárdulás előrehaladtával a beton ernyedési képessége erősen lecsökken, ezért a kényszerhatásokat az ernyedési tényező $\chi = 0,8$ értékével szokás figyelembe venni. (Iványi, 2006)

A beton kis hőmérsékleten lassabban, nagy hőmérsékleten gyorsabban szilárdul (3. ábra). A szilárdulást befolyásoló hőmérsékletnek két összetevője van, az egyik a beton hidratációs (belső) hőmérséklete (4. ábra), a másik a beton hőmérsékletére hatást gyakorló, a rövidhullámú (pl. napsugárzás) és a hosszúhullámú (pl. tárgyáról visszaverődő) hőszugárzásból eredő környezeti (külső) hőmérséklet, amely a hidratációs hőfejlődés csillapodása után, lényegében a beton 48 órás korát követően, meghatározóvá válik. A környezeti hőmérsékletnek ezt a szilárdulást és alakváltozást befolyásoló hatását veszik figyelembe az érési, szilárdulási modellek, többnyire úgy, hogy a környezeti hőmérséklet

hatását a 20 vagy 25 °C hőmérsékleten elért beton szilárdsági tulajdonságaira – mint összevetési alapra – vonatkoztatják. Dolgozatunkban a hőmérséklet alatt a beton környezeti hőmérsékletét értjük.



3. ábra: A hőmérséklet hatása a fiatal beton nyomószilárdságára, 350 kg/m³ CEM I 32,5 jelű cement-tartalom és 0,5 víz-cement tényező esetén, Wierig (1970) után. Forrás: Springenschmid (2007).



4. ábra: Hidratációs hőfejlődés folyamata

- I. fázis: Lényegében a szabad kalciumoxid és a trikálcium-aluminát (felit) hidratációjának, valamint az ettringit, illetve a monoszulfát képződésnek a fázisa.
- II. fázis: Az ettringit és a monoszulfát összefüggő burokként vonja be az aluminát (felit) és az aluminátferrit (celit) fázisokat, ezzel késleltetve ezek hidratációját, a hőfejlődés átmenetileg csökken. Alvó vagy nyugalmi periódusnak is nevezik.
- III. fázis: A fázisokat bevonó burok átkristályosodás, ozmózis-nyomás folytán áthatolhatóvá válik, a cement szemek reakcióképessége helyreáll, a hőfejlődés újra fokozódik és eléri maximumát.
- IV. fázis: A hőfejlődés csökken és nullához tart. Kishőfejléstű cementek esetén ebben a fázisban csekély utómelegedés és harmadik, kis hőfejlődés csúcs lép fel.
- V. fázis: A hidratáció gyakorlatilag befejeződik.

Forrás: Madaleno (2002)

A sok befolyásoló tényező ellenére kidolgoztak olyan viszonylag egyszerű számítási módszereket (modelleket), amelyekkel a fiatal beton szilárdulási tulajdonságai (például a korai nyomószilárdság, húzószilárdság, rugalmassági modulus) az idő és a hőmérséklet függvényében meghatározhatóak, és amelyek a beton szilárdulási folyamatát, érési állapotát

leíró vagy becselő módszereknek (németül: Konzept der Betonreife, Konzept gewichteter Reife des Betons, Reifemodell; angolul: maturity method; franciául: méthode d'échéance) nevezhetőek (Zement-Taschenbuch, 2008). Az irodalomban számos modell található (Madaleno, 2002), dolgozatunkban ezek közül a legalapvetőbbeket tekintjük át.

2. NURSE-SAUL-FÉLE BETONSZILÁRDULÁSI MODELL

A Saul-féle modell megfogalmazásának előzménye, hogy Nurse 1949-ben a beton szilárdulásának becslésére a hidratációs hőmérsékletből levezetett lineáris összefüggés alkalmazását javasolta. A Nurse-féle elképzelést Saul 1951-ben fejlesztette tovább, ezért Saul módszerét sokszor Nurse-Saul-féle modellnek nevezik.

A Saul-féle elmélet szerint a gőzölt beton korai nyomószilárdsága kizárólag az R érési idő-fok függvénye, és azt a hőmérséklet és a cementfajtán nem befolyásolja. A gőzölt beton R érési idő-fok száma nem más, mint a gőzölési idő-hőmérséklet diagram alatti terület nagysága, amelyet Saul a következő érési formulával (németül: Reifeformel von Saul) fejez ki:

$$R = \sum (T_i + 10) \cdot \Delta t_i \quad [\text{óra} \cdot ^\circ\text{C} \text{ vagy nap} \cdot ^\circ\text{C}] \quad (1)$$

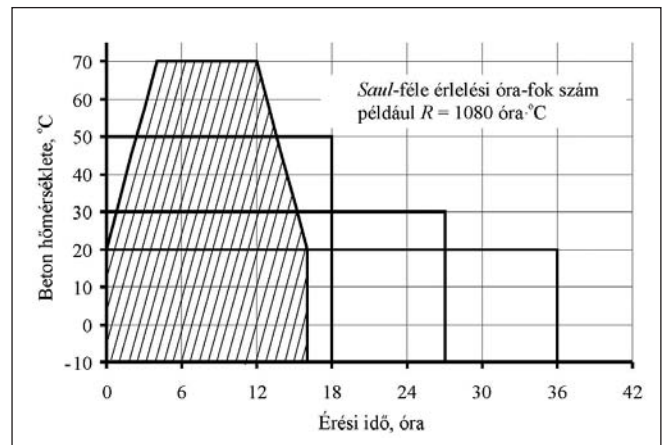
ahol:

- R a beton érését (hidratáció előrehaladtát) kifejező idő-fok (óra-fok vagy nap-fok) szám (németül: Reife), mint a gőzölt beton gőzölési idő-hőmérséklet diagramja alatti terület nagysága
- T_i az adott szilárdulási időtartam (intervallum) alatt változatlan betonhőmérséklet vagy átlag betonhőmérséklet, $^\circ\text{C}$ -ban kifejezve
- Δt_i a szilárdulási időtartam (intervallum), amely alatt a hőmérséklet változatlan vagy átlagával jellemezhető (T_i), napban vagy órában kifejezve
- i a szilárdulási időtartam (intervallum) sorszáma, $i = 1, 2, 3 \dots n$

A Saul-féle formulából kitűnik, hogy $T_i = -10^\circ\text{C}$ esetén az idő-fok szám $R_i = 0,0^\circ\text{C} \cdot \text{óra}$, tehát Saul feltételezi, hogy a beton hidratációja a $T_i = T_0 = -10^\circ\text{C}$ alsó hőmérsékleten megáll. Tapasztalatok szerint $(+3$ és $-10)^\circ\text{C}$ hőmérséklet között a beton szilárdulása rendkívül lelassul, és -2°C hőmérséklet alatt a beton csak akkor szilárdul, ha már olyan szilárd, hogy a fagy nem károsítja (Springenschmid, 2007).

Saul tételeiből az következne, hogy az azonos összetételű, különböző hőmérsékleten érlelt betonoknak azonos a szilárdsága, ha az R érési idő-fok számuk egyforma. Például a

- 36 órán át konstans 20°C hőmérsékleten szilárdult beton [$R = (20 + 10) \cdot 36 = 1080^\circ\text{C} \cdot \text{óra}$] nyomószilárdsága ugyanakkora, mint az ugyan olyan összetételű, de
- 27 órán át konstans 30°C hőmérsékleten érlelt betoné [$R = (30 + 10) \cdot 27 = 1080^\circ\text{C} \cdot \text{óra}$], vagy a
- 18 órán át konstans 50°C hőmérsékleten érlelt betoné [$R = (50 + 10) \cdot 18 = 1080^\circ\text{C} \cdot \text{óra}$], vagy a
- 4 óra alatt 20°C -ról 70°C hőmérsékletre felfűtött, 8 órán át konstans 70°C hőmérsékleten érlelt és 4 óra alatt 70°C -ról 20°C hőmérsékletre lehűtött betoné [$R = (20 + 50/2 + 10) \cdot 4 + (70 + 10) \cdot 8 + (20 + 50/2 + 10) \cdot 4 = 1080^\circ\text{C} \cdot \text{óra}$], mert az érési óra-fok számuk egyforma (5. ábra).



5. ábra: Azonos érési (érelési) óra-fok számú betonok Saul-féle hőmérséklet-idő diagramja.

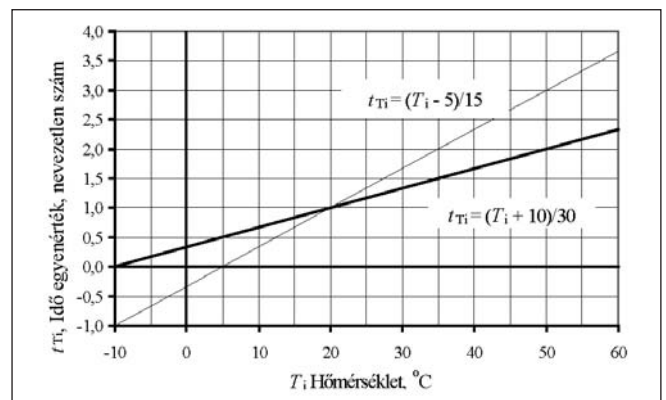
A hőmérséklet-idő diagram alatti terület az óra-fok számot, azaz a hőmennyiséget fejezi ki.

Ha $\Delta t_i = 1$ napon át a hőmérséklet $T_{20^\circ\text{C}} = 20^\circ\text{C}$, akkor a 20°C hőmérsékletre tartozó idő-fok szám $R_{20^\circ\text{C}} = (20 + 10) \cdot 1 = 30 \text{ nap} \cdot ^\circ\text{C}$. Képezzük egy adott T_i betonhőmérsékletre tartozó R_{T_i} idő-fok szám és a $T_{20^\circ\text{C}} = 20^\circ\text{C}$ betonhőmérsékletre tartozó $R_{20^\circ\text{C}}$ idő-fok szám hányadosát, ha a szilárdulási időtartam $\Delta t_i = 1$ nap:

$$t_{T_i} = \frac{R_{T_i}}{R_{20^\circ\text{C}}} = \frac{T_i + 10}{30} \quad [\text{nevezetlen szám}] \quad (2)$$

A (2) szerinti hányados azt fejezi ki, hogy egységnyi időtartamot, például 1 napot tekintve, az adott T_i hőmérsékletre tartozó R_{T_i} nap-fok szám hányszorosa a $T_{20^\circ\text{C}} = 20^\circ\text{C}$ hőmérsékletre tartozó $R_{20^\circ\text{C}} = 30 \text{ nap-fok}$ számnak, más szóval, hogy a szóban forgó T_i hőmérsékletű, i -edik nap a kémiai reakció (például a beton szilárdulása) szempontjából hány 20°C hőmérsékletű nappal ér fel. Ezt a t_{T_i} hányadosot „érési képlet”-nek (németül: Reifeformel) nevezik, amelynél talán kifejezőbb az idő-egyenérték megnevezés.

A Saul-féle idő-egyenérték összefüggés képe a $T_i - t_{T_i}$ koordináta rendszerben ábrázolva egy $y = a \cdot x + b$ alakú egyenes, amelynek paraméterei: $a = 1/30$ és $b = 10/30$. A 20°C hőmérsékletű nap idő-egyenértéke $t_{T_i} = t_{20^\circ\text{C}} = 1,0$, a $T_i = T_0 = -10^\circ\text{C}$ alsó hőmérsékletű nap idő-egyenértéke $t_{T_i} = t_{-10^\circ\text{C}} = 0,0$ (6. ábra). A következőkben látni fogjuk, hogy a $T_i = T_0 = 5^\circ\text{C}$ alsó hőmérséklettel jellemzett Saul-féle függvényt a $(10 - 35)^\circ\text{C}$ hőmérsékleti tartományban akár ma is használhatjuk, ezért a 6. ábrán ennek egyenesét is feltüntettük.



6. ábra: A Saul-féle idő-egyenérték összefüggés, ha $T_i = T_0 = -10^\circ\text{C}$ (és ha $T_i = T_0 = +5^\circ\text{C}$)

A i -edik tényleges szilárdulási időtartamot (Δt_i) az idő-egyenértékkel (t_{Ti}) megszorozva az i -edik hatékony időtartamot (németül: *wirksames Betonalter*) kapjuk:

$$\Delta t_{Ti} = t_{Ti} \cdot \Delta t_i = \frac{T_i + 10}{30} \cdot \Delta t_i \quad [\text{nap vagy óra}] \quad (3)$$

Ha a hatékony időtartamokat a kémiai reakció kezdetétől (például a beton elkészítésétől) a vizsgált időpontig, tehát $i = 1$ -től n -ig összegezzük, akkor megkapjuk, hogy a vizsgált időpontig eltelt tényleges időtartam a kémiai reakció (a beton szilárdulása) szempontjából mekkora t_T **helyettesítő időtartamnak** (németül: *tatsächliches Betonalter*) felel meg, amelyet a Saul-féle összefüggés a következőképpen fejez ki:

$$t_T = \sum_{i=1}^n \Delta t_{Ti} = \sum_{i=1}^n \frac{T_i + 10}{30} \cdot \Delta t_i \quad [\text{nap vagy óra}] \quad (4)$$

Az egykori DIN 4227-1:1988 szabványban (helyette ma a DIN 1045-1:2008 szabvány van érvényben) a *kúszási tényező* (a szabvány 8.3. fejezete) és a *zsugorodás* (a szabvány 8.4. fejezete) $t < \infty$ időponthoz tartozó értékét a Saul-féle összefüggésből származtatott helyettesítő időtartam (t_T) figyelembevételével számították ki. A DIN 4227-1:1988 szabvány 8.6. fejezetében a fentiekől eltérően a helyettesítő időtartam (t_T) összefüggését nevezték „*wirksames Betonalter*”-nek (*Beton-Kalender* 1991, Teil II, pp. 263.).

A Bunke szerkesztésében megjelent *DAfStb Heft 422* kiadvány (1991) 4.2.2 fejezetében a t_T helyettesítő időtartamot a vizsgálati idő ($\Sigma \Delta t_i$) százalékban fejezték ki (németül *relative Reife*, jele *rel R*):

$$\text{rel } t_T \% = \frac{\sum (T_i + 10) \cdot \Delta t_i}{30 \cdot \sum \Delta t_i} \cdot 100 \quad [\text{nevezetlen szám}] \quad (5)$$

ahol:

T_i a beton napi átlaghőmérséklete, °C-ban kifejezve

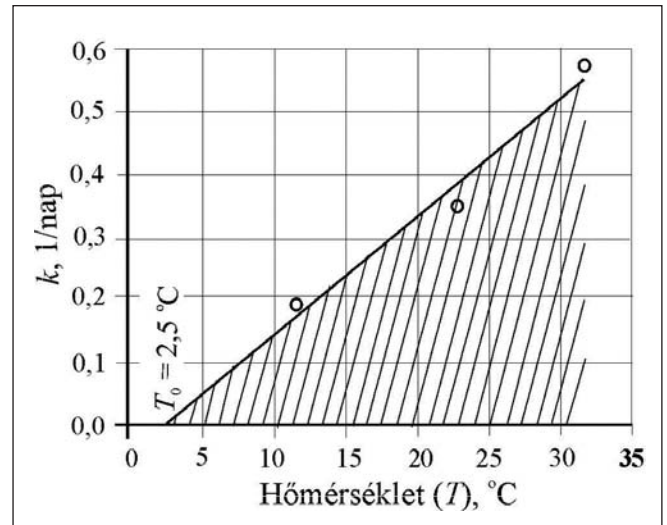
Δt_i a napok száma, amelyeken a beton napi átlaghőmérséklete T_i

A Nurse-Saul-féle elmélet hiányosságai ellenére sem veszítette el időszerűségét, így azt például a *DAfStb Heft 555* előírás-magyarázat (Iványi, 2006) a vízzáró beton építmények irányelvével kapcsolatban a *gátolt alakváltozás* (németül: *Zwang*) szempontjából tárgyalja.

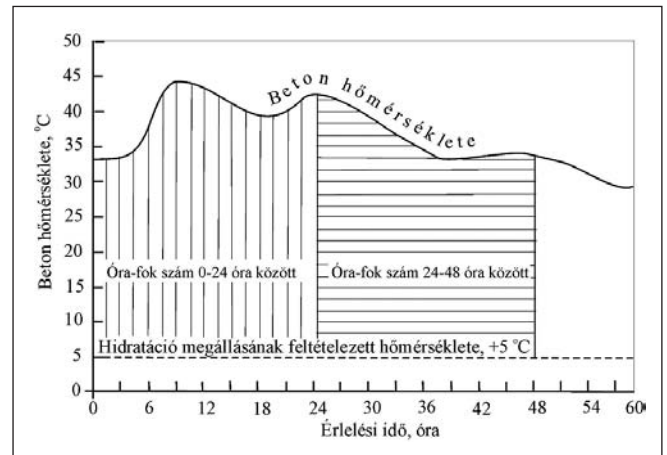
Az ASTM (American Society for Testing and Materials) Amerikai Anyagvizsgáló Társaság 1987-ben adta ki először az ASTM C 1074-87 szabványt, amellyel a beton érési, szilárdulási állapotának becslését ipari körülmények között is szabályozott módon lehetővé tette (Report IPRF, 2006). Az ASTM C 1074-87 szabványban és a ma érvényes változatában (ASTM C 1074-04) két módszert írnak le, ezek egyike a Nurse-Saul-féle módszer néven tárgyalt Saul-féle, másik a dolgozatunk harmadik részében ismertetésre kerülő Arrhenius-féle módszer.

Az ASTM C 1074-04 szabványban és az újabb amerikai irodalomban az eredeti Saul- és a később bemutatandó de Vree-féle felfogástól ($T_0 = -10$ °C) eltérő T_0 hőmérsékleteket jelölnek meg a Saul-féle óra-fok szám diagram alatti terület alsó határvonalaként (angolul: *datum temperature*), feltételezve, hogy ezen a hőmérsékleten már nincs hidratáció. Ennek megfelelően az ASTM C 1074-04 szabvány 6.2 fejezete a Nurse-Saul-féle összefüggést a T_0 értékének megadása nélkül, az (I) szerintitől kissé eltérő $R = \Sigma(T_i + T_0) \cdot \Delta t_i$ alakban mutatja be. A T_0 hőmérséklet jelentőségét a szabvány A1.2 melléklete

(Annex A1.2) és X1.2 függeléke (Appendix X1.2) tárgyalja. Az ASTM C 1074-04 szabvány az A1.2 mellékletben a $T_0 = 2,5$ °C alsó hőmérsékletre közöl diagramot (7. ábra), amerikai irodalmi példaként pedig a $T_0 = 5$ °C alsó hőmérséklet alkalmazására mutatjuk be a 8. ábrát (Report IPRF, 2006).



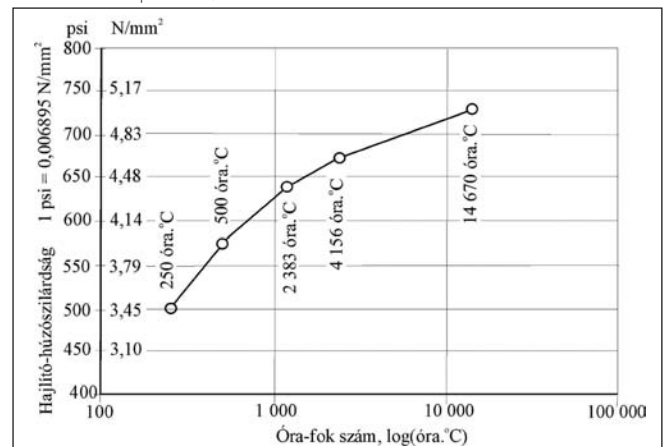
7. ábra: A Saul-féle óra-fok szám diagram alatti terület értelmezése az ASTM C 1074-04 szabvány szerint, annak feltételezésével, hogy $T_0 = 2,5$ °C hőmérséklet alatt nincs hidratáció.



8. ábra: Irodalmi példa a Saul-féle óra-fok szám diagram alatti terület értelmezésére, annak feltételezésével, hogy $T_0 = 5$ °C hőmérséklet alatt nincs hidratáció. Forrás: Report IPRF, 2006.

Az ASTM C 1074-04 szabvány az eredetihez (ASTM C 1074-87) képest bizonyos változtatásokkal van érvényben, például a szilárdulási folyamat vizsgálatát a nyomószilárdságon kívül 2004-ben – az új 8.7 szakasszal –, a hajlító-húzószilárdságra is kiterjesztették (9. ábra).

9. ábra: Összefüggés a Saul-féle óra-fok szám és a hajlítószilárdság között. Forrás: Report IPRF, 2006



3. PAPADAKIS-BRESSON-FÉLE BETONSZILÁRDULÁSI MODELL

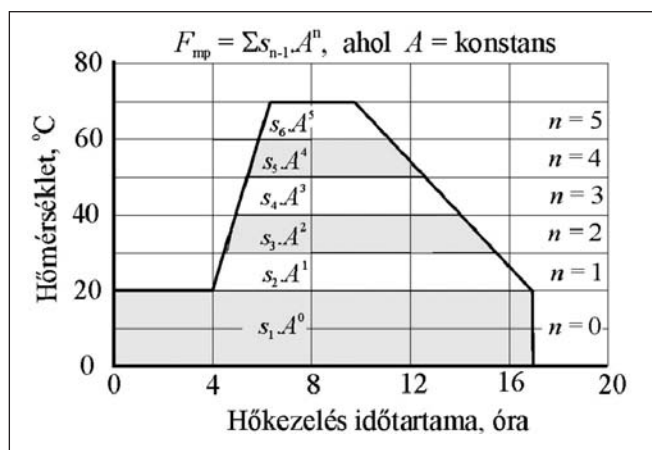
A Saul-féle tétel a beton szilárdulási hőmérséklete és nyomószilárdsága közötti összefüggést nagyon leegyszerűsíti. Nem veszi figyelembe, hogy a beton érését kifejező idő-fok szám nagyobb hőmérsékleten hatványozottan növekszik, vagy, hogy a különböző cementfélésegeknek különböző hatása van az érési idő-fok számra, pedig például a tiszta portlandcement (CEM I) nyomószilárdságának növekedése nagyobb hőmérsékleten lassabb, mint a kohósalak és egyéb tartalmú portlandcementé (CEM II) vagy a kohósalakcementé (CEM III), és kisebb hőmérsékleten épp fordítva, gyorsabb.

A francia CERIS kutatóintézetben (Centre d'Études et de Recherches de l'Industrie du Béton, Betonipari Tanulmányok és Kutatások Központja, Franciaország, Épernon) Papadakis és Bresson 1973-ban alakította ki betonérés (szilárdság) becslési módszerét, amellyel – bevezetve a cement hőérzékenységét figyelembe vevő tényezőt – a Saul-féle eljárást továbbfejlesztette. A bevezetett Papadakis – Bresson-féle tényező módosító hatása a nagyobb hőmérsékletek esetén nagyobb, ezért a módszert „súlyozott érés”-nek (hollandul: gewogen rijpheid, angolul: weighted maturity; németül: gewichtete Reife; franciául: maturité pondérée) nevezték (jele $cal R$), amelynél magyarul talán kifejezőbb a „cementfüggő” érés megnevezés.

A 10. ábrán látni, hogy Papadakis és Bresson az érési idő diagram alatti területet az abszcissa-tengellyel párhuzamosan 20 °C hőmérséklettől felfelé 10 °C hőmérséklet terjedelmű részekre osztotta, és a kapott $s_1, s_2, s_3, s_4, s_5, s_6$ nagyságú területeket $n = 0, 1, 2, 3, 4, 5$ sorszámmal látta el. Bevezették az „A” tényezőt, amely a cement tulajdonságaitól függő állandó szám, amelynek az n sorszám a hatvány kitevője. Minden n -edik s_{n+1} nagyságú területet az „A” tényezővel megszorozták. A 20 °C hőmérséklet alatti s_1 terület szorzója $A^0 = 1,0$; a (20 – 30) °C közötti s_2 területé $A^1 = A$; és így tovább. Az $s_{n+1} \cdot A^n$ szorzatokat összeadva kapták a „súlyozott” (cementfüggő) érési óra-fok számot:

$$F_{mp} = \sum_{n=0}^i s_{n+1} \cdot A^n \quad [\text{óra} \cdot ^\circ\text{C}] \quad (6)$$

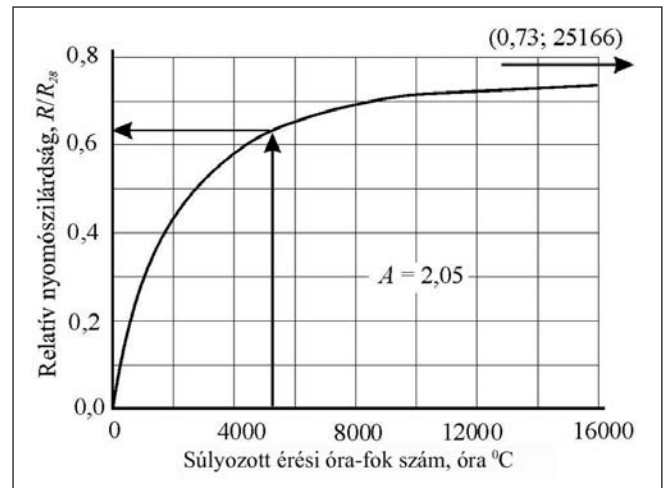
A (6) szerinti Papadakis – Bresson-féle összefüggés a DAfStb Heft 422. kiadvány (Bunke, 1991) 4.2.2 fejezetében is megtalálható.



10. ábra: A „súlyozott” (cementfüggő) érési óra-fok szám meghatározása Papadakis – Bresson szerint (1973)

Papadakis és Bresson a relatív nyomószilárdságot (R/R_{28}) az idő-fok számhoz tartozó nyomószilárdságnak (R) és a 20 °C hőmérsékleten tárolt 28 napos próbatestek nyomószilárdságának

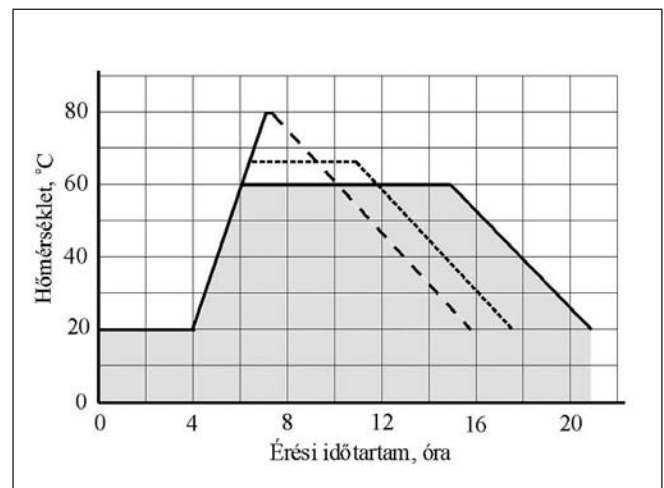
(R_{28}) hányadosaként fejezte ki a cementfüggő érési idő-fok szám függvényében. Az összesen hat különböző cementtel készült és különböző hőmérsékleten érlelt próbatestek Papadakis – Bresson-féle érési diagramjai közül a mai CEM III 32,5 jelű kohósalakcementnek megfelelő cement (CLK 325, Ciment de Laitier de Haut-Fourneaux au Clinker, a cement betűjele után álló szám a cement nyomószilárdsága 28 napos korban, bárban kifejezve, 1 bar = 0,1 N/mm²) érési diagramját mutatjuk be a 11. ábrán, amely szerint a vizsgált kohósalakcement 28 napos nyomószilárdságának felét ($R/R_{28} = 0,5$) mintegy 3000 óra·°C érési óra-fok szám mellett el lehet érni.



11. ábra: A CLK 325 jelű francia kohósalakcementtel készített 40x40x160 mm méretű próbatestek Papadakis-Bresson-féle „súlyozott” (cementfüggő) érési diagramja

A Papadakis-Bresson-féle 3000 óra·°C érési óra-fok számú érési diagram változatok közül a technológiailag legkedvezőbbet célszerű alkalmazni (12. ábra).

A Papadakis-Bresson-féle módszer hátránya, hogy csak 20 °C hőmérséklet felett használható, 20 °C hőmérséklet alatt minden cement egyforma hőérzékenységűnek tűnik, ami nem felel meg a valóságnak, hiszen például kis hőmérsékleten a CEM III/B típusú kohósalakcement szilárdulása lassabb, mint a CEM I tiszta portlandcementé.



12. ábra: A Papadakis-Bresson-féle 3000 óra - °C érési óra-fok számú betonok érési diagram változatai

A cikk következő részében a de Vree-féle modellt és a CEMII-féle számítási módszert tárgyaljuk. Az összefoglalás, a jelölések, a szabvány és szakirodalmi hivatkozások jegyzéke a harmadik rész végén található.



Kapu László

A cikk áttekintést ad az építésztervezők által gyakran tervezett látványbeton szerkezetek készítésének folyamatáról, felhívva a figyelmet a legérdekesebb és a legkényesebb részletekre, segítséget nyújtva az olvasónak, későbbi munkáinak sikeres megvalósításához.

Kulcsszavak: látszóbeton, látványbeton, betontechnológia, zsaluechnológia, MSZ 24803 szabványsorozat

1. LÁTSZÓBETON – LÁTVÁNYBETON

Világszerte reneszánszát éli az úgynevezett *látszóbeton* szerkezetek készítése (1. ábra). A hazai építőipari tradíciók miatt Magyarországon a látszóbeton értelmezése közel sem olyan egyértelmű, mint Németországban, vagy Ausztriában (lásd Merkblatt Sichtbeton, Osztrák Látszóbeton Irányelv). A meghatározás – bár sokan így használják –, nem fejezi ki pontosan a készítendő szerkezettel/felülettel szemben támasztott követelményeket. Jogosan merül fel a kérdés: minden olyan felület, amelyik nem kap eltakarást látszóbeton (2. ábra)? Természetesen nem. Félrevezető ez a szókapcsolat. Pontosabb és célszerűbb lenne a *látványbeton* kifejezés használata, amely arra utal, hogy valamilyen különleges szerkezetről (3. ábra), építészeti látványosságról (4. ábra), akár művészi alkotásról van szó, amelynek elkészítése a megszokottól jóval nagyobb odafigyelést is igényel (Kapu, Hermann, 2010).

A *látványbeton* megjelenési módjának részletes meghatározása, a szerkezetek előírás szerinti gondos kivitelezése és az elkészült szerkezet/felület minőségének objektív megítélése azonban sokszor komoly fejtörést okoz a megvalósulási folyamat résztvevőinek (Kapu, Hermann, 2010).

Az alábbi cikknek az ad aktualitást, hogy a több éve várt szabályozás megszületett. 2010 májusában megjelent egy, az épületszerkezetek megjelenési módjával foglalkozó szabványcsalád (MSZ 24803) első eleme, az MSZ 24803-6-3:2010, amely többek között a tervezőknek nyújt segítséget a monolit vasbeton felületek megjelenési módjának pontos meghatározásában.

1. ábra: Geotheanum homlokzata



2. ábra: Társasház homlokzata

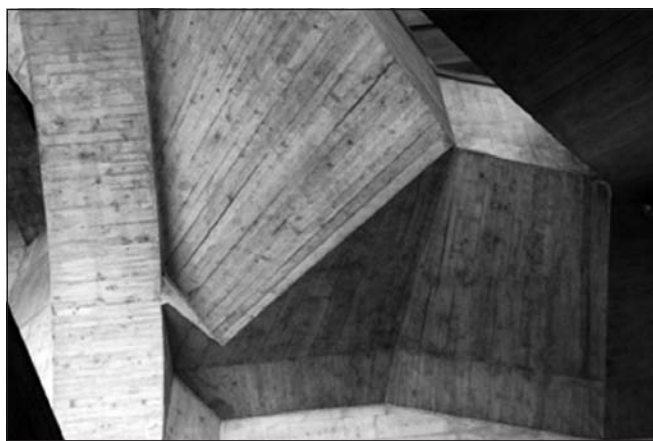


3. ábra: Étterem homlokzata

A cikk következő része tekinti át, hogy milyen feladatai vannak a tervezőnek, a kivitelezőnek és a műszaki ellenőrnek a megvalósulási folyamat különböző időszakaiban, illetve milyen szempontokat érdemes figyelembe venniük ahhoz, hogy mindenki elégedettségére elkészülhessen a megrendelő által megálmodott *látványbeton* felületű szerkezet.

2. TERVEZÉS

A *látványbeton felületek* tervezésekor gyakran valami nagyon szabályosat képzel el a tervező: amely tökéletesen sík, egyenletes, telített felületi megjelenésű, vagy akár egységes színárnyalatú.



4. ábra: Geotheanum belső felülete

A tervezéskor azonban már gondolni kell arra, hogy ilyen tökéletes felületeket ritkán lehet készíteni. Még az alapos és részletes előkészítés és a fokozott odafigyelés melletti kivitelezés is esetenként bizonytalan végeredményhez vezet.

A tervezőnek érdemes előre megfogalmaznia, hogy milyen szempontokat ítél fontosnak a szerkezet átadásánál (vizsgálati szempontok), és a vizsgálatok eredményeképpen mekkora eltérések (tűrések) engedhetők meg. Az MSZ 24803-6-3:2010 többek között ebben segít: részletezi a gyakorta előforduló hibákat (vizsgálati szempontok) és meghatározza a különböző követelményszintekhez – azaz elvárási szintekhez – tartozó tűréseket, tűrési követelményeket (5. ábra). Ezek a megengedett eltérések nem önkényesen felvett értékek, a Magyar Szerkezetépítő Vállalkozók Szövetsége ajánlása alapján kerültek a szabályozásba. /lásd MSZ 24803-6-3:2010/. Feltételezik még a megfelelő szakmai felkészültséget és a kor igényeit kielégítő beton- és zsalutechnológiát.

A szakirodalomban (Ujhelyi, 2007, Erdélyi, 2003) találhatunk az egyenletesen sík és telített felülettől eltérő, különleges felületeket is (pl. adalékszemcsés, mintázott, homokfűvott, savazott látszóbeton felületek). Ilyen felületek tervezésekor az egyedi igények meghatározásakor – az MSZ 24803-1:2010 szabvány szellemében – az egyedi elvárásokkal együtt előre meg kell határozni az egyedi vizsgálati szempontokat, a vizsgálati módszereket és a hozzá tartozó megengedett eltérések értékeit is. Ez által válik egyértelművé, átgondoltta és szabályosan számon kérhetővé a megrendelői igény.

Kiemelt fontosságú szerkezetek tervezése esetén a tervezőnek érdemes egyedi ellenőrzési pontokat is meghatároznia annak érdekében, hogy rögzítse, mikor és milyen módon kíván meggyőződni arról, hogy az az építészeti elképzelés alakult-e ki, amit a tervben meghatározott.

A tervezés során ajánlatos abban is állást foglalni, hogy a hibásan elkészített felületeket milyen technológiával, milyen

anyagok felhasználásával lehet majd javítani. Természetesen a megrendelő dönthet úgy is, hogy a felületek nem javíthatók és a legkisebb hiba esetén a szerkezet elbontandó. Ezt azonban ugyancsak előre meg kell határozni, hiszen ez az információ is hozzájárul a kivitelezés költségeinek pontos meghatározásához.

A műszaki ellenőr munkája a látványbeton felületek készítésénél sem a műszaki átadásnál kezdődik el. Az építető képviselőjeként már a kivitelezés megkezdése előtt több feladata van.

A tervezés időszakában az építetői igény, illetve tervezői hivatkozás esetében az MSZ 24803 szabványsorozat megfelelő részében meghatározott követelményrendszerének figyelembevételével kell elvégeznie a tervrajzok és egyéb írásos dokumentáció felülvizsgálatát. Ügyelnie kell arra, hogy olyan tervdokumentáció készüljön el, mely alapján egyértelműen elkészíthető a kivitelezői árajánlat és félreértések nélkül a tervező által megfogalmazott látványfelület.

3. VÁLLALKOZÁSBA ADÁS

A műszaki ellenőrnek fontos szerepe van a kivitelező kiválasztásában is. A lehetséges kivitelezők árajánlatait elemezve kötelessége megvizsgálni, hogy a jelentkezők képesek-e megvalósítani ezt az egyedi feladatot. A referenciák ellenőrzése mellett érdemes megbizonyosodni például arról is, hogy megfelelő-e a cég a szerkezet felépítésére, rendelkezik-e a szükséges erőforrásokkal, van-e minősítési rendszere. Ezek olyan szempontok, melyeket a kivitelező kiválasztásánál az esetleges előnyös vállalkozói árat megelőzve – az építetői igény elérése céljából – hangsúlyosan figyelembe kell venni.

Még a kivitelezés megkezdése előtt el kell készíteni a szerkezet kivitelezési munkáihoz kapcsolódó ellenőrzési tervet is. Itt előre meg kell határozni többek között, a kivitelező kötelező készre jelentési kötelezettségeit és azt is, hogy az ellenőr mikor és milyen módon kíván helyszíni bejárást végezni (ellenőrzési pontok).

4. KIVITELEZÉS ELŐKÉSZÍTÉSE

A kivitelezés megkezdése előtt – a felületre vonatkozó előírások ismeretében – a kiválasztott kivitelezőnek a megvalósítási folyamatot minél több szempontból, részleteiben át kell gondolnia. Ez az építési folyamat legfontosabb része, ami csak team munkában végezhető el! Az alvállalkozó szakcégek képviselőinek (betontechnológus, zsalutechnológus) ebben a munkában jelentős feladata és felelőssége van: a kivitelezés legapróbb részleteit előre, lépésről-lépésre modellezni kell, számolva az esetlegesen felmerülő problémákkal.

A **beton receptúrájának** pontos meghatározása a beton-technológus feladata. Az ő előrelátó munkája a feltétele a későbbi problémamentes bedolgozásnak.

A látványbeton készítéséhez elvileg valamenyi forgalomba lévő cementfajta felhasználható. A tervezésnél azonban figyelembe kell venni, hogy míg a tiszta portlandcement használatánál is lehetnek kismértékű szín eltérések, a heterogén cementek alkalmazása esetén már jelentős színárnyalatbeli különbségek is tapasztalhatóak. Fehér cement vagy S54-es cement alkalmazásakor a megszokott beton színtől jelentősen világosabb, illetve sötétebb színárnyalat is kialakulhat. A beton színének megváltoztatására oxid festékeket célszerű alkalmazni. Különböző cementek hasz-

5. ábra: Vizsgálati szempontok és tűrések az MSZ 24803-6-3 szabványból (részlet)

A monolit beton és vasbetonszerkezetek vizsgálati szempontjai						
(részlet)						
Követelményszint	Hullámosság		Domborulat, homorulat		Fogasság	
	zsaluzott felület	zsaluzattal nem érintkező fel.	zsaluzott felület	zsaluzattal nem érintkező fel.	zsaluzott felület	zsaluzattal nem érintkező fel.
	[hZeng]	[hnZeng]	[dZeng]	[dnZeng]	[fZeng]	[fnZeng]
ALAP	9 mm	15 mm	4 mm	6 mm	10 mm	15 mm
NORMÁL	5 mm	7 mm	3 mm	5 mm	5 mm	8 mm
MAGAS	4 mm	5 mm	2 mm	3 mm	3 mm	4 mm
KÜLÖNLEGES	3 mm	3 mm	1 mm	2 mm	2 mm	3 mm



6. ábra: Alkusz zsaluhéj javítása

nálata esetén változik a beton kötési ideje is, ami a hőfejlődés miatt zsugorodási repedések kialakulásához is vezethet, ezért érdemes lassan szilárduló és kis hőfejlesztésű cementet választani, vagy átgondolt utókezelést alkalmazni.

A látványbeton készítésének további feltétele az adalékanyag összetételének optimális kiválasztása. A szemelosztást a szivattyúzható legmagasabb finomsági modulusra (a szemeloszlási görbe az MSZ 18293 szerinti „B” határgörbéhez közelítsen (Nehme, 2006) míg a maximális adalékanyag szem nagyságát a lehető legnagyobbra (24 vagy 32 mm) célszerű választani. Így a bedolgozhatóságot a lehető kevesebb vízzel (optimális v/c) lehet érni, ezzel csökkentve a pórusok kialakulásának előfordulási valószínűségét és a beton utólagos vízfelvételét. Válogatott adalékanyagok tervezésével speciális látványfelület: adalékmintás felület is kialakítható.

A beton könnyű bedolgozhatóságát víz helyett, folyósító adalékszerrel lehet ideálissá tenni, ezzel csökken a vízkiválási, kivérzési hajlam és egyenletesebbé válik a beton struktúrája.

A látványbeton felületek készítésénél elterjed az öntömörödő beton használata, mely szép, minimális pórustartalmú, homogén betonstruktúrát biztosít. Mindez csökkenti a helyszíni élőmunka igényt, azonban nagy technológiai fegyelmet kíván.

Érdemes előre kijelölni a kivitelezés szempontjából legkedvezőbb betongyárat. A kiválasztás feltételeinél a kedvező ár helyett a gyár felkészültségét, műszaki állapotát, a szállítási távolságot és a gyár megbízhatóságát (azonos alapanyag használat, pontos szállítási határidő) javasolt figyelembe venni (Erdélyi, 2003).

Célszerű előre meghatározni a **betonozás technológiáját** is. Meg kell tervezni a betonnak a zsaluzott szerkezetbe való jutásának módját (konténer, beton szivattyú, betonozó cső), illetve azt, hogy falzsaluzat esetén szükség van-e pl. beöntő nyílásokra, azok hol helyezkedjenek el és milyen átmérőjük legyenek. Mindezek sokat segítenek pl. az esetleges szétosztályozódás elkerülésében. Előre tudnunk kell, hogy merülő vibrátor mellett használunk-e zsaluvibrátort, s ha igen, akkor azt hol akarjuk elhelyezni a zsaluzaton. Érdemes tartalék vibrátort is beszerezni.

A **zsaluzat átgondolt kialakításában**, megtervezésében sokat segíthet a zsalutechnológus. A zsaluzóanyag közvetlenül érintkezik a betonnal, így annak végleges megjelenési módját közvetlenül befolyásolja. A tervező elképzeléseinek megfelelően tudni kell, hogy lehet-e alkalmazni keretes zsaluzatot, ahol a keretlenyomat véglegesen látható marad. A zsalumintás látványfelületek esetében sokszor szükség van a zsalulenymati kép tervezésére is. Hagyományos háromrétegű fa zsaluhéjak esetén szerencsés új zsaluzó táblát használni, míg műanyag



7. ábra: Szilikon tömítés készítése a zsalutáblák között

héjak használata állandó minőséget biztosít az egész kivitelezés folyamán, hiszen javításuk még az építés helyszínén is megoldható (6. ábra). Ha a tökéletes síkfelület új, fenolformaldehidborítású héjjal készül el, akkor a kizsaluzás után gyakran az tapasztalható, hogy a betonfelület is tükröződő lesz, ahol a legkisebb siktartási egyenetlenségek is felnagyítva mutatkoznak. Az egymás mellé fektetett zsalutáblák hézagait érdemes rugalmas anyaggal tömíteni (7. ábra). Ha a zsaluzatra zsalufóliát kasíroznak, teljesen egyedi felületi kialakítás érhető el. A fólia szivárgórendszerként működve a felület közeléből elvezeti a felesleges vizet, ezzel megszüntetve a légbuborékok képződésének lehetőségét is. A felületen egyenletes, textílaszerű lenyomat alakul ki. A beton szétosztályozódásának elkerülése érdekében – a keretes falzsaluzatokban – ajánlatos beöntőnyílást kialakítani. (8. ábra).

A munkahézagok és a különböző szerkezeti elemek (pl. födém – fal) csatlakozásánál fontos feladat a finom részek (víz, cementpép) szivárgásának megakadályozása. Ezeken a helyeken érdemes rugalmas tömítő anyagot használni (például polifoam csíkot) (9. ábra).

A függőleges látványfelületek készítésénél a zsalutáblák átkötési helyének végleges esztétikus kialakítása is fejtörést okozhat. A kizsaluzás után a kónuszosan kiszélesedő lyuk teljesen szabadon is maradhat, de – a tervező elgondolása alapján – eltömíthető műanyag, vagy előregyártott betondugókkal (10. ábra)(Wegweiser Sichtbeton 69, 87. oldal.).

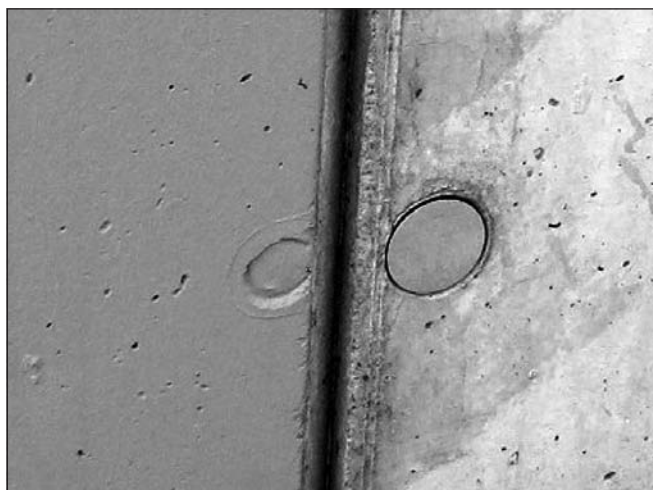
A szerkezet éleinek pozitív (konvex) találkozásánál célsze-

8. ábra: Beöntő-nyílás a zsaluzaton





9. ábra: Polifoam csík a zsaluzat alatt



10. ábra: Műanyag dugó alkalmazása

rú a tervezett élképzés módját előre meghatározni, melynek anyaga, keresztmetszete és a rögzítés módja többféle lehet. A műanyag, egyenlőszárú háromszög alakú, zsaluzatra kapcsolható élképzők ma a legkedveltebbek, de a speciális formákat gyalult fából érdemes elkészíteni. A vasbeton szerkezetbe a tervező kérésére, speciális kizárásokat is be lehet építeni, ügyelve a pontos illesztésekre.

Fontos kérdés a munkahézag kialakítása. Figyelembe véve azt, hogy a különböző időben betonozott szerkezetek csatlakozásánál nehéz elkerülni a zsaluzatok elmozdulását, célszerű határozott, vonalszerű lenyomatot kialakítani. A lenyomatot képző anyag keresztmetszeti alakja és mérete ugyancsak átgondolandó. Érdemes minél kisebb (1-2 centiméteres) keresztmetszetű anyagokat használni (11. ábra).

Ajánlatos előre eldönteni, hogy a zsaluzatot betonozás előtt milyen formaleválasztó anyaggal kezelik. A formaleválasztó anyag fajtája és a felkent anyag mennyisége sem mellékes. A

11. ábra: Munkahézag kialakítása



zsaluolaj csak abban az esetben tudja az elvárt eredményt biztosítani, ha egyenletesen és vékonyan borítja a zsaluzat felületét. Túlzott mennyiségű formaleválasztó szer alkalmazása esetén megszűnhet a beton felületi habarcsrétegének folytonossága. Az utóbbi időben elterjedőben van a zsalupaszták használata. A felvitt anyag mennyiségét ebben az esetben is minimalizálni kell, csökkentve a buborékképződés lehetőségét.

Előre átgondolandó a hibás szerkezetek javításának technológiája is, hiszen az anyaghasználatot és a javítási technológia részleteit a tervezővel és a javítóanyagot forgalmazó cég szakembereivel ajánlatos időben egyeztetni. Ha a kivitelező az előbbieken felsorolt módon, részletesen végiggondolta a kivitelezés teljes folyamatát, érdemes gondoskodni arról, hogy a kivitelezés közben ettől senki ne térjen el. Szükség van tehát egy átgondolt **követelménybiztosítási tervre** (lásd MSZ 24803-1:201). Itt kell meghatározni, hogy az egyes részfolyamatokhoz tartozó ellenőrzési pontokban a kivitelező milyen ellenőrzési tevékenységet folytat, kik a felelősök és milyen az ellenőrzés gyakorisága. A követelménybiztosítási terv betartásával jelentősen csökkenteni lehet a hibák előfordulási valószínűségét. Ellenőrizni kell tehát a betonreceptúra, a betonozási technológia, a zsaluanyag kiválasztása, a zsaluzási technológia, illetve a javítási technológia betartását.

A kivitelezés megkezdése előtt próbakeverést és próbafelületet is készíteni kell (Varga, 2007). Célszerű minden olyan részletet (csőáttörés, kirekesztés, élképzés, munkahézag kialakítás stb.) kipróbálni, amelyek a végleges szerkezet kialakításánál is szerepelnek. (Wegweiser Sichtbeton).

A próbafelületeket az építendő szerkezet közelében kell kialakítani (lásd metróépítés), így a tényleges építési helyen megvalósítva az előre csak elméletileg átgondolt részleteket. Próbajavításokat is ajánlott készíteni, melyet a tervezővel/megrendelővel közösen kiértékelve csökkenteni lehet a későbbi félreértéseket.

5. KIVITELEZÉS

Ha a kivitelező a kivitelezés előkészítése során a legapróbb technológiai részleteket is lelkiismeretesen átgondolta, akkor a kivitelezés folyamata már nem okozhat jelentős fejtörést. A kivitelezést így az előre részletesen meghatározott technológiai lépések alapján kell végezni, ügyelve a minőségellenőrzési tervben meghatározott ellenőrzések betartására. Követendő elvnek tekinthető Sulyok Tamás gondolata („Beton” XIV. évf. 11. szám 2007): „az egyenletesség, ritmus, a munkafolyamatok ismétlésének rendszere és rendje”. Figyelmet kell fordítani az anyagok és szerkezetek tisztántartására is, illetve a munkahelyi rend fenntartására.

A műszaki ellenőrnek az ellenőrzési tervben meghatározott ellenőrzési pontokhoz kapcsolódóan ellenőriznie kell, hogy a kivitelező elvégezte-e a követelménybiztosítási tervben előírt saját ellenőrzési tevékenységét, a kivitelező egyes szerkezetekre vonatkozó minősítési feljegyzéseit és a szükséges és engedélyezett javítási tevékenységeket.

6. UTÓMUNKÁLATOK

Látványbeton szerkezeteket érdemes hosszabb ideig – még a függőleges szerkezeteket is több napig – a zsaluzatban tartani, csökkentve ezzel a felületek, élek sérülésének veszélyét. A zsaluzatok forgási ideje ebben az esetben jelentősen módosul, növelve a kivitelezési költségeket.

A látványbetonok egységes színének feltétele az egyenletes és megfelelő mértékű utókezelés (lásd: MEASZ 1995 „Beton



12. ábra: Felület védelme a metróban

és vasbeton készítése”). Párazáró film alkalmazása a legbiztonságosabb utókezelési mód.

Az elkészült szerkezeteket a végleges átadásáig a mechanikai sérülésektől és az időjárás viszontagságaitól – takarással – védeni kell (12. ábra).

A beton felületek utólagos megmunkálásával (kikefélés, homokfűvás) egyedi *látványfelület* alakítható ki.

Nem szabad megelégedni a felületek utólagos felületi védelméről sem, függetlenül a felületi megmunkálás módjától. Jó szolgálatot tesznek színezett felületvédő anyagok, melyek a végleges felületek színének egyenletességét segítik elő.

7. ÁTADÁS-ÁTVÉTEL

A műszaki ellenőrnek a kivitelezési munkák befejezést követően el kell elvégezni a szerkezetek minősítését.

Az elkészült szerkezet hatékony és egyértelmű minősítésében segítséget adhatnak az MSZ 24803-1: 2010 5. pontban (Minősítés folyamata) leírtak, és az MSZ 24803-6-3 ban meghatározott vizsgálati módszerek és tűrési értékek.

8. MEGÁLLAPÍTÁSOK

A *látványbeton* felületek készítése összetett feladat. A megvalósulási folyamat minden résztvevőjétől előrelátást, átgondoltságot, alaposágot, fegyelmet és együttgondolkodást igényel. Csak a résztvevők közös, összehangolt munkája adhat megfelelő végeredményt: *látványbeton felületet*.

9. KÖSZÖNETNYÍLVÁNÍTÁS

Köszönetet mondok dr. Erdélyi Attilának (BME Építőanyagok és Mérnökgeológiai Tanszék), aki köztudatba hozta a *látványbeton* kifejezést. Köszönöm Hernádi Eleonórának (Betonpartner Kft.) és dr. Erdélyi Attilának a betontechnológiai részletek kialakításában nyújtott segítségüket.

10. HIVATKOZÁSOK

- Erdélyi A. (2003): „*Időállóság, tartósság*” /BME Építőanyagok Tsz. Előadásvázlat/ 2003
- Kapu L. – Hermann J. (2010): „*Látványbeton, a művészi köntösbe öltöztetett tartószerkezet*”, BETON XVIII. évf. 4. szám, 3. oldal
- Kapu L. – Hermann J. (2010): „*Szabványosított esztétika*”, Szabványügyi Közlöny 62. évf. 5. szám, 35. oldal
- Salem G. Nehme (2006): „*Látzóbeton*”, Holcim: Cement-beton kisokos 215. oldal
- Sulyok T. (2007): „*Egy betontechnológus tapasztalatai a 4-es metró építése során*”, BETON XV. évf. 11. szám, 17. oldal
- Ujhelyi J. (2007): „*Esztétikus megjelenésű (látzó) betonok*”, Cement – Beton Zsebkönyv 2007 Duna Dráva Cement ISBN-10 963-06-1493-6 198. oldal
- Ujhelyi J. (1981): „*Esztétikus megjelenésű (látzó) betonok*”, Beton és vasbeton készítése 1981, MI-04.19-81 Építésügyi Ágazati Műszaki Irányelv 194. oldal
- Varga P. I. (2007): „*A látzóbeton-építés specifikációja és követelményrendszere*”, /A Budapesti 4-es metró I. ütem állomásai szerkezeti tenderterv/ 2007

Szabványok, műszaki előírások:

- ME-04.19:1995 MEASZ „Beton és vasbeton készítése”
- MSZ 24803-1:2010 „Épületszerkezetek megjelenési módjának előírásai. 1 rész: Általános előírások”
- MSZ 24803-6-3:2010 „Épületszerkezetek megjelenési módjának előírásai. 6-3. rész: Monolit beton- és vasbeton szerkezetek megjelenési módjának előírásai. A helyi alakhűség és a felületi állapot követelményei”
- Merkblatt Sichtbeton - Fassung August 2004
- Zsaluzott betonfelületek (Látzóbeton) Irányelv 2002 – Osztrák Beton-és Építéstechnikai Szövetség
- Wegweiser Sichtbeton (2007) Bauverlag BV GmbH und Alkusz AG ISBN:978-3-7625-3622-2 69

Kapu László (1959) okl. építőmérnök, igazságügyi szakértő, **látványbeton-koordinátor**. 20 éven keresztül monolit vasbetonszerkezetek kivitelezésével foglalkozott, majd 6 évig zsalutechnológus volt. Részt vett az MSZ 24803-1:2010 „Épületszerkezetek megjelenési módjának előírásai. 1 rész: Általános előírások” és az MSZ 24803-6-3:2010 „Épületszerkezetek megjelenési módjának előírásai. 6-3. rész: Monolit beton- és vasbeton szerkezetek megjelenési módjának előírásai. A helyi alakhűség és a felületi állapot követelményei” szabványok kidolgozásában.

BESZÁMOLÓ AZ ÉPKO 2011 XV. NEMZETKÖZI ÉPÍTÉSTUDOMÁNYI KONFERENCIÁRÓL

A kolozsvári székhelyű Erdélyi Magyar Műszaki Társaság (EMT) megtartotta ÉPKO 2011 elnevezésű XV. Nemzetközi Építéstudományi Konferenciáját, Csíksomlyón, a Jakab Antal Tanulmányi Házban, 2011. június 2-5. között. A minden évben nagyon várt csíksomlyói ÉPKO konferenciát az idén is nagy érdeklődés kísérte, tartalmas előadások, baráti találkozások, csíki és csángóföldi élmények tették emlékezetessé, és dicsérik a szervezők szakmai felkészültségét és vendégszeretetét. Az elhangzott előadások száma közel 75, konferencia résztvevőinek száma mintegy 230 fő volt.

A konferencia elnöke *Dr. Köllő Gábor*, az EMT elnöke, az Építéstudományi Szakosztály elnöke; a konferencia védnökei *Dr. Balázs L. György*, a fib Magyar Tagozat elnöke, a BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszék tanszékvezetője; *Borboly Csaba*, a Hargita Megyei Tanács elnöke; és *Borsodi Zoltán*, a csíkszeredai Trazmar Rt. vezérigazgatója volt.

A konferencia elnökének munkáját neves szakemberekből álló Tudományos Bizottság segítette: *dr. Farkas György* (Budapest), *dr. Balázs L. György* (Budapest), *dr. Iványi Miklós* (Pécs), *dr. Kazinczy László* (Budapest), *dr. Horvát Ferenc* (Győr), *Balogh Balázs Dla.* (Budapest), *dr. Szalay György* (Pozsony), *dr. Moga Petru* (Kolozsvár), *dr. Gutiu Stefan* (Kolozsvár), *dr. Kiss Zoltán* (Kolozsvár), *dr. Gobesz Ferdinánd-Zsongor* (Kolozsvár), *dr. Herman Sándor* (Temesvár), *dr. Kontra Jenő* (Budapest), *dr. Mecsi József* (Pécs), *dr. Turchány Guy* (Zürich), *dr. Takács János* (Pozsony), *dr. Nyers József* (Szabadka).

A konferenciát támogatta a fib Magyar Tagozata (Budapest), az ÉMI-TÜV Süd Kft. (Budapest), a Plan 31 RO Kft. (Kolozsvár), a Trazmar Rt. (Csíkszereda), a Heineken Románia Rt. (Csíkszereda).

A konferencia szervezésének oroszánrészt az EMT és Hargita Megye Tanácsa végezte, de társszervezői feladatokat vállalt magára a Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem Építőmérnöki Kara, a Kolozsvári Műszaki Egyetem Vasút-, Út- és Hídépítészeti Tanszéke, a Magyar Tudományos Akadémia Kolozsvári Akadémiai Bizottsága is. Minden elismerést és köszönetet megérdemel a konferencia szervezőbizottsága, amely *Dr. Köllő Gábor* irányításával, *Pap Zsuzsa* vezetésével, *Horváth Erika*, *Pap Tünde* és *Prokop Zoltán* kollégák közreműködésével végezte munkáját.

A konferencia előadások későbbi tanulmányozását az EMT gondozásában megjelent, szép kiállítású, 71 – egyenként általában 8 oldalnál nem hosszabb – tanulmányt tartalmazó, fényképekben, ábrákban, diagramokban tartalmas, 524 oldalas, magyar nyelvű kiadvány teszi lehetővé. A kiadványt *Dr. Köllő Gábor* szerkesztette, a szerzőkkel a kapcsolatot *Pap Zsuzsa* tartotta, a nyomdai előkészítést *Prokop Zoltán* végezte.

A konferencia plenáris ülését *Dr. Köllő Gábor*, az EMT elnöke nyitotta meg. Az elnök a megnyitó beszédében – az üdvözléseket követően – visszatekintett a 15 év óta Székelyföldön minden évben megrendezett, immár hagyományos magyar nyelvű építéstudományi konferencia sikertörténetére, és – a konferencia sorozat folytatásának fontosságát hangsúlyozva – szorgalmazta a konferencia jövőbeni kiteljesítését, és kérdés felvetésével ennek útját-módját kereste. Az elnöki gondolatokat a plenáris ülés elnöki asztalánál helyet foglaló elnökségi tagok (1. fénykép) egészítették ki. Kedves színfolt volt a 80 éves bánffyhungyadi születésű *Mihalik András*, nagyváradi vízipítómérnök köszöntése születésnapja alkalmából.



1. fénykép: A plenáris ülés elnöki asztala. Balról jobbra: Borboly Csaba, dr. Balázs L. György, dr. Köllő Gábor, dr. Kontra Jenő, dr. Kazinczy László

A plenáris ülésen négy előadás hangzott el. Elsőként *Balázs L. György* egyetemi tanár, az előadás címéhez méltó, látványos fényképek kíséretében elhangzott, „Csodás beton szerkezetek” című előadását hallgathattuk meg. Az előadáson a hallgatóság az utóbbi években a világ minden részén épült, műszaki szempontból érdekes, ugyan akkor nagyon látványos, szép vasbeton és feszített vasbeton hidakat és szerkezeteket ismerhetett meg (2. fénykép).

2. fénykép: dr. Balázs L. György előadás közben



Márton Ildikó és Ványolós Endre (mindketten csíkszeredai kutatók) a plenáris ülésen a Homoródmenti Értékvédelmi Programot mutatta be. Homoródmentének a mai Hargita megyében, a Nagy- és a Kis-Homoród folyók hosszanti völgyeiben meghúzódó falvak összességét nevezik, amelyek elszigeteltségük folytán túlélték a kommunizmus lesújtó rombolását, és ezért ma is őrzik a szász hatású, hagyományos falukép, házépítés, építőanyag-használat emlékeit (3. fénykép).

3. fénykép: Márton Ildikó a plenáris ülésen



Dr. Orosz Árpád, a BME Hidak és Szerkezetek Tanszékének professzora volt a plenáris ülés harmadik előadója. A „Gondolatok a mérnöki tevékenységről és a mérnöki pontosságról” című előadásában a tartószerkezetek erőtanai számításában szereplő terhek, a szerkezeti modellek és a számítási módszerek megbízhatóságát, illetve a végeredmény pontosságára való hatásukat, valamint a kockázatviselés felelősségét vizsgálta (4. fénykép).

A plenáris ülésen negyedikként Dr. Gobesz Ferdinánd-Zsongornak, a Kolozsvári Műszaki Egyetem tanárának a tanítványai, Biró Csongor, Hadi Szabolcs, Kádár György, Kis Alpár és Péntek Máté mutatták be a száraztészta-ból (spagettiből és makaróniból) épített tartószerkezeti modelljeik tervezési és kivitelezési folyamatát, amely modellekkel az Óbudai Egyetem által rendezett Reccs, 2011 – Tészta-híd Építő Világbajnokságon, a híd és a tartó kategóriában előkelő 4-6. helyezést értek el (5. fénykép).

A plenáris ülést követően a konferencia hat szekcióban folytatta rendkívül széleskörű munkáját:

- Építőanyagok, vasbeton szerkezetek. Az elhangzott előadások száma 13 volt, felölelték többek között a polimer betonok, a könnyű adalékanyagok betonok, a dermesztett homokbetonok, a betonok nyomószilárdság vizsgálata, a különféle előregyártott betonok, a földrengésre és a nyírásra történő méretezés, a szerkezeti biztonság, a korai terhelés, az előfeszített vasbeton gerendák méretezésére alkalmas számítógépes program témakörét.



4. fénykép: Dr. Orosz Árpád előadását tartja



5. fénykép: Ketten a kolozsvári száraztészta-híd építő egyetemisták csoportjából

- Hídépítés, vasútépítés. A 14 előadás egyebek mellett a hídfelek modellezésével, a kivitelezési technológia hatásával a szerkezet feszültségállapotára, a terheléssel szilárdságukat és merevségüket növelő anyagokkal, a vasút fejlesztésével, a vasúti felépítmény kialakításával, a közvetlen rendszerű rugalmas sínleerősítéssel, az általa javítás modellezésével, a síndilatációval, talajmechanikai támasztószervezetekkel, nagysebességű

vasútvonalak vágány- és kitérő szabályozásának mérőberendezésével foglalkozott. A szekcióban bemutatták a nyitrai hidat, a 140 éves arad-temesvári vasutat, a budapesti M4 metró vágányépítésének jelenlegi állását.

- Építéstechnológia, építésszervezés, építészet. A szekcióban 12 előadást tartottak, amelyek szervezési, költségvetési, tervdokumentációs, oktatási kérdéseket, a toronydaruk fejlődéstörténetét, a csillagászati épületek, valamint az üvegszerkezetek tervezésének szempontjait, a falazott szerkezetek földrengésállóságát tárgyalták. Bemutatták a nagyváradi vár felújítási munkálatait, a sepsiszentgyörgyi Székely Nemzeti Múzeum és a Bazár épületének szeizmikus viselkedését, Ybl Miklós erdélyi alkotásait.

- Épületgépészet. A szekcióban 12 előadást hallgathattak meg a résztvevők. Az előadások szálloda fűtés-hűtéssel, a napenergiával történő hűtéssel, a geotermikus energia

hasznosításával, lakóépületek energetikai tanúsításával, a megújuló energiákkal történő vácrátóti távfűtéssel, a hőszivattyús fűtőrendszerek szabályozásával, a hőkomfort vizsgálatoknál alkalmazott termikus műember hőleadásával, az energiagyűjtő szerkezetekkel, a nagymegyeri termálfürdő energetikai elemzésével, tűzálló villamos kábelrendszerekkel, energia takarékos hűtőkészülékekkel, többkondenzátoros multifunkciós hőszivattyúval foglalkoztak.

- **Útépítés.** A szekció előadások száma 10 volt. A szekcióban beszámoltak a magyarországi betonutak építéséről, az európai közúti közlekedésbiztonsági célkitűzésekről és a magyar közlekedésbiztonsági modellekről, a gyorsforgalmi útépítések nem-affin térkép transzformációkkal való vizsgálatáról, a közúti biztonsági hatásvizsgálatok útmutatójáról, a sebességválasztás fényképes felméréséről, a balra kanyaradó sávokkal kialakított külterületi útcsomópontokon való szabálytalan előzések következményeiről, a veszélyfelismerés oktatásáról, az infrastruktúra fejlesztés gazdasági hatásának modellezéséről.
- **Acélszerkezetek, vízepítés, vízgazdálkodás, környezetvédelem.** A szekcióban 13 előadást tartottak a a kábelszerkezetek nemlineáris analízise, a kolozsvári Sigma Center acélszerkezetű bővítése, az acélszerkezetű híradástechnikai tornyok, a tűzi horgonyzott vékonyfalú acél tartószerkezet földrengés vizsgálata, az olajos vizek tisztítása, a zagyatározók gátszakadása, a Duna-Tisza stratégia nemzetközi feladatai, az ipari ökológia, a kolozsvári zajvédelmi intézkedések, a napenergián alapuló távhőellátó rendszerek, az útépítések rezgésvédelmi kérdései, Északkelet-Magyarország geotermikus potenciáljának hasznosítása, a települések zöldfelületeinek vizsgálata témakörében.

A konferencia tudományos programját kirándulás egészítette ki, utunk auróbuszal a Gyimesekbe, Borospatakára, a Boros Gyimesi Csángó Skanzenbe vezetett. Odaútban a

6. fénykép: Dr. Köllő Gábor és Pap Zsuzsa a Szellő-tetőn



7. fénykép: Indulás Boros-patakáról az Apa-havasra

konferencia résztvevői megálltak és megmázták a 1493 méter magas Szellő-tetőt, ahol élvezték a gyönyörű kilátást a Csiki-havasokra és a Gyimesekre, a nemrég még hófödte csúcson pompázó tavaszi virágok és a déli szikrázó napsütésben is harmatcseppes fűszálak látványát, a jó levegőt (6. fénykép).

A skanzen csűrjében felszolgált finom ebéd és a múzeum hagyományos csángó épületeinek, csángó használati tárgyait megtekintése után volt aki gyalogtúrára indult a környéken, a társaság nagy része azonban két- és egylovas csángószekereken a Boros-pataka mentén – amely egy ponton túl a régi, Hideg-kút-pataka nevet viseli – az 1239 magas Apa-havas tövébe, a Hideg-kút forráshoz kocsikázott (7. fénykép). A patak dús fenyő erdővel övezett völgyét végig kísérik a kalyibák, ezek a deszka tetőzetű, fenyődeszka és dorongépítmények, amelyek a szénacsinálók, a fakitermelők és a hegyi legelők állattartó gyimesi csángóinak nyári szálláshelyei, akik a szekér karaván utasait barátságos integetéssel köszöntötték, és a viszont integetést mosolyogva fogadták. A Hideg-kút forrást elhagyva a fáradt lovak pihenőt kaptak, a konferencia

8. fénykép: Az Apa-havas csúcsán. Balról jobbra: dr. Mihalik András (Nagyvárad), dr. Mecki József, (Pécs), dr. Kausay Tibor (Budapest), Megyeri Ferenc (Nagyvárad)



lelkes résztvevői pedig a meredek hegyoldalon felmásztak a Szellő-tetőnél is magasabbnak tűnő Apa-havasra. A havas csúcsára a csíkszépvízi közbirtokosság a közelmúltban állított hatalmas faragott fakeresztet a Mária Terézia korában kijelölt, közeli – szakavatott idegenvezető segítségével jól belátható – „ezer éves” határ emlékére (8. fénykép). Az Apa-havas csúcsán élénk tárulnak a Csiki-havasok, a Tatros-völgyének hegyei. Az Apa-havas része volt a történelmi Magyarország határait a II. világháborúban sikeresen védő Árpád-vonalnak. A csúcson a lábunk alatt lévő mélyedések és árkok azoknak a lövészárkoknak a kései maradványai, amelyekben azok az ütegállások, géppuskafészek helyezkedtek el, ahonnan be lehetett lőni a Gyimesi-szoros alsó kijáratánál fekvő Gyimesbükk alá.

Visszatérve a Skanzenbe látványos íjász bemutató, a Gyimesekről filmvetítés, a bőséges vacsora után pedig csángó fiatalok néptánca nyújtott szórakozást és adott ízelítőt a Kárpát-medence legtávolabbi pontján élő magyarok kultúrájából.

A csíksomlyói kegytemplom szomszédságában lévő Jakab Antal Tanulmányi Ház kiváló étterme két estén is ünnepi vacsorával fogadott bennünket. E vacsorákat mindig hangulatos beszélgetések, tartalmas eszmecserék kísérték, egymást rég nem látott barátok fűzték szorosabbra kapcsolatukat, és új ismeretségek is kötődtek. A konferencia résztvevői az ÉPKO további sikereinek, bővülésének és a jövő évi viszontlátásnak a reményében, a szíves vendéglátást, a szervezők fáradozásait megköszönve, lélekben megerősödve búcsúztak egymástól.

Dr. Kausay Tibor

DR. DEÁK GYÖRGY 85 ÉVES



Dr. Deák György professor emeritus 1926. április 2-án született, tisztelői 2011. április 19-én, a BME Szilárd-ságtani és Tartószerkezeti Tanszék által szervezett bensőséges ünnepségen köszöntötték a kiváló szakembert, a tanszék korábbi vezetőjét, az Építésmérnöki Kar volt dékánját.

Az összejövetelt a tanszék részéről Várkonyi Péter és Visnovitz György szervezte. Bevezetőben elhangzott az ünnepelt gazdag élet-pályája, majd sorra következett a jelenlevők közül egy-egy kollega hozzászólása, akik felkérést kaptak arra, hogy Deák professzor tevékenységének, személyiségének néhány jellemzőjével szemléltessék az ünnepelt kiválóságát. Tassi Géza arra gondolt vissza, hogy Deák György már nagyon fiatalon elnyerte tehetségével és felkészültségével a szakma akkori nagyjainak elismerését. Becker Gábor dékán kifejezte elismerését azért a

kiemelkedő munkáért, amit elődje a kar ill. a tanszék vezetéseben és az építésmérnök-hallgatók tartószerkezeti oktatásában végzett. Lenkei Péter az ünnepelt sokoldalú gyakorlati és tudományos munkájának kiemelkedő értékeit hangoztatta. Balázs L. György arról az értékes munkáról szólt, amelyet Deák György a **fib**=CEB+FIP keretében végzett, s átnyújtott egyesületünk tagságának gratulációja kíséretében egy ajándék-könyvet. Armuth Miklós, a volt tanítvány, későbbi munkatárs – a szervező Várkonyi Péter volt hallgató szavait követve – Deák professzor oktatói és témavezetői érdemeiről szólt. Az ünnepi beszédek sorát Sajtos István zárta, aki tanszékvezetőként mondott köszönetet az ünnepeltnek, és átnyújtotta a tanszék munkatársainak ajándékát.

Valamennyi felszólaló kifejezte jókívánságait. A **fib** Magyar Tagozata csatlakozik a gratulációkhoz, és jó egészséget, családja körében sok örömet kíván az egyesület nagyra becsült tagjának.

T. G.

DR. ARANY PIROSKA JUBILÁRIS SZÜLETÉSNAPJÁRA



A VASBETONÉPÍTÉS nemes hagyományait követve megtisztelő feladatunk, hogy köszöntsük a **fib** Magyar Tagozatának aktív, megbecsült tagját, Arany Piroskát. Az évek számát nehéz leírni, hiszen az ünnepeltet munkájában és megjelenésében a fiatalos lendület jellemzi. Csak a dokumentumok mutatják, hogy 1946. április 25-én született.

Építőmérnöki oklevelét 1970-ben szerezte a BME-n, és ugyanott avatták műszaki doktorrá 1982-ben. 2009. évi nyugdíjazásáig és azóta is hűséges munkatársa a BME Építőanyagok és Mérnökeológia Tanszékének, ill. jogelődjének mint egyetemi tanársegéd, adjunktus, ill. c. egyetemi docens.

Életelemevé vált az építőanyagok oktatása és az azt szolgáló számos tevékenység. Ezek közül kiemelkedő jelentőségű, hogy hosszú időn át szervezője, fejlesztője volt az építőanyag-gyakorlatoknak, vezetője a tanszék laborrészlegének, koordinálta a tanszék két karon végzett oktató munkáját. Nagyon értékes volt a hallgatók gyakorlatainak gondos kidolgozása, fejlesztése, miközben a tanszék számos más oktatási tevékenységében is részt vett, ennek során a levelező és szakmérnöki oktatásban is.

Az oktatásban rendszeresen követte az ipari fejlődést. Ebben kiváló szervező készségén túl segítette őt az építőanyag- és építőiparral való aktív kapcsolata. Rengeteg anyagvizsgálati, számtalan ipari minőségellenőrzési feladatot látott el elsősorban betonok területén, de sok más építőanyaggal kapcsolatban is. Magas- és mélyépítési szerkezetek anyagainak alapos ismerőjeként sokrétűen adott tanácsot tervezőknek, kivitelezőknek, laboratóriumi kutatóknak.

Köztudott, hogy szerették a hallgatók, nagyra becsülték az oktatásra fordított figyelmét, értékelték azt a tudást, gyakorlati tapasztalatot, amit csak a laboratóriumban, jó magyarázat és irányítás mellett nyerhettek.

Az építőanyagok művelése terén szerzett érdemeit Szilikátipari Emlékéremmel, az oktatásban tanúsított teljesítményét a Pedagógus Szolgálatért kitüntetéssel ismerték el.

Dr. Arany Piroška napjainkban is töretlenül dolgozik az oktatásért, az építőanyagok fejlesztéséért, megbízhatóságuk javításáért.

Kívánjuk, hogy kiváló egészségben és munkabírással hasznosítsa gazdag tapasztalatait, szolgálja az oktatás és az építőipar fejlesztését. Megelégedettséget és sok örömet kívánunk az élet minden területén.

T. G.

VÖRÖS JÓZSEF 65. SZÜLETÉSNAPJÁRA



Születésnapját ünneplő kollégánk a MÁV Zrt Pályavasúti üzletág Pálya és mérnöki létesítmények főosztály Mérnöki létesítmények osztályának nyugalmazott osztályvezetője. Szakmai munkáját elsősorban a feszített vasbetonhidak építése jellemzi. Az első hazai szabadon szerelt híddal kapcsolatos tevékenységét 1978-ban megosztott Állami Díjjal ismerték

el. Részt vett az első szabadon szerelt, szabadon betonozott és szakaszosan előretolt feszített vasbetonhidak hazai alkalmazási technológiájának kidolgozásában és irányította az új technológiával megvalósuló hidak építését.

1976-79 között a Győri Közlekedési és Távközlési Műszaki Főiskolán, 1991-től a Budapesti Műszaki Egyetem Építéskivitelezési, valamint a Hidak és szerkezetek tanszékén végzett oktatói tevékenységet. Újjászervezése óta tagja a Mérnöki Kamarának, ahol részt vett a Közlekedési Tagozat minősítő bizottsága és a Tartószerkezeti Tagozat Hidász szakosztály oktatási bizottságának munkájában. A Mérnöki Kamarában végzett munkájáért 2003-ban Csány László-díjat kapott.

Több mint negyven cikke jelent meg különböző szakmai tudományos folyóiratokban, és számtalan előadást tartott hídépítéssel összefüggő témakörökben. A „Korszerű vasút, korszerű vasúttechnika”, a „Magyar vasút 150 éve” című szakkönyv, a „Vasúttechnikai kézikönyv”, és még további tudományos ismeretterjesztő művek társszerzője, a „Vasúti hidak és műtárgyak” könyv írója. Elismert, színvonalas szakmai folyóiratok szerkesztésében vesz részt, felelős szerkesztője a Sínek Világa, és szerkesztőbizottsági tagja a Vasbetonépítés c. szakmai folyóiratunknak. Részt vett a nagysebességre alkalmas vasúti hídprovizóriumok hazai

kifejlesztésében, gyártásában és bevezetésében. 1997-2000 között közreműködött Közép-Európa leghosszabb vasúti völgyhídja építésének előkészítésében, tervezésében és megvalósításában, valamint a bajai Duna-híd és a tiszai Tisza-híd átépítésében. Hidosztályvezetői tevékenysége alatt irányította a vasúti műtárgyak tervezését, felügyelte a kivitelezést és az üzemeltetést.

Tudományos tevékenységéért 1999-ben a közlekedés-tudományi egyesületi aranyjelvényt, 2001-ben az egyesület által alapított Jáky-díjat kapta.

Tagja a **fib** Magyar Tagozatának, ezen belül a Palotás-díj kuratóriumának és a Vasúti Hidak Alapítvány kuratóriumának. Tevékenysége során a vasúti technika történetének kutatásában és feldolgozásában, egyetemi hallgatók és gyakorló hidász szakemberek oktatásában és továbbképzésében, vasúti hidak közlekedésbiztonsági, műszaki és környezetvédelmi fejlesztésében szerzett érdemeket.

Több éven keresztül oktatott a Mérnöktovábbképző Intézet műszaki ellenőr képzési kurzusain. Szervezésével több, mint tíz magas színvonalú szakmai-tudományos konferencia valósult meg. Szakmai és vezetői munkáját az új szerkezetek technológiák bevezetése, a jó csapatépítő szellem, a biztonságos vasúti közlekedésért kifejtett magas szintű tevékenység jellemzi.

Szakmai, tudományos tevékenysége, a vasúti közlekedés fejlesztése érdekében végzett munkája elismeréseként részére 2007-ben a Magyar Köztársaság Elnöke a Magyar Köztársasági Érdemrend Lovagkeresztje kitüntetés adományozta.

2007. december 29-én nyugállományba vonult, azóta a PREFLEX' 2008 Kft ügyvezetője.

Kívánjuk, hogy továbbra is legjobb tudása szerint végezze munkáját és jó egészséggben élvezze családjá szeretetét és mérnök kollégáinak megbecsülését.



ÉMI-TÜV

**Több biztonság
Nagyobb érték**

**Vizsgálat, tanúsítás,
képzés és
szakértői tevékenység**



www.emi-tuv.hu

Az ÉMI-TÜV SÜD csapata

Notified Body
1417

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

Vizsgálat, tanúsítás, oktatás és szakértői tevékenység az alábbi területeken:

- Menedzsmentrendszerek vizsgálata és tanúsítása nemzeti és nemzetközi akkreditációk alapján; minőségirányítási-, környezetközpontú irányítási rendszerek, Magyar Egészségügyi Ellátási Standardok (MEES), Munkahelyi Egészségvédelem és Biztonság Irányítási Rendszerek (MEBIR / OHSAS), SCC, Élelmiszerbiztonsági Irányítási Rendszer (ÉBIR / HACCP / BRC / QS / GLOBALG.A.P.), Autóipari minőségirányítási rendszerek (VDA 6.1 / TS 16949), Információ-biztonsági Irányítási Rendszer (IBIR), EMAS hitelesítés, üvegházhatású gázok kibocsátási jelentésének hitelesítése
- Szakemberképzések a minőségirányítás és biztonságtechnika területén
- Megfelelőség-értékelés és **CE** jel
- Magas- és mélyépítőipari létesítmények tartószerkezetei, épület- és szakipari szerkezetek
- Játszótéri eszközök, szórakoztatóipari berendezések
- Felvonók, mozgólépcsők, színpadtechnikai berendezések
- Építő-, emelő- és anyagmozgatógépek
- Hegesztési technológiák, hegesztők, hegesztőüzemek
- Nyomástartó berendezések, kazánok, gázpalackok
- Tervengedélyezés
- Fogyasztási cikkek, műszaki-, könnyűipari-, vegyipari- és élelmiszeripari termékek

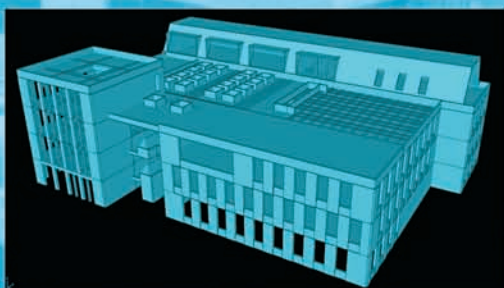
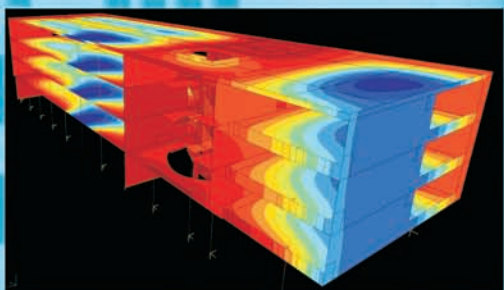
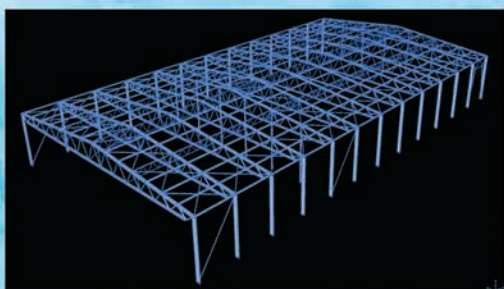
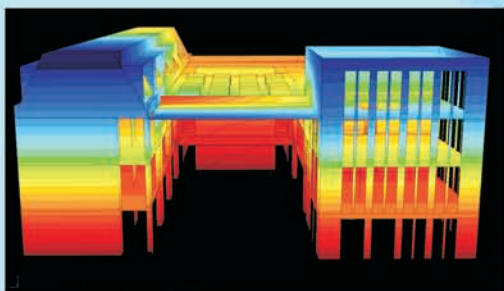
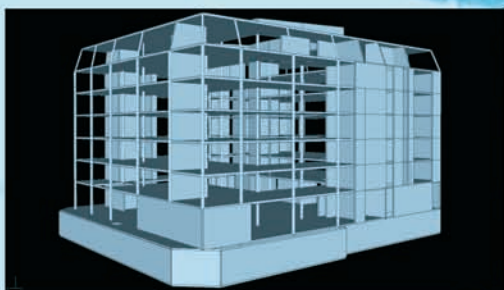
ÉMI-TÜV SÜD Kft. TÜV SÜD Csoport • H-2000 Szentendre, Dózsa György út 26.
Telefon: (+36) 26 501-120 Fax: (+36) 26 501-150 • E-mail: igazgatosag@emi-tuv.hu

TÜV®



Statikai számító és méretező programrendszer

www.axisvm.eu



- Teljeskörű megoldás az építőmérnöki feladatokhoz.
- Szerkezetmodellezés egyszerű keretektől a komplex, többszintes épületekig.
- Vasbeton gerendák, oszlopok, lemezek, falak vasalás-számítása.
- Átszúródásvizsgálat, repedéstágasság-számítás.
- Acél rúdelemek szilárdsági és stabilitási ellenőrzése.
- Fa rúdelemek szilárdsági és stabilitási ellenőrzése.
- Lineáris és nemlineáris statikai, rezgés és dinamikai számítások.
- Egyszerű, grafikus modellépítés és eredmény-dokumentálás.
- Méretezési modulok MSz, Eurocode, DIN, SIA, NEN, STAS és DM szabványok szerint.

AZ AXISVM PROGRAMRENDSZERT HUSZONHÁROM EURÓPAI ORSZÁGBAN TÖBB MINT HÁROMEZER MÉRNÖKIRODA HASZNÁLJA A MINDENNAPI TERVEZÉSI FELADATAIHOZ.

TÍZ ORSZÁGBAN 24 MŰSZAKI EGYETEMEN ÉS FŐISKOLÁN ALKALMAZZÁK AZ OKTATÁSBAN.

InterCAD Mérnöki Szoftverfejlesztő Kft.
1075 Bp., Károly krt. 9.
Tel/Fax: (1)-322-9072
Email: inform@axisvm.com

