

VASBETONÉPÍTÉS

CONCRETE STRUCTURES

JOURNAL OF THE HUNGARIAN GROUP OF **fib**



9 771419 644000



20034



Dr. Tassi Géza – Dr. Lenkei Péter

**Ötven éve alakult meg
a fib két elődje,
a FIP és a CEB**

94

Kollár László P.

**Vasbeton oszlopok
egyszerűsített számítása
az Eurocode 2 alapján**

98

Dr. Lenkei Péter – Dr. Meskó András

**Régi épületek új
mechanikai modelljei**

108

Rendezvénynapló

111

Dr. Gilyén Jenő

**A mérnöki megfontolások
szerepe a számítási
modellalkotás
folyamatában**

112

Dr. Gallus REHM

**Alapítvány pályázati
felhívása**

119

2004. évi előfizetési lap

120

2003/4

TBG betongyárak Magyarországon

A TBG csoport betongyárai 1992-ben kezdték magyarországi működésüket. A Duna-Dráva Cement Kft.-hez tartozó TBG Hungária Kft. holding jelleggel, részben helyi vállalkozókkal közösen üzemelteti az ország egész területén, illetve egyes környező országokban lévő betongyárait és kavicsbányáit. Betongyaráink modern számítógépes vezérléssel működnek és minden olyan követelménynek megfelelnek, mely egy jó minőségű betonüzemben elvárás. A keverékek készítésénél többnyire a cégcsoporthoz tartozó Dunai Kavicsüzemek Kft., bányáiból származó, jó minőségű, mosott, osztályozott homok és kavics, valamint magas minőségű követelményeknek megfelelő, a Duna-Dráva Cement Kft. által előállított, magyar cementeket használunk. Az igényekhez alkalmazkodva sokféle adalékszer alkalmazására is lehetőség van, de leginkább a szintén a STABIMENT adalékszer család termékei kerülnek a betonba. Minden keverőnél szigorú minőségellenőrző rendszer biztosítja a kiadott betonok egyenletesen jó minőségét, amely a jól felszerelt, akkreditált betonlaboratóriumainkban rendszeresen ellenőrzésre kerül. Társaságaink jelentős része ISO minősítéssel is rendelkezik. A minősített betonreceptjeink között találunk vízzáró, fagyálló, agresszív vegyi hatásoknak ellenálló vagy szűrő betonok, könnyűbetonok készítésére szolgáló recepteket is. A telepeinkről csak a rendelésnek megfelelő mennyiségű és minőségű beton kerülhet kiszállításra. A nagyobb keverőinkben a téli munkavégzés sem okoz gondot. Társaságaink több saját tulajdonú mixerkocsival és betonszivattyúval rendelkeznek. Ezen kívül számos, megfelelő felkészültségű, rendszeresen a részükre dolgozó alvállalkozó is a segíti a munkánkat. Jelenleg már 38 betongyárunk dolgozik az országban, legújabb keverőink Esztergomban és Balatonszárszón álltak munkába. Meglévő üzeinket is folyamatosan korszerűsítjük. Az elmúlt évek során egyre nagyobb szerepet vállaltunk a különböző vidéki és fővárosi építkezések beton ellátásában. A keverőink által előállított transzportbeton mennyisége évről évre nő. Míg az első időkben évente csak pár tízezer m³ betont állítottunk elő, addig a 2001. évben már közel 800 000 m³-t és 2002-ben 880 000 m³-t, 2003 pedig több mint 1 000 000 m³-t. Ezzel a mennyiséggel a vezető transzportbetongyártó társaságok közé tartozunk. Büszkén mondjuk, hogy szállítottunk és jelenleg is szállítunk betont a keverőink térségében épülő szinte minden nagyobb munkához, többek közt az M7 autópálya balatoni szakaszához. Munkánkat segíti a betontechnológia felett őrködő BTC Kft., mely az országban több akkreditált beton vizsgáló laboratóriummal rendelkezik és a betonjaink szivattyúzását végző, jól felszerelt Dako Pumpa Kft. Ez a két Társaság szintén cégcsoportunkhoz tartozik.

Bizakodva nézünk a jövő elébe, mert látjuk a fejlődést, a folyamatosan épülő országot.

Valamennyi munkatársunk azért dolgozik, hogy Vevőink kiszolgálása és kiadott betonjaink minősége megfeleljen Megrendelőink elvárásainak.

38 betongyár, 14 betonszivattyú



10 kavicsbánya, 4 betonlabor

TBG HUNGÁRIA Kft.

Budapest X. Basa utca 22.

Telefon (1) 264-2963, fax (1) 264-2947

e-mail: tbgkando@axelero.hu, www.tbgbeton.hu

TRANSPORTBETON

... egy szilárd kapcsolat

Főszerkesztő:

Dr. Balázs L. György

Szerkesztő:

Madaras Botond

Szerkesztőbizottság:

Beluzsár János

Dr. Bódi István

Csányi László

Dr. Csíki Béla

Dr. Erdélyi Attila

Dr. Farkas György

Kolozsi Gyula

Dr. Kovács Károly

Lakatos Ervin

Mátyássy László

Polgár László

Telekiné Királyföldi Antónia

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

Dr. Träger Herbert

(Kéziratok lektorálására más
kollégák is felkérést kaphatnak.)

Alapító: a *fib* Magyar Tagozata

Kiadó: a *fib* Magyar Tagozata

(*fib* = Nemzetközi Betonszövetség)

Szerkesztőség:

BME Építőanyagok és Mérnökgeol. Tansz.

1111 Budapest, Műgyetem rkp. 3.

Tel: 463 4068 Fax: 463 3450

E-mail: fib@goliat.eik.bme.hu

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

Az internet verzió technikai
szerkesztője: Damokos Ádám

Nyomdai előkészítés: RONÓ Bt.

Egy példány ára: 1000 Ft

Előfizetési díj egy évre: 4000 Ft

Megjelenik negyedévenként
1000 példányban.

© a *fib* Magyar Tagozata

ISSN 1419-6441

online ISSN: 1586-0361

Hirdetések:

Külső borító: 120 000 Ft,

belső borító: 100 000 Ft.

A hirdetések felvétele:

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

Címlapfotó: Bartók ház

Bartók Béla u. 43-47.

Budapest,

Készítette: Csécsi Pál

TARTALOMJEGYZÉK

94 Dr. Tassi Géza – Dr. Lenkei Péter

**Ötven éve alakult meg a *fib* két elődje,
a FIP és a CEB**

98 Kollár László P.

**Vasbeton oszlopok egyszerűsített
számítása az Eurocode 2 alapján**

108 Dr. Lenkei Péter – Dr. Meskó András

Régi épületek új mechanikai modelljei

112 Dr. Gilyén Jenő

**A mérnöki megfontolások szerepe
a számítási modellalkotás folyamatában**

119 Dr. Gallus REHM Alapítvány

pályázati felhívása

120 2004. évi előfizetési lap

A folyóirat támogatói:

Ipar Műszaki Fejlesztéséért Alapítvány, Vasúti Hidak Alapítvány,

ÉMI Kht., Hidépítő Rt., MÁV Rt., MSC Magyar Scetauroute

Mérnöki Tervező és Tanácsadó Kft., Pfleiderer Lábatlani Vasbetonipari Rt.,

Pont-Terv Rt., Uvaterv Rt., Mélyépterv Komplex Mérnöki Rt., Hídtechnika Kft.,

Techno-Wato Kft., Betonmix Mérnökiroda Kft., BVM Épelem Kft., CAEC Kft.,

Pannon Freyssinet Kft., Stabil Plan Kft., Union Plan Kft.,

BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszéke,

BME Hidak és Szerkezetek Tanszéke

ÖTVEN ÉVE ALAKULT MEG A *fib* KÉT ELŐDJE, A FIP ÉS A CEB

Az építés, az emberi tevékenység egyik legfontosabb eleme évezredekkel ezelőtt indult el a fejlődés útján. A műszaki történet bizonyítja, hogy már akkor éltek az építők a tapasztalatok cseréjének lehetőségével. A Földközi tenger keleti medencéje mentén kialakult építési módszerek, majd stílusok kölcsönhatása a mai szemlélő számára nyilvánvaló. Ezt látjuk Európa nyugati és középső részének középkori és korai újkori építészeti emlékeinek megismerésénél is. Mielőtt valaki az építés mesterévé vált volna, bejárta a szomszédos, vagy akár távolabbi országok építési munkahelyeit, hogy ismereteket szerezzen.

A XIX. század második fele a vasbeton létrehozásával jelentősen bővítette a szerkezeti beton alkalmazási területét. A spontán felfedezés után szükségessé vált az elméleti alapok, a tervezési módszerek fejlesztése a technológiai eljárások mind hatékonyabbá tétele mellett. Hamarosan valamilyen műszaki szabályozás is fontossá vált, s meg kellett oldani az erőtanú tervezés és a gyakorlati építés tapasztalatainak közkinccsé tételét is. Előbb nemzeti szakmai szervezetek alakultak (mint pl. hazánkban a Magyar Mérnök- és Építész-Egylet). Az országok közötti információ-áramlást szakterületünkön a nem elsősorban betonnal foglalkozó Nemzetközi Híd- és Szerkezetépítési Egyesület (három hivatalos nyelven elterjedt rövidítései szerint IVBH, AIPC, ill. IABSE) volt hosszú ideig a legnépszerűbb Európában, s ennek munkájába a magyar mérnökök is bekapcsolódtak.

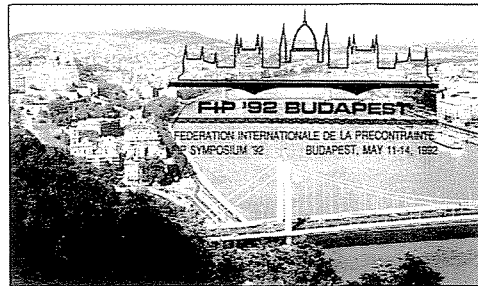
Az 1920-as évek végéig sokat fejlődött a vasbetonépítés. Az elmélet mind megbízhatóbb segítője lett a gyakorlatnak, s ennek során látványos alkotások jöttek létre. Megtorpant volna azonban az előrehaladás, ha nem sikerül legyőzni a beton tulajdonságaiból adódó korlátokat a működésmód megváltoztatásával. Ennek eszköze a feszítés lett, ami új távlatokat nyitott a szerkezeti beton alkalmazása előtt.

A feszítés számos metallurgiai, betontechnológiai, építési rendszerbeli, tervezési, számtani kérdést vetett fel. Az újabb eredmények mutatták a perspektívát, jelentkezett a nemzetközi tapasztalatcsere és együttműködés igénye. A második világháború előtti viszonyok ennek nem kedveztek, s maga a háború durva gátat vetett az egészséges igényeknek. Ez érződött még évekig a háború utáni újjáépítés időszakában is. Hét

A FIP kivitelezési bizottsága 1979. évi budapesti ülésének munkahelyi látogatása a győri Mosoni Duna hídnál. Balról a hetedik (fehér kabátban) M. Kavrychine, a bizottság elnöke, a magyar résztvevők balról jobbra Papp Sándor, Loykó Miklós, Voros József, Encsy Balázs, a darugémmű Windisch Andor, továbbá a képen jobbra Medved Gábor, Garay Lajos, Sarrang János, Varga József, Tóth Györgyi, Gulyás Kálmán



Az 1992. évi budapesti FIP szimpózium meghívójának címlapja



év elteltével a társadalmi-gazdasági helyzet lényegében konszolidálódott, s szerencsés módon Európa hidegháborús megosztottsága a szakmai együttműködést nem tette lehetetlenné.

Fédération Internationale de la Précontrainte, FIP, (1952)- 1953-1989

1952-ben Európa nyugati részén megérettnek látták az időt a feszített vasbeton szerkezetekkel foglalkozó nemzetközi szövetség létrehozására. A Nemzetközi Feszítettbeton Szövetség (Fédération Internationale de la Précontrainte, FIP) valójában 1953-ban alakult meg párizsi székhellyel. Ekkor lett a szervezet első elnöke „a feszítés atyja”, E. Freyssinet. A szövetség nemzetköziségét kívánta hangsúlyozni a négy hivatalos nyelv – angol, francia, német, orosz – elfogadása, amit 1990-ben váltott fel egyetlen nyelvként az angol.

A FIP gyorsan fejlődött. Megalakultak a feszített szerkezetekkel kapcsolatos információ-terjesztés terén oly fontos szerepet betöltő bizottságok. Ezek sok kiadvánnyal gazdagították a feszített szerkezetek jobb megvalósítását szolgáló ismereteket. Értékesek voltak a CEB-bel közösen kidolgozott „Model Code” nemzetközi szabványajánlások. A FIP szervezeti életén kívül megvalósult szerkezetekről, eljárásokról, anyagokról rendszeresen beszámolt az egyesület lapja, az „FIP Notes”. A kezdetektől működött a FIP tanácsa és közgyűlése. Ezek révén a nemzeti tagozatok képviselői kifejthették véleményüket, s közvetlenül tehettek szert a szövetség munkájáról szóló információkra. 1953 és 1958 között volt három FIP kongresszus, s ezeket a továbbiakban négyévenként követték más-más országban rendezett kongresszusok. 1966-tól 1990-ig a kongresszusok között félidőben, később évenként voltak szimpóziumok. Ezek a rendezvények az ismeret-átadás kívá-

A FIP 1992. évi budapesti szimpóziumán rendezett kiállítás, középen R. Waither, a FIP elnöke



lő fórumai voltak. Értékesnek bizonyultak az előadásokat tartalmazó kiadványok, amelyek sok segítséget nyújtottak azoknak is, akik a kongresszusokon, szimpóziumokon nem vehettek részt. A résztvevőknek kiváló alkalmuk volt szakmai kapcsolatok kiépítésére, egymás személyes megismerésére, a hazai eredmények propagálására.

Bár a közelmúltban jelent meg lapunk különszámaként „A FIP Magyar Tagozatának története”, a FIP keretében folyó munka legfőbb szakterületeit itt is bemutatjuk. Ennek bizonyára legjobb eszköze, ha felsoroljuk a bizottságok elnevezését. (A bizottságok az idők során változtak, e felsorolás egy állapotot tükröz): 1. Beton, 2. A feszítés anyagai, feszítési rendszerek, 3. Gyakorlati tervezés, 4. Gyakorlati építés, 5. Előregyártás, 6. Tengeri szerkezetek, 7. Feszített vasbeton nyomástartó edények és tartályok, 8. A beton és a környezet, 9. Tervezés földrengésállóságra, 10. Vasbeton szerkezetek fenntartása és erősítése. E bizottságok sokban segítettek a tapasztalatcserét, értékes közleményekkel látták el a szakterületek művelőit.

A FIP Magyar Tagozata 1970-ben bontott zászlót, de magyar szakemberek – köztük elsőként Palotás László – sokkal előbb, már 1961-ben kapcsolatba kerültek a nemzetközi szövetséggel. A magyar mérnökök bekapcsolódása mind élenkebbé vált. A FIP történetében talán csak egy olyan bizottság volt (a 6. számú), amelyben egyáltalán nem működött magyar szakember. 1962-től minden kongresszuson voltak magyar küldöttek, s alig volt szimpózium, amelyen hazánk ne képviseltette volna magát. 1970-től a FIP tanácsában szinte mindig ott volt a Magyar tagozat első elnöke, Garay Lajos, akit több mint másfél évtized után Fogarasi Gyula, Tamás László, Varga László majd Balázs L. György követett. Ha már neveket említünk, teljességre nem törekedve, betűrendben felsoroljuk azokat a magyar mérnököket, akik ott voltak a FIP Magyar Tagozata bölcsőjénél, ill. a későbbiekben sokat tettek a szerkezeti beton fejlesztéséért a nemzetközi szervezet zászlaja alatt: Apáthy Árpád, Almási József, Baranyay-Horváth Miklós, Beluzsár János, Bódi István, Bodó László, Bölcskei Elemér, Dalmy Dénes, Deák György, Diószeghy Miklós, Erdélyi Attila, Farkas György, Fogarasi István, Gecsényi Gyula, Goschy Béla, György Pál, Hidvéghi Rudolf, Horváth Adrián, Kolozsi Gyula, Lakatos Ervin, Lenkei Péter, Loykó Miklós, Lőke Endre, Magyarai Béla, Makra Magdolna, Márkus Miklós, Mók László, Penkala Tibor, Petúr Alajos, Polgár László, Reviczky János, Sarrang János, Sebők Ferenc, Seenger Pál, Sigray Tibor, Szalai János, Szigyártó Lajos, Tápai Antal, Tariczky Zsuzsanna, Tassi Géza, Telekiné Királyföldi Antonia, Träger Herbert, Vajda Zoltánné, Varga József, Vörös József, Wellner Péter, Windisch Andor, Zsigmondi András.

Sokrétű volt a magyar közreműködés a nemzetközi fórumokon, s élénk volt a szervezeti élet, amikor a FIP Magyar Tagozatának otthont adó Építéstudományi Egyesületben a magyar küldöttek egy-egy nemzetközi rendezvényről tartottak beszámolót.

Sok bizottsági ülés volt Budapesten, a nemzetközi szervezet számos vendégét hallgathattuk egy-egy előadásán. Rendeztünk FIP tanácsulást és szűkebb körű tanácskozásokat. A FIP Magyar Tagozatának megítélt feladata volt az 1992. évi szimpózium megrendezése, ami elismerten nagy sikerrel zajlott.

A FIP Magyar Tagozata 1995 végére jó hagyományokra tekintő és gazdag tapasztalatokkal rendelkező, jelentős számú szakembert összefogó, erős szervezetté vált. Megérett arra, hogy önálló egyesületté váljék, s tovább erősödve haladjon a CEB Magyar Csoportjával egyesülve a *fib* Magyar Tagozatának megalakulása felé. Az egyesülés révén már elnöki minőségben vezette a tagságot Balázs L. György.

Comité Européen du Béton, Comité Euro-International du Béton, CEB, 1953-1989

Az Európai Beton-Bizottság CEB (Comité Européen du Béton, 1976-tól Comité Euro-International du Béton) szintén a második világháború utáni nyugati konszolidáción alapuló kedvező légkörben alakult meg 1953-ban párizsi, majd később Lausanne-i székhellyel. Az „alapító atyák” sorában két nagy építő (André Balency-Bearn és Emile Nenning) és négy nagy professzor (Louis Baes, Hubert Rüsch, Edoardo Torroja és Georg Wästlund) volt. Hivatalos nyelve a francia, az angol, a német és a spanyol szolgált, de kezdetben főleg a franciát, később főleg az angolt használták.

A két nemzetközi szervezet között sok párhuzam volt, ezt mutatja az is, hogy sok, a szakmában jelentős szerepet játszó személy mind a CEB, mind a FIP munkájában közreműködött – így volt ez hazánkban is. Kezdetben a FIP elsősorban a feszítéssel kapcsolatos technológia, gyakorlati tervezés és építés kérdéseivel foglalkozott, a CEB területe pedig a beton- és vasbeton-kutatás és szabályozás volt. A későbbiekben ezeknek a határoknak a jelentősége egyre jobban csökkent.

Megalakulásakor a CEB hármas célt tűzött ki maga elé:

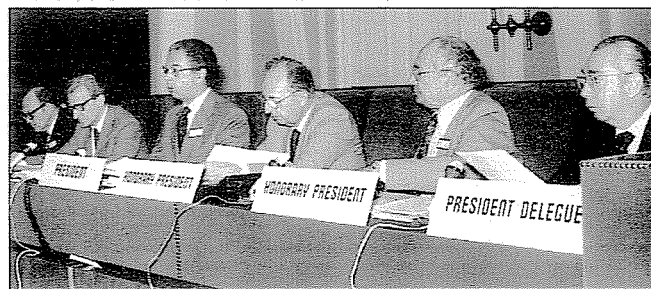
- A beton- és vasbeton-kutatás nemzetközi koordinálását és szintézisét;
- az előbbieken alapján a betonszerkezetek tervezésére és kivitelezésére vonatkozó szabályzatok aktualizálását és harmonizálását;
- egy új és egységes nemzetközi szabályozási rendszer kialakítását a mérnöki szerkezetekre általában és a vasbeton szerkezetekre speciálisan azok használhatósága és tönkremeneteli biztonsága alapján.

A CEB munkamódszere alapvetően különbözött a FIP tevékenységétől. Eredetileg a CEB-nek nem voltak egyéni tagjai, csak tagországai. A tagországok tagdíjat fizettek, joguk és kötelezettségük volt a CEB munkaszerveibe saját országukból hozzáértő tagokat delegálni és a CEB hivatalos ténykedéseiben országukat három taggal, lehetőleg egy kivitelezővel, egy tervezővel és egy oktató-kutatóval képviselni. A későbbiekben kialakultak a tagdíjfizetési osztályok és az ennek megfelelő képviseleti arányok.

A munka a különböző munkaszervekben folyt (állandó bizottságok és munkacsoportok) amelyek a fent említett hármas célnak megfelelő, előre meghatározott szintetizáló és szabályozás előkészítő feladatok (pl. nemlineáris számítás, nyírás, alakváltozás) elvégzésére jöttek létre, munkájukról a vezető szerveknek beszámolni tartoztak, eredményeiket CEB kiadványban (Bulletin d'Information) kellett közzétenniük. Ezekből a Bulletin-ekből 1953 és 1998 között több mint 240, évente átlagosan több mint öt jelent meg.

A CEB alapvető rendezvényeként a másfél évente összeülő plenáris ülés szolgált. Ezen a CEB munkájában aktívan közreműködők vehettek részt. Itt a bizottsági munka eredményeit mutatták be, és meg is vitatták azokat, sokszor előre kiadott Bulletin-ek alapján. Ez megfelelt a CEB munkastílusá-

A CEB plenáris ülésén Budapesten 1980-ban, balról Kunszt György, Szabó János, J. Ferry-Borges, a CEB elnöke, Franco Levi, a CEB tiszteletbeli elnöke, A. Short, a CEB tiszteletbeli elnöke, Y. Sallard, a CEB főtitkára





A CEB VI. bizottsága I. munkacsoportjának tagjai az 1988. évi budapesti ülés alkalmából a PMMF vendégeiként Pécsre látogattak (a képen S. Stöck I., Lenkei Péter, Tassi Géza, H. Otsuka, R. Tepfers)

nak, amely mindig arra irányult, hogy az egyes részterületeken működők jussanak közös megegyezésre a szakmai eredmények értékeléséről, a követendő irányokról, a jövő feladatairól. A plenáris üléseken általában két-háromszázan vettek részt, nem voltak vastag Proceedings-ekben közreadott egyéni előadások. Megszokott volt ezeket az üléseket a „CEB család” összefüveteleinek tekinteni.

Minden plenáris ülés végén volt egy ún. adminisztratív ülés közgyűlés jelleggel, ahol a szervezeti ügyek voltak napirenden. Minden második ülésen (tehát háromévente) újjáválasztották a CEB operatív irányító szervét, az adminisztratív tanácsot. Ezt a CEB választott elnöke vezette alelnök(ök) segítségével. Az adminisztratív tanács munkáját egy tekintélyes, általában idősebb tagokból álló tanácsadó testület is segítette. Előfordult, hogy egymást követő időszakokban a FIP-nek és a CEB-nek ugyanaz a személy (Franco Levi) volt az elnöke.

Plenáris üléseket, összesen 31-et, az idők során majdnem minden európai tagországban tartottak. A CEB-nek közel minden európai ország tagja volt, de voltak tagok más földrészekről, s a szakmai munkában közreműködőként részt vehettek nem tagországok neves szakemberei is.

Nehéz lenne a vasbetonépítésnek olyan területét megtalálni, ahol a CEB fennállásának 45 éve alatt valamelyik munkaszerve ne végzett volna értékes tevékenységet. De nem lehet nem említeni a CEB céljai között szereplő és kezdeményezésére megindult, a FIP ismertetésénél már említett CEB-FIP Nemzetközi Ajánlások, Model Code-ok készítését és folyamatos korszerűsítését. Ezek közül az első 1964.-ben, a továbbiak 1970-ben, 1978-ban és 1990-ben jelentek meg. Ezek a Model Code-ok képezték az alapját az ISO-ban, majd a CEN-ben folyó nemzetközi tartószerkezeti szabványosítási tevékenységnek. A tartószerkezeti meghatározás nem elírás, mert

A CEB dubrovnikai plenáris ülésén, 1988-ban balról Balogh Tamás, Bodó László, Deák György, Lenkei Péter



a CEB nem csak a vasbetonépítés területén volt a nemzetközi szabályozás kezdeményezője, hanem mindig szélesebb vonatkozásban, a más anyagú tartószerkezetekre is érvényes közös alapelvek kidolgozását tartotta fontosnak.

A CEB kezdeményezője és aktív résztvevője volt az építés területén érdekelt nemzetközi szakmai szervezetek (CEB, CECM, CIB, FIP, IABSE, IASS, RILEM) munkáját koordináló Joint Inter-Association Committee-nek (röviden Joint Committee). A CEB és a FIP munkája több más szervezet tevékenységéhez is fűződött, így az ACI, továbbá a GAMM, IUTAM munkájában is találhatóak voltak érintkezési felületek. Kétségtelen azonban, hogy a legtöbb hasonló vagy közös téma a CEB és a FIP területén jelentkezett. Nem véletlen, hogy az együttműködés már nagyon korán elkezdődött, s hamar felvetődött az egyesülés gondolata is. Ez végül gondos előkészítő munka után az 1998. évi FIP kongresszuson következett be.

Szólni kell még röviden a magyar részvételről a CEB munkájában. Ez közvetlenül az 1953-as kezdetekhez nyúlik vissza, amikor Csonka Pál és Palotás László kapcsolatba kerültek az új szervezettel. A CEB plenáris üléseire esetenként meghívást kaptak magyar szakemberek is, bár Magyarország még nem volt tagja a CEB-nek. Így került sor magyar részvételre 1972-ben az akkori Leningrádban tartott 15. Plenáris Ülésen. Itt Alekszej Gvozgyev, az adminisztratív tanács tagja hivatalosan felkérte Magyarországot, hogy kezdeményezze CEB tagságát. Ennek eredményeként 1972-ben Magyarország belépett a CEB-be és lehetővé vált részvételünk a munkaszervek tevékenységében, szavazati jogú részvételünk a közgyűléseken és részvételünk az első nemzetközi CEB szemináriumon 1973-ban Lisszabonban.

A CEB magyar bázisintézménye az Építéstudományi Intézet volt, és megalakult a CEB magyar csoportja is.

Az évek során sok szakember vett részt a különböző munkabizottságok és a plenáris ülések, valamint a közgyűlések munkájában. A teljesség igénye nélkül legyen szabad ABC sorrendben néhányukat felsorolni: Almási József, Balázs L. György, Balogh Tamás, Béres Lajos, Bódi István, Bodó László, Deák György, Dulácska Endre, Erdélyi Atila, Erdélyi László, Farkas György, Garay Lajos, Hamza István, Hegedűs István, Kármán Tamás, Korda János, Kovács Béla, Lenkei Péter, Madaras Gábor, Mentés Endréné, Szalai Kálmán, Tassi Géza, Ujhelyi János, Visnovitz György, Windisch Andor.

A magyar részvétel a CEB munkájában aktív és sokrétű volt, jelentős hozzájárulást jelentett a CEB céljainak megvalósításához. Mivel a munkaszervekben közös munka folyt, a plenáris üléseken pedig munkabeszámolók hangzottak el, nehéz egyéni teljesítményeket kiemelni. Talán leginkább említésre méltó az 1978-as Model Code próbaszámításával kapcsolatos hazai tevékenység. Ebben a nagy volumenű munkában különösen sokat tettek a BME Vasbetonszerkezetek Tanszéke és a Szilárdságtan és Tartószerkezetek Tanszék, továbbá az ÉTI.

Sok munkabizottság ülését, az adminisztratív tanács három ülését és 1980-ban a 21. CEB plenáris ülést és a közgyűlést tartottuk Magyarországon. Ez utóbbit Lenkei Pétert beválasztották az adminisztratív tanácsba, amelynek 1998-ig tagja volt, feladatát képezte a kelet-középeurópai régió képviselője.

Szólni kell még arról a haszonról, amit a CEB munkájában való magyar részvétel jelentett. Talán a legfontosabb az volt, hogy első kézből kaptuk meg a legfrissebb információkat a szakmánkat foglalkoztató jelentős kérdésekről és az azokra adható válaszokról. Aktívan közreműködhattunk az álláspontok kialakításában. Fontos volt, hogy nem maradtunk ki évtizedekre a nemzetközi szakmai közéletből, sok szakmai kapcsolatra is szert tettünk és ebből gyakran barátságok is kialakultak.



Magyar küldöttek és magyar ajkú vendégek a *fib* megalakulásakor 1998-ban, Amszterdamban. Hátsó sor: Windisch Andor, Tóth Ernő, Zvonimir Marić, Bódi István, Mihalek Tamás, Magyar János, Jávor Tibor, Madaras Gábor, Beluzsár János, Ludovít Nád*, Első sor: Balázs, L. György, Telekiné Királyföldi Antonia, Tassi Géza, Berkó Dezső, Tóth Zoltán, Farkas György

Fédération Internationale du Béton, *fib*, 1998-

A *fib* = CEB + FIP céljairól, munkájáról a VASBETON-ÉPÍTÉS 2003/2 számának vezércikke szól részletesen. Ugyanott a *fib* Magyar Tagozatának életébe is betekinthez az olvasó.

A CEB, FIP ill. *fib* ötven éves múltja és jelene bizonyítja a nemzetközi szakmai szervezet fontosságát, a szerkezeti beton fejlesztésében, az építőipar haladásában betöltött szerepét. Az életképesség bizonyítékai a hasznos kiadványok, a sikeres rendezvények, a mind jobban fejlődő nemzetközi kapcsolatok. A *fib* Magyar Tagozata méltó módon zárkózik fel a nemzetközi szövetséghez. A tagság létszáma, az egyesületi élet, a magyar részvétel a nemzetközi munkában, s nem utolsósorban ennek

a folyóiratnak a létrehozása és immár hároméves eredményei biztatást adnak ahhoz, hogy a magyar építőmérnökök, nem utolsósorban a fiatalok mind nagyobb mértékben bekapcsolódjanak az egyesület munkájába. A *fib* Magyar Tagozatát a nemzetközi szervezet megbecsüli, s munkáját nagyra értékeli. Ezt tanúsítja, hogy egyesületünk elnökét a *fib* Praesidium tagjává választották, több más tagtársunk nyert elismerést. A bizalom magas fokát mutatja az a határozat, amely a 2005. évi *fib* szimpóziumot Budapestnek ítélte, s megrendezését egyesületünkre bízta

A CEB, FIP ill. *fib* félészázados jubileuma alkalmából fejtünk a szakma nemzetközi és hazai nagyjainak emléke előtt, elismerve a kimagasló érdemeket a szerkezeti beton művelése és az egyesületi munka terén. Bízunk abban, hogy szellemükben tovább virágzik a *fib* keretében folyó munka, fejlődnek nemzetközi kapcsolataink, s ezek mind több hasznot hoznak a magyar építéstudománynak és technikának.



Tassi Géza

a *fib* Magyar Tagozat
örökös tiszbeli elnöke



Lenkei Péter

a CEB Magyar Tagozat
elnöke 1972-1998-ig

fib Symposium 2005 KEEP CONCRETE ATTRACTIVE 22-25 May 2005, Budapest, Hungary

This is the major Symposium in 2005 for those who intended to believe in the future of structural concrete. Technical sessions, task group and commission meetings will serve the forum of presentations and discussions for engineers as well as architects.

Concrete is an excellent structural material especially owing to its variety in properties, wide range of applicability and reasonable price. The past 150 years taught us how to deal with this material and how to develop it for the increasing requirements.

Significance of concrete seems to be increased even if new types of steel, aluminium, timber and glass products appear. Concrete was and is, however, attractive in many ways. Just remember to its constituent materials available from many local sources, unlimited forms, constructability, economy and aesthetics. We should only keep the significance of concrete by reaching its favourable performance. Principal aim of the Symposium is to show the potential of concrete as a structural material in order to find optimal properties and applications.

Symposium Topics:

- Topic 1 Attractiveness of concrete structures
Architectural appearance. Exposed concrete. Economic and historical aspects. Beauty of concrete structures.
- Topic 2 Innovative materials and technologies for concrete structures
Tailored properties of concrete. High performance concrete, fibre reinforced concrete, self-compacting concrete, lightweight concrete, green concrete. Metallic and non-metallic reinforcements. Production and construction techniques.
- Topic 3 Modelling of structural concrete
Design and modelling aspects. Modelling of cracking, damage and displacements. Performance based design. Performance criteria.

- Topic 4 Sustainable concrete structures
Resource oriented design. Environmentally compatible materials. Structural service life aspects. Retrofitting of concrete structures. Monitoring, maintenance and strengthening techniques.
- Topic 5 Prefabrication
Prefabrication and erection techniques. Application of self-compacting concrete in prefabrication. Construction joints.
- Topic 6 Fire design of concrete structures
Material and structural behaviour in fire. Fire safety design. Case studies.

Important dates:

30 September 2004 Submission of Abstracts

Min. 150 and max. 300 words abstracts are to be submitted by e-mail including name(s), address(es), phone, fax and e-mail number(s) of author(s) together with the suggested Symposium Topic where the abstract belongs to. First author will be considered as corresponding author if not requested otherwise.

30 October 2004 Confirmation of acceptance of Abstracts
31 January 2005 Submission of manuscripts

Symposium Secretariat:

"Keep Concrete Attractive" Symposium Secretariat
Hungarian Group of *fib*
c/o Budapest University of Technology and Economics
Dept. of Construction Materials and Engineering Geology
H-1111 Budapest, Műgyetem rkp. 3.
Tel/Fax: +36-1-463 4068 / 3450
e-mail: fibSympBudapest@eik.bme.hu
Symposium website: www.eat.bme.hu/fibSymp2005

VASBETON OSZLOPOK EGYSZERŰSÍTETT SZÁMÍTÁSA AZ EUROCODE 2 ALAPJÁN



Dr. Kollár László P.

A cikkben nyomott vasbeton oszlopok méretezését tárgyaljuk az Eurocode 2 szerint. Táblázatokat adunk meg, amelyek segítségével egyszerűen ki lehet számítani (a gyakorlatban leggyakrabban alkalmazott) téglalap keresztmetszetű vasbeton oszlopok külpontosság-növekményeit és a központosan nyomott vasbeton oszlopok φ tényezőjét, (amely az oszlop teherbírásának és a keresztmetszet teherbírásának a hányadosa). Az eredményeket összehasonlítjuk az MSZ15022/1 előírásai alapján nyert értékekkel is.

Kulcsszavak: vasbeton oszlop, központos nyomás, Eurocode 2, közelítő számítás

1. BEVEZETÉS

Várható, hogy a közeljövőben a vasbetonszerkezeteink méretezését az MSZ15022/1 helyett az Eurocode 2 (Eurocode 2, 2002) alapján kell elvégezni (Kovács, 2002). Az Eurocode és az MSZ alapelvei szerencsére megegyeznek (Szalai és Lenkei, 1992; Litzner, 1994; Kollár, 1997), de az egyes vizsgálatok részleteiben és a számszerű eredményekben jelentős eltérések vannak (Farkas és Kollár, 1997). A mérnököknek tisztában kell lenniük az új méretezési módszerekkel és az Eurocode alkalmazásának következményeivel is. Jelen tanulmányban az egyik legfontosabb tartószerkezeti elem, a nyomott vasbeton oszlop vizsgálatát tárgyaljuk az Eurocode alapján.

A vasbeton oszlopok vizsgálata az MSZ15022/1 szerint a külpontosság-növekmények figyelembevételén alapul. Az Eurocode is megengedi ennek a módszernek az alkalmazását. Az Eurocode előírásai lényegesen komplikáltabbak, mint az MSZ-ben találhatók: az Eurocode szerint a külpontosság-növekmény függ az oszlop vasalásától és a normálterő nagyságától is. Központosan nyomott oszlopok esetére az MSZ egy nagyon egyszerű számítási módszert is közöl: az oszlop teherbírása a központosan nyomott keresztmetszet teherbírásából számítható egy csökkentő szorzóval:

$$N_{Rd} = \varphi N_u, \quad (1)$$

ahol N_{Rd} a központosan nyomott oszlop teherbírása, N_u a központosan nyomott keresztmetszet teherbírása, φ pedig egy az oszlop kihajlási hosszától függő csökkentő tényező. Az Eurocode-ban nem található egyszerűsített számítás a központosan nyomott oszlopok esetére.

Farkas és Csikós (1996) összehasonlították az MSZ és az Eurocode oszlopokra vonatkozó előírásait. Tanulmányuk az Eurocode akkori legutolsó, 1991-es változatán alapult.¹ Az Eurocode-ot az elmúlt években jelentősen átdolgozták

(Eurocode 2, 2002), és az új szövegben lévő változtatások alapvetően befolyásolják az oszlopok méretezését is. Ezek közül a legfontosabbak az alábbiak:

- A korábbi változat szerint a beton szilárdságát a teherbírás számításához, egy $\alpha = 0,85$ -ös tényezővel meg kellett szorozni, az Eurocode 2 (2002)-ben ez nem szerepel.²
- Az Eurocode 2 (2002) szerint az oszlopok méretezését vagy a „külpontosság-növekményen” vagy a „helyettesítő inercianyomatékon” alapuló eljárással kell elvégezni. Az alkalmazó országnak döntenie kell arról, hogy melyik eljárást kívánja alkalmazni; és ezt az ún. Nemzeti Függelékben közölni is kell.³ A régebbi változat csak a külpontosság-növekményen alapuló módszert tartalmazta. A „helyettesítő inercianyomatékon” alapuló eljárás az angolszász országokban terjedt el, az MSZ a külpontosság-növekményen alapuló módszert tartalmazza. Ezért várható, hogy a magyar Nemzeti Függelékben is ezt a módszert fogjuk választani. A továbbiakban csak a külpontosság-növekményen alapuló módszert tárgyaljuk.
- Az Eurocode 2 (2002) szerint a külpontosság-növekmény számításában figyelembe kell venni a beton kúszását is, ami a korábbi változatban nem szerepelt.
- Az Eurocode 2 (2002) tartalmaz egy minimális, a keresztmetszet méretétől függő külpontosságot (lásd a 13. összefüggést), amely az előző változatban nem szerepelt.⁴
- A kihajlási hossz meghatározására, az Eurocode 2 (1991) egy nehezen kezelhető nomogramot adott meg, az új változat ehelyett egyszerű képleteket ad.⁵

Ebben a cikkben először röviden összefoglaljuk az Eurocode 2 (2002) nyomott oszlopokra vonatkozó előírásait, majd közelítő összefüggéseket (és táblázatokat) határozzunk meg a külpontosság-növekmények és a központosan nyomott oszlopok számítására, és a kapott eredményeket összevetjük az MSZ15022/1 szerint számítható értékekkel.

¹ Az Eurocode-nak 1994-ben elkészült a nyersfordítása, később pedig a hivatalos magyar fordítása is (Eurocode 2, 1991). A dátum nem a fordítás, hanem az angol szöveg elfogadásának a dátuma.

² Az α tényező elhagyása 15%-os szilárdságnövekedést jelent. Így, ha eltekintünk a minősítésre vonatkozó eltérésektől (Erdélyi és Nehme, 2002), az azonos szilárdsági jelű beton szilárdságának tervezési értéke az Eurocode-ban csak kis mértékben tér el az MSZ határfeszültségétől.

³ Az Eurocode-ban a „Nemzeti Alkalmazási Dokumentumokat” a „Nemzeti Függelékek” váltják fel. A legfontosabb különbség a kettő között, hogy az Alkalmazási Dokumentumban egy ország szabványbizottsága az Eurocode tetszőleges előírását értelmezheti, illetve változtathatja; a Nemzeti Függelék viszont csak olyan kérdésekben foglalhat állást, amelyekben az Eurocode választási lehetőséget ad.

⁴ Az MSZ is tartalmaz egy a keresztmetszet (hasznos) magasságától függő külpontosság-növekményt. Az MSZ szerint ezt összegezni kell a többi külpontossággal, az Eurocode szerint a keresztmetszet méretétől függő (minimális) külpontosságot nem összegezzük a többivel.

⁵ A kihajlási hossz számítására az MSZ is egy egyszerű, de az Eurocode mind a két változatától eltérő képletet ad. Megjegyezzük, hogy mind az MSZ, mind az Eurocode 2 (1991) és az Eurocode 2 (2002) a rugalmas kihajlási hossz becslését tartalmazza, elvi különbség nincs közöttük.

2. NYOMOTT VASBETON OSZLOPOK SZÁMÍTÁSA AZ EUROCODE 2 2002-ES KIADÁSA ALAPJÁN

A nyomott oszlopok számításában figyelembe kell venni az oszlopok építési pontatlanságát és a terhek hatására bekövetkező meggyűrődését is. A külpontosság-növekményen alapuló módszerek alkalmazása esetében ezeket oly módon vesszük figyelembe, hogy az oszlopokra ható normálerő külpontosságát (e_c) megnöveljük. A vasbeton oszlop keresztmetszetét erre a megnövelt külpontosságú normálerőre ellenőrizzük (1. ábra).

2.1 Külpontosságok meghatározása

Tegyük fel, hogy az oszlopra ható nyomaték az oszlop hossza mentén lineárisan változik és az oszlop két végén a nyomaték M_{01} és M_{02} , ahol $|M_{02}| \geq |M_{01}|$.

Az Eurocode 2 (2002) szerint a figyelembeveendő teljes külpontosság:

$$e_{\text{tot}} = \max \begin{cases} e_c + e_1 + e_2, & \text{a külpontosság összege} \\ M_{02}/N_{\text{Ed}}, & \text{a külpontosság a rúdvégén, (2)} \\ e_0, & \text{a minimális külpontosság} \end{cases} \quad (2)$$

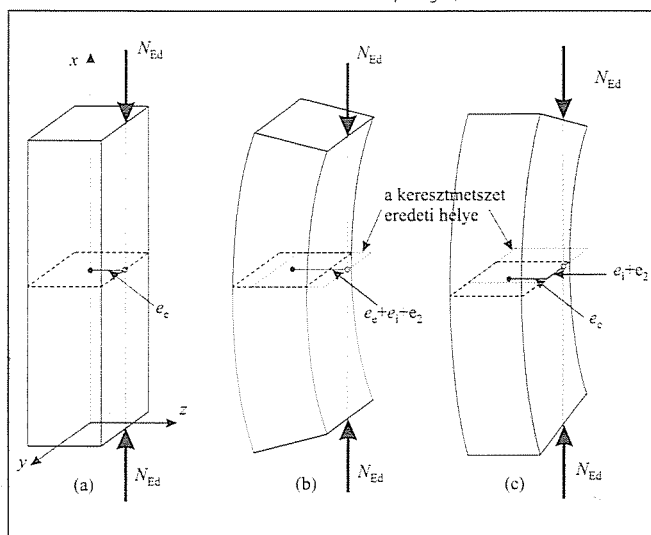
ahol e_c a deformálatlan oszlopon számított (elsőrendű) külpontosság, e_1 a kezdeti görbeségből (imperfekcióból) származó külpontosság, e_2 a másodrendű (az oszlop deformációjából származó) külpontosság, M_{02} és N_{Ed} az egyidejű rúdvégi nyomaték és normálerő tervezési értéke, e_0 -t pedig a 13. képlet értelmezi. (e_1 , e_2 , és e_0 előjele egyezik e_c előjelével, a maximum az (2) összefüggésben az abszolút értékekre vonatkozik.)

A) A deformálatlan oszlopon számított (elsőrendű) külpontosságot, e_c -t az

$$e_c = \frac{M_{0c}}{N_{\text{Ed}}} \quad (3a)$$

összefüggés alapján határozzuk meg. M_{0c} számításában megkülönböztetjük a konstans nyomaték és a lineárisan változó nyomaték esetét.

1. ábra: Vasbeton oszlop a z irányban külpontos normálerővel terhelve. Tökéletesen egyenes oszlop (a), az x - z síkban meggyűrődött oszlop (b) és az x - y síkban meggyűrődött oszlop (c). (● a keresztmetszet középpontját jelöli, ○ pedig a keresztmetszet síkjának és a normálerő hatásvonalának a dőléspontját)



- a) A rúd hossza mentén konstans ($M_{01}=M_{02}$) nyomaték esetében (kilendülő és nem kilendülő keretre egyaránt): $M_{0c} = M_{01} = M_{02}$.
- b) Ha a nyomaték a rúd két végén különböző, M_{01} és M_{02} , (ahol M_{02} mindig a nagyobb abszolút értékű nyomatékot jelöli,) akkor a (3a) képletben M_{0c} a következőképpen számítható.

Nem kilendülő keret esetén:

$$M_{0c} = \max \begin{cases} 0.6M_{02} + 0.4M_{01}, & (|M_{02}| > |M_{01}|) \\ 0.4M_{02} \end{cases} \quad (3b)$$

Kilendülő keret esetében⁶:

$$M_{0c} = M_{02}, \quad (|M_{02}| > |M_{01}|) \quad (3c)$$

M_{01} és M_{02} előjelét azonosnak kell tekinteni, ha (zérus normálerő esetén) a rúdnak azonos oldalán okoznak húzást.

B) A kezdeti görbeségből (imperfekcióból) származó külpontosság az

$$e_1 = \begin{cases} \frac{l_0}{400} & \text{ha } l \leq 4 \text{ m} \\ \frac{2}{\sqrt{l}} \frac{l_0}{400} & \text{ha } 4 \text{ m} < l \leq 9 \text{ m} \\ \frac{2}{3} \frac{l_0}{400} & \text{ha } l > 9 \text{ m} \end{cases} \quad (4)$$

összefüggésből számítható, ahol l_0 az oszlop kihajlási hossza, l az oszlop hálózati hossza m-ben.

C) Az oszlop deformációjából keletkező külpontosság (másodrendű külpontosság):

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

ahol

$$\frac{1}{r} = K_r K_\phi \frac{1}{r_0} \quad \text{a görbület,} \quad (6)$$

$$\frac{1}{r_0} = \frac{f_{yd} / E_s}{0.45 d'} \quad \text{a görbület alapértéke,} \quad (7)$$

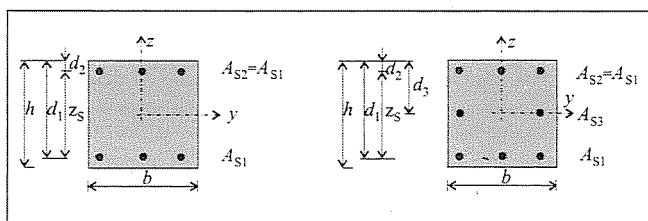
$$K_\phi = \max \{1 + \beta \phi_{ef}; 1\} \quad \text{a kúszás hatása,} \quad (8a)$$

$$\beta = 0.35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150} \quad (8b)$$

ahol a f_{yd} betonacél folyáshatárának tervezési értéke, E_s a betonacél rugalmassági modulusa, ϕ_{ef} az effektív kúszási tényező, λ a homogén rúd karcsúsága (négyszögszelvény esetén, ha a 2. ábrának megfelelő esetben z irányban vizsgáljuk a külpontosságokat: $\lambda = \frac{l_0}{h} \sqrt{12}$), f_{ck} a beton szilárdságának

⁶ Az Eurocode nem különbözteti meg M_{0c} számításában a kilendülő és a nem kilendülő keretet, hanem mind a kettőre a (3b) képletet adja meg. Ez kilendülő keret esetén alábecsüli a külpontosság-növekményt, ezért javasoljuk a (3c) összefüggés használatát.

2. ábra: Kétszeresen szimmetrikus vasbeton keresztmetszet



karakterisztikus értéke (egyezik a beton jelében a C-t követő számmal) N/mm²-ben.

$$K_r = \min \left\{ \frac{N'_u - N_{Ed}}{N'_u - N_{bal}}; 1 \right\} \quad \text{a normálerő hatása,} \quad (9)$$

ahol

$$N'_u = f_{cd} b h + A_s f_{yd} \quad (10)$$

a központosan igénybevett keresztmetszet képlékeny teherbírása (nem egyezik a keresztmetszet teherbírásával, N_u -val, amely a Függelékben adott), A_s az acélbetétek keresztmetszeti területe: $A_s = \sum A_{si}$, N_{bal} a maximális nyomatékbitáshoz tartozó normálerő, közelítő meghatározására lásd a Függelék (29).

$$d' = h/2 + i_s, \quad (11)$$

ahol h a keresztmetszet teljes magassága, i_s az acélbetétek inerciasugara az acélbetétek közös súlypontjára számítva. A (11) képlet alapján az alábbi összefüggéseket nyerjük (2. ábra, z irányú külpontosság esetében):

$$d' = \begin{cases} d_1 & \text{(kétoldali vasalás)} \\ \frac{h}{2} + z_s \sqrt{\frac{A_{s1}}{2A_s}} & \text{(három síkban elhelyezett vasalás)} \\ \frac{h}{2} + \sqrt{\frac{1}{A_s} \sum \left(d_i - \frac{h}{2} \right)^2 A_{si}} & \text{(általában)} \end{cases} \quad (12)$$

D) A minimális külpontosság:

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

2.2 Központosan és külpontosan nyomott oszlop számítása

Az Eurocode 2 szerint a külpontosság-növekményt a legkedvezőtlenebb irányban kell figyelembe venni. (Általában nem dönthető el számítás nélkül, hogy melyik a legkedvezőtlenebb irány. Az 1. ábrán vázolt oszlop esetében például a z és az y irányt is meg kell vizsgálni.) A vasbeton keresztmetszetet általában ferde külpontos nyomásra kell ellenőrizni, még akkor is, ha a kezdeti külpontosság a keresztmetszet szimmetriasíkjában hat (1.c ábra). Az erre az esetre vonatkozó pontos vizsgálat megtalálható (Kollár, 1997)-ben, illetve a közelítő vizsgálat (Dulácska, 2002)-ben.

Központosan nyomott vasbeton oszlop esetében a szimmetrikus keresztmetszetet (a külpontosság-növekmények miatt) egy a szimmetriasíkjában ható külpontos erőre kell méretezni. Ennek pontos számítása szintén megtalálható (Kollár, 1997)-ben, a szimmetrikus keresztmetszet közelítő teherbírási vonalának számítása pedig (Dulácska, 2002) alapján, megtalálható e cikk függelékében.

2.3 A kihajlási hossz meghatározása

A külpontosság-növekmények számításához ismernünk kell a vasbeton oszlop kihajlási hosszát. A kihajlási hossz számításának összefüggései megtalálhatók (Kollár, 2003)-ban.

3. ÖSSZEHAISONLÍTÓ SZÁMÍTÁSOK

A 2.1 fejezetben láttuk, hogy az e_2 számítása igen bonyolult. Ennek következtében egy központosan nyomott oszlop tervezése vagy ellenőrzése is hosszadalmas. Ebben a fejezetben összehasonlító számításokat végzünk abból a célból, hogy egyszerű, a biztonság javára közelítő összefüggéseket tudjunk meghatározni (a) a külpontosság-növekmények (3.1 fejezet), illetve (b) a központosan nyomott oszlopok (3.2 fejezet) számítására. A számításokban csak C50/60, vagy annál alacsonyabb szilárdsági osztályú betont vettünk figyelembe.

3.1 Külpontosság-növekmények számítása

A számítások célja az volt, hogy a vasalás elrendezésétől és a beton szilárdsági osztályától függetlenül, a biztonság javára közelítő összefüggéseket határozzunk meg a külpontosság-növekmények meghatározására.

Vezessük be az e_2' mennyiséget:

$$e_2' = e_2 / K_r, \quad (14a)$$

amely abban különbözik e_2 -től, hogy nem tartalmazza a normálerő módosító hatását. e_2' megegyezik e_2 -vel, ha $N_{Ed} \leq N_{bal}$ (lásd a 9. egyenlet), egyébként e_2' nagyobb, mint e_2 .

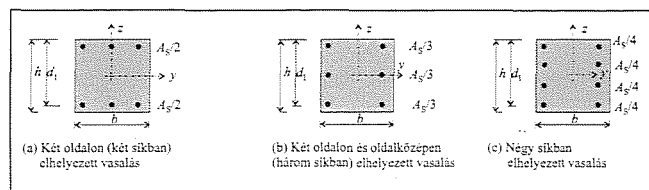
Az alábbiakban az e_2' értékét fogjuk meghatározni különböző vasalás elrendezésű keresztmetszetekre, különböző oszlophosszakat feltételezve.

A számításokat három különböző vasalású keresztmetszetre végeztük el (3. ábra). Mind a három keresztmetszet esetében feltételeztük, hogy a külpontosság a z irányban jön létre. Az első esetben a keresztmetszet vasalása a keresztmetszet két szélén helyezkedik el, a második esetben a keresztmetszet vasalásának egy-egy harmada a keresztmetszet két szélén, egyharmada pedig a keresztmetszet közepén helyezkedik el, a harmadik esetben pedig a vasalás egy-egy negyede található a keresztmetszet két szélén, a további egy-egy negyede pedig, a szélső vasalások közötti harmadpontokban. A számításokban 3 féle betonfedést vizsgáltunk: a d_1/h arány 0,9, 0,85 és 0,8 volt. A kúszás hatása (lásd a 8. képletet) függ a beton karakterisztikus szilárdságától, a kúszási tényezőjétől és az oszlop karcsúságától is. A kúszási tényező meghatározására nomogramok, illetve bonyolult képletek találhatók az Eurocode-ban. A számításokban a következő átlagos értéket vettük figyelembe (Visnovitz, 2003): C50/60, C45/55, C40/50, C35/45, C30/37, C25/30, C20/25 és C16/20 szilárdsági osztályú beton esetében, rendre $\varphi_{ef} = 1,53, 1,63, 1,76, 1,92, 2,13, 2,35, 2,55$ és 2,76.

A normálerő hatását nem tartalmazó másodrendű külpontosságot (e_2') az oszlop kihajlási hosszának (l_0) függvényében a 2.1 fejezet C pontjában adott képletek (5-12) és (14) alapján határozhatjuk meg:

$$\frac{e_2'}{d_1} = K_{\varphi} \frac{f_{yd}}{4.5} \frac{d_1}{d'} \left(\frac{l_0}{d_1} \right)^2 \quad (14b)$$

3. ábra: Vasbeton keresztmetszet háromféle vasalással



e_2 értékei függenek a beton szilárdsági osztályától és kúszási tényezőjétől. Célunk volt, hogy lehetőleg a beton szilárdsági osztályától független eredményeket nyerjünk, ezért a számításokban, minden egyes l_0 kihajlási hosszhoz az összes (f_{ck}) és a hozzátartozó (φ_{ef}) tényezővel kiszámítottuk K_{φ} -t (8. képlet) és ezek közül a legnagyobbat vettük figyelembe a külpontoság-növekmények számításában.

A számítási eredményeket, vagyis az e_2'/d_1 viszonyított külpontoság-növekményeket, az l_0/d_1 függvényében adtuk meg az 1. táblázatban. Adott d_1/h és l_0/d_1 estében a viszonyított külpontoság-növekmények fordítottan arányosak a d'/d_1 törttel (14b képlet). (Megjegyezzük, hogy a beton szilárdsági osztályának a figyelembevétele néhány esetben a táblázati értékeknél mintegy 10-15%-kal kisebb külpontoságot szolgáltat. Lásd a 2. táblázatot.)

Keresztmetszet	d_1/h	d'/d_1	l_0/d_1							
			0,0	8,0	16,0	24,0	32,0	40,0	48,0	
3a ábra	0,90	1	0,000	0,053	0,171	0,316	0,487	0,760	1,095	
	0,85	1	0,000	0,053	0,175	0,328	0,487	0,760	1,095	
	0,80	1	0,000	0,054	0,178	0,339	0,493	0,760	1,095	
3b ábra	0,90	0,92	0,000	0,057	0,187	0,344	0,530	0,828	1,192	
	0,85	0,92	0,000	0,058	0,189	0,355	0,526	0,823	1,184	
	0,80	0,93	0,000	0,058	0,192	0,364	0,530	0,817	1,176	
3c ábra	0,90	0,89	0,000	0,059	0,193	0,356	0,549	0,857	1,235	
	0,85	0,90	0,000	0,060	0,195	0,366	0,544	0,849	1,223	
	0,80	0,90	0,000	0,060	0,197	0,375	0,545	0,841	1,211	

1. táblázat: Az e_2'/d_1 viszonyított külpontoság-növekmények l_0/d_1 függvényében. d' a (12) képlettel adott

Beton szilárdsági osztálya	l_0/d_1													
	0	8	12	16	20	24	28	32	36	40	44	48		
C50/60	0,88	0,96	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
C45/55	0,89	0,96	0,99	0,99	0,98	0,98	0,98	0,97	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
C40/50	0,90	0,96	0,99	0,98	0,97	0,95	0,93	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
C35/45	0,92	0,97	1,00	0,98	0,95	0,92	0,93	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
C30/37	0,94	0,99	1,00	0,97	0,93	0,89	0,93	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
C25/30	0,97	1,00	1,00	0,96	0,91	0,84	0,93	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
C20/25	0,98	1,00	0,99	0,94	0,87	0,84	0,93	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
C16/20	1,00	1,00	0,98	0,92	0,84	0,84	0,93	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

2. táblázat: A beton szilárdsági osztályának hatása az Eurocode 2 szerinti a viszonyított külpontoság-növekményekre. Az 1. táblázatban (és a 7. táblázat e/d_1 -re vonatkozó sorában) található viszonyított külpontoság-növekményeket a 2. táblázatban adott szorzótényezőkkel szabad korrigálni. (A táblázatban a $K/K_{\varphi, \max}$ értékeit tüntettük fel, ahol $K_{\varphi, \max}$ adott l_0/d_1 arány esetén a legnagyobb K_{φ} tényező. Dőlt számmal jelöltük azokat a helyeket, amelyeknél K_{φ} maximálisra adódott. $d_1/h=0,85$)

3.2 Központosan nyomott oszlop számítása („ φ -s számítás”)

Jelen tanulmánynak célja, hogy az (1) összefüggéssel megadott közelítő számítást alkalmazzuk az Eurocode 2 szerinti oszlopméretezésre is. Ennek megalapozásához hajtottuk végre az alábbi számításokat.

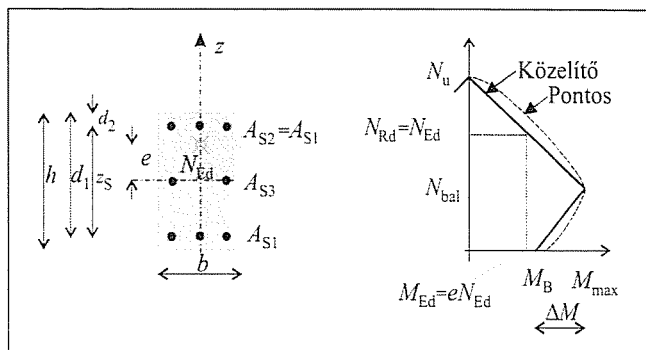
Tekintsünk a továbbiakban egy kétszeresen szimmetrikus keresztmetszetű vasbeton oszlopot, amelyet központos nyomóerő terhel. A 2.1 fejezet B és C pontja értelmében a figyelembe veendő külpontoság $e = e_1 + e_2$, (lásd a (2) képletet, $e_c = 0$), amelyből az következő képletet nyerjük⁷:

$$\frac{e}{d_1} = \frac{1}{400} \frac{l_0}{d_1} + K_r K_{\varphi} \frac{f_{yd}/E_s}{4.5} \frac{d_1}{d'} \left(\frac{l_0}{d_1} \right)^2 = \frac{1}{400} \frac{l_0}{d_1} + K_r \frac{e_2'}{d_1}, \quad (15)$$

amely nem lehet kisebb, mint a minimális külpontoság, vagyis (13)

$$\frac{e}{d_1} \geq \frac{1}{30} \frac{h}{d_1}, \quad \text{ha } h > 600 \text{ mm} \quad (16)$$

⁷ Az e_2 figyelembevételénél feltételeztük, hogy az oszlop hossza kisebb, mint 4 m. 4 m-nél hosszabb oszlop esetében a (15) összefüggés a biztonság javára közelíti.



4. ábra: Szimmetrikus keresztmetszet tényleges vonala. Az ábrán vázolt esetben a külpontos normálerő egyezik a határerővel ($N_{Ed} = N_{Ed}$)

$$\frac{e}{d_1} \geq \frac{20}{d_1}, \quad \text{ha } h \leq 600 \text{ mm} \quad (17)$$

ahol d_1 -t mm-ben kell behelyettesíteni.

Tekintsük a 4. ábra jobb oldalán látható közelítő teherbírasi vonalat és tegyük fel, hogy a keresztmetszet ki van használva, vagyis az axiális teher tervezési értéke (azaz a mértékadó teher) egyenlő az axiális teherbírás tervezési értékével (azaz a határteherrel): $N_{Ed} = N_{Rd}$. „Kis külpontoságúnak” nevezzük a nyomóerőt, ha $N_{Rd} > N_{bal}$. Tegyük fel, hogy kis külpontoságú a nyomóerő (4. ábra). Ebben az esetben a 4. ábra hasonló háromszögei alapján az alábbi összefüggés vezethető le:

$$\frac{N_{Ed}}{N_u} = \frac{1}{1 + \frac{e}{d_1} \frac{(N_u - N_{bal})d_1}{M_{max}}}, \quad (18)$$

ahol N_u -t, N_{bal} -t és M_{max} -t a (27), (29) és (30) képlet alapján lehet kiszámítani. Az összefüggés bal oldalán található tört egyezik a „ φ ” tényezővel. Ezt a képletet használja az MSZ15022/1 is, feltételezve, hogy a képlet jobb oldalán az e/d_1 szorzója 3,2. Az Eurocode 2-ben nem lehet a (18) képletet közvetlenül alkalmazni, mert a külpontoság, a K_r tényezőn keresztül, függ a normálerőtől (9):

$$K_r = \frac{N_u - N_{Ed}}{N_u - N_{bal}}, \quad \text{ha } N_{Ed} > N_{bal}, \quad (19)$$

ahol N_u -t a (10) képlettel adtuk meg. A (19) és a (15) képleteket behelyettesítve a (18) egyenletbe és az N_{Ed}/N_u törtet φ -vel helyettesítve, az alábbi összefüggést nyerjük:

$$\varphi = \frac{1}{1 + \frac{1}{400} \frac{l_0}{d_1} \frac{(N_u - N_{bal})d_1}{M_{max}} + \frac{e_2'}{d_1} \frac{N_u - N_{bal}}{N_u - N_{bal}} \left(\frac{N_u d_1}{M_{max}} - \frac{N_u d_1}{M_{max}} \varphi \right)}, \quad (20)$$

amelyből φ -re egy másodfokú kifejezést lehet megadni. A (20) egyenletet a (15) képlet alapján vezettük le, de lehetséges, hogy a minimális külpontoság (16 vagy 17) kisebb teherbírást ad.

A minimális külpontoságot figyelembe véve a (16) és (18) képletekből illetve a (17) és (18) képletekből rendre az alábbi összefüggések adódnak:

$$\varphi = \frac{1}{1 + \frac{1}{30} \frac{h}{d_1} \frac{(N_u - N_{bal})d_1}{M_{max}}}, \quad \varphi = \frac{1}{1 + \frac{20}{d_1} \frac{(N_u - N_{bal})d_1}{M_{max}}}. \quad (21a, b)$$

A φ figyelembe veendő értéke a (20, 21a, 21b) képletek által szolgáltatott φ -k közül a legkisebb. Hangsúlyoznunk kell, hogy mind a három összefüggés csak kis külpontoságú nyomóerő esetében érvényes, vagyis, ha $N_{Ed} > N_{bal}$.

A (20) összefüggést az alábbi formában is meg lehet adni:

$$\varphi = \frac{1}{1 + \frac{1}{400} \frac{l_0}{d_1} c_1 + \frac{e_2' N_u - N_{bal}}{d_1 N_u - N_{bal}} \left(\frac{d_1}{d} c_2 - c_2 \varphi \right)} = \frac{1}{1 + \frac{e_1' c_1 + \frac{e_2' d'}{d_1^2} \frac{N_u - N_{bal}}{N_u - N_{bal}} \left(\frac{d_1}{d} c_2 - c_3 \varphi \right)}}, \quad (22)$$

amelyben az alábbi paraméterek szerepelnek:

$$c_1 = \frac{(N_u - N_{bal}) d_1}{M_{max}}, \quad c_2 = \frac{N_u d_1}{M_{max}}, \quad c_3 = \frac{N_u' d_1}{M_{max}}, \quad (23)$$

$$c_3 = \frac{c_2}{d' / d_1}.$$

Különbözőképpen vasalt keresztmetszetek esetére meghatároztuk a φ tényező értékét. A számítások eredményét a 3-6. táblázatokban adtuk meg.

A 3-5. táblázatokban megadott φ -ket úgy számítottuk, hogy a (22) és a (21a) képletekből nyert értékek közül a kisebbiket vettük figyelembe. Ezek az összefüggések függetlenek a keresztmetszet tényleges (d vagy h) méretétől. Két fajta vasalású keresztmetszetre végeztük el a számításokat. Az első esetben a keresztmetszetre vasalása a keresztmetszet két szélén helyezkedik el, a második esetben a keresztmetszet vasalásának egy-egy harmada a keresztmetszet két szélén, egyharmada pedig a keresztmetszet közepén helyezkedik el (3.a és b ábra). A számításokban 3 féle betonfedést vizsgáltunk: a d_1/h arány 0,9, 0,85 és 0,8 volt. A számításban $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ -t tételeztünk fel. A kúszás hatását a 3.1 fejezethez hasonlóan vettük figyelembe.

A táblázatban meghatározott értékek (a második oszlopot leszámítva) függetlenek a beton szilárdsági osztályától. A második oszlopban található a vashányad, amelyet a C25/30 szilárdsági osztályú beton esetére adtunk meg. Más szilárdsági osztály esetében a 2. oszlop értékeit $f_{ck}/25$ -tel szorozni kell, vagyis például C50/60 szilárdsági osztályú beton esetében a táblázati értékeket 2-vel kell szorozni és ρ értékei a 3. táblázatban rendre 0,3, 0,7, ... 13,8-re adódnak.

(A táblázatban a vashányadok értékeit úgy választottuk meg, hogy a c_3 tényezőre $c_3 = 6,5, 6,0, \dots, 3,0$ adódjon.)

Az Eurocode szerint a keresztmetszetben legalább $\rho = 0,2\%$ vasalást kell elhelyezni, és az N_{Ed} legalább 10%-át a vasalás egyedül kell, hogy tudja viselni ($N_s \geq 0,1 N_{Ed}$). A 3. táblázat 6. oszlopában az N_s/N_{Ed} törtet tüntettük fel. $\varphi = 0,38$ esetében, az első sor szerint $N_s/N_{Ed} = N_s/\varphi N_u = 0,1$, vagyis ez utóbbi feltétel teljesül. (A 3. táblázat első sorában az $l_0/d_1 \leq 22$ értékekre, a második sorban az $l_0/d_1 \leq 10$ értékekre és a 4. táblázatban az $l_0/d_1 \leq 10$ értékekre az $N_s \geq 0,1 N_{Ed}$ feltétel nem teljesül.)

d'/d_1	$\rho \%$	c_1	$c_2=c_3$	c_2'	N_u/N_{Ed}	l_0/d_1															
						0,0	6,0	8,0	10,0	12,0	14,0	16,0	18,0	20,0	22,0	24,0	26,0				
1	0,15	3,869	6,501	6,521	0,058	0,87	0,87	0,87	0,85	0,79	0,72	0,64	0,56	0,49	0,44	0,38	0,32				
	0,35	3,675	5,994	6,035	0,084	0,87	0,87	0,87	0,86	0,81	0,74	0,66	0,59	0,52	0,47	0,42	0,38				
	0,6	3,488	5,508	5,568	0,137	0,88	0,88	0,88	0,87	0,82	0,76	0,69	0,62	0,55	0,50	0,45	0,41				
	0,95	3,296	5,006	5,087	0,202	0,89	0,89	0,89	0,88	0,84	0,78	0,72	0,65	0,59	0,53	0,48	0,44				
	1,45	3,105	4,508	4,610	0,281	0,89	0,89	0,89	0,89	0,85	0,80	0,74	0,68	0,62	0,57	0,52	0,48				
	2,25	2,911	4,001	4,123	0,381	0,90	0,90	0,90	0,90	0,86	0,82	0,77	0,71	0,66	0,61	0,56	0,51				
	3,65	2,721	3,504	3,647	0,508	0,90	0,90	0,90	0,90	0,87	0,84	0,79	0,75	0,69	0,64	0,60	0,56				
	6,93	2,528	3,000	3,163	0,679	0,91	0,91	0,91	0,91	0,88	0,85	0,82	0,77	0,73	0,69	0,64	0,60				

3. táblázat: A φ tényező l_0/d_1 függvényében, $d_1/h=0,85$, kétoldali vasalás esetében (3.a ábra)

d'/d_1	$\rho \%$	c_1	c_2	c_3	N_u/N_{Ed}	l_0/d_1															
						0,0	6,0	8,0	10,0	12,0	14,0	16,0	18,0	20,0	22,0	24,0	26,0				
0,92	0,325	3,955	6,474	7,003	0,079	0,87	0,87	0,87	0,84	0,77	0,69	0,61	0,53	0,47	0,41	0,34	0,29				
	0,73	3,865	6,011	6,502	0,162	0,87	0,87	0,87	0,85	0,78	0,71	0,63	0,55	0,49	0,43	0,39	0,36				
	1,3	3,777	5,551	6,005	0,258	0,87	0,87	0,87	0,85	0,79	0,72	0,65	0,58	0,51	0,46	0,41	0,38				
	2,2	3,685	5,080	5,495	0,376	0,87	0,87	0,87	0,86	0,80	0,74	0,67	0,60	0,54	0,48	0,44	0,40				
	3,7	3,598	4,625	5,003	0,511	0,88	0,88	0,88	0,86	0,81	0,75	0,69	0,62	0,56	0,51	0,46	0,42				
	7,0	3,507	4,158	4,498	0,681	0,88	0,88	0,88	0,87	0,82	0,77	0,71	0,65	0,59	0,54	0,49	0,45				
	19,0	3,418	3,697	3,990	0,891	0,88	0,88	0,88	0,87	0,83	0,78	0,73	0,67	0,61	0,56	0,52	0,48				

4. táblázat: A φ tényező l_0/d_1 függvényében, $d_1/h=0,85$, két oldalon és középen elhelyezett vasalás esetében (3.b ábra)

A kis- és nagy külpontosságú nyomás határa, a vasalástól függően, $l_0/d_1 = 24 \sim 27$ körül van. A táblázati értékek meghatározásánál ellenőriztük, hogy kis- vagy nagy külpontosságú nyomás jön-e létre. Néhány esetben nem kis külpontosságú nyomás jött létre, ezekben az esetekben nem a (22) és a (21a) képletekből, hanem nagy külpontosságú nyomást feltételezve határoztuk meg a φ értékeit. Ezeket az eseteket a táblázatokban dőlt számokkal jelöltük.

Az 5. táblázatban a d_1/h hatását vizsgáltuk, a 3b ábrán vázolt vasalás esetében. A vashányadot úgy vettük fel, hogy c_3 közel azonosra adódjon.

d_1/h	d'/d_1	$\rho \%$	c_1	c_2	c_3	l_0/d_1															
						0,0	6,0	8,0	10,0	12,0	14,0	16,0	18,0	20,0	22,0	24,0	26,0				
0,90	0,92	1,31	3,650	5,513	6,003	0,88	0,88	0,88	0,86	0,80	0,73	0,66	0,59	0,52	0,47	0,43	0,39				
0,85	0,92	1,30	3,777	5,551	6,005	0,87	0,87	0,87	0,85	0,79	0,72	0,65	0,58	0,51	0,46	0,41	0,38				
0,80	0,93	1,33	3,916	5,588	6,001	0,86	0,86	0,86	0,85	0,79	0,72	0,64	0,56	0,50	0,45	0,40	0,36				

5. táblázat: A φ tényező l_0/d_1 függvényében, két oldalon és középen elhelyezett vasalás esetében (3b ábra), $c_3=6,0$

Abban az esetben, ha a keresztmetszet teljes magassága kisebb mint 600 mm ($h < 600$ mm), a minimális külpontosságot a (17) összefüggés adja, és a (21a) helyett a (21b) összefüggést kell figyelembe venni. A (21b) alapján számított φ tényező maximális értéke ($\varphi = 1/(1+c_1 \times 20/d_1)$) található az 6. táblázatban, $c_1 = c_{1,max} = 3,955$ és $d_1/h=0,85$ esetére, h függvényében.

h	150	200	300	400	500	600
φ	0,62	0,68	0,76	0,81	0,84	0,87

6. táblázat: A φ tényező h (mm) függvényében, $d_1/h=0,85$, $c_1=3,955$

4. JAVASLAT A KÜLPONTOSSÁG-NÖVEKMÉNYEK ÉS A KÖZPONTOSAN NYOMOTT RÚD KÖZELÍTŐ SZÁMÍTÁSÁRA

4.1 A külpontosság-növekmények közelítő számítása

A külpontosság-növekményeket a 7. táblázat alapján szabad kiszámítani.⁸ A táblázatban nem vettük figyelembe sem a minimális külpontosságot, sem pedig a K_f csökkentő tényezőt. Ez utóbbi nagy normálerő esetén ($N_{Ed} \gg N_{bal}$) jelentős hibát eredményezhet a biztonság javára. (Ez a hiba kiküszöbölhető, ha az e_2/d_1 értékét K_f -rel szorozzuk.) A 7. táblázatot az alábbi megfontolások alapján határoztuk meg:

Az 1. táblázat azt mutatja, hogy a külpontosság-növekmény, e_2 függ a vasalás elrendezésétől: a három síkban elhelyezett vasalás esetében a külpontosság-növekmények mintegy 10%-kal nagyobbak, mint a keresztmetszet két szélén elhelyezett vasalás esetében. Ha ennél több síkban helyezük el a vasalást (az 1. táblázat harmadik blokkosorához tartozó esetben pl. négy síkban), akkor e_2 már csak kis mértékben változik. Ezért a 7. táblázatban a három síkban (3.b ábra) elhelyezett vasaláshoz meghatározott értékeket vesszük figyelembe. A d_1/h -tól való függést szintén mutatja az 1. táblázat. A $d_1/h=0,85$ -öt vesszük figyelembe, ennél nagyobb értékekre a 7. táblázat a

⁸ A táblázat a 2. és 3. ábrával összhangban a z irányú külpontosság-növekmények számítására vonatkozik. Az Eurocode szerint az y irányban is meg kell határozni a külpontosság-növekményeket. (Lásd a számpéldát.)

l_0/d_1	0	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26
e_1/d_1	0,000	0,015	0,020	0,025	0,030	0,035	0,040	0,045	0,050	0,055	0,060	0,065
e_2/d_1	0,000	0,034	0,058	0,085	0,116	0,151	0,189	0,229	0,271	0,313	0,355	0,395
$(e_1 + e_2)/d_1$	0,000	0,049	0,078	0,110	0,146	0,186	0,229	0,274	0,321	0,368	0,415	0,460

l_0/d_1	28	30	32	34	36	38	40	42	44	46	48	50
e_1/d_1	0,070	0,075	0,080	0,085	0,090	0,095	0,100	0,105	0,110	0,115	0,120	0,125
e_2/d_1	0,434	0,471	0,526	0,594	0,666	0,742	0,823	0,907	0,995	1,088	1,184	1,285
$(e_1 + e_2)/d_1$	0,504	0,546	0,606	0,679	0,756	0,837	0,923	1,012	1,105	1,203	1,304	1,410

7. táblázat: A viszonyított külpontosság-növekmények l_0/d_1 függvényében*

c_3	l_0/d_1											
	0,0	6,0	8,0	10,0	12,0	14,0	16,0	18,0	20,0	22,0	24,0	26,0
7,0	0,87	0,87	0,87	0,84	0,77	0,69	0,61	0,53	0,47	0,41	0,34	0,29
6,5	0,87	0,87	0,87	0,85	0,78	0,71	0,63	0,55	0,49	0,43	0,39	0,36
6,0	0,87	0,87	0,87	0,85	0,79	0,72	0,65	0,58	0,51	0,46	0,41	0,38
5,5	0,87	0,87	0,87	0,86	0,80	0,74	0,67	0,60	0,54	0,48	0,44	0,40
5,0	0,88	0,88	0,88	0,86	0,81	0,75	0,69	0,62	0,56	0,51	0,46	0,42
4,5	0,88	0,88	0,88	0,87	0,83	0,78	0,72	0,65	0,60	0,54	0,50	0,46
4,0	0,89	0,89	0,89	0,89	0,85	0,80	0,75	0,70	0,64	0,59	0,54	0,50
3,5	0,90	0,90	0,90	0,90	0,87	0,83	0,79	0,74	0,69	0,64	0,59	0,55
3,0	0,91	0,91	0,91	0,91	0,88	0,85	0,82	0,77	0,73	0,69	0,64	0,60

8. táblázat: A φ értéke l_0/d_1 függvényében az $N_{u,2} = \varphi N_u$ számításához

biztonság javára közelít. (Mivel a külpontosság-növekmények fordítottan arányosak a d'/d_1 törttel (lásd a 14b képletet), két síkban elhelyezett vasalás esetében a táblázati értékeket meg szabad szorozni 0.92-vel.)

Összefoglalva: a 7. táblázatban adott értékeket $f_{yk}=500 \text{ N/mm}^2$, $d_1=0,85 h$ és $d'=0,79 h=0,92 d_1$ feltételezésével határoztuk meg (az utolsó feltétel három síkban elhelyezett vasalás esetén áll fenn), két síkban elhelyezett vasalás, kisebb acél folyáshatár, nagyobb d_1/h esetén a táblázati értékek a biztonság javára közelítenek.

4.2 A központosan nyomott rúd közelítő számítása

A 3-6. táblázatok eredményei alapján a központosan nyomott rúd teherbírása az

$$N_{Rd} = \varphi N_u \quad (24)$$

összefüggésből számítható, ahol φ a 8. és a 9. táblázatból vett értékek közül a kisebbik, N_u pedig a központosan nyomott rúdkeresztmetszet teherbírása (27). Ezek a táblázatok (a 2. és a 3. ábrával összhangban) az x - z síkú kihajlásra vonatkoznak. Az Eurocode szerint a fenti vizsgálatot az x - y és az x - z síkban is el kell végezni, és azt a síkot kell figyelembe venni, amelyikben a φ kisebb.

A 8. táblázat φ -t a c_3 paraméter függvényében adja meg, amelynek értelmezése az alábbi (23):

$$c_2 = \frac{N_u d_1}{M_{\max}}, \quad c_3 = \frac{c_2}{d'/d_1} \quad (25)$$

Két oldalon elhelyezett vasalás esetén $d'/d_1=1$, három sík-

* Két oldalon elhelyezett vasalás esetén (2a ábra) az e_2/d_1 értékeit meg szabad szorozni 0.92-vel.

ban elhelyezett (síkonként azonos mennyiségű) vasalás esetén $d'/d_1=0,92$, közelítően ezt az értéket használhatjuk minden – nem két síkban elhelyezett – vasalás esetében is (lásd az 1. táblázatot). A $c_3=7,0$ értéket, a biztonság javára történő közelítésként, mindig használhatjuk. A c_2 képletében szereplő N_u -t és $M_{\max}$ számításmódját a Függelékben adtuk meg.

h	150	200	300	400	500	600
φ	0,62	0,68	0,76	0,81	0,84	0,87

9. táblázat: A φ tényező megengedett legnagyobb értéke h (mm) függvényében

A 9. táblázat értékeit a 20 mm-es minimális külpontosság alapján határoztuk meg. (Lásd a 13. képletet és az 6. táblázatot.)

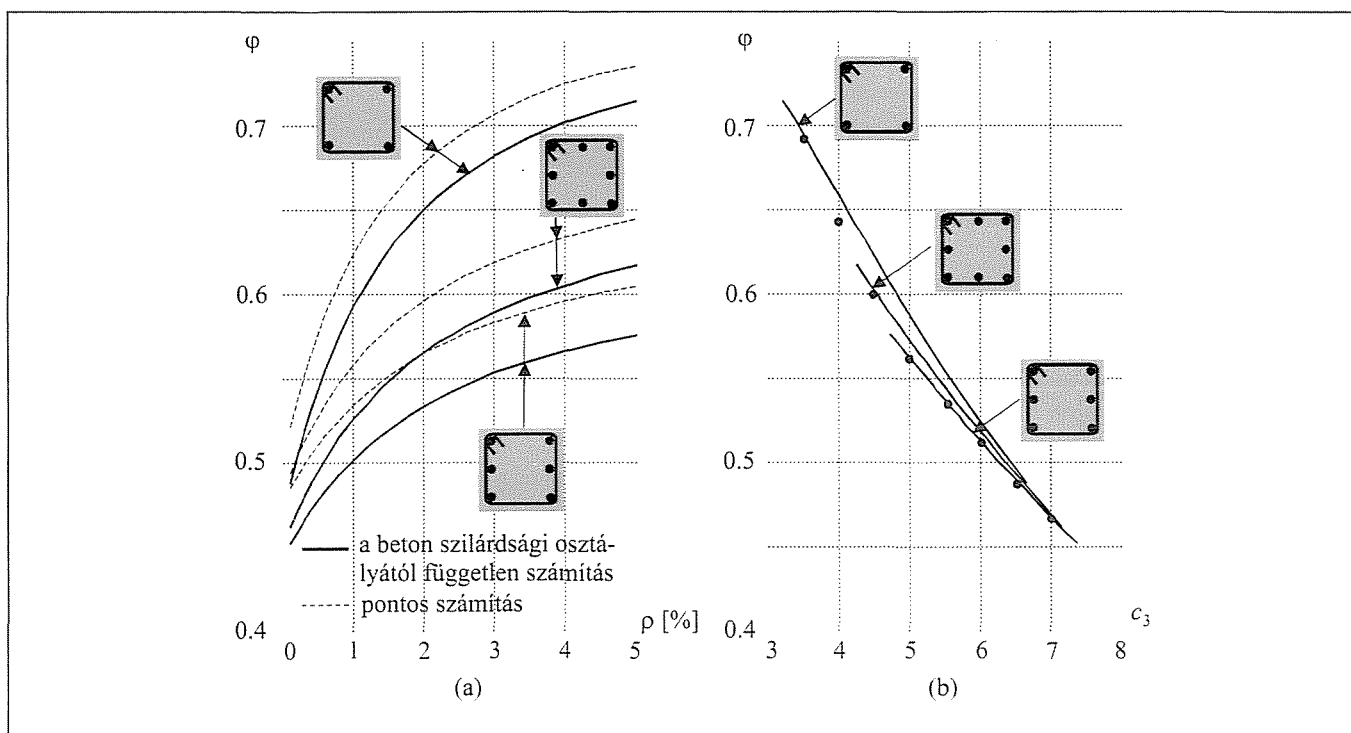
A 8. táblázat értékeinek meghatározásában a nehézséget az okozta, hogy a φ tényező értéke nagy mértékben függ az acélbetétek mennyiségétől és elrendezésétől is, és olyan paramétert kellett meghatároznunk, amely alapján φ jól becsülhető. Ez a paraméter a c_3 (lásd a 25. képletet). A paraméter kiválasztását a következő megfontolás alapján tettük meg: A (22) képlet mutatja, hogy a φ tényező hogyan függ a keresztmetszeti jellemzőktől. N_u és N_u' közel azonosak (27 és 10 képletek). $N_u=N_u'$ -t a (22) egyenletbe helyettesítve az alábbi összefüggést nyerjük:

$$\varphi \approx \frac{1}{1 + \frac{e_1}{d_1} c_1 + \frac{e_2' d'}{d_1^2} (1 - \varphi) c_3} \quad (26)$$

Az $e_2' d'$ szorzat a (14b) képlet szerint nem függ a vasalás kialakításától, így a φ paraméter a c_1 , c_3 tényezőtől és az l_0/d_1 aránytól függ (az utóbbi határozza meg $e_2' d'/d_1^2$ és e_1/d_1 értéket). A c_1 és c_3 tényezők a keresztmetszet acélbetéteinek mennyiségétől és elhelyezésétől is függenek. A 7. táblázat szerint e_2' lényegesen nagyobb, mint e_1 , (és $2,5 < c_1 < 4$, $3 < c_3 < 7$) ezért a φ számításában a c_3 tényező fontosabb szerepet játszik, mint c_1 . Ezt támasztja alá a 3-5 táblázat: ha a c_3 tényező

A_{s1}/A_s	ρ %	c_1	c_2	c_3	l_o/d_1												
					0,0	6,0	8,0	10,0	12,0	14,0	16,0	18,0	20,0	22,0	24,0	26,0	
0,333	7,0	3,507	4,158	4,498	0,88	0,88	0,88	0,87	0,82	0,77	0,71	0,65	0,59	0,54	0,49	0,45	
0,354	5,00	3,401	4,202	4,496	0,88	0,88	0,88	0,87	0,83	0,78	0,72	0,65	0,60	0,54	0,50	0,46	
0,402	5,00	3,096	3,826	3,996	0,89	0,89	0,89	0,89	0,85	0,80	0,75	0,70	0,64	0,59	0,54	0,50	
0,461	5,00	2,789	3,446	3,503	0,90	0,90	0,90	0,90	0,87	0,83	0,79	0,74	0,69	0,64	0,59	0,55	
0,500	6,93	2,528	3,000	3,000	0,91	0,91	0,91	0,91	0,88	0,85	0,82	0,77	0,73	0,69	0,64	0,60	

10. táblázat: A φ tényező a 2. ábra jobb oldalán vázolt keresztmetszet esetében. $d_1/h=0,85$



5. ábra: A φ tényező a vashányad (ρ) illetve a c_3 tényező függvényében. A beton szilárdsági osztálya C25/30, $f_{yk}=500$ N/mm², $l_o/d_1=20$, $d_1/h=0,85$. Az (a) ábrán a szaggatott vonalak a pontos számítás eredményeit tartalmazzák, az (a) és (b) ábrán a folytonos vonalak pedig a szilárdsági osztálytól független közelítő számítások. (Így a folytonos vonalak tetszőleges beton szilárdsági osztályra is vonatkoznak, ha a vashányad értékeit $f_{yk}/25$ -tel megszorozzuk.) A 8. táblázatban φ értékeire $c_3=5$ és az e feletti értékekre a két oldalon és középen elhelyezett azonos mennyiségű vasalás esetére meghatározott értékeket vettük figyelembe (b ábra, legalsó vonal) a $c_3=4,5$ az ez alatti értékekre pedig az 5% vasaláshoz tartozó értékeket. A táblázati értékeket ● jelöli az ábrán.

függvényében adjuk meg a φ tényezőt, akkor a φ értéke csak kis mértékben függ a vasalás kialakításától.¹⁰

A φ értékeit a $c_3=5,0$ és az e feletti értékekre a két oldalon és középen elhelyezett vasalás esetére határoztuk meg (4. táblázat), ez a biztonság javára közelíti a kétoldali vasalás alapján meghatározható értékeket (3. táblázat) is. A $c_3=4,5$ esetében a 3.b ábrán vázolt három síkban elhelyezett vasaláshoz irreálisan nagy vashányad tartozik. A $c_3=3$ értékére a kétoldali vasalás alapján határoztuk meg φ -t (3. táblázat). A köztes értékekre a 2. ábra jobb oldalán vázolt keresztmetszetet vettük figyelembe és a keresztmetszetben elhelyezett vashányadot (C25/30 szilárdsági osztály esetére) $\rho=5\%$ -ra vettük fel.¹¹ Az A_{s1} értékét úgy vettük fel, hogy a c_3 tényező rendre 4,5; 4 és 3,5 legyen. A számítás részletei a 10. táblázatban találhatók.

A javasolt közelítést az 5. ábrán is bemutatjuk az $l_o/d_1=20$ esetre. Látható, hogy a betonszilárdságtól függetlenül megadott φ tényező mintegy 10%-kal a biztonság javára közelít,

¹⁰ Tekintsük például a $c_3=5,5$ és az $l_o/d_1=24$ értékeket. A 3. táblázat (kétoldali vasalás) szerint a vashányad $\rho=0,6\%$, φ pedig $\varphi=0,45$. A 4. táblázat (3 síkban elhelyezett vasalás) szerint $\rho=2,2\%$, $\varphi=0,44$. Vagyis a két keresztmetszet vasalásának mennyisége közt a különbség négyszeres, (a c_3 tényező megegyezik), de a φ -ben való eltérés kicsi.

¹¹ Ha a beton szilárdsági osztálya C20/25, a vashányad 4%-ra adódik, vagyis a maximális megengedett területű acélbetétet helyezettünk el a keresztmetszetben.

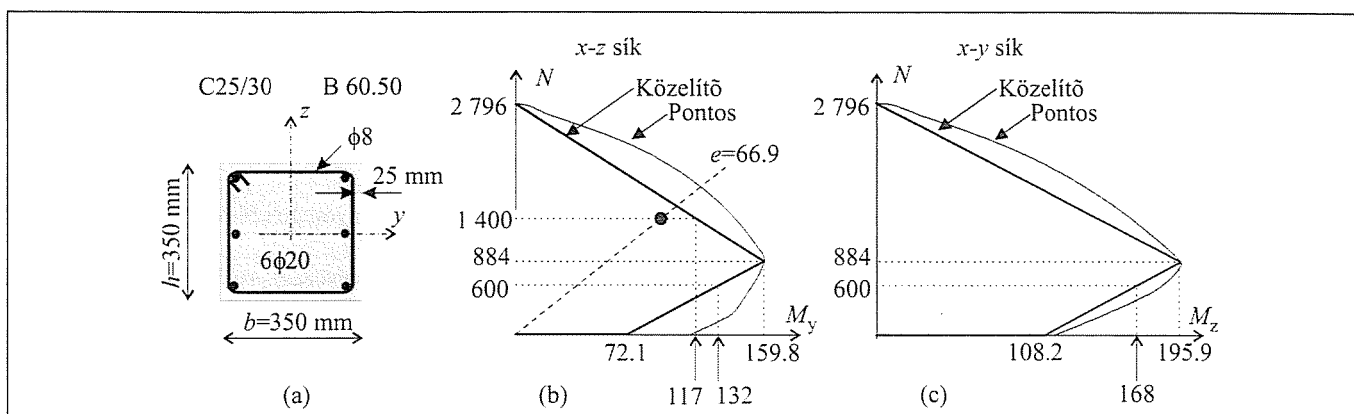
és az is, hogy a φ nagy mértékben függ mind a vasalás elrendezésétől, mind pedig a vashányadtól (5.a ábra). A c_3 tényező alkalmazása esetén a vaselrendezésnek csak kicsiny szerepe van (5.b ábra). Az ábra illusztrálja, hogy a 8. táblázatban adott értékeket úgy nyertük, hogy különböző vasaláselrendezésekhez – legfeljebb 5% vashányadhoz – meghatároztuk a φ tényező értékeit, és ezeknek az alsó burkoló görbét vettük. (Az 5. ábrán vázolt háromféle vasalás esetében A_{s1}/A_s rendre 0,5; 0,375 és 0,333.)

A $d_1/h=0,85$ értéket vettük figyelembe, de a 5. táblázat szerint ennek változása alig befolyásolja az eredményeket. (A számításban $f_{yk}=500$ N/mm² volt, kisebb acél folyáshatár esetén a táblázati értékek a biztonság javára közelítenek.)

5. SZÁMPÉLDA

(A) Ellenőrizzük, hogy egy $l=3$ m magas konzolos kialakítású vasbeton oszlop megfelel-e, ha $N_{Ed}=1\,400$ kN nagyságú központos normálerő terheli. A keresztmetszet 350×350 mm 6 db 20 mm átmérőjű acéllal erősítve az 6.a ábra szerint. A beton szilárdsági osztálya C25/30, a betonacél szilárdsági jele B 60.50. A kengyel Ø8, a betonfedés 25 mm.

Az oszlop kihajlási hossza $l_o=6$ m, hatékony magassága $d=307$ mm, így $l_o/d=19,5$. A központosan nyomott keresztmetszet teherbírása (lásd a Függelék) $N_u=350\times 350\times 25/$



6. ábra: A számpéldában vizsgált keresztmetszet (a), a keresztmetszet teherbírási vonala a z irányban külpontos normálerő esetében (b) és a keresztmetszet teherbírási vonala az y irányban külpontos normálerő esetében (c)

$1,5 + 6 \times 10^2 \pi \cdot 400 = 2042 + 754 = 2796$ kN. A 8. táblázat első sora alapján $\varphi = 0,484$, amelyből $N_{Rd} = \varphi N_u = 1352$ kN $< N_{Ed}$, az oszlop nem felel meg.

Vegyük figyelembe a vasalás hatását is φ meghatározásában. Az x - z síkban (ahol a φ kisebbre adódik mint az x - y síkban): $z_s = 264$ mm, $x_{co} = 0,49 \times 307 = 152$ mm, $N_{bal} = 152 \times 350 \times 25/1,5 = 884$ kN, $M_B = 2 \times 10^2 \pi \cdot 500/1,5 \times 264 = 72,1$ kNm, $\Delta M = N_{bal} (350/2 - 152/2) = 87,7$ kNm, $M_{max} = M_B + \Delta M = 159,8$ kNm. Innen $c_2 = dN_u/M_{max} = 5,37$; $c_3 = c_2/0,92 = 5,84$; és a 8. táblázat alapján $\varphi = 0,535$, amelyből $N_{Rd} = \varphi N_u = 1496$ kN $> N_{Ed}$, az oszlop megfelel.

A külpontosságot a „pontos” összefüggésekkel is meghatároztuk (a 2.1 fejezet alapján), 66,9 mm-t kaptunk. Az 6.b ábrán feltüntetjük a keresztmetszet közelítő és pontos teherbírási vonalát a z irányban külpontos normálerő (1.a ábra) esetére. A közelítő teherbírási vonal pontjait az előző két bekezdésben határoztuk meg, a pontos teherbírási vonalat pedig számítógépes programmal számítottuk (Kollár, 1997). A 66,9 mm külpontosságnak megfelelő nyomaték 94 kNm, ezt a pontot az 6b ábrán egy fekete pötty jelöli. A közelítő teherbírási vonal alapján az 1400 kN normálerőhöz tartozó határnyomaték 117 kNm, amelyből a határkülpontosság 83,3 mm, az oszlop megfelel. A határerőt iterációval lehet meghatározni, eredményül (a közelítő teherbírási vonal alapján) $N_{Rd} = 1661$ kN adódik.

(B) Ellenőrizzük az oszlopot egy $N_{Ed} = 600$ kN nagyságú nyomóerőre és egy ezzel egyidejűleg az oszlop tetején működő $H_{Ed} = 30$ kN nagyságú vízszintes erőre, amely az y irányba mutat.

Vizsgáljuk először a külpontosság-növekményeket az y irányban!

A teherbírási vonal pontjainak számítása az y irányban külpontos normálerő esetében: $N_u = 350 \times 350 \times 25/1,5 + 6 \times 10^2 \pi \cdot 400 = 2042 + 754 = 2796$ kN, $N_{bal} = 152 \times 350 \times 25/1,5 = 884$ kN, $M_B = 3 \times 10^2 \pi \cdot 500/1,5 \times 264 = 108,2$ kNm, $\Delta M = N_{bal} (350/2 - 152/2) = 87,7$ kNm, $M_{max} = M_B + \Delta M = 195,9$ kNm. A közelítő és a pontos teherbírási vonalat a 6.c ábrán tüntettük fel.

Kezdeti (elsőrendű) külpontosság: $e_e = l H_{Ed} / N_{Ed} = 150$ mm, a minimális külpontosság: $e_0 = 20$ mm, a kezdeti görbeségből (imperfekcióból) keletkező külpontosság: $e_1 = l_0/400 = 15$ mm. $l_0/d = 19,5$, így a 7. táblázat alapján $e_2/d = 0,261$, vagyis $e_2 = 0,261 \times 307 = 80,3$ mm. A maximális külpontosság:

$$e_{tot} = 150 + 15 + 80,3 = 245,3 \text{ mm} > e_0 = 20 \text{ mm}.$$

(A „pontos” összefüggésekkel a 2.1 fejezet alapján meghatározott külpontosság: $e_{tot} = 233,1$ mm.)

A közelítő teherbírási vonal szerint az $N_{Ed} = 600$ kN normálerőhöz tartozó határnyomaték 168 kNm, amelyből a határkülpontosság $e_{Rd} = 279,6$ mm $> e_{tot}$, vagyis a keresztmetszet megfelel.

Vizsgáljuk az alábbiakban a külpontosság-növekményeket a z irányban!

Az y irányban nincs külpontosság-növekmény: $e_{tot,y} = e_e = 150$ mm. Az z irányban csak a külpontosság-növekmények vannak: $e_{tot,z} = 15 + 80,3 = 95,3$ mm $> e_0 = 20$ mm. A közelítő teherbírási vonal alapján az $N_{Ed} = 600$ kN normálerőhöz tartozó határnyomaték az x - z síkban 132 kNm és így a határkülpontosság $e_{Rd,z} = 219,5$ mm. Az x - y síkban az előző bekezdés szerint $e_{Rd,y} = 279,6$ mm. Ferde külpontos nyomás esetén a teherbírás feltétele:

$$\frac{N_{Ed} e_{tot,y}}{N_{Ed} e_{Rd,y}} + \frac{N_{Ed} e_{tot,z}}{N_{Ed} e_{Rd,z}} = 0,54 + 0,43 = 0,97 < 1.$$

A keresztmetszet megfelel, és a számítás szerint a z irányú külpontosság-növekmény a mértékadó.

6. KÖVETKEZTETÉSEK – ÖSSZEHASONLÍTÁS AZ MSZ-SZEL

A cikkben meghatároztuk az $(e_1 + e_2)/d_1$ viszonyított külpontosság-növekmények egyszerű meghatározására szolgáló 7. táblázatot. A 11. táblázatban ennek jellemző számértékeit összehasonlítjuk az MSZ15022/1 $\Delta e = 0,06 d + l_0/300 + 0,04 d (l_0/10d)^2$ összefüggése alapján számítható viszonyított külpontosság-növekményekkel. Az Eurocode értékeit azzal a feltételezéssel határoztuk meg, hogy $N_{Ed} \leq N_{bal}$. A táblázat azt mutatja, hogy az Eurocode alapján meghatározott külpontosság-növekmények kis mértékben nagyobbak, mint az MSZ szerintiek. Abban az esetben viszont, ha $N_{Ed} > N_{bal}$, az Eurocode szerint a külpontosság-növekmény csökkenthető és lehetséges, hogy az MSZ szolgáltatja a nagyobb külpontosságokat. (Azt is fontos megjegyezni, hogy az MSZ szerint a külpontosság-növekmények függetlenek a beton szilárdságától és a vasalás kialakításától, az Eurocode szerint viszont nem. A 11. táblázat az Eurocode szerint meghatározható viszonyított kül-

11. táblázat: A viszonyított külpontosság-növekmények az Eurocode és az MSZ szerint

	l_0/d_1						
	0,0	8,0	16,0	24,0	32,0	40,0	48,0
Eurocode, ¹² $(e_1 + e_2)/d_1$	0,0	0,078	0,229	0,415	0,606	0,923	1,304
MSZ, $\Delta e/d$	0,060	0,112	0,216	0,370	0,576	0,833	1,142

¹² Az Eurocode-ban egy minimális külpontosságot mindenképpen figyelembe kell venni, amelynek értéke (13. képlet), $h > 600$ mm esetében $e/d_1 \sim 0,039$. Kisebb keresztmetszet esetén a relatív minimális külpontosság nagyobb, pl. egy $h=400$ mm-es oszlop esetében $e/d_1 \sim 0,059$.

pontosság-növekmények maximumait tartalmazza, így adott beton szilárdsági osztály és vasaláselrendezés esetén az Eurocode szolgáltatott kisebb külpontosság-növekményeket mint az MSZ.)

A cikkben megadtuk a φ számítására szolgáló 8. és 9. táblázatot. A 12. táblázatban a 8. táblázat legkisebb vashányadához ($c_3=7,0$) tartozó számértékeit összehasonlítjuk az MSZ 15022/1 $\varphi = 1/(1+3,2\Delta e/d)$ összefüggéséből nyerhető eredményekkel. A táblázat azt mutatja, hogy karcsú oszlopok esetén ($l_0/d_1 > 16$) az Eurocode alapján meghatározott φ jelentősen kisebb, mint az MSZ szerinti.¹³

A fenti összehasonlítások csak a teherbírássokra vonatkoztak, a terhek tervezési értékének számítását nem vizsgáltuk. Az Eurocode-ban a terhek parciális biztonsági tényezői lényegesen nagyobbak, mint az MSZ-ben. Így egy konkrét tervezési feladatban az Eurocode szerinti méretezés esetében lényegesen több acélbetétet kell elhelyezni a vasbeton oszlop keresztmetszetében, mint az MSZ szerinti tervezés esetében (Polgár, 2002).

	l_0/d_1												
	0,0	6,0	8,0	10,0	12,0	14,0	16,0	18,0	20,0	22,0	24,0	26,0	
Eurocode	0,87	0,87	0,87	0,84	0,77	0,69	0,61	0,53	0,47	0,41	0,34	0,29	
MSZ	0,84	0,77	0,74	0,70	0,66	0,63	0,59	0,56	0,52	0,49	0,46	-	

12. táblázat: A φ tényező az $N_{Rd} = \varphi N_u$ számításához az Eurocode és az MSZ szerint

7. LEGFONTOSABB JELÖLÉSEK

$A_s = \sum A_{si}$	az acélbetétek keresztmetszeti területe
b	a keresztmetszet szélessége
d	a hatékony vagy hatásos magasság
d'	a redukált hatékony vagy hatásos magasság (lásd a 11. képletet)
d_1	az alsó acélok súlypontja és a felső szélső szál közti távolság ($=d$)
d_2	a felső acélok súlypontja és a felső szélső szál közti távolság
E_s	$=200 \text{ kN/mm}^2$, az acél rugalmassági modulusa
e_0	a minimális külpontosság
e_2	a másodrendű (az oszlop deformációjából származó) külpontosság
e_e	a deformálatlan oszlopon számított (elsőrendű) külpontosság
e_i	a kezdeti görbeségből (imperfekcióból) keletkező külpontosság
e_{tot}	a 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 folyáshatárának tervezési értéke
f_{yk}	az acél folyáshatárának karakterisztikus értéke
h	a keresztmetszet teljes magassága
i_s	az acélbetétek közös súlypontjukra számított inerciasugara

¹³ Meg kell jegyeznünk, hogy három síkban elhelyezett vasalás esetén az MSZ képlete, amely $c_3=3,2$ -t vesz figyelembe, a biztonság kárára közelíthet. A 3. és a 4. táblázatból látható, hogy c_3 3,2-nél lényegesen nagyobb lehet. Ha viszont C25/30 szilárdsági osztályú betont, kétoldali vasalást és 0,6% acélt veszünk figyelembe (az MSZ minimális vasalásának megfelelően), akkor a 3. táblázat $\rho = 0,6 \%$ sorát kell figyelembe venni és $l_0/d_1=24$ -nél $\varphi = 0,45$ adódik, amely nagyon közel van az MSZ ($\varphi = 0,46$) értékéhez.

¹⁴ Két oldalon elhelyezett vasalás esetén (2a ábra) az e_2/d_1 értékeit meg szabad szorozni 0,92-vel.

M_{02}	a rúdvégi nyomatékok közül a nagyobbik
M_{01}	a rúdvégi nyomatékok közül a kisebbik
M_{max}	a keresztmetszet maximális nyomatékbírása (központos nyomóerő esetén)
M_B	a keresztmetszet nyomatékbírása (zérus 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 a nyomott rúd teherbírása)
N_s	az acélbetétekben fellépő normálerő
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 10. egyenletet, $N_u' \neq N_u$)
l	az oszlop hálózati hossza
l_0	az oszlop kihajlási hossza
$\rho = A_s/bd$	a vashányad
λ	a homogén rúd karcsúsága
φ	az oszlop teherbírásának és az oszlop keresztmetszet teherbírásának a hányadosa
φ_{ef}	az effektív kúszási tényező
ϕ	a betonacél átmérője

8. KÖSZÖNETNYILVÁNÍTÁS

A szerző ez úton is köszöni Dulácska Endre egyetemi tanár számos javaslatát és észrevételét. A cikkben bemutatott vizsgálatok elvégzésére azok a közelítő módszerek indították a szerzőt, amelyeket ő dolgozott ki a magyar vasbetonszerkezetek szabvány kapcsán. A szerző köszöni Hegedűs István egyetemi tanár és Visnovitz György egyetemi docens hasznos tanácsait és észrevételeit is.

9. HIVATKOZÁSOK

- Bódi I., Dulácska E., Deák Gy., Korda J., Kovács B., Szalai K. (1989), „Vasbetonszerkezetek.” *Statikusok könyve*. Szerk.: Massányi és Dulácska, Műszaki Könyvkiadó
- Dulácska E. (2002), „*Statikai kisokos*.” Bertelsmann Springer, Hungary
- Erdélyi A. és Nehme S. G. (2002), „Az MSZ, ill. az EN szerinti beton szilárdsági osztályok pontosított összehasonlítása; I. és II.” *Beton*, 6., 3-7. *Beton*, 7-8., 3-7.
- Eurocode 2, (1991), prEN 1992-1-1 Eurocode 2, „*Vasbetonszerkezetek tervezése*”
- Eurocode 2, (2002), prEN 1992-1-1 (Revised final draft), Eurocode 2, April 2002. „*Design of Concrete Structures*”
- Farkas Gy. és Csikós Á. (1996), „Vasbeton oszlopok méretezése az EUROCODE és az MSZ-15022/1 szerint.” *Összehasonlító tanulmány*. Készült a PHARE project keretében. No. HU-94,050101-L013/34
- Farkas Gy. és Kollár L. P. (1997), „Experience on the use of EUROCODE-2 in Hungary.” *International ECSN Symposium. European Concrete Standards in Practice*. Copenhagen, Denmark, May, 1997. 237-246. Edited by Mette Geiker.
- Kollár L. P. (1997), „Vasbetonszerkezetek. Vasbetonszilárdságtan az Eurocode 2 szerint”. Egyetemi jegyzet. (p.295) *Műegyetemi Kiadó, Budapest*, J95025
- Kollár L. P. (2003), „Teherbírási határállapotok”. A „*Vasbetonszerkezetek segédlet*” hatodik fejezete. (Szilárdságtani és Tartószerkezeti Tanszék)
- Kovács T. (2002), „A tartószerkezeti Eurocode-ok jelenlegi helyzete”, *Építési Piac*, XXXVI. évf. 10. szám, Budapest, pp. 66-69.
- Litzner, H. (1994), „Grundlagen der Bemessung nach Eurocode 2” – Vergleich mit DIN 4227, *Beton-Kalender*

Polgár L. (2002), „Ellentmondások a hosszú vasbeton pillérek méretezésénél.” *ÉTE Tartószerkezeti Szakosztály Rendevénye*. 2001. dec. 12., kézirat

Szalai K. és Lenkei P. (1992), “Hungarian experiences in structural design coding. (Historical precedences of Eurocode 2)” *Periodica Politechnica, Civil Engineering*. Technical University of Budapest. 36/3. 339-353.

Visnovitz Gy. (2003), „Betonok jellemzői”. A „*Vasbetonszerkezetek segédlet*” első fejezete. (Szilárdságtani és Tartószerkezeti Tanszék)

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

SIMPLIFIED ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE COLUMNS SUBJECTED TO AXIAL LOADS ACCORDING TO THE EUROCODE 2

Prof. László P. Kollár

The paper presents the analysis of reinforced concrete columns subjected to axial loads according to the Eurocode 2. A simple approximate method and tables are presented for the calculation of the *eccentricities* of the axial load and the *ultimate load* of concentrically loaded columns with rectangular cross sections. The paper compares the results obtained on the basis of the Eurocode to those obtained from the Hungarian Standard (MSZ15022/1).

FÜGGELÉK

Téglalap keresztmetszetű, szimmetrikus vasalású vasbeton keresztmetszet közelítő teherbírási vonalának számítása

Tekintsük az 4. ábra bal oldalán vázolt vasbeton keresztmetszetet, amelyet az x - z síkban működő normálerő terhel. A vasalás szimmetrikus, két vagy három síkban helyezkedik el (az előbbi esetben $A_{s3} = 0$). Az alábbiakban (Dulácska, 2002) alapján megadjuk a teherbírási vonal jellegzetes pontjainak (4. ábra) számítását.

Központos nyomás esetében az Eurocode a keresztmetszetben legfeljebb 2‰ összenyomódást enged meg, így

$$N_u = f_{cd} b h + A_s |\sigma_s|, \text{ ahol } A_s = \sum A_{si} \text{ és} \quad (27)$$

$$|\sigma_s| = \min \{ f_{yd}; 400 \} \text{ [N/mm}^2\text{]}.$$

Tiszta hajlítás esetében, a biztonság javára való közelítésként, csak a két oldalon elhelyezett vasalást vesszük figyelembe:

$$M_B \cong A_{s1} f_{yd} z_s. \quad (28)$$

A maximális nyomaték a gyakorlati esetekben az $x_c = x_{co} = \xi_{co} d$, nyomott betonzóna magasság esetén jön létre (ahol, B 60.50 szilárdsági jelű acél esetén $\xi_{co} = 0,49$, Kollár, 1997). Így, elhanyagolva a középső acélbetétben ébredő erőt:

$$N_{bal} \cong f_{cd} b x_{co}, \quad (29)$$

$$\Delta M \cong N_{bal} \left(\frac{h}{2} - \frac{x_{co}}{2} \right), \quad M_{max} \cong M_B + \Delta M \quad (30)$$



Dr. Lenkei Péter – Dr. Meskó András

A régi épületek tartószerkezetei (elsősorban vasbeton szerkezetek) mechanikai modelljének változását befolyásoló tényezőket vizsgálja a dolgozat. Elsősorban a téma aktualitását vázolja és különleges hangsúlyt kap a régi épületek újra hasznosítása. Több esettanulmány segítségével a szükséges beavatkozások és azok következményei kerülnek bemutatásra. Végül a dolgozat összefoglalásként megállapítja, hogy minden esetet egyediként kell kezelni, a beavatkozások tovább változtathatják a mechanikai modellt és végül azt a lehetőséget, hogy minden esetre több megoldás is szóba jöhet.

Kulcsszavak: mechanikai modellek, anyagromlás, épület-újrahasznosítás, élettartam hosszabbítás, műemlékvédelem, szerkezeti beavatkozás

1. BEVEZETÉS

Az utóbbi években/évtizedekben a régi épületek újrahasznosítása és az ezzel kapcsolatos átalakítások, az ún. barna mezős beruházások egyre nagyobb részét képezik a tartószerkezeti feladatoknak.

Ehhez járul még a nemzeti örökség jelentős összetevőjére, a műemlékvédelemre fordított nagyobb figyelem is. A történelmi épületek és az épített infrastruktúra történelmi értékű műtárgyainak megóvása, rehabilitációja, rekonstrukciója elsősorban tartószerkezetük megfelelő állapotba hozását jelenti. Ez a turisztikai vonzerő szempontjából is jelentős.

A szükséges beavatkozások okainak széles skálájából említésre érdemes a nem megfelelő minőségű kivitel, az öregeedés, a (sokszor nem rendeltetésszerű) használat okozta károsodások, a funkció megváltozása, az értéknövelő felújítás, a műemlékvédelem, a városrendezési és a környezetvédelmi előírások változása, a tervezett élettartam meghosszabbítása.

Ugyanakkor a légkör agresszivitásának növekedése miatt a régi épületek teherhordó szerkezeteinél az anyagok (acél, beton, habarcs, téglák, kő) gyorsuló degradációs folyamata figyelhető meg.

Nem hagyhatók figyelmen kívül a régi és nemcsak a régi épületek karbantartási hiányosságai (pl. beázásokból) következő állapotromlások sem.

Ezen folyamatok jövőbeni hatásának becslése több szempontból is jelentős bizonytalanságokat tartalmaz, mert nem áll rendelkezésre monitorozási adatbázis az épületek állapotváltozásairól, az anyagtulajdonságok változásainak időbeli lefolyásáról.

Földünk klímaváltozásai is arra engednek következtetni, hogy a természeti jelenségek jövőbeni változásai egyre kevésbé határozhatók meg az elmúlt időszakok jelenségeinek statisztikus elemzéséből. Vonatkozik ez a földrengésekre, az árvizekre, a talajvízszintre, a szél hatásaira. Valószínűnek látszik, hogy pl. a szélterhek jövőbeni növekedésére kell számítani és ennek szabályzati konzekvenciái is lehetnek.

Figyelembe kell venni azt a problémát is, hogy a degradációs folyamatok miatt a tartószerkezetek mechanikai modellje is megváltozik. Például szolgálhat erre az együttdolgozóknak feltételezett szerkezetek közötti kapcsolat gyengülése, a csuklók eltömődése, a tökéletesnek feltételezett befogások részleges befogássá alakulása, a képlékeny csuklók feltételezettnél előbbi megjelenése.

2. ELMÉLETI MEGFONTOLÁSOK

A tapasztalatokból a következő elvi megállapításokat lehet tenni (Lenkei, Meskó, 2003):

A tervezéskor lineárisan rugalmasként számított régi szerkezetek a használat során a kedvezőtlen hatások miatt általában már nem lineárisan viselkednek, sokszor egyes részek képlékeny állapotba kerülnek (képlékeny csukók vagy törésvonalak alakulhatnak ki) és erőjátékuk alapvetően megváltozhat.

Minden megerősítés vagy rekonstrukció kisebb vagy nagyobb beavatkozás az erőjátékba, ami a nem érintett részen is megváltoztathatja az igénybevételeket (ezért helyesebb a beavatkozás fogalmat használni a megerősítés stb. helyett).

A régi és az új szerkezet együttdolgozását mindig nehéz biztosítani; elsősorban az egymás mellé illetve egymás fölé épített régi és új szerkezet együttdolgozását gyakran nehéz korrektül megoldani.

Mennyire, milyen mértékben szabad beavatkozni a szerkezet erőjátékába az együtt dolgozás kikényszerítése érdekében úgy, hogy ugyanakkor egyes érintett régi tartószerkezeti elemekben ne jöjjenek létre megengedhetetlen igénybevételek?

Létezik-e és milyen mértékig az eredetileg meglévő együttdolgozás a régi szerkezet egyes részei között és ha ez nem biztosított, akkor hogyan érhető el vagy helyettesíthető az együttdolgozás a beavatkozás során?

3. RÖVID ESETTANULMÁNYOK

3.1 Műemlék jellegű épületek

Egy budapesti irodaház új tulajdonosa a Bauhaus stílusú, védettség alatt álló épületet igényeinek megfelelően kívánta átalakítani. Ennek során vizsgálni kellett, hogy milyen állapotban van a pillérek merev acélbetéteit körbevevő bauxitbeton (1. ábra), hogy milyen és hogy hogyan biztosítható megfelelő mértékű kapcsolatuk és a merev acélbetétek korrózióvédelme. Tehát a kérdés az volt, hogy feltételezhető-e ill. megvalósítható-e – legalább részben – az eredeti erőjáték vagy sem. A szakértői vélemény arra a következtetésre jutott, hogy a bauxitbeton szilárdságcsökkenése befejeződött, az együttdolgozás pedig a bauxitbeton megfelelő kezelésével és a pillérek köpenyezésével olyan alakváltozási kényszert jelent,



1. ábra: A merev betétes bauxitbeton szerkezet egyik kibontott csomópontja alulról



2. ábra: A sírkamra belső képe



3. ábra: Falkép-részlet

amely biztosítja a betonacélnak a szükséges védelmet és a két szerkezeti anyag szükséges mértékű együttműködését is.

Természetesen a bauxitbeton elbontása és a merev acélbetét felületkezelése után új betonkeresztmetszet kialakítása lehet biztonságosabb megoldás. A biztonságosabb, de hosszabb időt igénylő és drágább megoldás tulajdonosi döntés függvénye.

A világörökség részét képező pécsi Péter-Pál földalatti ókeresztény sírkamra esetében (2. és 3. ábra) két tartószerkezeti feladatot kellett megoldani.

Az egyik feladat az eredeti falazott szerkezet (falak és boltozatok) károsodás nélküli kibontása a XX. század elején ráépített védő és szellőzést biztosító betonszerkezettől, a pécsi Székesegyház szomszédos délkeleti tornyának megfelelő biztosításával. Ezt a falak alapjainak szokásos aláfalazásával és a bemutató tér merevbetétes vasbeton falainak, valamint a torony alapjainak jet technológiával történő megerősítésével sikerült elérni.

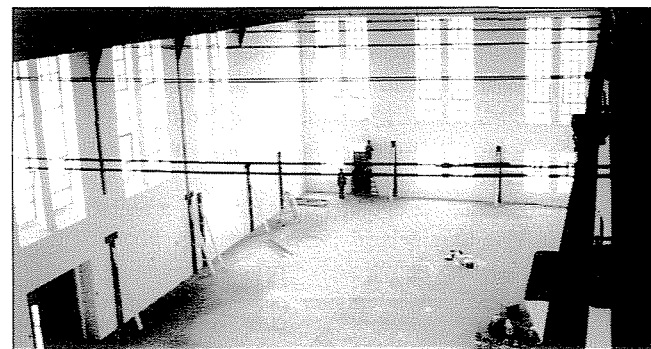
A másik feladat pedig a bemutató tér tartószerkezeteinek olyan megfogalmazása volt, amely nem ad hangsúlyt a tartószerkezetnek és következésképpen nem vonja el a figyelmet a bemutatni kívánt műemléktől. Ezt kör keresztmetszetű acélcsövekbe betonozott pillérekkel pontokon alátámasztott vasbeton fődémmel sikerült biztosítani.

3.2 Régi épületek újrahasznosítása, az ún. barnamezős beruházások

Az aknagépház új funkciója

A mecseki szénbányászat megszüntetésével sok ipari épület feladat nélkül maradt.

Az aknagépház földszintjén a 3 m-rel magasabb szinten működő gépek alapjai, nagy keresztmetszetű oszlopok, alap-



4. ábra: Az aknagépház belső képe az átalakítás előtt

5. ábra: Az aknagépház belső képe az átalakítás után



testek, ezek tetején, a földszint fölötti szinten a gépek lerögzítésére szolgáló foglalatok, lehorgonyzások, áttörések és tömbök helyezkedtek el.

Az aknagépház ebben a formájában használhatatlan volt.

A $\sim 18 \text{ m} \times 40 \text{ m} = \sim 710 \text{ m}^2$ alapterületű csarnokot 650 – 800 mm vastag falak határolják. A tetőszerkezet és a darupálya a falba beépített, az emeleti szintről induló, csavarozott kapcsolatú, az emeleti födémbe bebetonozott vonóvasas két-csuklós acél keretekre adja át terheit (4. ábra).

A csarnokot $\sim 11,0 \text{ m}$ belmagasságú raktárként kívánták hasznosítani. Ezt a funkciót a földszint fölötti födém és a benne lévő vonóvasak elbontásával, a födém megtámasztó hatását pótló támaszok beépítésével és a vonóvasaknak a korábbi, ma már használaton kívüli darupálya fölé helyezésével lehetett megoldani (5. ábra).

3.3 Poroszsüveg boltozat esete

A kb. száz éves épület földszintjén lévő sörözőt bankfiókká alakították át. A pince fölötti poroszsüveg boltozat mértékadó terhe már az átalakítás előtt $\sim 12,5 \text{ kN/m}^2$ volt (6. ábra).

A lemezes leválású, erősen korrodált acéltartók az üzlettér terhelésének hatására jelentősen túlterheltek voltak, ennek ellenére a szerkezet a terheket károsodás nélkül elviselte.

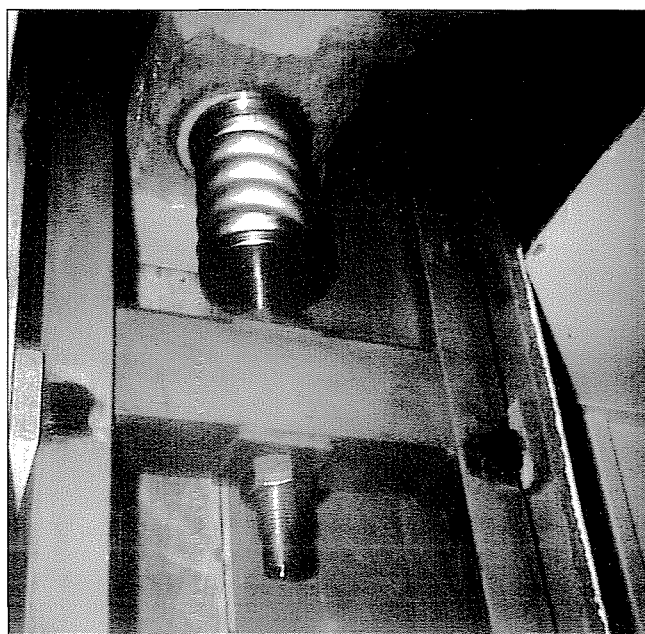
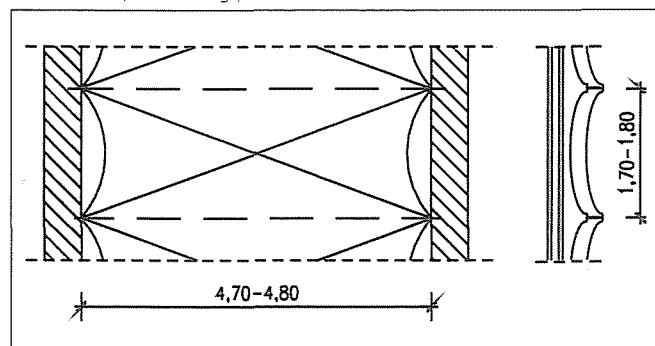
A terhelő mező ($\sim 1,8 \text{ m} \times \sim 4,8 \text{ m}$) átlóján átmenő függőleges síkú metszetre, a $\sim 18 \text{ cm}$ ívmagasságú ellipszisre közelítő számításként alkalmazott kazánképlet a téglaboltozat anyagára 147 N/mm^2 elhíhető nagyságú közelítő nyomófeszültség értéket adott, azaz a gyűrűsen rakott boltozat átló irányban dolgozva az acélgerendák túlterhelését jelentősen csökkenteni tudta.

Az új funkcióhoz az épületet átalakították, a téglaboltozat tehermentesítése után felszabaduló légtérben, közvetlenül a boltozat fölött, de arra nem terhelve, új acélgerendákra támaszkodó, bent maradó trapézlemezre vasbeton födémlemez készült.

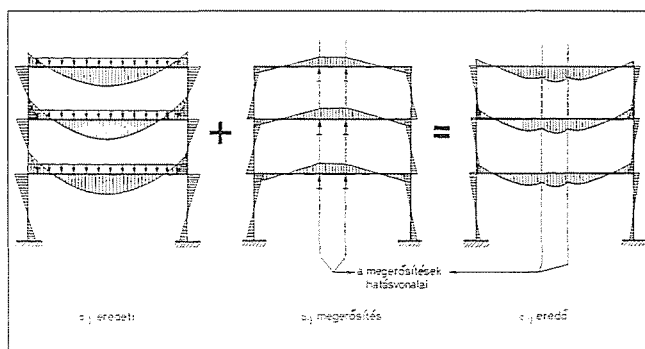
3.4 Kivitelezési hibák miatt szükségessé váló beavatkozások

Egy vidéki tervező iroda épületének 13.0 m fesztávú keretgerendái több szinten kivitelezési hiba következtében (korai kiszaluzás) megengedhetetlen mértékig lehajoltak. Ezt a vízszintes felületek kialakítása céljából a tartóközépen vastagabb felbetonnal, a keretcsomópontnál pedig alul vastag habarcsréteggel próbálták korrigálni. A következmény: a vasbeton keret pilléreinek és gerendáinak teherbírása a csomópontokban, valamint a keretgerendák tartóközépen kimerült, a szerkezet ezeken a helyeken túlterheltté vált. A beavatkozás na-

6. ábra: A poroszsüveg pincefödém elrendezése



7. ábra: A vasbeton keretgerenda megtámasztásához használt rugó



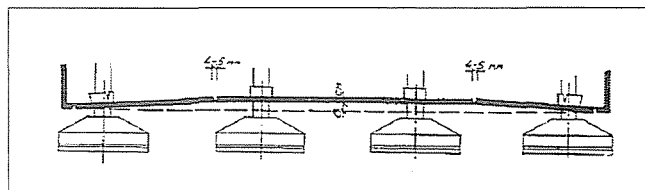
8. ábra: A vasbeton keret eredeti, a beavatkozásból származó és az eredő nyomatéki ábrája

gyon radikális volt, az egytérű termeket középfolyosós rendszerűvé kellett átalakítani. A középfolyosó két oldalára minden keretállásnál függetlenül lealapozott acél szerkezetű pillérek kerültek. Ezekre szintenként nagy teherbírású rugókat (7. ábra) helyeztek el. A rugók összenyomódását úgy szabályozták be, hogy a keretgerenda közepén felül húzás ne jöjjön létre. Ezt mutatja be az eredő nyomatéki ábra (8. ábra). (Lenkei, Meszlényi, Tegze, 2002)

3.5 Természeti hatások nem várt változásai

Egy a Duna partjához közeli raktárápület szerkezetkész állapotban (fűtés és nyílászárók nélkül) egy téli időszakban szabadon maradt. A pince pillérektől független vasbeton padlólemezre jégencse képződése miatt $\sim 80 \text{ mm}$ -t felemelkedett (9. ábra), mivel a tervezettel ellentétes irányú erőhatás igénybe vette. (Lenkei, Wéber, 1964)

9. ábra: A raktárápület pincéje vasbeton lemezének jégencse okozta alakváltozása



4. MEGÁLLAPÍTÁSOK

Elsősorban megállapítjuk, hogy nincs két egyforma eset. Még az ugyanolyan rendszerű épületeknek is a megépítésük, eddigi élettartamuk alatti használatuk, a rájuk ható külső környezet különbözőségei miatt a vizsgálatkori állapotuk különböző lehet.

Következő megállapításunk, hogy a legtöbb esetben nem csak egy „boldogító” megoldás létezhet, de mindig van egyszerűbb és bonyolultabb is.

Végül felhívjuk a figyelmet arra a tényre, hogy minden régi szerkezetbe való beavatkozás esetén tudnunk kell, hogy mennyire változott meg a használat során a régi szerkezet mechanikai modellje és a javasolt beavatkozás milyen további modellváltozásokat okoz, esetleg a szerkezet beavatkozásával nem érintett részén is.

5. HIVATKOZÁSOK

Lenkei P. (2003) „Mérnökök és a Pécsi Világörökség” *Mérnökijság* X.10. p. 33–34.

Lenkei P., Meskó A. (2003) „Régi épületek új anyagszilárdsági és teherbírás problémái” *IX. Magyar Mechanikai Konferencia Összefoglaló* p. 65

Lenkei P., Meszlényi R., Tegze J. (2002) „Különlleges megoldások vázas épületek szerkezeti megerősítésére” *Beton- és vasbetonszerkezetek védelme és megerősítése (Szerk. Dr. Balázs György)* 9.1 fejezet p. 99 – 102

Lenkei P., Wéber Gy. (1964) „Néhány érdekesség egy raktárépület tervezésénél és kivitelezésénél” *Magyar Építőipar* XIII. 12. p. 734 – 748

Dr. Lenkei Péter (1933) a Pécsi Tudományegyetem Pollack Mihály Műszaki Főiskolai Kara Szilárdságtan és Tartószerkezetek Tanszékének egyetemi tanára, a műszaki tudomány doktora. Több vasbeton tárgyat oktat alap és kiegészítő képzésben. Kutatási területe a vasbeton szerkezetek nem rugalmas viselkedése, dinamikus hatásoknak kitett vasbeton szerkezetek vizsgálata, a beton szerkezetek öregedése. Sok épület tervezésében és szakértésében vett részt. Hosszú ideje vesz részt a nemzetközi tartószerkezeti szabványosításban. A Magyar Mérnökakadémia és külföldi akadémiák tagja, Eötvös Lóránd és Szent-Györgyi Albert díjas. A *fib* Magyar Tagozat tagja.

Dr. Meskó András (1949), okl. építőmérnök (1974), okl. mérnöki matematikai szakmérnök (1983), Dr. Univ (BME 1987). 1974-1992: Dél-Dunántúli Tervező Vállalat (PÉCSITERV) statikus tervező, vezető tervező. 1991-től a Dr. Meskó & Békefi Mérnöki Iroda Kft. ügyvezetője, statikus vezető tervező. 1974-től óraadó a Pécsi Pollack Mihály Műszaki Főiskolán, tartószerkezeti tantárgyakban előadó és gyakorlatvezető is. 1990-ben címzetes főiskolai tanár. 2000-től: Pécsi Tudományegyetem Pollack Mihály Műszaki Főiskolai Kara Szilárdságtan és Tartószerkezetek Tanszék. A Neumann János Számítógép-tudományi Társaság tagja 1988. óta. 2001. márciustól a *fib* Magyar Tagozatának tagja. 2001: a TT Baranya megyei Szakcsoportjának elnöke. 2002: a BMMK Elnökségének tagja.

SUMMARY

The possible factors influencing the changes of the mechanical models for structures in use are analyzed. Special attention is given to reuse of old buildings. Several practical case studies are presented. The necessary interventions and the consequences are discussed. It is concluded, that each case has some specific features, the interventions are further changing the structural model, and almost in all cases exist several different solutions.

RENDEZVÉNYNAPTÁR

2nd Int. Conference Lifetime Oriented Design Concepts

2004.03.01-03 – Bochum – Germany

web: www.ruhr-uni-bochum.de

org: tel: +49 234 322 5757

e-mail: sfb398@ruhr-uni-bochum.de

fib Symposium on

Concrete Structures: the Challenge of Creativity

2004.04.26-28 – Avignon – France

web: www.fib-avignon2004.org

org: tel: +33 1 46 11 32 90

e-mail: francoise.raban@equipment.gouv.fr

5th international PhD Symposium in Civil Engineering

2004.06.17-19 – TU Delft – The Netherlands

web: www.phdce5.nl

org: Tom Scarpas tel: +31 15 278 5883

e-mail: info@phdce5.nl

Int. Symposium on Ultra High Performance Concrete

2004.09.13-15 – Kassel – Germany

web: www.uni-kassel.de/uahpc2004

org: University of Kassel tel: +49 561 804 2601

e-mail: ghlueke@uni-kassel.de

BEFIB 2004

Sixth Rilem Symposium on Fibre Reinforced Concrete

2004.09.20-22 – Varenna, Lake Como – Italy

web: www.lecco.polimi.it/befib04.htm

org: Giselda Barina tel: +39 0341 98 3084

e-mail: giselda.barina@polimi.it

2nd Int. Workshop on

Structural Health Monitoring of Innovative Civil Engineering Structures

2004.09.22-23 – Winnipeg, Manitoba – Canada

org: ISIS Canada tel: +1 204 474 8506

e-mail: muftia@cc.umanitoba.ca

IABSE Symposium on

Metropolitan Habitats and Infrastructure

2004.09.22-24 – Shanghai – China

web: www.iabse2004.org.cn

org: tel: +86 21 6598 3451

e-mail: secretariat@iabse2004.org.com

fib Symposium on

Segmental Construction in Concrete

2004.11.26-29 – New Delhi – India

web: www.fib2004.com

org: tel: +91 11 2627 2447

e-mail: fib2004@rediffmail.com

11th International Conference on Fracture

2005.03.20-25 – Turin – Italy

web: www.icf11.com

org: tel: +39 011 244 69 11

e-mail: icf11@congressiefiere.com

fib Symposium 2005 Budapest

“Keep Concrete Attractive”

2005.05.22-25 – Budapest – Hungary

web: www.eat.bme.hu/fibSymp2005

org: Hungarian Group of *fib* tel: +36 1 463 4068

e-mail: fibSymp2005Budapest@eik.bme.hu

6th International Congress

Global Construction: Ultimate Concrete Opportunities

2005.07.05-07 – Dundee – Scotland

web: www.ctucongress.co.uk

org: R K Dhir tel: +44 1382 344347

e-mail: r.k.dhir@dundee.ac.uk

A MÉRNÖKI MEGFONTOLÁSOK SZEREPE A SZÁMÍTÁSI MODELLALKOTÁS FOLYAMATÁBAN



Dr. Gilyén Jenő

A méretezési szabványok csak átlagos, szokványos használati és építési körülmények esetére adhatnak előírást vagy ajánlást. Nagyobb megkívánt élettartam, nem átlagos használat és építési körülmények mérlegelése és érvényesítése a szerkezet méretezésében a tervező mérnök feladata. A szabvány-előírások nem axiómák, alkalmazásuk mikéntje a konstruktőr és a méretező mérnök feladata. Minthogy ezek a körülmények nem mindig szokványosak, nem lehet mindenre kiterjedő tanácsot adni, csak példákon lehet bemutatni a mérnöki megfontolásnak, többek között az anyagmodellre vagy a számítási modellre való hatását.

Kulcsszavak: biztonság, élettartam, tartósság, anyagmodell, számítási modell, használati körülmények, építési körülmények

1. BEVEZETŐ GONDOLATOK, A TÉMA INDOKOLTSÁGA

Az erőtan működés leírását szerkezeti részekkel végzett kísérletekből, alakváltozási jelenségekből és mérésekből szerzett tapasztalatok alapján levont következtetésekből alakították ki. A számítási modell az előbbiekből létrehozott módszer, általában a valóságos nagyon bonyolult viselkedés gyakorlatban használható, egyszerűsített formája. Például a háromdimenziós szerkezetben keletkező folyamatok, alakváltozások, igénybevételek síkba redukálása szokásos, ha a térbeliség kisebb hibával elhanyagolható.

A felhasznált anyagok mechanikai tulajdonságai az igénybevételi szinttől függően változnak. Ismeretes a tökéletesen rugalmas, már maradó alakváltozású, berepedt állapot, törési állapot, kontrahált állapot, képlékenynek nevezett állapot. Ezen állapotváltozások bekövetkezése sok körülménytől függ. A csatlakozó szerkezetek hatása, a terhelés és ebből az igénybevételek változásának sebessége, az igénybevétel tartóssága, s nem utolsósorban az anyagjellemzők szórása, azaz tényleges szilárdsága az igénybevétel helyén, ez mind szerepet játszik a szerkezet viselkedésében.

A különféle anyagok mechanikai tulajdonságait a szabványok nemzetközileg elfogadott átlagértékkel és feltételezett szórással tartalmazzák. A szabványban azonban nem lehet rögzíteni az építési körülményeket, az adott munkaerő technológiai fegyelmét, szaktudását, az építési sorrend, időtartam, az alkalmazott technológia hatásait stb. Ha utalunk is ezekre a körülményekre, az is csak nagyon általános lehet, például öntött beton, héjszerkezet stb. Tehát a szabványok előírásai nem axiómák! Mintegy 50 évvel ezelőtt mondotta egy szabványosítási bizottsági ülésen Menyhárd István, hogy „a szabvány tulajdonképpen a gondolkodni nem akaró mérnöknek kell”. Mint minden egyszerűsített meghatározásnak, ennek is csak részben van valóságos érvénye, de kifejezi a címben jelzett mérnöki megfontolások fontosságát, mint a szabvány betű szerinti alkalmazásának korlátait.

A számítástechnikai programok természetesen a szabvány-előírásokat használják „betű szerint”, mérlegelés nélkül. Továbbá a számítógép matematikai módszerekkel dolgozik, tehát olyan jelenségeket általában nem tud figyelembe venni, aminek matematikai leképezése nincsen. Például, repedés következtében töréspont az alakváltozási görbében, vagy ugrás az alakváltozást meghatározó merevségi értékben. Ilyen je-

lenséget csak értékbetárolással lehet észlelni. A számítástechnikai program a fizikai valóságnak matematikai világba transzformálása annak minden veszélyével. A matematikában sok minden lehetséges, ami a kiindulásként szereplő anyagnál már nem lehetséges, vagy akkor már megváltozik a statikai modell. Ma is megszívlelendő Mihailich Győző több mint 80 évvel ezelőtt megjelent, s a vasbetonnal foglalkozó első tankönyvének bevezetőjében olvasható figyelmeztetése: „A kísérleti viselkedés részletes tanulmányozása megóv azután azon veszélytől is, mellyel a számszerű eredményeknek, egyszerűen, mint matematikai értékeknek a felhasználása jár.” (Mihailich, 1922).

2. A MÉRETEZÉSI SZABVÁNYOK KIALAKULÁSA ÉS ÉRVÉNYESSÉGI HATÁRAI

A vasbetonépítés kezdeti időszakában a szerkezeteket, legalábbis méretezési szempontból, statikailag határozott szerkezeti részekre bontották. Ebben a korban a méretezési szabványok is egyszerűbbek és rövidebbek voltak, például az 1909/14 évi „Szabályzat vasbetétes betonszerkezetek tervezése és építése tárgyában.” A csak húsz A/5 oldal terjedelmű volt. Ennek az előírásnak továbbfejlesztéseként a „Magyar Mérnök és Építész Egylet Vasbetonszabályzata” 1931-ben már 51 A/5 oldalas volt, s kötelezően alkalmazandó volt Budapesten, majd 1936-ban országos érvényű szabvánnyá vált. 1949-ben az Építéstudományi Intézet „Országos Magasépítési Méretezési Szabályzat” címen több kötetben tárgyalta az 1931 óta történt változtatásokat „Terhelési adatok I” stb. címen.

A gazdaságosabb és nagy igénybevétel-átrendeződési képességgel rendelkező, egyre bonyolultabb, statikailag határozatlan szerkezetek elterjedésével a szabványok is egyre részletesebbek és terjedelmesebbek lettek. Így a még használt MSZ 15022/2-86 50 A/4 oldalával sem a terhekről (azt a szintén terjedelmes MSZ 15021/-86 tartalmazza), sem a betonszerkezetekről nem szól, s az előregyártott szerkezetek sajátos kapcsolataira sem ad utasítást. Maguk a szabványok oly mennyiségű előírást tartalmaznak, hogy azokat már nem lehet emlékezetünkben tartani. Így azután sok segédesszköz, CD ROM-ok stb. is elterjedtek.

Mindez a nagy mennyiségű adathalmaz még mindig nem tudja a mérnöki mérlegelést kiküszöbölni. Például az igénybevételek eloszlását a rudak merevsége befolyásolja, s ez a valóságos beton valóságos alakváltozási tényezőjétől, továbbá a tényleges inercianyomatéktól függ. Az előbbi az igénybevételtől, a betonstruktúrától, az utóbbi az acélhányadtól és a repedezettségtől is függ. A jelenleg használatos, közepes szilárdságú acélok megnyúlása már üzemi igénybevételnél is messze meghaladja a beton nyúlóképességét, tehát helytelen a teljes betonkeresztmetszet inercianyomatékának használata a legtöbb esetben, s helyette a tervezéskor még nem elég pontosan ismert hasznos keresztmetszet tehetetlenségi nyomatékát kellene használni. Az előbbieket folytán a méretezésnél átlagosításokra, közelítésekre vagyunk utalva, amiket mérnöki mérlegeléssel kell megalkotni.

Itt jöhet segítségül a sok éves kiértékelt mérnöki tapasztalat. A tapasztalatok értékelése, hasznosítása nagyon fontos, mert későbbi döntéseinket ez nagyon befolyásolja. Ezek az adatok bár nem pontosan számszerűsítettek, szemben a számítógéppel, mely nagyon pontosan megmondja mi nagyobb, mi kisebb, de mérlegelni sok szempontot nem tud, erre a mérnöki agy alkalmasabb lehet.

3. A BIZTONSÁGRA HATÓ KÖRÜLMÉNYEK, TÉNYEZŐK

A biztonság nem egyszerű fogalom. Elválaszthatatlan az elvárt tartósságtól s a használati körülményektől, a használat során eltűrt elváltozásoktól. Az elmúlt 50 évben nagyon túlbecsültük az anyagok ismertségi fokát és tartószerkezeteink-

nél általánosan 50 éves élettartamhoz igazított biztonsági tényezőket alkalmaztunk. Az építőipar és a gazdaság teherbíró képessége, továbbá az energiatakarékosság és környezetünk védelme egyaránt nem indokolja a gazdaságtalan rövid élettartamot. A helyesen kialakított, jól kivitelezett szerkezet nagyon kis áldozattal, a teljes beruházási költség 3-5%-os növelésével könnyen kialakítható akár 100-120 éves időállóságúra is. *A gazdaságosság mérőszámában az élettartam fontos tényező.* Senkit ne tévesszen meg a reklámozott hordozó kereskedelmi, meg pénzügyi hatalmat szimbolizáló építkezések megdöbbentő díszszerkezeteinek talmisága! A polgári használati építményeknél a tartósság és a kis karbantartási igény különösen fontos tényező. A vélelmezett biztonságot nagyon sok hiba, avulás, pontatlanság terheli, amelyeket az 1. ábrán kívánunk bemutatni.

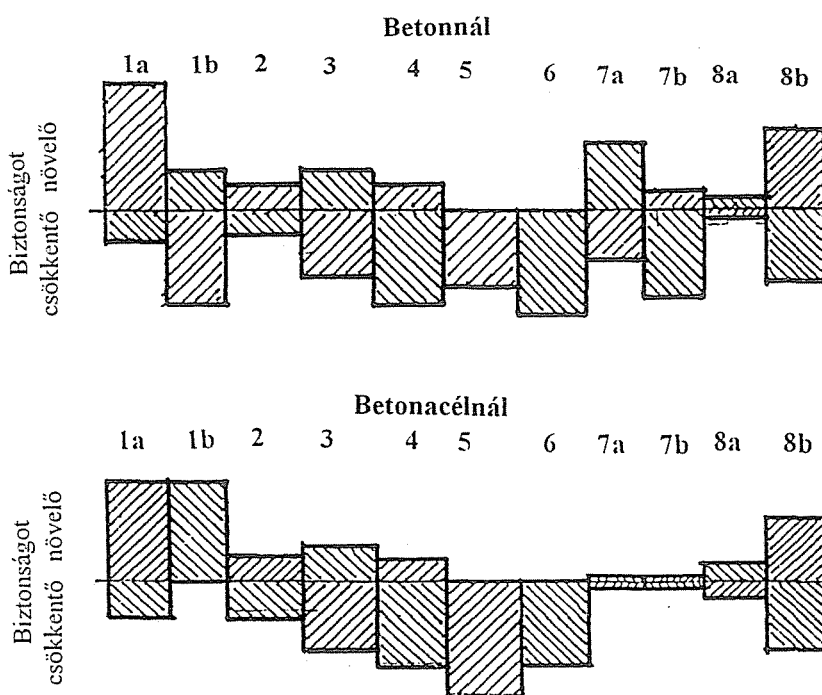
Tudomásul kell venniük a beruházó és a pénzügyi szakembereknek is, hogy a szerkezetet javítani, netán megerősíteni általában csak a csatlakozó szerkezetek leszerelésével vagy elbontásával lehet, ami a szerkezet alkalmassá tételének csekély költségével szemben horribilis, 5-20 szoros költséget is kitesz.

A szabványok betű szerinti betartása alkalmasint jogi védelmet jelent, de a szakmai megítélés ennél szigorúbb. A hatósági ellenőrzésnek lehetőséget nyújtanak a szabványok.

A használati körülmények félreismerése súlyos szerkezeti károk okozója. Például körülbelül 1970-ig szinte kizárólagosan az a tévhit uralkodott, hogy a beton megvédi a beépített acélbetéteket a rozsdásodástól. Ezt a hiedelmet a háborús károk romeltakarítása csak erősítette, de megfeledeztek arról, hogy ezek a szerkezetek mészsav tartalmú vakolattal voltak ellátva, gyakorlatilag az üzemi teher viselése után, amikor a repedések már kifejlődtek, s így azokat tömítve is elfedték. Közben

1. ábra: A vasbeton szerkezetek biztonságára ható tényezők

1a – Jól ellenőrzött építkezésnél mind a beton, mind az acél szilárdsága felfelé mutat szórást; 1b – Nem ellenőrzött építkezésnél a betonszilárdság inkább lefelé mutat szórást; 2 – Mérethibák hatása inkább az acélbetétnél jelentős; 3 – Az állandó terhek az átalakítások során inkább növekednek; 4 – Az esetleges terhek átépítések során anyagátárolás miatt esetenként túllépi a számításba vett értéket; 5 – Az anyag avulása a betonnál a repedések terjedésével jár (hőtágulás, zsugorodás), az acélbetéteknél pedig rozsdásodással; 6 – Rongálás – vésés, fúrás – növekvő veszélyeztetést jelent a korszerű kis munkagépek használata következtében; 7a – Jól ellenőrzött építkezésnél a beton alakváltozási tényezőjére ható sokféle körülmény, valamint a repedezettség hatása miatt lép fel a keresztmetszet hasznos inercianyomatékának bizonytalansága; 7b – Az acélbetétnél mutatkozó kis hatással szemben a nem ellenőrzött építkezésnél a beton rugalmassági tényezője inkább kisebb; A 7a és 7b tényezők több tíz százalékkal befolyásolják a számítás pontosságát; 8a – Jól ellenőrzött tervezésnél csak kis hibák lehetnek; 8b – Nem ellenőrzött tervezésnél nagy kiindulási és nagy számítási hibák lehetségesek



jött az előregyártás, nagyobb pontosságával, egyenletesebb minőségével és szép felületével, de nagyon hangsúlyos súlytakarékosságával. Vagy 20 évvel az előregyártás nagyobb arányú bevezetése után kellett szembenézni a súlyos betonkorrozíós károkkal. Addig a porózus, túlvizezett beton nem elégséges fagyállósága és kisebb szilárdsága volt általánosan ismert. Zárt, jó légállapotban lévő vasbeton szerkezetek használati körülményükből következően nem is károsodtak, de a szabadban páranak, esőnek, átázásnak kitett vakolatlan szerkezeink a közben még kialakult légköri szennyezés hatására már súlyosan károsodtak.

A XX. század első felében épült vasbeton szerkezetek méretezését ugyan II. feszültségi állapot alapján végezték, de az alacsony megengedett beton- és acél feszültségek mellett gyakorlatilag repedésmentes állapotban működtek. Pedig belső térben is lehet korrozíós veszélyt okozó használat, például nedves eljárással dolgozó üzemben, sőt lakások konyhái és fürdő, mosdó helyiségei. A repedéskorlátozás nem nyújt elegendő védelmet. Egyébként a repedéstágasságot számító mégoly bonyolult képletek is tartalmazzák a nagyon bizonytalan, s különösen a helyileg még bizonytalanabb beton húzószilárdság vélelmezett értékét.

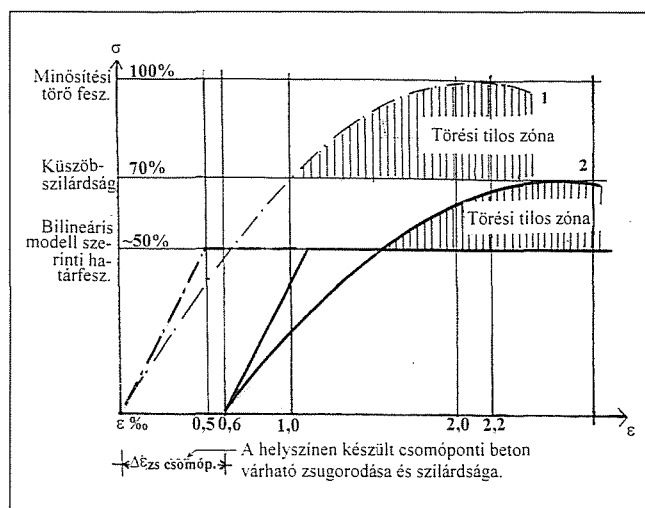
Végül is a biztonság szükséges mértéke eltérő kritériumoktól függ, mások mellett az építési minőségtől, a használat és a katasztrófa-elhárítás szempontjától.

4. A SZÜKSÉGES BIZTONSÁG KÉRDÉSE ÉS AZ ANYAGMODELL HATÁSA

A XX. század második felében kialakult fogyasztói társadalomban a fogyasztásra ingerlő reklámtevékenység természetesen az építési piacon is jelentkezik. Ez a fogyasztásra ösztönző környezet az árukínálatban csakúgy, mint a meghökkenítő homlokzati, alaprajzi és szerkezeti megoldásokban is jelentkezik, számos esetben, öncélú álszerkezetekben díszítő elemekként. Ezek a talmi szerkezetek sokszor elérik a tényleges tartószerkezetek anyagfelhasználását, vagy olykor meg is haladják azt. Nyilvánvaló, hogy ezzel nem növeljük a tartósságot, pedig környezetünk fokozódó elszennyeződése pont a fordítottját kívánja.

Úgy viselkedünk, mintha minden rendben volna, s a számításokból vélelmezett biztonság biztos lenne. Pedig már az anyagmodellnél is, a sokféle közelítés is mutatja az inhomogén betonból eredő bizonytalanságot. A valóságos bizonytalanság még nagyobb, mert az iparban szükségszerűségeiből alkalmazott, nem éppen szabványos betonok fizikai és kémiai, mechanikai tulajdonságairól még túl-ig tájékoztatás sincs. Pedig az előregyártott szerkezetek tömeges alkalmazása során a kisméretű és bonyolult oldalfelületű illesztésekbe csak 8-10 mm maximális szemmagyságú, magas cementadagolású és nagy vízcementtényezőjű betonnal lehet remélni a benyúló vasakkal is nehezítve a fészekmentes kibetonozást. Ilyen betonok alakváltozási értékeire, de még a valós zsugorodására sincs kísérletekkel igazolt adatsor. Eddig szabványaink azt hirdették, hogy az öntött beton zsugorodása 0,4 ezrelék a valóságos 0,6-1,0 ezrelék helyett.

Korszerű anyagvizsgálatok kimutatták (Balázs, 1994), ábrán is követhető, hogy a beton belső struktúrájának felbomlása már igénybevétel okozta egy ezreléknyi alakváltozásnál megkezdődik, tehát ez már a méretezés szempontjából tilos zóna. Pedig a rugalmas-képlékeny anyagmodellben feltétele-



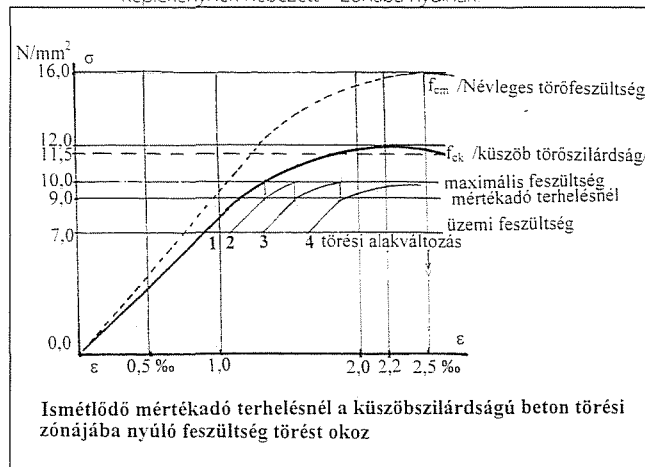
2. ábra: A rugalmas-képlékeny, idealizált modell
1. görbe: Névleges tulajdonságú és szilárdságú beton feszültség-nyúlás diagramja; 2. görbe: Egy átlagos szórású beton feszültség-nyúlás diagramja

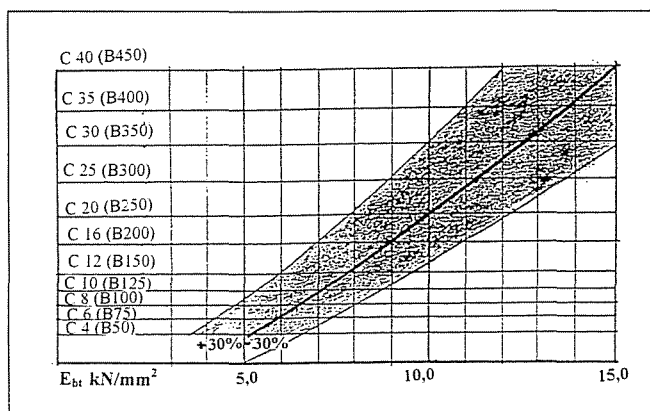
zett 0,5-2,5 ezrelék közötti képlékeny szakasz megtévesztő, mert ez nagyon súlyos összeférhetetlen alakváltozású betonok együttes teherviselését megoldani véli. Vékony rétegben oldalkitérésben gátolt betonnál egyszeri, ismétlés nélküli igénybevételnél ez elképzelhető, de ismételt igénybevételnél megjósolhatatlan alakváltozással kell számolni. Még az MSZ 15022/2-86 szabványban – a korábbiakhoz képest nem változott – határ-igénybevételnél is elérhetjük a tilos zónát a számításba vett szilárdságú szórásnál (2. ábra). Tartósnak szánt szerkezeteknél, mind az igénybevételnél, mind a minőségi szórásnál a valóságosan várható hatások a jelenlegi matematikai valószínűségi értékeket (10^{-4}) meghaladják. Az acélbetétek határ-igénybevétele az arányossági határ, tehát már kisebb egyszeri túllépése nagy repedés megnyíláshoz vezet.

Ezért különösen veszélyes a képlékenynek nevezett zóna megközelítése statikailag határozott szerkezeteknél, különösen, ha az igénybevételi szint ismételt elérése valószínű. Tehát a képlékenynek nevezett, valóságban a törési folyamat kezdetének megfelelő igénybevétel csak egyszeri túlterhelésre nyújt védelmet, de nem hullámmozgásból, szélhatásból vagy egyéb alternáló terhelésméltódásra (3. ábra).

A beton minősítését nagyon masszív sablonokban kocka, hasáb vagy henger alakú próbatestek törésével végzik. Nagyon jelentős különbség maga a zsaluzat nagy merevsége, a szabályos tömörítés, utókezelés, továbbá a törő pófák felületén ható súrlódás. Ezért csak a próbatestek méretét bőven

3. ábra: A pillér törési mechanizmusa, pl. alapba vagy alépitménybe jobban befogott esetben: szeizmikus lökőhullámból keletkező $M > M_{pl}$ esetben, amikor az igénybevételek a törési – képlékenynek nevezett – zónába nyúlnak





4. ábra: A beton alakváltozási tényezője a számításba vett $\pm 30\%$ szórással C4 – C40 jelű betonnál

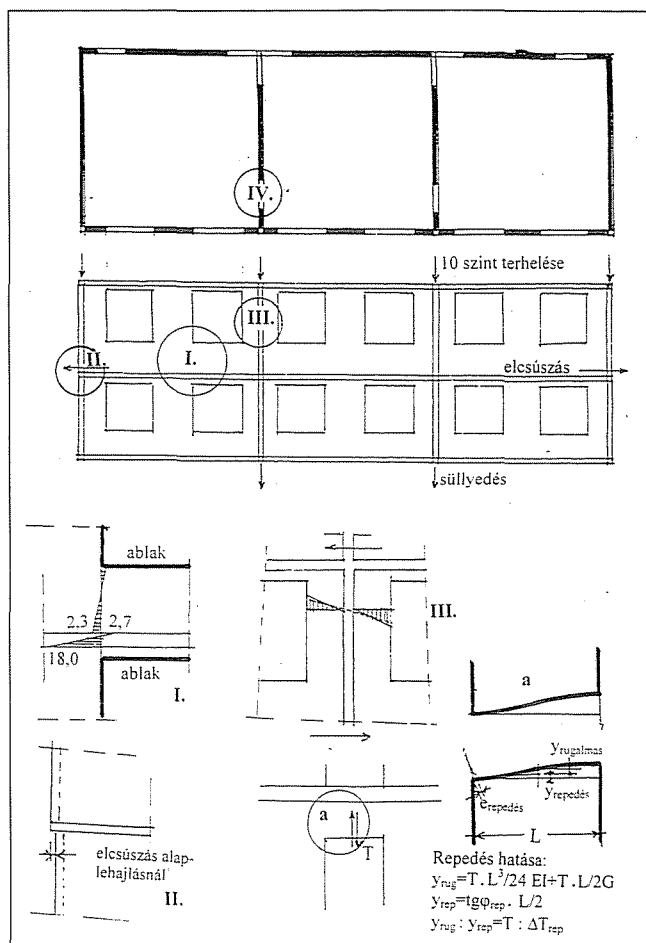
meghaladó méretű betontesteknél várhatjuk a minősítő szilárdság elérését, amikor a betontömeg tehetetlensége lehetővé teszi a hatékony tömörítést. Leonhardt (Leonhardt, 1973) kísérletei szerint a beton tömörsége a zsaluzat feekén nagyobb, s fokozatosan csökken felfelé, miután a betonnak ott inkább módja van a vibráló hatásnak ellenálló kitérésre. A 4. ábrán megkíséreltük ábrázolni, mit is jelent „ E_b ” értékében a 30 %-os 5. ill. 95 %-os valószínűséggel számolt szórás.

Hangsúlyozottan mérlegelni kell az élettartam alatt várható igénybevételeket, különösen statikailag határozott szerkezeteknél, mert azoknál nincs módja a szerkezetnek az alakváltozás révén az igénybevételek átrendezésére.

5. PÉLDÁK A HASZNÁLATI KÖRÜLMÉNYEK ÉS ÉPÍTÉSI MÓDOK FIGYELEMBEVÉTELÉRE A MÉRNÖK MEGFONTOLÁSÁBAN

Az új banképületek, irodaházak, bevásárló központok, luxus lakóépületek meglehetősen architekturájából eredően a szerkezeti zűrzavar is jellemző rájuk. Falak, faltartó arányú kiváltók, gerendák, karsú pillérek, oszlopok és csaknem falszerű pillérek váltakoznak a feltűnéssel reklámozó architektúra következtében. Mindezt sokszor kiegészítik álszerkezetek, melyek anyagfelhasználása akár meghaladhatja a tényleges hasznos szerkezetek anyagfelhasználását. Ilyen épületek statikai modellje rendkívül bonyolult, különösen, ha a különböző szerkezeti részek alakváltozási sajátosságait, építési technológiáját, sorrendjét, időbeni eltolódásból következő zsugorodási körülményeit is figyelembe vesszük. A rendkívül vegyes szerkezetben a tömegelőrből eredő igénybevételek rendkívül változatos nagyságúak és a szerkezetek hőmérsékleti különbségeiből keletkező igénybevételek is eltérőek, tovább bonyolítva a statikai modellt.

Előfordul építés közbeni építetők kívánságára, hogy a szerkezet épsége szempontjából veszélyes hosszúságú hőtágulási szakaszok keletkezzenek. Az általánosnak mondható, öntött betonból készülő szerkezetnél egyes betonozási ütemek között már jelentős zsugorodási különbség jelentkezik, amit csak mérsékelni lehet ideiglenesen kihagyott betonozási sávokkal. A keletkező repedéseket a különböző burkolatok eltakarhatják, de hatásuk a statikai modellben és a szerkezet időben bekövetkezett avulásában jelentős szerephez jut. A múltban ilyen jellegű meghibásodások gyakoriak voltak az alagútszalos technológiával épült szerkezeteknél. Különösen súlyos repedések keletkeztek a téli építkezéseknél a már lehűlt és arra ráépült hőerlelt szerkezeti falak között.



5. ábra: Valós méretű panelekból összeépített épületrészen végzett kísérletek a statikai viselkedés vizsgálatára

Panelos épületeknél sokan sokáig konokul tagadták az egyes emeletek szerkezeteinek kapcsolatánál a nem monolitikus működést. Tagadták a valóságban kisebb szilárdságú helyszíni illesztés és a kész, befejezettnek tekinthető zsugorodású, viszonylag nagy szilárdságú beton és a vele érintkező helyszíni beton érdes felületéről leváló beton morzsalékon fellépő súrlódásos-gördülő elmozdulást. Az ÉTI szentendrei kísérleti bázisán sajnos csak 1981-ben készített 1:1 arányú kísérleti építményrész a teljes épületmagasságon létrehozott terhelésnél igazolta a korábbi konstruktőr-státikus-technológus komplex gondolkodásuk részére nyilvánvaló nézetet, hogy az egyes emeletek között a nagy keresztmetszetű födécek miatt sem jöhet létre monolitikus faltartószerű kapcsolat (5. ábra) (Gilyén, 1974).

Az alakváltozást mérő bélyegek megmutatták, hogy a különböző panelekhöz tartozó pillérsávok az illesztések kibetonozásával és azokban acél kapcsoló betétekkel ellátva sem működtek monolit testként. Hasonlóan az ablakok, ajtók feletti áthidaló, födém a koszorúval, ablak parapet áthidalás monolitikus együttműködése is téves elméletnek bizonyult (Kaliszky, Györgyi, Lovas, 1983).

Közismert a hirtelen keresztmetszetváltásnál gyakran megjelenő repedés. E repedés következtében az ajtó kiváltó merevsége nagyon lecsökken. A merevségcsökkenés következtében azonos elmozdulás mellett fellépő nyíróerő is csökken, s így például kevésbé tudja a mellette lévő erősen terhelt pillér terheléséből átosztani az igénybevétel egy részét a szomszédos falra. Ebből következik, hogy például szemben a monolitikus feltételezéssel, túlterhelt homlokzati pillér hatásos tehermentesítését az illesztések kis nyíró teherbírása mellett a nyílásos harántfalban lévő áthidaló fellágyulása még tovább csökkenti.

Ugyanezen okból a falszerkezet alkalmatlan az alapozás-

ból keletkező süllyedés-különbségek kiegyenlítésére. Erre a célra egy nagy merevségű és nyírószilárdságú, célszerűen monolit fogadósint alkalmas. Előregyártott elemekből nem célszerű fogadósintet készíteni, mert a szükséges merevséget csak nagyméretű illesztésekkel lehet elérni. Csak így módon lehet megfelelő acél kapcsolatokat létesíteni, és megfelelő betonszilárdságot, a monolit viselkedést megközelíteni. Ez a mód nagyon egyedi és munkaigényes. Szerencsére sikerült a Típuserv kiadásában (Típuserv, 1970) már 1970-ben a kevés panelos tervező részére ezeket a tervezési elveket és méretezési módokat tartalmazó előírás kéziratát kiadni. Ez az előírás-tervezet lényegileg a később 1972-ben kiadott ME 95-72 Műszaki Előírás alapja lett, és változatlan tartalommal belekerült az ME 95-74 Műszaki Előírásba, mint I. rész (Gilyén, 1974; ME, 1972; ME, 1974).

A hőtágulásból eredő méretváltozások is sokszor mérnöki megfontolást igényelnek. A XIX. századból örökölt 10 bécsi öl szélességű telkek téglá falszerkezetű épülettel beépítve nem kívántak semmiféle intézkedést a kis elemek (250-290 mm hosszúságú téglák), a téglanyag egyébként is kisebb hőtágulása miatt. A vasbeton legalább 30%-kal nagyobb hőtágulása már 40 m körüli hőtágulási szakaszhozsnál figyelmet kíván, legalább is, ha az épület használata során nem a szokásos mértékben kiegyenlített hőmérsékletű. Még kiegyenlített hőmérsékletűnek tekinthető az épület szerkezete, ha belső tereinek éves hőingadozása nem több mint 20°C. Ezt a követelményt a szokványos vastagságú téglafalas (min. 38 cm) és kályhafűtéses, tehát helyi, egyedi fűtésű lakóépületek ki-elégítik.

Főleg ipari és tárolási épületek nagy éves hőingadozása mellett a tágulási szakasz hosszát mérnöki megfontolással szükséges megállapítani a technológiai adatokkal végzett hőtágulási számításokkal. 1960 körül sajnos szabványban is megjelent a 60 m tágulási szakaszhozsnál előregyártott födém-elemek használatánál. Az előregyártott elemek illesztésénél elkerülhetetlen, fizikai szükségességéből eredő zsugorodási repedést nem célszerű tovább fokozni hosszabb hőtágulási szakaszból eredő repedéssel. Ezért javasolták a középmagas (kb. H=30 m) panelos épületeknél a folyamatos, teljes építményre kiterjedő fűtést.

Az előbbi tapasztalatokat a tervezésben és a statikai modellalkotásban érvényesíteni kell, ha nem akarunk nagy energia-ráfordítással rövid élettartamú szerkezeteket építeni. A konstruktor mérnök gyümölcsöző együttműködése jó szándékú építésszel és társadalmi elkötelezettségű építetővel létrehozhatja a jó és tartósan is szép épületet. A szerző, mint maga is építészmérnök, hittel vallja kiváló, tervezést oktató professzorával, Kotsis Ivánnal, hogy az építészet olyan műszaki-gazdasági tevékenység, melyet kellő tehetséggel lehet művészi színvonalon is folytatni. A meghökkenítő építészetben, hol van a funkcionális megfelelés, tartósság, gazdaságosság, műszaki megfelelés?

A szerző a II. világháború után, mint mérnök építésvezető számos korai és a két háború között készült vasbeton szerkezet sérüléseit vizsgálhatta. Megfigyelhető volt, hogy a századelőn készült szerkezeteken, bár a szerkesztési szabályok még kialakulatlanok voltak, a sérülések jól lokalizálódtak az alapvetően kis igénybevételi szintre tervezés folytán. A két háború között anyaghiányban és tökeszegénységben is voltak, ma már klasszikusnak nevezhető szerkesztési szabályokkal és kiváló betonnal épített szerkezetek, s ezeknél is a sérülések jól lokalizálódtak. Ezzel igazolták a nagyobb igénybevételnél a gondos szerkezeti kísérletek alapján kialakított szerkesztési szabályok, járulékos vasalások hatékonyságát. Voltak, elsősorban spekulációs bérházszerkezetek, amelyek rend-

kívül kiterjedten romosodtak. Az indokolatlannak tűnő terjedelmes károsodások mindenkor azt bizonyították, hogy a szerkezet nagyon kis biztonsággal rendelkezik. Ezek főleg a nagyon beton- és zsaluzat-takarékos téglabetétes szerkezetek és a túlspekulált „egyenszilárdságúnak nevezett” szerkezetek voltak, pl. hal alakú vasbeton bordás, túl vékony, alig vasalt lemezű szerkezetek. Ezekkel kapcsolatos tapasztalatok felhasználásával alakították például az ÉTI-ben készült „Magasépítési Szerkezetek Szabványait”. Az egyre fokozódó építési tevékenység nagy anyaghiány közepette azután kikényszerítette a biztonság drasztikus csökkentését, az 50 éves elvárt élettartamot, és a biztonságot a katasztrófa szintű igénybevételtől számító rugalmas-képlékeny méretezési módszert, osztott biztonsági tényezővel, mely kötelező lett.

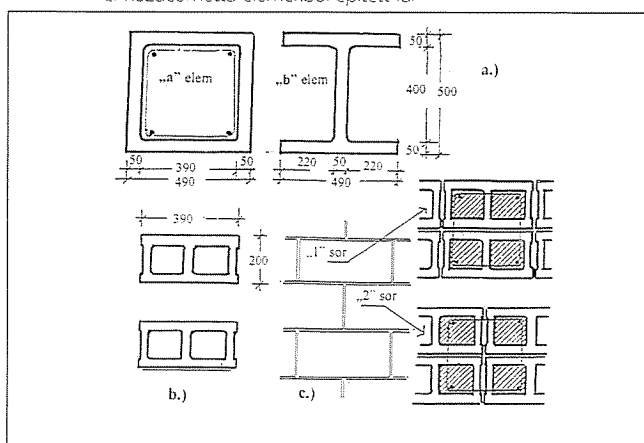
Ebben az időszakban kezdődött meg előbb a helyszíni, majd az üzemi előregyártás a korábban említett előnyökkel, de nagy súlytakarékossággal és lényegileg a helyszíni munkánál nem sokkal fejlettebb betontechnológiával (Gilyén, 1996).

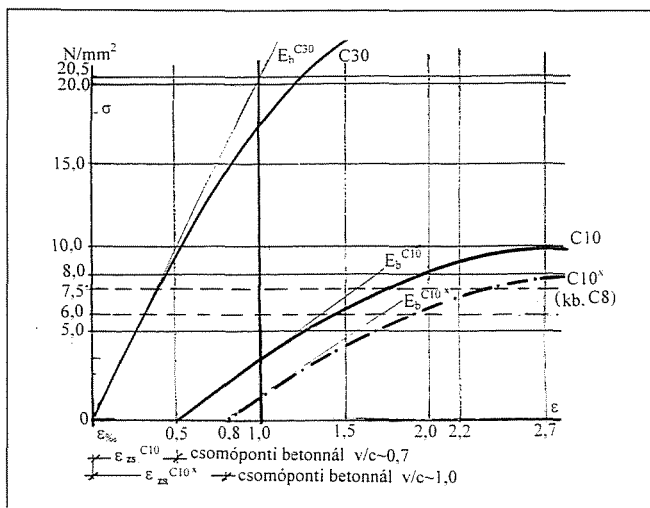
6. EGY NAGYON TANULSÁGOS ESET ÉS KIÉRTÉKELÉSÉNEK KÉSŐBBI NAGY HATÁSA

A szerző tervezte a Népstadion szerkezeteit, helyszínen provizórikus üzemekkel gyártott elemekkel. Ezek az elemek, ha a beépítés helyén víztől, átázástól védettek voltak, 50 év után is megfeleltek rendeltetésüknek kellő biztonsággal. Ebben nagy része volt, hogy az 1950-ben megkezdett építkezésen még alkalmazni lehetett az 1931. évi vasbeton szabályzatot az 1949. évi kiegészítésekkel, s nem volt kötelező a sokkal kisebb biztonsági szinttel számoló MSZ 15022-51Á jelű szabvány alkalmazása.

Esztétikai, valamint zsaluzás- és állványozás-takarékossági okokból a falazatot üreges előregyártott blokkokból terveztük. Az eredetileg 50×50×20 cm méretű és abban 40×40 cm keresztmetszetű üregeket kialakítani tudó elemeket formázó és csömöszölő gépeknek sem tervezésére, sem gyártására sajnos nem akadt vállalkozó. A nagyobb méretnél is 200 000 db és a kényszerből elfogadott 20×40×20 cm méretű s két kisméretű üreget kialakítani tudó 5 db Rozacometta blokkgyártó géppel készített elemekkel viszont remélhető volt a most már kb. 500 000 db elem legyártása határidőre. Kétséges volt azonban a 12×12 cm méretű kürtöszerű üregeknek megfelelő minőségű betonnal való kitöltése kellő teherbírás végett (6. ábra). A zsaluzásmentes fal építése csak elvileg vált megoldódottá.

6. ábra: A budapesti Népstadion előregyártott falblokkjai
a. tervezett méret b. beépített Rozacometta elem
c. Rozacometta elemekből épített fal





7. ábra: C30 jelű betonból készült, előregyártott elemek összeépítésénél C10, ill. $v/c=1,0$ tényezővel készült C10 $\times$ jelű betonok alakváltozási görbéi az utólag bekövetkezett zsugorodás figyelembe vételével eltoló görbékkel

Megfelelő mennyiségű falelem elkészítése és a Műegyetem II. sz. Hídépítéstani Tanszék laboratóriumában az 5000 kN törőerőt megvalósítani tudó gép üzembeállítása után a kísérleti falak törési eredményei messze elmaradtak a várt, adíciós elv alapján számolt értékektől. Az üregek plasztikus betonnal a ledermedés miatt nem voltak kitölthetők, csak a max. 8 mm szemnagysággal készített folyós beton tudta az üregeket kitölteni, de a teherbírás alig növekedett. Nehéz töprengés után a jelenség csak a kitöltő beton kis szilárdságával, vagy nagy zsugorodásával volt magyarázható. A fal kis törőszilárdságát a kitöltő beton kis szilárdságával sem lehetett kimutatni, maradt a nagy zsugorodással való magyarázat. A szerző ezt a megfigyelését megfelelő kísérletsorozat nélkül nem érvényesíthette éppen a rugalmas-képlékeny viselkedésnek szabványban való előírása idején. E megfigyelést tíz évvel később a panelos épületek függőleges illesztéseinek viselkedésénél lehetett nagy ellenállás mellett és nem teljes körűen érvényesíteni (Gilyén, 1996b).

A finom szemszerkezetű, kb. $v/c=1,0$ vízcement-tényezőjű beton zsugorodása egy ezreléket is elér (7. ábra), így a tömegterhek viselésében nem vesz részt. A csúsztató erők felvételénél is csak részleges beékelődés jön létre. A csak saját súlyától tömörödő beton kitöltés F. Leonhardt 1970 körüli kísérletei szerint a 0,5 v/c tényezővel készült beton szilárdságának kb. 30%-a lesz. Ezt a körülményt legalább 0,5-es technológiai tényezővel kellett érvényesíteni (Mihailich, Schertner; Gyengő, 1946). E műben a nagy v/c tényezőnél várható nagyobb utószilárdulás a hazai normál portland cementek őrlési finomságánál kb. 30%-osnak vehető. Ezt a mérnöki megfontolást nagyon nehéz volt érvényesíteni a kivitelezési lehetőségeket nem ismerő, a matematikus beállítottságúak széles táborával szemben, mert a rugalmas-képlékeny elv szerint 0,5-2,5 ezrelék közötti képlékeny viselkedés minden összeférhetlenséget megoldani látszott. Csak egy 1981-ben az ÉTI Szentendrei Kísérleti Telepén végzett 1:1 arányú épületrész próbaterheléseinél nyert mindenkit meggyőző igazolást, sajnos már elég későn.

7. KÖVETKEZTETÉSEK, AJÁNLÁSOK

Az előző pontokban leírtak jellemzően bemutatják beidegződött nézetekkel szembenálló tapasztalatok érvényesítésének

nehézségeit. Pedig a leírt felismerés 550 000 paneles lakást tartalmazó épületek biztonságát alapvetően befolyásolta. A monolitikus felfogás szerinti méretezés az üzemi, gyakori szélhatásnál is a használatot zavaró repedéseket okozhat. A Népstadionnál e felismerések alapján a szerző három merevítő keretet s két-két pilont összekötő, karcsúságot csökkentő szerkezeti megoldással korrigálta az eredeti anyagmodell hibáját.

Rövid élettartamú szerkezetet csak könnyen bontható és újrahasznosítható anyagból szabad építeni, ha nem akarjuk az értékes termőföldet építési hulladékkal, magas költséggel elfoglalni.

Nagyon fontos a szerkezet méreteihez illő betont előírni, mert a szabványok csak a lehetőséget rögzítik, de a megvalósíthatóságról a tervező mérnöknek kell jól megfontoltan a lehetőséget biztosítani. A beton inhomogén anyag, kvarc és földpát kristályokból kialakult kavicsot és homokot, továbbá cementpépet tartalmaz. A cementpép a kisebb szilárdságú, ezért a kisebb maximális szemnagyságot tartalmazó betonban a nagyobb üregtérfogatot több cementpéppel kell kitölteni, csak így lehet megfelelő szilárdságú betont készíteni. Nem hagyható figyelmen kívül azonban, hogy a szerkezet méretéhez nem illő durva adalék még fészkeséget, fokozott inhomogenitást s ebből egyenlőtlen igénybevétel-eloszlást is eredményez. Az ilyen egyenlőtlen igénybevétel-eloszlás kisméretű pillérben, gerendában nagy külpontosságot okoz, és ezzel súlyosan veszélyezteti a szerkezet állékonyosságát. A nagyobb maximális szemméret megfelelő eloszlású szemszerkezettel jelentősen csökkenti az adalék üregtérfogatát, kevesebb cementpéppel elérhető a péptelített állapot. Ezzel a nagy beton-szilárdság megvalósulhat, de csak megfelelő szerkezeti méretek esetén. Gyakorlatilag a betonkeresztmetszet kisebbik méreténél legalább tízszer kisebb maximális szemcsemérettel várható a beton kellő homogenitása. Ez is oka, hogy a múltban szokásos 40 mm helyett ma a 16 mm maximális szemnagyság általánosabb.

Befejezésül a felsorolt példákban is láthatóan a szerkezet-tervezés minden területén szükséges a mérnöki megfontolás. Így nem lehet mindenre kiterjedő tanácsot adni. Hiszen, ha lehetne, akkor az a szabványokba is beépíthető lenne. Csak példákban, ok és következmények taglalásával lehet ajánlások adni, amihez ezen rövid tanulmányban lehetőség nyílt.

8. HIVATKOZÁSOK

- Balázs Gy. (1994), „Beton és vasbeton, I. kötet”, Akadémiai Kiadó, Budapest
- Gilyén J. (1974), „Előregyártott fal- és födémablakból összeépített szerkezetek modellelemeinek merevsége”, *Magyar Építőipar*, XXIV. évf. 12. sz.
- Gilyén J. (1996), „A Népstadion szerkezeteinek építése, károsodása”, *Magyar Építőipar*, XLV. évf. 6. sz.
- Gilyén J. (1996b), „Magasépítési vasbeton szerkezetek tartóssága esettanulmányok alapján”, *Betonszerkezetek tartóssága konferencia kiadványa, Budapest*.
- Kaliszky S., Györgyi J., Lovas A. ((1983), „Valós méretű panelokból álló szerkezetben végzett laboratóriumi kísérletek értékelése”, *Magyar Építőipar*, XXXII. évf. 6. sz.
- Leonhardt, F. (1973), „Vorlesungen über Massivbau”, Bd. I. Springer, Berlin
- ME 98-72, (1972), „Műszaki előírás paneles épületek tervezésére és kivitelezésére”, I.-II. rész.
- ME 98-74, (1974), „Műszaki előírás paneles épületek tervezésére és kivitelezésére” I.-III. rész.
- Mihailich Gy. (1922), „Vasbetonszerkezetek”, *Németh J., Budapest*
- Mihailich Gy., Schwertner A., Gyengő T. (1946), „Vasbetonszerkezetek elmélete és számítása”, *Németh J., Budapest*
- Típusterv (1970), „Paneles épületek tervezése”, *Kézirat*

Dr. Gilyén Jenő (1918) okl. építészmérnök (József Nádor Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem, 1943), a műszaki tudomány kandidátusa (MTA-

TMB, 1979), címzetes egyetemi tanár (BME). 1943-47-ig egyetemi tanárságát Csonka Pál professzor mellett, közben építési tapasztalatot is szerzett, ennek során a háborús épületkárok begyógyításában is. A Népstadion szerkesztőtervező munkáiban szerzett érdemeiért Kossuth-díjjal tüntették ki. Később középületek és típusszerkezetek tervezésével foglalkozott. 1960-80-ig a Típus-terv szerkezetfejlesztési létesítményi főmérnöke, műszaki szaktanácsadó, s szakági főmérnökként irányította a panelos épületek szerkezet-tervezési munkáit. Tapasztalatait a mérnöktovábbképzés keretében, mesteriskolán adta át a fiatalabb korosztályoknak. Előadója volt szakmai konferenciáknak, nagyszámú szakcikk szerzője. Nyugdíjasként is aktívan vesz részt az építőipar feladatainak megoldásában. Fő kutatási területe az anyagok és szerkezetek összeférhetősége valamint az inhomogenitás hatása a statikai modellre. Rendszeresen vállalt szerepet a szakmai közéletben, elsősorban az Építéstudományi Egyesületben, a *fib* Magyar Tagozatának tagja.

THE ROLE OF ENGINEERING CONSIDERATIONS IN THE PROCESS OF MODEL-CREATING FOR ANALYSIS

Dr. Jenő Gilyén

The paper declares that the design procedure is based on experience gained from tests, deformation phenomena, construction practice. The design model is derived from the experience. The design codes – which are more and more sophisticated, and their basic attitude is permanently changing – give a guiding principle, but the engineering considerations never can be omitted. The factors

influencing the safety are discussed among others, in connection with the material models. Case studies, e.g. panel buildings and the structures of a huge sport stadium support the message of the paper.

A SZERKESZTŐSÉG AJÁNLÁSA

A cikk szerzője hosszú évtizedeken át végzett szerkesztőtervezői munka során szerezte sokirányú tapasztalatait. Bizonyára az erőtani tervezés szabványainak időszakait átívelő, nagy életműből fakad, hogy az újabb tervezési elveken nevelkedett mérnökmenedékek tagjai több mindent másként értelmeznek, mint ahogy a szerző cikkének felfogása szerint látja. Ez vonatkozik a biztonság megfogalmazására, a képlékenységtani alapon végzett méretezés elvére, a tervezés és a kivitel összefüggésének néhány kérdésére stb. A szerkesztőség ezért azzal a megjegyzéssel ajánlja a cikket az olvasónak, hogy vegye tekintetbe a szabványok, és általában a tervezési elvek sokévtizedes alakulását. A szerkesztőség teljesen egyetért a szerzőnek azzal az alapvető megállapításával, hogy **a mérnöki megfontolásokat nem lehet mellőzni a szerkesztőtervezésben és az építésben.** Ennek az intelemnek a követését segíti dr. Gilyén Jenő gazdag tapasztalataiból merített, a cikkben közzétett több példa. Tudjuk, hogy a méretezésmélet szakemberei is a minden tekintetben jobb megoldásokra törekednek, amikor az erőtani tervezés elveit és módszereit fejlesztik a műszaki mechanika, az anyagtudomány, a matematika és a kapcsolódó többi szaktudomány eredményeinek felhasználásával.

NEMZETKÖZI BETONKONGRESSZUS

2005. július 5-9, (Dundee, Nagybritannia)

A Dundee-i Egyetem (Nagybritannia) arról nevezetes, hogy három évenként nemzetközi betontechnológiai- és tervezési kongresszust rendez. A legközelebbi ilyen tudományos esemény 2005. július 5-7-én lesz „Globális építkezés: Lehetőségek a betonban” címmel (Global construction: Ultimate concrete opportunities).

A szervezőbizottság szerint ez a 2005-ös kongresszus különbözni fog az elődjeitől, amennyiben interaktív lesz. 10 fontos témát választottak ki, melyek a kongresszus címében jelzett célkitűzést valósítják meg.

A témák:

1. Cementfajták az időálló beton készítéséhez
2. Szállítható, infrastruktúra készítésére alkalmas beton
3. Tervezési és minőségellenőrzési szabványok
4. Időállóság és betontervezés
5. Betonszerkezetek javítása és felújítása
6. Habbeton alkalmazása
7. Adalékszerkezetek
8. Nanotechnológia alkalmazása a betonban
9. Beton a nukleáris technológiában
10. Fiatal kutatók fóruma

Látható, hogy a rendezőbizottság a betontechnológia és tervezés legfontosabb kérdéseit tűzte a Kongresszus napirendjére.

Remélhető, hogy sok szakember fog részt venni ezen a fontos kongresszuson. Az előadókat a szervezőbizottság kéri az alábbi időpontok betartására:

- 2004. február 27. – kb. 300 szavas kivonat beküldése
- 2004. március 15. – értesítés a kivonat elfogadásáról
- 2004. július 30. – a nem végleges teljes kézirat beküldése
- 2004. október 29. – a lektorok által javasolt változtatások közlése
- 2005. január 14. – a végleges kézirat beküldése

A Szervezőbizottság kéri, hogy aki ezen a fontos kongresszuson részt kíván venni, vagy előadást kíván tartani, az alábbi címre juttassa el kivonatát:

Prof. R.K. Dhir, OBE, Director, Concrete Technology Unit, University of Dundee, Dundee DD1 4HN, U.K. Dhir professzor e-mail címe r.k.dhir@dundee.ac.uk.

A Kongresszusról az alábbi web-oldalon lehet olvasni: www.ctucongress.co.uk.

Az a megítéltetés ért, hogy a Kongresszus Tudományos Bizottságának tagjává választottak. Kérem a résztvevőket, szerzőket, hogy részvételi szándékukról, ill. kéziratukról engem is szíveskedjenek tájékoztatni.

Postacímem: Veszprémi Egyetem, Szilikát- és

Anyagmérnöki Tanszék, 8201 Veszprém, Pf. 158.

E-mail címem: tamasf@almos.vein.hu.

Dr. Tamás Ferenc

DR. GALLUS REHM ALAPÍTVÁNY

P Á L Y Á Z A T I F E L H Í V Á S

Az Alapítvány célja

Az Alapítványt a Magyarországon született Dr. Gallus REHM professzor, a BME díszdoktora hozta létre. Célja a BME Építőanyagok Tanszéke (jelenleg Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszék) valamint Vasbetonszerkezetek Tanszéke (jelenleg Hidak és Szerkezetek Tanszék) magasan képzett tudományos utánpótlásának támogatása, a német nyelvű szakismeret megszerzésén keresztül.

Pályázati feltételek:

A **német műszaki tudománnyal** való könnyebb kapcsolattartás érdekében azok pályázhatnak, akik a fenti két tanszék szakterületén **német nyelven** (is) megjelentethető, a korszerű **német szakirodalmat** magába foglaló, magas fokú tudományos munkát készítenek, vagy **német nyelvterületen** részképzésre vállalkoznak. Nem pályázhatnak német nyelvterületről származó (német, osztrák, svájci) állampolgárok.

Az Alapítvány legfeljebb az alábbi összegekkel **díjazhatja** az elkészült, megfelelő színvonalú munkákat:

- I. – magasfokú kutatások eredményeinek díjazása (egyenként max. 2500 €)
– doktori munkák díjazása (egyenként max. 1250 €)
– diplomamunkák díjazása (egyenként max. 750 €)
– TDK munkák díjazása (egyenként max. 500 €)

Az Alapítvány **támogatást nyújthat** az alábbi területekre:

- II. – kutatási, doktori, diplomamunka vagy TDK elkészítéséhez szükséges kutatási dologi kiadások fedezetére (A dologi támogatást a munkaterv beadásakor lehet megpályázni.)
- III. – a fenti két szakterületet magában foglaló részképzésre német nyelvterületen legfeljebb 4 hónapos időtartamra (egyenként max. 1500 €)
– a fenti két szakterületet magában foglaló doktorandusz képzéshez (max. évi 1500 €)

Az alapítvány 2003-ban 6000 €-t oszthat ki.

A beadott pályázatnak tartalmaznia kell magyar és német nyelven az alábbiakat:

- Az adatlapokat magyar és német nyelven 2 példányban (az adatlapok a www.eat.bme.hu honlapról tölthetők le)
- A pályázat típusának megfelelő mellékelteket 1 példányban

A pályázat beadásának határideje és helye:

2003. december 15.

„Dr. Gallus REHM Alapítvány”
BME Építőmérnöki Kar Dékáni Hivatal (K.I.16.)
1111 Budapest, Műegyetem rkp. 3.

A pályázat elbírálásának határideje:

2004. január 15.

A döntésről valamennyi pályázót levélben értesíti a Kuratórium.

2003. november 19.

Az Alapítvány Kuratóriuma

Megrendelem a negyedévente megjelenő VASBETONÉPÍTÉS című műszaki folyóiratot.

Név:

Cím:

Tel.: Fax:

A Nyomtatott folyóirat

(előfizetési díj: 2004 évre: 4000 Ft) ☐

B Internet elérés

(előfizetési díj 2004 évre: 5000 Ft) ☐

Az eléréshez szükséges kódszám megküldéséhez

kérjük az előfizető e-mail címének megadását

Fizetési mód (a megfelelő választ kérjük jelölje be):

☐ Átutalom a fib Magyar Tagozat (címe: 1111 Budapest, Bertalan Lajos u. 2.)
10560000-29423501-01010303 számú számlájára.

☐ Számlát kérek eljuttatni a fenti címre

☐ Kérem az alábbi hitelkártyáról kiegyenlíteni:

Kártyaszám: Kártya típusa:

Kártya érvényessége: Átutalt összeg:

Dátum: Aláírás:

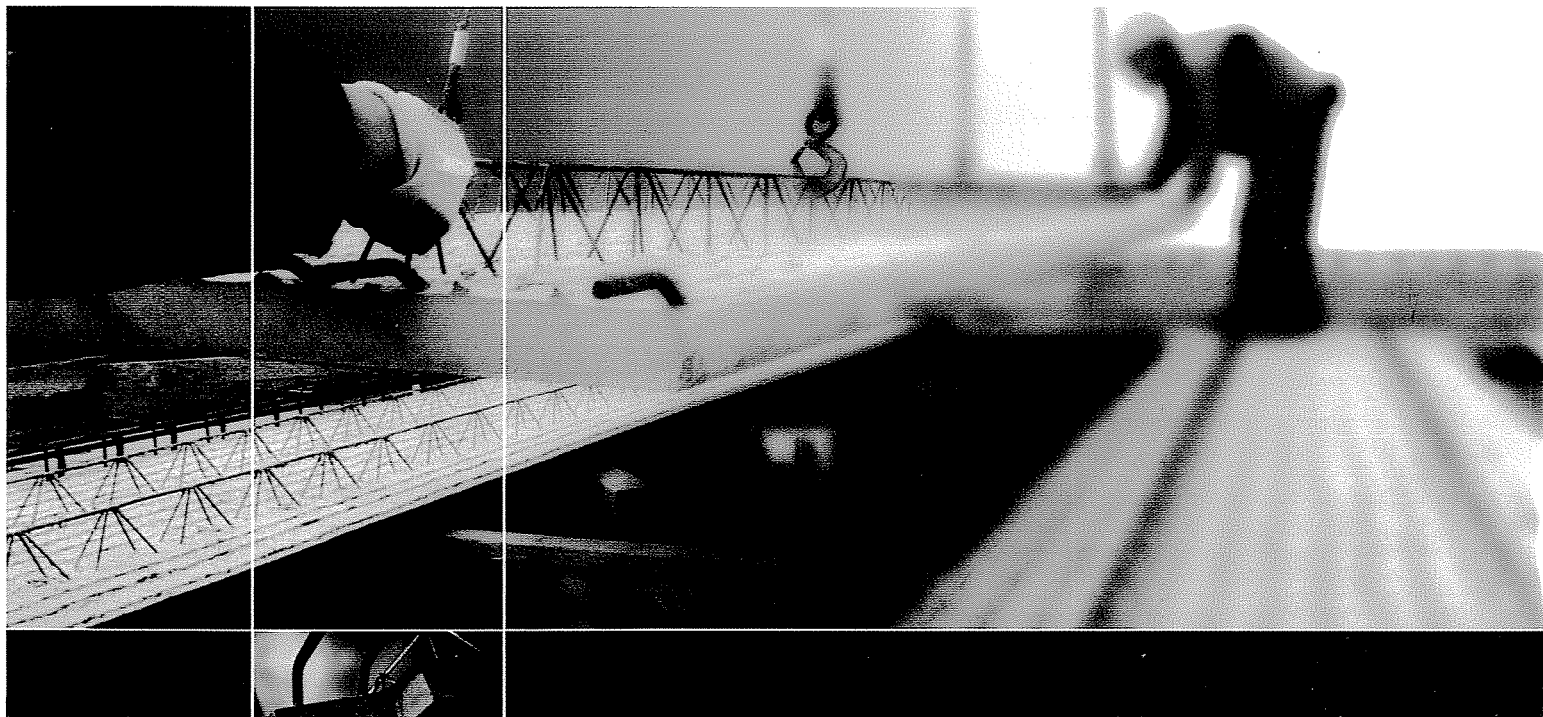
**A megrendelőlapot kitöltés után kérjük visszaküldeni a szerkesztőség
címére:**

VASBETONÉPÍTÉS folyóirat szerkesztősége
c/o BME Építőanyagok és Mérnökgeológiai Tanszék
1111 Budapest, Műegyetem rkp. 3.
Telefon: 463-4068 Fax: 463-3450

(Ez a lap tetszőlegesen másolható.)

Profipanel Födémrendszer

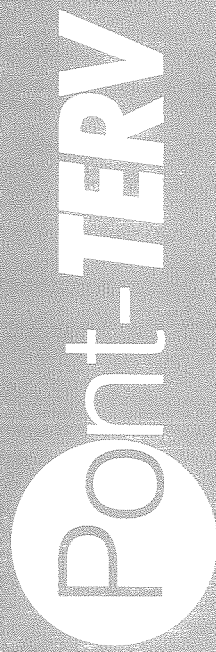
MEGOLDÁS MAGAS SZINTEN



A Profipanel födémelem előregyártott vasbeton kéregpanel, amelyből monolitikus felbetonnal vasbeton födém készíthető, amely

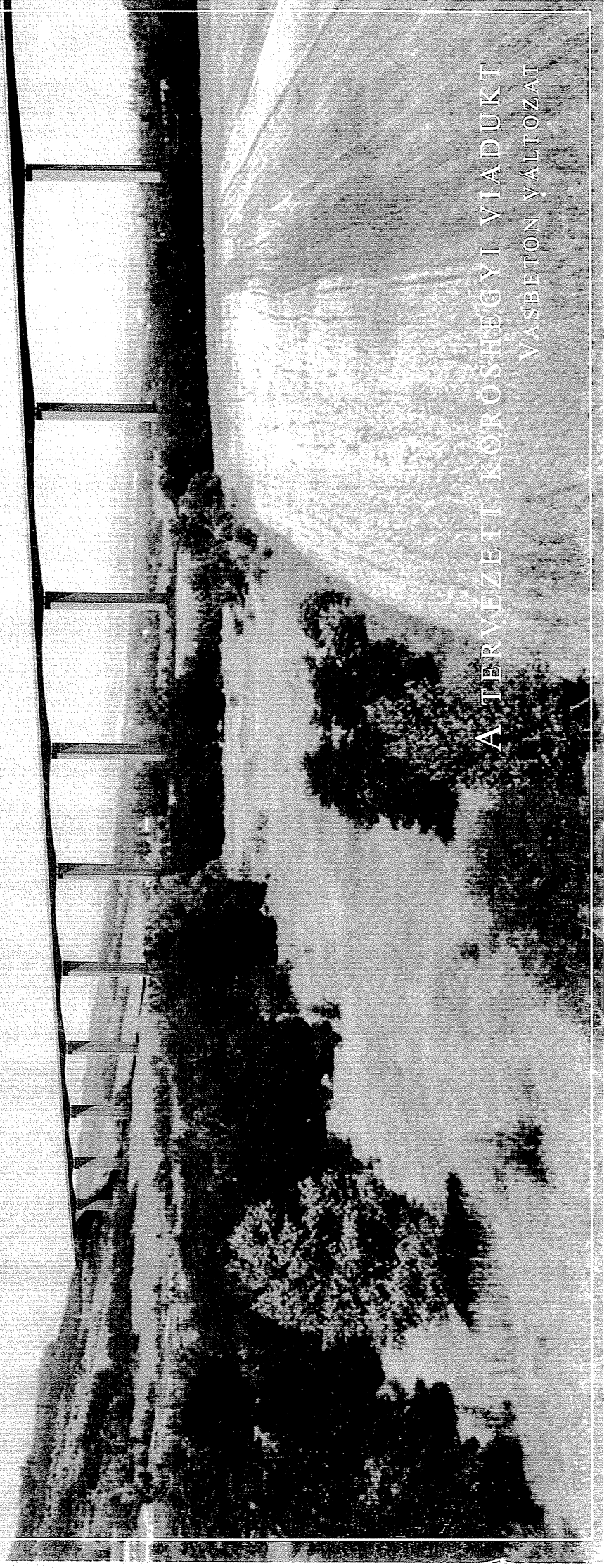
- műszakilag és statikailag a monolit vasbeton födémmel azonos megoldás,
- változatos geometriai alakzatok megvalósítását teszi lehetővé.
- Gyors, rugalmas kiszolgálása szükségtenné teszi a tárolást, mivel a megadott beemelési időre érkeznek a panelek az építkezés helyszínére.
- Beépítése a szokásos 16 művelet helyett csak 10 műveletből áll, így 53 %-os munkaidő megtakarítás érhető el.
- Szélessége 2,40 méterig, hosszúsága 10,00 méterig terjedhet, vastagsága a terhelési adatok, és a méret függvényében 5,0 illetve 6,0 cm, azaz a termék tág teret biztosít az építészeti ötletek megvalósításának.
- A födém alsó felülete, a gyártás során használt acélzsálynak köszönhetően, nem igényel vakolást, ezzel a legköltségesebb és legnehezebb feladat spórolható meg.

További információ kérhető
a Wienerberger Téglaiipari Rt.
információs vonalán (1) 464-7526
vagy a www.wienerberger.hu honlapon
illetve a profipanel@wienerberger.hu e-mail címen.



MÉRNÖKI TERVEZŐ ÉS TANÁCSADÓ RT.
H-1119 Budapest, Thán Károly u. 3.-5. E-mail: pont-terv@axelero.hu Tel/fax: 205-5877

HÍDTERVEZÉS FELSORÓKON



A TERVEZETT KORÓSHÉGYI VIADUKT
VASBETON VÁLTOZAT