

VASBETONÉPÍTÉS

CONCRETE STRUCTURES

JOURNAL OF THE HUNGARIAN GROUP OF *fib*

Az Eurocode-ok bevezetése 2. rész



AZ EC SZERINT
SZÁMÍTOTT MAGASÉPÜLETEK

Dr. Balázs L. György,
President of *fib*

— beszélgetés a világszervezet magyar elnökével

98

Vass Zoltán — Thék Eörs Henrik —
Miklán Pál Zsolt

**Különböző időpontokban beto-
nozott felületek együttdolgozása
az MSZ és az EC2 tükrében**

102

Sternér Pál

**Előregyártott vasbeton szerkezetek
és a földrengésre való méretezés**

110

Pintér Sándor

**Monolit vasbeton síklemez
födémszerkezetű épület
méretezésének összehasonlítása
az Eurocode és az MSZ szab-
ványok alapján**

112

Dr. Almási József — Sztojka Máté —
Ther Antal

**Összetett szerkezetű épület
összehasonlító erőtani számításá-
nak értékelése**

117

Pintér Imre

**Családi ház tartószerkezeti
méretezéséhez készített
mitaszámítások tapasztalatai**

121

Személyi hírek

Dr. Tassi Géza 85 éves
Dr. Szalai Kálmán 80 éves
Dr. Loykó Miklós 80 éves
Sisa elment...

126

2010/4

Főszerkesztő:

Dr. Balázs L. György

Szerkesztő:

Dr. Träger Herbert

Szerkesztőbizottság:

Beluzsár János

Dr. Bódi István

Csányi László

Dr. Csíki Béla

Dr. Erdélyi Attila

Dr. Farkas György

Kolozsi Gyula

Dr. Kovács Károly

Lakatos Ervin

Madaras Botond

Mátyássy László

Polgár László

Telekiné Királyföldi Antonia

Dr. Tóth László

Vörös József

Wellner Péter

Lektorai testület:

Dr. Deák György

Dr. Dulácska Endre

Dr. Janzó József

Királyföldi Lajosné

Dr. Knébel Jenő

Dr. Lenkei Péter

Dr. Loykó Miklós

Dr. Madaras Gábor

Dr. Orosz Árpád

Dr. Szalai Kálmán

Dr. Tassi Géza

Dr. Tóth Ernő

(Kéziratok lektorálására más
kollégák is felkérést kaphatnak.)

Alapító: a *fib* Magyar Tagozata

Kiadó: a *fib* Magyar Tagozata

(*fib* = Nemzetközi Betonszövetség)

Szerkesztőség: BME Építőanyagok és

Mérnökgeológia Tanszék

1111 Budapest, Műegyetem rkp. 3.

Tel: 463 4068 Fax: 463 3450

E-mail: fib@eik.bme.hu

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

Az internet verzió technikai

szerkesztője: Bene László

Tervezőszerkesztő: Halmai Csaba

Nyomdai kivitelezés: Navigar Kft.

Egy példány ára: 1275 Ft

Előfizetési díj egy évre: 5100 Ft

Megjelenik negyedévenként

1000 példányban.

© a *fib* Magyar Tagozata

ISSN 1419-6441

online ISSN: 1586-0361

Hirdetések:

Külső borító: 220 000 Ft+áfa

belső borító: 180 000 Ft+áfa

A hirdetések felvétele:

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

TARTALOMJEGYZÉK

- 98 Balázs L. György, President of fib**
– beszélgetés a világszervezet magyar elnökével
- 102 Vass Zoltán – Thék Eörs Henrik – Miklán Pál Zsolt**
Különböző időpontokban betonozott felületek
együttműködése az MSZ és az EC2 tükrében
- 110 Sterner Pál**
Előregyártott vasbeton szerkezetek és
a földrengésre való méretezés
- 112 Pintér Sándor**
Monolit vasbeton síklemez födémszerkeztű
épület méretezésének összehasonlítása
az Eurocode és az MSZ szabványok alapján
- 117 Dr. Almási József – Sztójka Máté – Ther Antal**
Összetett szerkeztű épület összehasonlító erőtani
számításának értékelése
- 121 Pintér Imre**
Családi ház tartószerkezeti méretezéséhez
készített mitaszámítások tapasztalatai
- 126 Személyi hírek**
Dr. Tassi Géza 85 éves
Dr. Szalai Kálmán 80 éves
Dr. Loykó Miklós 80 éves
Sisa elment...

A folyóirat támogatói:

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

BALÁZS L. GYÖRGY, PRESIDENT OF *fib*

– BESZÉLGETÉS A VILÁGSZERVEZET MAGYAR ELNÖKÉVEL

Dr. Balázs L. György, egyetemi tanárt, a *fib* Magyar Tagozat elnökét a Nemzetközi Betonszövetség (*fib* = International Federation for Structural Concrete) 2010. május 29-i közgyűlése Washington DC-ben megválasztotta elnökévé a 2011-2012 évekre (1. ábra). A washingtoni *fib* kongresszuson tagjaink közül részt vettek dr. Balázs L. György, Beluzsár János, Beluzsár Levente, dr. Madaras Gábor, Kellner Gábor, dr. Kopecs-kó Katalin, Kovács Tamás, dr. Lenkei Péter, dr. Lublőy Éva, Magyar János, Nagy Lajos (Kassáról), Sall László, Szabó Zsombor, dr. Varga László, és együtt ünnepelték a magyar sikert. Az újdonsült elnöknek az elnökválasztással kapcsolatos gondolatait és előzetes terveit foglaljuk össze röviden.



ÓRIÁSI ÖRÖM ÉS MEGTISZTELTETÉS

Óriási öröm és megtiszteltetés, hogy egy ilyen rangos nemzetközi szervezetnek az elnöke lehetek. Sohasem gondoltam igazán, hogy ez elérhető lehet Magyarországról. Én csupán igyekeztem elvégezni a rám kirótt vagy általam elvállalt feladatokat, és persze próbáltam

új ötletekkel előállni, amikor csak lehetett. Észre sem vettem közben, hogy a figyelem esetleg felém fordulhatott. Nagyon izgalmas számomra egy világszervezet munkájának minden részletébe betekinteni.

Elnökké választásom főként azért öröm számomra, mert úgy érzem, hogy ebben nem csak az én sikerem van benne, hanem az egész magyar mérnök társadalom nemzetközi elismerését is jelenti, ami most rajtam keresztül valósulhatott meg.

Megahatottsággal tekintettem át nemzetközi szervezetünk korábbi elnökeinek neveit, akik iránt óriási tisztelettel adózom én is.

Korábbi elnökök voltak FIP részről: Eugène Freyssinet (F), Eduardo Torroja (E), Yves Guyon (F), Franco Levi (I), Gerrit F. Janssonius (NL), Ben C. Gerwick Jr. (USA), Roger Lacroix (F), John Derrington (UK), Hans Wittfoht (D), René Walther (CH), Jan Moksnes (N), Michel Virlogeux (F);

Korábbi elnökök voltak CEB részről: André Balency-Béarn (F), Franco Levi (I), Hubert Rüsche (D), Andrew Short (UK), Julio Ferry-Borges (P), Theodossios Tassios (GR), Roy Rowe (UK);



1. ábra: A washingtoni elnökválasztás eredményhirdetése (balról jobbra): Michael Fardis (a *fib* leköszönő elnöke), György L. Balázs (a *fib* új elnöke), Gordon Clark (a *fib* új alelnöke)

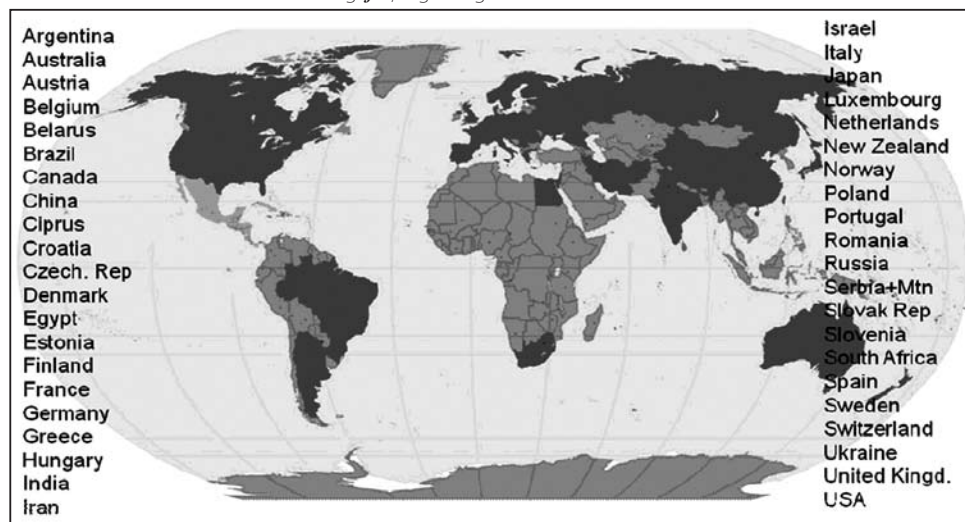
Korábbi elnökök voltak fib részről: Michel Virlogeux (F), Joost Walraven (NL), Jim Forbes (AUS), Giuseppe Mancini (I), Hans-Rudolf Ganz (CH), Michael Fardis (GR).

Az elnöki megbízatás két évre szól, de a két év valójában hat évet jelent összességében. Az egyesület szabályzata értelmében ugyanis az elnöki éveket általában alelnöki két év előzi meg (ez esetben ténylegesen így is van pillanatnyilag), és az elnökséget követően un. leköszönő elnöki feladatkört (Immediate Past President) kell betölteni, ami konkrét feladatokat is jelent (pl. zsürielnökség stb.).

A NEMZETKÖZI BETONSZÖVETSÉG (*fib*) BEMUTATÁSA

A Nemzetközi Betonszövetség tevékenysége több, mint fél évszázadra nyúlik vissza. A Nemzetközi

2. ábra: A Nemzetközi Betonszövetség (*fib*) tagországai



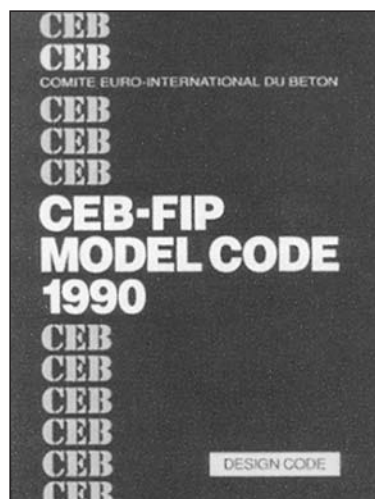
Betonszövetség (*fib*) az Euro-Nemzetközi Betonszövetség (CEB = Comité Euro-International du Béton, alapítva 1953 Párizs) és a Nemzetközi Feszítettbeton Szövetség (FIP = Fédération Internationale de la Précontrainte, alapítva 1952 Cambridge) egyesítésével jött létre. A két, nagy hagyománnyal rendelkező szervezet egyesítése logikusnak és célszerűnek tűnt, ami beváltotta a hozzáfűzött reményeket. A CEB elsősorban (de nem kizárólagosan) vasbetonnal foglalkozott, míg a FIP feszített vasbetonnal. Közös erőfeszítésüknek már 1998 előtt is sok eredménye volt.

A *fib* és előd szervezetei (CEB és FIP) elsődleges célkitűzései a következők:

1. nemzetközi szinten elősegíteni a vasbeton és feszített vasbeton szerkezetek fejlődését, beleértve műszaki, gazdasági, esztétikai és környezetvédelmi szempontokat egyaránt,
2. beton anyagú szerkezetek építésének támogatása a kutatási eredményeknek a gyakorlatba való átültetésével,
3. a kutatással és a megvalósult szerkezetekkel kapcsolatos eredmények széleskörű ismertetése cikkek, ajánlások, tanfolyamok, szimpóziumok és kongresszusok segítségével,
4. szabvány javaslatok kidolgozása vasbeton, ill. feszített vasbeton szerkezetek tervezésére és kivitelezésére vonatkozóan.

A Nemzetközi Betonszövetség öt kontinensre kiterjedő nemzetközi szervezet (**2. ábra**), amelynek tagállamai (az angol abc sorrendjének és írásmódjának megfelelően): *Argentina,*

Australia, Austria, Belgium, Belarus, Brazil, Canada, China, Croatia, Czech Republic, Cyprus, Denmark, Egypt, Estonia, Finland, France, Germany, Greece, Hungary, India, Iran, Israel, Italy, Japan, Luxembourg, Netherlands, New Zealand, Norway, Poland, Portugal, Romania, Russia, Serbia, Slovak Republic, Slovenia, South Africa, Spain, Sweden, Switzerland, Turkey, Ukraine, United Kingdom, USA.



3. ábra: Model Code 1990

A *fib*-t jelentősen megkülönbözteti pl. a IABSE-től, hogy betonszerkezetekre koncentrálnak kizárólagosan, de azon belül teljes körűen, és a munka elvégzésére bizottságokat (Commissions) és munkabizottságokat (Task Groups) alakított ki. A tíz szakmai bizottság összesen mintegy ötven munkabizottságot tartalmaz, amelyek feladataik révén gyakorlatilag lefedik a vasbetonépítés teljes folyamatát a tervezésen és kivitelezésen keresztül egészen a megerősítésig és az esetleges lebontásig. Itt csupán most a nagyobb egységeket, vagyis a Commissions-okat sorolom föl:

- Com 1 Szerkezetek
- Com 2 Szerkezetek biztonságának megítélésével kapcsolatos kérdések
- Com 3 Környezeti hatások
- Com 4 Szerkezeti viselkedés, modellezés és tervezés
- Com 5 Használati élettartam
- Com 6 Előregyártás
- Com 7 Földrengésállóságra való tervezés
- Com 8 Beton
- Com 9 Feszített és nem feszített betétek

Com 10 Kivitelezés

- SAG2 Az ismeretek közkinccsé tétele
- SAG4 Rögzítések beton- és téglaszerkezetekhez
- SAG5 Új Model Code (MC2010)
- SAG6 Kompozit szerkezetek
- SAG7 Meglévő szerkezetek felülvizsgálata
- SAG8 Fenntarthatósági kezdeményezés

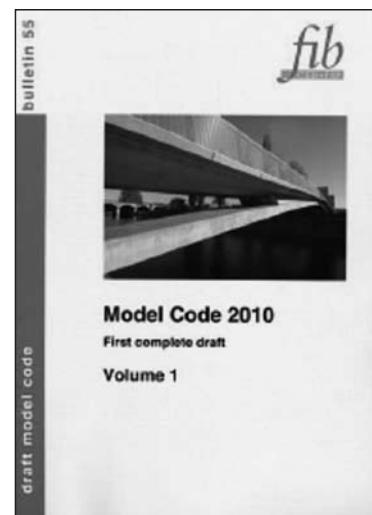
A Bizottságokhoz tartozó egyes Munkabizottságok eredményei *fib* bulletin-ekben jelennek meg, amelyek egyes témakörök teljes áttekintését adják. A Nemzetközi Betonszövetség legfontosabb produktuma a *Model Code (Minta Szabvány)* vasbeton és feszített vasbeton szerkezetek tervezéséhez. Ez egy olyan szabvány, ami egyetlen ország számára sem kötelező, de bármelyik ország mérnökei, illetve szabványkészítői meríthetnek belőle. Lévén, hogy ez egy nemzetközileg kidolgozott dokumentum, így sokan használják világviszonylatban hivatkozási anyagnaként.

Model Code 1978-ban, ill. 1990-ben jelent meg (rövidített jelük MC78, ill. MC90) (**3. ábra**). Éppen most készül a legújabb, azaz a MC2010-es változat (**4. ábra**). A Model Code-ok fontosságát jelzi, hogy az Eurocode 2 kidolgozói a kezdetekben jelentősen támaszkodtak az MC 78, majd később az MC90 előírásaira. A Model Code 2010 pedig előreláthatólag a világ legkorszerűbb vasbetonszerkezeti szabványa lesz. Tartalmazza az új típusú betonokat (pl. SCC, FRC, UHPC) és betéteket (pl. FRP), továbbá az új szerkezetek építésén túlmenően a szerkezetek későbbi fenntartását, illetve megerősítését és lebontását valamint öszvérszerkezetek (acélbeton) tervezését is.

A *fib* negyedik évente jelenteti meg *STRUCTURAL CONCRETE* című, impakt faktoros folyóiratát, amibe várják magyar kollégák cikkeit is (www.ernst-und-sohn/en/structural-concrete).

A *fib* négy évente rendez kongresszusokat (2010 Washington, 2006 Nápoly, 2002 Osaka) és a közte lévő években szimpóziumokat (2009 London, 2008 Amsterdam, 2007 Dubrovnik, 2005 Budapest, 2005 La Plata, 2004 New Delhi, 2004 Avignon, 2003 Athens, 2001 Berlin, 2000 Orlando, 1999 Prága). 2011-ben ismét Prágára kerül a sor (lásd www.fib2011prague.com).

A szokásos szimpóziumokon és kongresszusokon kívül a *fib* nemzetközi *PhD szimpóziumokat* is szervez kétévenként. Ezen csak doktoráns fiatalok tarthatnak előadást a világ bármely részéről, akik már elkezdtek doktori kutatásukat, de doktori értekezésüket még nem védték meg. A nemzetközi PhD szimpóziumra azért vagyok büszke, mert ez a BME-ről indult világ körüli útjára a nagyon rangos egyetemeket érintve (1996 Budapest, 1998 Budapest, 2000 Bécs, 2002 München, 2004 Delft, 2006 Zürich, 2008 Stuttgart, 2010 Koppenhága és 2012 Karlsruhe lesz). Tulajdonképpen nyugodtan mondhatom, hogy ezt a rendezvény sorozatot én vezettem be, mert akkor találtam ki, amikor a BME Építőmérnöki Karán a doktorandusz ügyek felelőse lettem, és azon gondolkodtam, hogy milyen módon segíthetném a doktoranduszok munkájának előrehaladását,



4. ábra: Model Code 2010 (tervezet)



5. ábra: Nemzetközi PhD Symposium 2010 Lyngby (Dánia) szervezőbizottsága: Jos Brouwers, Michael Fadris, Hans-Wolf Reinhardt, György L. Balázs, Eugen Brühwiler, Harald Müller, Henrik Stang, Mette Geiker, Lars-Olof Nielsen, Ole Hededal, Guiseppa Mancini

és végül lezárását. Ekkor gondoltam egy új fórum megteremtésére, amin nemzetközi megmérettetés formájában kerülhet sor a már elért eredmények megvitatására. A PhD szimpózium sorozat egyik meglepő alapeleme, hogy a programban kötelező érvénnyel 10 vagy inkább 15 perc diskuszió szerepel, amit a szekció elnökök kötelesek kérdésekkel és hozzászólásokkal kitölteni. Az utóbbi időben láttam, hogy más szervezetek és egyetemek is átvették az ilyen típusú rendezvény megszervezésének gondolatát. A nemzetközi PhD szimpóziumot azért említem szívesen, mert teljesen a saját találmányomnak tekinthetem. Dániában megrendezett legutóbbi PhD Symposium szervezőbizottságának képét mutatja a (5. ábra).

NEMZETKÖZI BETONSZÖVETSÉG- NEK (*fib*) MAGYAR TAGOZATA

A Magyar Tagozat tevékenysége szorosan kapcsolódik a nemzetközi szervezet munkájához. A Magyar Tagozat tagjainak egy része közvetlenül tagja a nemzetközi szervezetnek is, de lehetséges az is, hogy valaki csak a hazai szervezet tevékenységét követi.

A *fib* Magyar Tagozata jogi bejegyzést 1998-ban kapott szakmai, társadalmi szervezetként, amikor a nemzetközi szervezetek összevonásának következményeként a hazai szervezeteik (CEB Magyar Tagozat és FIP Magyar Tagozat) is összevonásra kerültek. Én ekkor lettem megválasztva a *fib* Magyar Tagozat elnökévé. Magyarországot rajtam kívül hárman képviseljük a nemzetközi szervezetben: dr. Madaras Gábor (ÉMI-TÜV Süd Kft., Magyar János (Hidépítő Zrt.) és Kovács Tamás (BME Hidak és Szerkezetek Tanszéke). Több, mint 60 cég képviselőjében 170 fő körüli tagságunk van a tervezés, kivitelezés, anyaggyártás, minőség-ellenőrzés, oktatás-kutatás és szabályozás területeiről egyaránt. Büszkeségként, hogy ilyen sok cég és intézmény tagja a *fib* Magyar Tagozatának, megragadom az alkalmat, hogy felsoroljam őket: *ASA Építőipari Kft.*, *Betonmix Mérnökiroda Kft.*, *BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszék*, *BME Hidak és Szerkezetek Tanszéke*, *BME Szilárdságtani és Tartószerkezeti Tanszék*, *BVM Épelem Kft.*, *CAEC Kft.*, *CÉH Zrt.*, *Colas Alterra Zrt.*, *Colas*

Hungária Zrt., *Consultant Mérnökiroda*, *Consturct-Trade Kft.*, *DCB Mérnöki Iroda Kft.*, *Duna-Dráva Cement Kft.*, *Debreceni Egyetem Műszaki Főiskolai Kar*, *e&h Tervező és Tanácsadó Kft.*, *ÉMI Nonprofit Kft.*, *ÉMI-TÜV SÜD Kft.*, *Erdélyi Magyar Műszaki Társaság*, *Esztrich és Ipari Padló Egyesület*, *Felvidéki Magyar Műszaki Társaság*, *Ferrobeton Zrt.*, *Főmterv Zrt.*, *Fővárosi Közterületfenntartó Zrt.*, *Globál-Teszt Kft.*, *Hidépítő Zrt.*, *Hidtechnika Kft.*, *Hirös-Róna Kft.*, *Holcim Hungária Zrt.*, *Isoprof Szigetelésforgalmazó Kft.*, *Készenlét Zrt.*, *Közlekedésfejlesztési Koordinációs Központ*, *KTI Nonprofit Kft.*, *Lábatlani Vasbetonipari Zrt.*, *Magyar Aszfalt Kft.*, *Magyar Betonszövetség*, *Mahid 2000 Zrt.*, *MAPEI Kft.*, *MÁV Zrt.*, *Megalit Kft.*, *MEVA*, *Mélyépterv Komplex Mérnöki Zrt.*, *Mer-I-Con Bt.*, *MKM 2004 Kft.*, *MSC Kft.*, *Murexin Kft.*, *Nemzeti Infrastruktúra Fejlesztő Zrt.*, *Nemzeti Közlekedési Hatóság Észak-Magyarországi Reg. Ig.*, *Kiemelt Ügyek Igazgatósága*, *Bp. Nyugat-Dunántúli Reg. Ig.*, *Pannon Freyssinet Kft.*, *Plan 31 Kft.*, *Pont-Terv Zrt.*, *PTE-PMMK*, *Sika Hungária Kft.*, *Skalár-Terv Kft.*, *Speciál Terv Építőmérnöki Kft.*, *Strabag-MML Kft.*, *Spranitz Ferenc*, *SW Umwelttechnik Magyarország Kft.*, *Swietelsky Építő Kft.*, *SZIE (Széchenyi István Egyetem)*, *TBG Hungária Beton Kft.*, *Terraplan 97 Kft.*, *Uniou-Plan Kft.*, *Uvatar Zrt.*, *Vegyépszer Zrt.*, *Via-Pontis Kft.*

A *fib* Magyar Tagozata rendszeresen szervez *ankétokat*, amin igyekszik bemutatni a nemzetközi szervezettől érkező műszaki újdonságokat.

1999 óta jelenik meg *VASBETONÉPÍTÉS* című folyóiratunk negyedévente magyarul, és abból válogatott cikkekkkel a *CONCRETE STRUCTURES* című folyóiratunk évente angolul. Előfizetési adatainak alapján elmondhatjuk, hogy folyóirataink széles körű érdeklődésre tartanak számot, mint tervező, mint kivitelező kollégáink körében. Ez feltehetően annak köszönhető, hogy egyes, fontos műtárgyakkal, ill. kísérleti eredményekkel kapcsolatosan elemző cikkeket igyekszünk megjelentetni, amik olvasása, ill. újra olvasásra még évek múlva is érdekes lehet. A folyóiratainkba betekintés nyerhető a www.fib.bme.hu honlapon keresztül.

A *fib* Magyar Tagozat fontosnak tartja a konferenciák szervezését is a információ áramlás elősegítése érdekében. Ennek példái voltak:

- 1999 Szálerősítésű betonok (*fib* Magyar Tagozat konf.)
- 2002 Bond in Concrete (*fib* Symposium)
- 2004 Szálerősítésű betonok (*fib* Magyar Tagozat konf.)
- 2005 Keep Concrete Attractive (*fib* Symposium)
- 2007 Innovative Materials and Technologies (CCC2007 Congress)

Fontos esemény hazai egyesületünk életében a *Palotás László-díjak* átadása is, amit a vasbetonépítés területén kiváló eredményeket elért, határon innen, ill. határon túl élő egy-egy magyar kolléga kaphatja meg.

TERVEK NEMZETKÖZI BETON- SZÖVETSÉG (*fib*) ELNÖKEKÉNT

A Nemzetközi Betonszövetségen keresztül nagyon sok kedves kollégát ismertem meg hazánkban és külföldön egyaránt a

szakmai és egyéb programok során. Ez jó alapul szolgál ahhoz, hogy örömmel folytassam munkámat a megnövekedett tennivalók és felelősség alatt is.

Öröm számomra, hogy mind a hazai, mind pedig a nemzetközi szervezetben komoly szakmai munka folyik. Mindemellett azért tennivalók vannak.

Magyar mérnökeink számára elsősorban nagyobb betekintést szeretnék biztosítani a nemzetközi szervezet munkájába. Ezen keresztül lehetségesnek érzem, hogy szélesebb körben ismeretté váljanak azok az anyagtani, szerkezeti, ill. tervezési újdonságok, amelyek felhasználására és kipróbálására még nem volt alkalmunk.

Mindemellett legalább olyan fontosnak tartom, hogy elősegítsem a hazai sikerek nemzetközileg ismertté tételét is beleértve a tervezőink, kivitelezőink, anyaggyártóink, előregyártóink, cementgyártóink és kutatóink sikereit.

A nemzetközi szervezet vonatkozásában a következő tennivalókat látom elsődlegesnek. Talán a legfontosabb feladat elnökségem ideje alatt a Model Code 2010 (vasbetonszerkezetek tervezésére szolgáló minta szabvány) véglegesítése, és ismertté tétele a világban. 2010. májusában készült el ennek a tervezete. Jelenleg gyűjtjük az észrevételeket. Szeretnék a jövő év folyamán véglegesíteni, és közkinccsé tenni. Sokfelől mutattak már jelentős érdeklődést iránta.

Elő szeretném segíteni mindazon betonnal, vasbetonnal, ill. feszített vasbetonnal kapcsolatos anyagtani és szerkezeti témák nemzetközi munkabizottságokban való feldolgozását, amelyek újdonságuk, ill. szükségességük miatt áttekintést és rendszerezést igényelnek.

Emelni szeretném nemzetközi szervezet negyedévente megjelenő *Structural Concrete* folyóiratának a rangját.

Bővíteni szeretném a *fib* *bulletinek* ismertségét a világban.

Ezek a *bulletinek* nagyon értékes dokumentumok. Általában valamely probléma teljes áttekintését szokták nyújtani.

A Nemzetközi Betonszövetségnek negyven tagországa van öt kontinensről, ami az egyik legrangosabb nemzetközi szervezetté teszi. Mindemellett erőfeszítéseket kell tenni további országok belépésének megoldására. Nemrégén vált tagunkká például Törökország és Ciprus.

A nemzetközi Betonszövetség mind hazai, mind pedig nemzetközi vonatkozásban igazi szakmai szervezet volt. A résztvevő kollégák mindig szívesen dolgoztak benne kiváló légköre miatt. Bízom benne, hogy ez továbbra is így lesz.

KÖSZÖNETNYILVÁNÍTÁS

Elnökké választásom kapcsán végezetül köszönetet szeretnék mondani dr. Tassi Gézának és dr. Windisch Andornak, akik a nemzetközi kutatói életben való részvételt megismertették és megszerettették velem. (Nem is gondoltam, hogy ilyen nehéz, de örömteli lesz.) Köszönetemet fejezem ki tanszéki kollégáimnak (a BME Építőanyagok és Mérnökgeológia valamint a korábbi BME Vasbetonszerkezetek Tanszék dolgozóinak), hogy munkámat közvetlenül segítették, ill. segítik. Köszönetet mondok a *fib* Magyar Tagozat minden tagjának közvetlen, ill. közvetett támogatásukért. (Nagyon örülök, hogy együtt ilyen szépen működő hazai szervezetet tudtunk létrehozni.) Köszönet illeti még meg mindazon kollégákat, akikkel munka vagy egyéb szakmai kapcsolatban álltam és kérdéseikkel vagy észrevételeikkel segítették munkámat. Köszönet jár még hazai és külföldi hallgatóimnak is, akiknek az elvárásai folyamatosan inspiráltak.

A beszélgetést nyomda alá rendezte: Dr. Madaras Gábor
a *fib* Magyar Tagozat alelnöke

KÜLÖNBÖZŐ IDŐPONTOKBAN BETONOZOTT FELÜLETEK EGYÜTTDOLGOZÁSA AZ MSZ ÉS AZ EC2 TÜKRÉBEN



Vass Zoltán - Thék Eörs Henrik - Miklán Pál Zsolt

Évek óta folyik az eszmecsere, néha parázs vita az Eurocode-ok bevezetésével kapcsolatban. Kétségtelen tény, hogy a harmonizált termékszabványokat egyre nagyobb számban vezetik be. A gyártóknak, nemzeti vállalatunk szerint, ezen szabványok alapján kell tervezni, gyártani, igazolni az általuk forgalmazott termék megfelelőségét. A magyar hatóságoktól ezek a gyártmányok alkalmazási engedélyt már nem kaphatnak, forgalomba kizárólag a CE tanúsítás alapján kerülhetnek. És itt a dilemma, a praktizáló mérnöknek, a magyar szabvány szerint kellene terveznie egy, az EC alapján igazolt és tanúsított terméket. Véleményünk szerint ezt az állapotot a lehető legrövidebb időn belül meg kell szüntetni, természetesen a tervezési szabványok harmonizálásával. Jelen cikkben a tervezés egy meghatározott szegmensét – nevezetesen a különböző időben betonozott szerkezetek együttműködését – hasonlítjuk össze a két szabvány tükrében.

Kulcsszavak: súrlódás, fogazott felület, különböző időben betonozott szerkezet, kapcsolati vasalás

Talán a leggyakrabban az előregyártott vasbeton szerkezetek tervezése során kerül elő a felbetonok és utólagos (későbbi) betonozások együttműködésének kérdésköre. Az MSZ 15022/4 F1. függelék az előregyártott elemek helyszínen kibetonozott, nyírásra igénybe vett kapcsolatként taglalja a kérdéskört, az MSZ EN vonatkozó része különböző időpontban betonozott felületek közötti nyírásról beszél. Az alapprobléma megközelítését tekintve mindkét előírás hasonló elveket követve ad útmutatást, azonban a peremfeltételek és végeredmények vonatkozásában mutatkozik némi eltérés.

1. ALAPELVEK

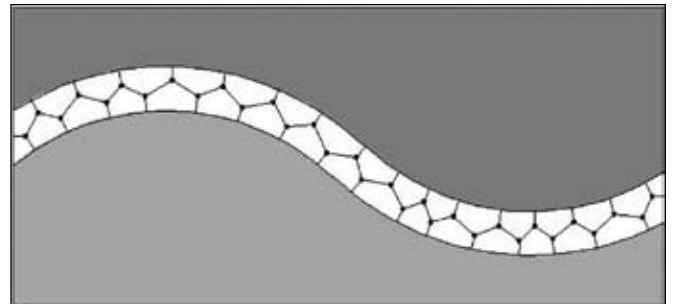
A betonfelületek közötti nyíróerő átadás szereplői lehetnek az **adhézió**, a **súrlódás**, a megfelelően kialakított illeszkedő **felületek**, méretezett fogazás, a keresztmetszeten átvezetett és lehorgonyzott **vasalás**.

1.1 Adhézió

Az adhézió tulajdonképpen az érintkezésbe hozott anyagok részecske szintjén létrejövő, az ionok, atomok, molekulák között kialakuló vonzóerő (1. ábra).

A betonfelületek közötti adhézió nagysága jelentősen függ a felületek érdességétől, finomságától, a kötésben résztvevő betonok húzószilárdságától (ez nem más, mint kohézió) és jelentős hatással van a felületek tisztasága is (törmelék, sablonolaj, zsiradék, por stb.). Ez utóbbi még a legfegyvelmezettebb kivitelezés, a legnagyobb odafigyelés mellett is jelentősen csökkentheti a nyíróerő átadásának képességét. Ez túl nagy biztonsági kockázatot jelentene, ezért a nagyon alacsony nyíróerő átadást igénylő (kis kockázatú) szerkezetektől eltekintve ezt a hatást az MSZ EN egyáltalán nem, az MSZ pedig szabályokhoz kötve engedi figyelembe venni.

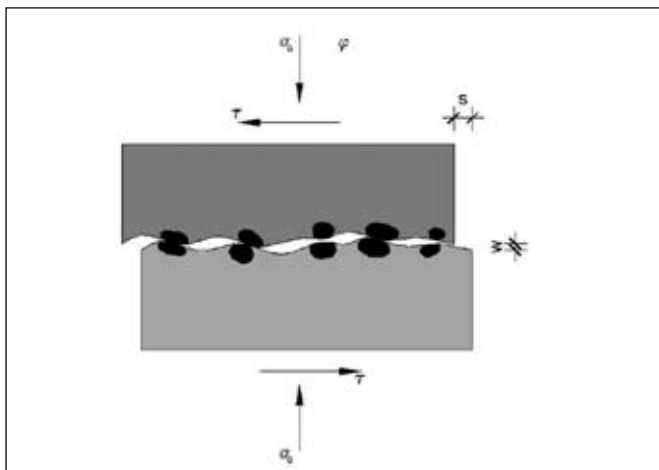
1. ábra: Molekulák közötti vonzóerő



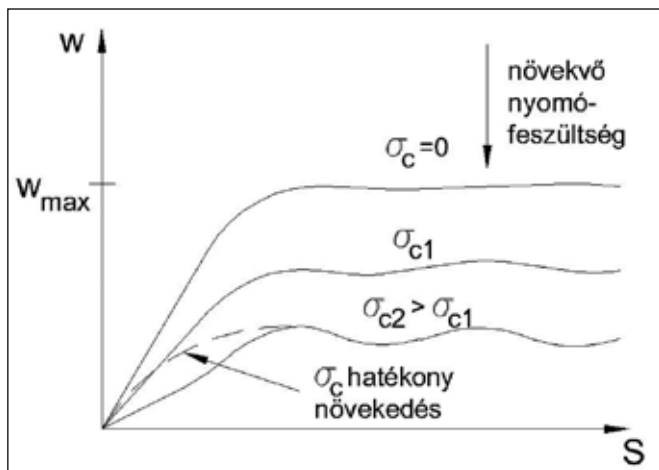
1.2 Súrlódás

A felületek közötti súrlódás nem más, mint az egymáson elmozduló felületek mozgási irányára merőleges eltávolodás kényszere. Lényeges különbség azonban az adhézió és a súrlódás között, hogy amíg az adhézió a felületek elmozdulásával teljesen megszűnik, addig a súrlódás akkor kezdődik és folyamatosan fenn is marad. Természetesen ebben az esetben is jelentőséggel bír a betonok húzószilárdsága, a felületek minősége és tisztasága, de ellentétben az adhézióval, a súrlódásnál fontos szerepe van, illetve kialakulásának kimondott feltétele a keresztirányú, a felületekre merőleges nyomóerő.

Az egymáson elcsúszó felületek a horizontális mozgáson túlmenően vertikális elmozdulást is szenvednek (2. ábra), és ennek mértéke fordítottnan arányos a nyomófeszültséggel (3. ábra).



2. ábra: egymáson elcsúszó felületek mozgásai



3. ábra: A felületek vertikális és horizontális elmozdulásának aránya a nyomófeszültség függvényében

Ezen elmozdulás irányával ellentétes erő megléte esetén figyelembe vehető az erő nagyságával egyenesen arányos nyíróerő átadás. Annak hiányában, illetve húzóerő esetén értéke zérusra adódik.

Az ismert összefüggés szerint

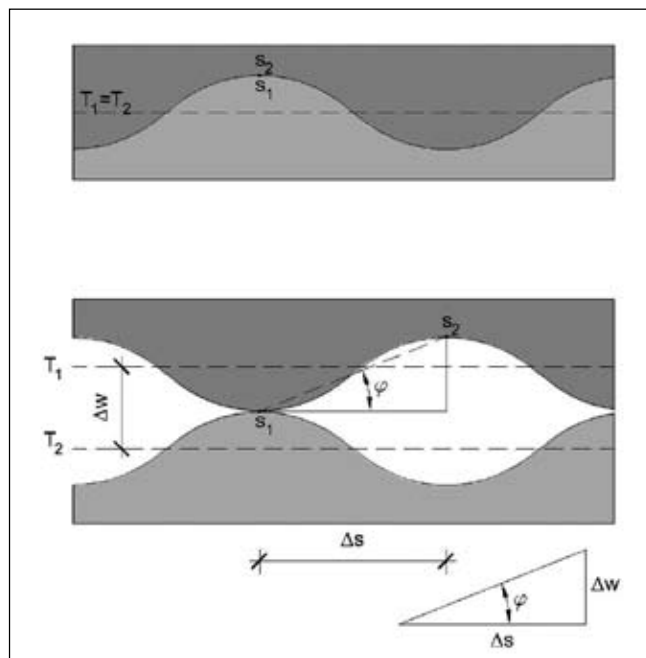
$$F_{vR} = N_c \cdot \mu \text{ (MSZ EN)}$$

$$T_{H3} = N \cdot \alpha_f \text{ (MSZ)},$$

ahol a súrlódási együttható (μ , ill. α_f) nem más, mint $\tan \varphi$ (4. ábra).

Ezek értékei zsáuzott, tiszta felületnél mindkét szabvány esetében:

$$\begin{pmatrix} \mu \\ \alpha_f \end{pmatrix} = 0,5.$$



4. ábra: Súrlódási szög definíciója

Érdesített felület alkalmazásánál pedig az alábbi értékek alkalmazandók:

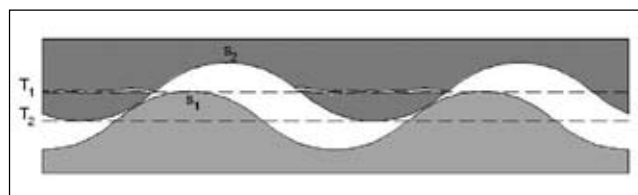
$$\mu = 0,7$$

$$\alpha_f = 0,8.$$

Megjegyzendő, hogy az EC 2 a súrlódási együtthatók vonatkozásában további két osztályt is megkülönböztet.

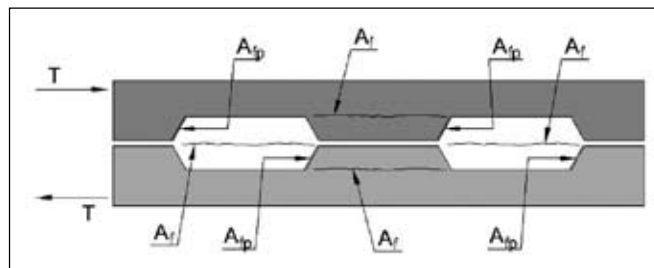
1.3 Csatlakozó felületek kialakítása, fogazás

Ebben az esetben az egymásba kapaszkodó felületrészek elnyírásához szükséges erő biztosítja az illeszkedő rétegek közötti nyíróerő átadást (5. ábra).



5. ábra: Csatlakozó felületek elnyíródása

Amíg az EC 2 egy végtelékig leegyszerűsített összefüggést ad többféle felületi viszonyra, addig az MSZ könnyen számolható, és mégis egzakt összefüggést kínál kizárólag fogazott, vagy geometriailag jól definiált esetekre. A régi számítás szerint a határ nyíróerő a fogak palástnyomási és a kitöltő



6. ábra: Fogazás ellenállása MSZ szerint

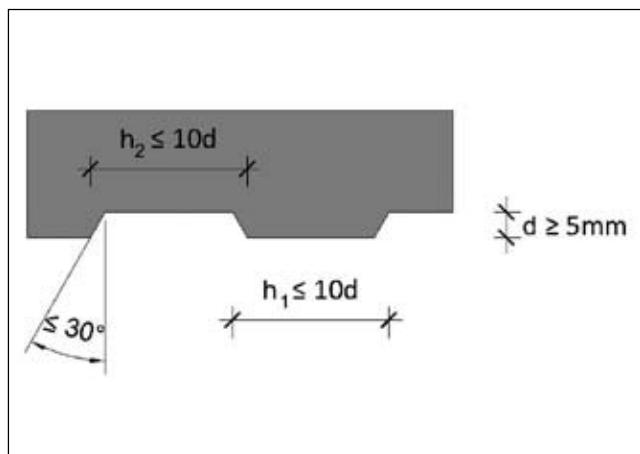
közeg nyírási ellenállása közül a kisebb (6. ábra).

Az újabb szerint a gyengébb beton húzószilárdságát egy felületfüggő konstanssal kell megszorozni.

$$v_{Rd} = c \cdot f_{ctd} \quad (\text{MSZ EN})$$

$$T_{H1} = \min \left(\begin{array}{l} \sigma_{hH} \cdot A_f \\ 3 \cdot \sigma_{bH} \cdot A_{fp} \end{array} \right) \quad (\text{MSZ})$$

Az EC 2 előírásai szerint csak akkor tekinthető egy felület fogazottnak, ha a szabványban rögzített geometriai feltételeket kielégíti (7. ábra).



7. ábra: Fogazás EC szerinti követelményei

Az eltérő megközelítési módok miatt a szabványok által szolgáltatott végeredmények számszaki összehasonlítása gyakorlatilag lehetetlen.

1.4 A csatlakozó felületeket keresztező acélbetétek

Az átvezetett acélbetétek elhelyezkedésüktől függően többféle módon vehetnek részt a nyíróerő felületek közti továbbításában. Ahogy azt már korábban tárgyaltuk, a súrlódási ellenállás egyik alapvető oka, hogy a két felület a horizontális értelmű elmozdulással egyidőben vertikális mozgást is végez. Az ilyen jellegű elmozdulásoknak a külső nyomóerőn kívül, megfelelően elhelyezett, a felületeket keresztező vasalással is gátat tudunk szabni. Ezen felül csaphatással számolhatunk, valamint ferdén elhelyezett betonacélokban az elmozduló felületek síkjával párhuzamosan ébredő erő is növeli az ellenállást. A felületek eltávolodását akadályozó erők mechanizmusát a 8. ábra szemlélteti.

Ezt a jelenséget a szakirodalom önmagát generáló hatásnak tekinti, mivel a nyíróerő növekedésével egyenes arányban változik a betonacélban ébredő erő.

$$F_c = \frac{V}{\mu}$$

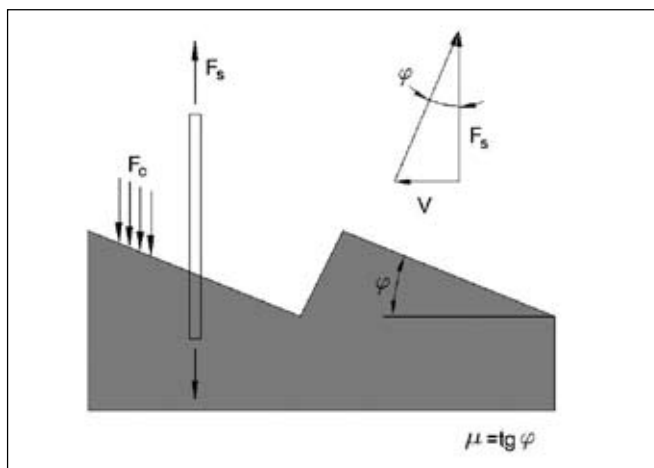
$$F_c = F_s$$

$$F_s = A_a \cdot \sigma_s = \frac{V}{\mu}$$

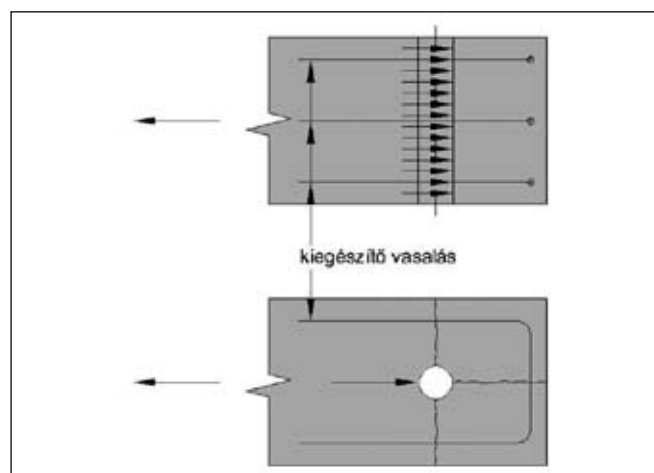
A felületeket összekötő csap kapcsolat teherbírása három módon merülhet ki. Egyik a betonacél tiszta elnyíródása, mely az alábbi, ismert összefüggéssel számolható:

$$V_{Rd} = \frac{1}{3} \cdot f_{yd} \cdot A_s$$

Másik tönkremeneteli lehetőség a beton teljes keresztmetszetben történő lerepedése, amit kiegészítő vasalással lehet elkerülni (9. ábra).



8. ábra: Nyomóerő hatása súrlódáskor



9. ábra: Kiegészítő vasalás

A harmadik esetben a csap egy hajlító nyomatékot is el kell viseljen, amit a nyíróerő és a betonban ébredő nyomóerő hatásvonalainak külpontossága okoz (10. ábra).

A legnagyobb nyomaték helyén – az erőátadás végén – képlékeny csuklót feltételezve, a betonacél csapra a következő igénybevétel adódik:

$$M_{Ed} = V \cdot x - \phi \cdot f_{ctd} \cdot \frac{x^2}{2}$$

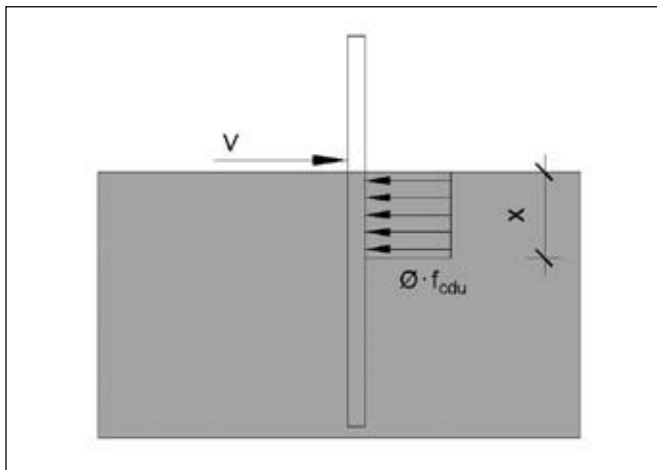
Az

$$x = \frac{V}{\phi \cdot f_{ctd}}$$

behelyettesítésével, ahol $f_{ctd} = 3 \cdot f_{cd}$, az

$$M_{Ed} = \frac{V^2}{6 \cdot \phi \cdot f_{cd}} \quad \text{összefüggést kapjuk.}$$

A képlékeny állapotban levő, kör keresztmetszetű acélbetét ellenállása:



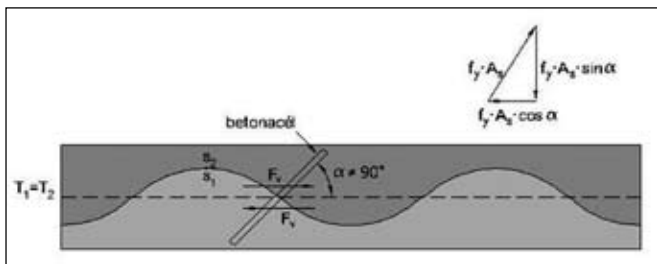
10. ábra: Csapban keletkező nyomaték

$$M_{Rd} = \frac{f_{yd} \cdot \phi^3}{6}$$

A nyírórő méretezési értéke tehát:

$$V_{Rd} = \phi^2 \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}}$$

Abban az esetben, amikor az elcsúszni akaró felületek és az összekötő vasalás által bezárt szög nem egyenlő 90°-kal, a betonacélban működő erőnek lesz egy nyírórővel párhuzamos összetevője, melyet a 11. ábra szemléltet, mértékét pedig az alábbi képletekből számolhatjuk:



11. ábra: Ferde kapcsolati vasalás erőjátéka

$$V_{Ed} = A_s \cdot f_{yd} \cdot \cos \alpha \quad (\text{MSZ EN})$$

$$T_{H2} = \frac{3}{2} \cdot \beta \cdot \left(1 + \frac{\delta}{90}\right) \cdot A_s \cdot \sqrt{\sigma_{sH} \cdot \sigma_{bH}} \quad (\text{MSZ})$$

Jól látható, hogy az MSZ figyelembe veszi a kapcsolati vasalás csapszerű tönkremeneteli lehetőségeit, az EC ebben a tagban nem, viszont a teljes nyírési ellenállásra ad egy plafont, ami a beton minőségétől függ.

Nézzük ezek után az összefüggéseket szabványonként, amelyek tartalmazzák mind a három – a felület minőségétől, a normálerőtől és a kapcsolati vasalástól függő – tagot, amelyek a tervezők számára leginkább használhatók a mindennapi gyakorlatban. A „rég” MSZ a fentebb ismertetett három határerő összegét hasonlítja össze a csatlakozó felületekkel párhuzamos csúsztató erővel, az EC feszültség dimenzióban számol, és közvetlenül a felületre merőleges nyírórőből származtatott feszültséggel kell dolgozni.

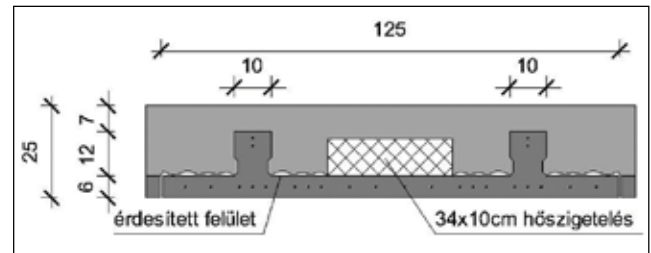
$$V_{Rd1} = c \cdot f_{cd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} \quad (\text{MSZ EN})$$

$$T_H = T_{H1} + T_{H2} + T_{H3} \quad (\text{MSZ})$$

Végezetül a mérhető összehasonlítás érdekében vizsgáljunk meg számpéldával egy kapcsolati vasalás nélküli, feszített, felülbordás zsalupanelt és egy ezt alátámasztó gerendát, a tetején a szokásos kiálló kengyelezéssel.

2. FELÜLETI EGYÜTTDOLGOZÁS SZÁMÍTÁSA KÉTRÉTEGŰ FÖDÉMSZERKEZETNÉL

2.1 Kindulási adatok, vizsgált szerkezet:



12. ábra: Zsalupanel

- szerkezet: Bevásárlóközpont, Szeged
- raszter méret: 8,25 m*10,0 m
- 6 cm vastag felülbordás kéregpanel
- 19 cm vastag helyszíni felbeton
- érsített felület ($\alpha = 0,8$)
- fogazás és kiálló kapcsolati vasalás nélkül

2.2 Felületi nyírás ellenőrző számítása MSZ szerint

A hőszigetelő mag alkalmazása miatt két mértékadó keresztmetszetet kell vizsgálni:

- az elemvégtől 40cm-re, ahol a hőszigetelés véget ér,
- az elemvég feltámaszkodásánál.

2.2.1 Csúsztató nyírófeszültség meghatározása („a” eset)

Mértékadó teher egy elemre:

- állandó teher alapértéke: $g=8,18 \text{ kN/m}^2$; $\gamma_p=1,2$
- hasznos teher alapértéke: $p=5,00 \text{ kN/m}^2$; $\gamma_p=1,2$;

$$R = (g \cdot \gamma_g + p \cdot \gamma_p) \cdot t =$$

$$= (8,18 \cdot 1,2 + 5,00 \cdot 1,2) \cdot 1,25 = \underline{\underline{19,77 \text{ kN/m}}}$$

Mértékadó csúsztató feszültség értéke:

- mértékadó nyírórő:

$$T_{Ma} = \frac{R \cdot l}{2} = \frac{19,77 \cdot (7,70 - 2 \cdot 0,4)}{2} = \underline{\underline{68,21 \text{ kN}}}$$

- együttdolgozó szélesség:

$$x_a = 124 - 34 - 2 \cdot 10 = \underline{70 \text{ cm}}$$

- semleges tengely távolsága az alsó síktól:

$$y_a = 12,7 \text{ cm}$$

- elcsúszni akaró rész nyomatóka:

$$S_{xa} = 125 \cdot 19 \cdot (15,5 - 12,7) - 34 \cdot 10 \cdot (12,7 - 11) - 20 \cdot 12 \cdot (12,7 - 12) = \underline{5904 \text{ cm}^3}$$

$$I_{xa} = \frac{125 \cdot 25^3}{12} + 125 \cdot 25 \cdot (12,7 - 12,5)^2 - \frac{34 \cdot 10^3}{12} - 34 \cdot 10 \cdot (12,7 - 11)^2 = \underline{159069 \text{ cm}^4}$$

- csúsztató feszültség:

$$\tau_a = \frac{T_{Ma} \cdot S_{xa}}{I_{xa} \cdot x_a} = \frac{68,21 \cdot 5904}{159069 \cdot 70} = \underline{0,036 \text{ kN/cm}^2}$$

2.2.2 Csatlakozó felület nyírési teherbírásának meghatározása („a” eset):

$$T_H = T_{H1} + T_{H2} + T_{H3}, \text{ ahol } T_{H1} = 0 \text{ kN (fogazás)}$$

$$\text{és } T_{H2} = 0 \text{ kN (kiálló vasalás).}$$

Számított nyomóerő: kéregpanel súly nélkül

$$N = ((g - g_p) \cdot \gamma_g + p \cdot \gamma_p) \cdot t_{\text{eff}} = ((8,18 - 1,50) \cdot 1,2 + 5,0 \cdot 1,2) \cdot (1,25 - 2 \cdot 0,1) = \underline{14,59 \text{ kN/fm}}$$

ahol t_{eff} a teljes felület bordákkal csökkentett szélessége.

Súrlódási határerő értéke:

- határ nyíróerő:

$$T_H = T_{H3} = N \cdot \alpha = 14,59 \cdot 0,8 = \underline{11,67 \text{ kN/fm}}$$

- nyírési határfeszültség:

$$\tau_{Ha} = \frac{T_{H3}}{x_a \cdot e} = \frac{11,67}{70 \cdot 100} = \underline{0,0017 \text{ kN/cm}^2} <$$

$$\tau = 0,036 \text{ kN/cm}^2$$

- MSZ szerinti megfelelés:

$$\gamma_{\text{bizt},a} = \frac{\tau_{Ha}}{\tau_a} = \frac{0,0017}{0,036} = \underline{0,047} \text{ nem felel meg!}$$

2.2.3 Csúsztató nyírófeszültség meghatározása („b” eset):

Mértékadó teher egy elemre:

- állandó teher alapértéke: $g = 8,18 \text{ kN/m}^2$; $\gamma_g = 1,2$

- hasznos teher alapértéke: $p = 5,00 \text{ kN/m}^2$; $\gamma_p = 1,2$

$$R = (g \cdot \gamma_g + p \cdot \gamma_p) \cdot t = (8,18 \cdot 1,2 + 5,0 \cdot 1,2) \cdot 1,25 = \underline{19,77 \text{ kN/m}}$$

Mértékadó csúsztató feszültség értéke:

- mértékadó nyíróerő:

$$T_{Mb} = \frac{R \cdot l}{2} = \frac{19,77 \cdot 7,70}{2} = \underline{76,11 \text{ kN}}$$

- együttdolgozó szélesség:

$$x_b = 124 - 2 \cdot 10 = \underline{104 \text{ cm}}$$

- semleges tengely távolsága az alsó síktól:

$$y_b = 12,5 \text{ cm}$$

- elcsúszni akaró rész nyomatóka:

$$S_{xb} = 125 \cdot 19 \cdot (15,5 - 12,5) - 20 \cdot 12 \cdot (12,5 - 12) = \underline{7005 \text{ cm}^3}$$

$$I_{xb} = \frac{125 \cdot 25^3}{12} = \underline{162760 \text{ cm}^4}$$

- csúsztató feszültség:

$$\tau_b = \frac{T_{Mb} \cdot S_{xb}}{I_{xb} \cdot x_b} = \frac{76,11 \cdot 7005}{162760 \cdot 104} = \underline{0,031 \text{ kN/cm}^2}$$

2.2.4 Csatlakozó felület nyírési teherbírásának meghatározása („b” eset):

$$T_H = T_{H1} + T_{H2} + T_{H3}, \text{ ahol } T_{H1} = 0 \text{ kN (fogazás)}$$

$$\text{és } T_{H2} = 0 \text{ kN (kiálló vasalás).}$$

Számított nyomóerő: kéregpanel súly nélkül

$$N = ((g - g_p) \cdot \gamma_g + p \cdot \gamma_p) \cdot t_{\text{eff}} = ((8,18 - 1,50) \cdot 1,2 + 5,0 \cdot 1,2) \cdot (1,25 - 2 \cdot 0,1) = \underline{14,59 \text{ kN/fm}}$$

ahol t_{eff} a teljes felület bordákkal csökkentett szélessége.

Súrlódási határerő értéke:

- határ nyíróerő:

$$T_H = T_{H3} = N \cdot \alpha = 14,59 \cdot 0,8 = \underline{11,67 \text{ kN/fm}}$$

- nyírési határfeszültség:

$$\tau_{Hb} = \frac{T_{H3}}{x_b \cdot e} = \frac{11,67}{104 \cdot 100} = \underline{0,0011 \text{ kN/cm}^2} <$$

$$\tau = 0,031 \text{ kN/cm}^2$$

- MSZ szerinti megfelelés:

$$\gamma_{\text{bizt},b} = \frac{\tau_{Hb}}{\tau_b} = \frac{0,0011}{0,031} = \underline{0,035} \text{ nem felel meg!}$$

2.3 Felületi nyírás ellenőrző számítása EC szerint

A hőszigetelő mag alkalmazása miatt két mértékadó keresztmetszetet kell vizsgálni:

- az elemvégtől 40cm-re, ahol a hőszigetelés véget ér
- az elemvég feltámaszkodásánál.

2.3.1 Csúsztató nyírófeszültség meghatározása („a” eset):

Teher tervezési értéke:

- állandó teher karakterisztikus értéke:
 $g = 8,18 \text{ kN/m}^2$; $\gamma_g = 1,35$
- hasznos teher karakterisztikus értéke:
 $p = 5,00 \text{ kN/m}^2$; $\gamma_p = 1,5$

$$q_{Ed} = (g \cdot \gamma_g + p \cdot \gamma_p) \cdot t = (8,18 \cdot 1,35 + 5,0 \cdot 1,5) \cdot 1,25 = \underline{\underline{23,18 \text{ kN/m}}}$$

Csúsztató feszültség tervezési értéke:

- nyíróerő tervezési értéke:
 $V_{Ed,a} = \frac{q_{Ed} \cdot L_a}{2} = \frac{23,18 \cdot (7,70 - 2 \cdot 0,4)}{2} = \underline{\underline{79,97 \text{ kN}}}$
- együttdolgozó szélesség:
 $b_{i,a} = 124 - 34 - 2 \cdot 10 = \underline{\underline{70 \text{ cm}}}$
- együttdolgozó keresztmetszet belső karja:
 $z = 0,85 \cdot d = 21 \text{ cm}$
- csúsztató feszültség tervezési értéke:
 $v_{Edi,a} = \frac{\beta \cdot V_{Ed,a}}{b_{i,a} \cdot z} = \frac{1,0 \cdot 79,97}{70 \cdot 21} = \underline{\underline{0,054 \text{ kN/cm}^2}}$

2.3.2 Csatlakozó felület nyírás teherbírásának meghatározása („a” eset):

$$v_{Rdi} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha),$$

ahol a vasalásra vonatkozó rész 0.

Súrlódási határfeszültség számítása:

- éresített felület: $c = 0,40$; $\mu = 0,7$
- C30 felbeton teherbírása:
 $f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} = 1,0 \cdot \frac{0,2}{1,5} = \underline{\underline{0,133 \text{ kN/cm}^2}}$
- tervezett nyomóerő: kéregpanel súly nélkül
 $q_d = ((g - g_p) \cdot \gamma_g + p \cdot \gamma_p) = ((8,18 - 1,50) \cdot 1,35 + 5,0 \cdot 1,5) = \underline{\underline{16,52 \text{ kN/m}^2}}$
- egyidejű nyomófeszültség:
 $\sigma_{n,a} = \frac{q_d \cdot b}{b_{i,a}} = \frac{16,52 \cdot 10^{-4} \cdot 125}{70} = \underline{\underline{0,003 \text{ kN/cm}^2}}$
- nyírás teherbírás:
 $v_{Rdi,a} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_{n,a} = 0,40 \cdot 0,133 + 0,7 \cdot 0,003 = \underline{\underline{0,0553 \text{ kN/cm}^2}}$

- EC szerinti megfeleléség:

$$\gamma_{s,a} = \frac{v_{Rdi,a}}{v_{Edi,a}} = \frac{0,0553}{0,054} = \underline{\underline{1,024}} \text{ megfelel.}$$

2.3.3 Csúsztató nyírófeszültség meghatározása („b” eset):

A teher tervezési értéke:

- állandó teher kar. értéke: $g = 8,18 \text{ kN/m}^2$; $\gamma_g = 1,35$
 - hasznos teher kar. értéke: $p = 5,00 \text{ kN/m}^2$; $\gamma_p = 1,5$
- $$q_{Ed} = (g \cdot \gamma_g + p \cdot \gamma_p) \cdot t = (8,18 \cdot 1,35 + 5,0 \cdot 1,5) \cdot 1,25 = \underline{\underline{23,18 \text{ kN/m}}}$$

Csúsztató feszültség tervezési értéke:

- nyíróerő tervezési értéke:
 $V_{Ed,b} = \frac{q_{Ed} \cdot L_b}{2} = \frac{23,18 \cdot 7,70}{2} = \underline{\underline{89,24 \text{ kN}}}$
- együttdolgozó szélesség:
 $b_{i,b} = 124 - 2 \cdot 10 = \underline{\underline{104 \text{ cm}}}$
- együttdolgozó keresztmetszet belső karja:
 $z = 0,85 \cdot d = 21 \text{ cm}$
- csúsztató feszültség tervezési értéke:
 $v_{Edi,b} = \frac{\beta \cdot V_{Ed,b}}{b_{i,b} \cdot z} = \frac{1,0 \cdot 89,24}{104 \cdot 21} = \underline{\underline{0,041 \text{ kN/cm}^2}}$

2.3.4 Csatlakozó felület nyírás teherbírásának meghatározása („b” eset):

$$v_{Rdi} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha),$$

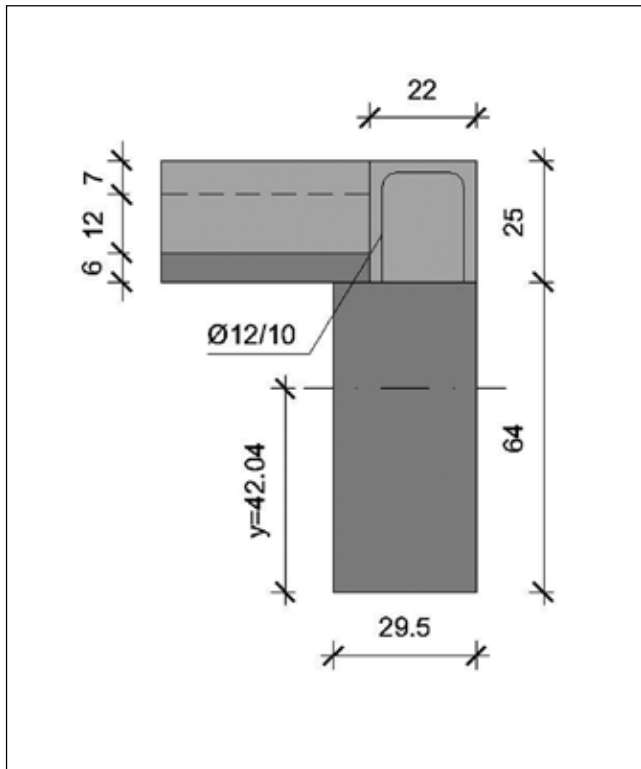
ahol a vasalásra vonatkozó rész 0.

Súrlódási határfeszültség számítása:

- éresített felület: $c = 0,40$; $\mu = 0,7$
- C30 felbeton teherbírása:
 $f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} = 1,0 \cdot \frac{0,2}{1,5} = \underline{\underline{0,133 \text{ kN/cm}^2}}$
- tervezett nyomóerő: kéregpanel súly nélkül
 $q_d = ((g - g_p) \cdot \gamma_g + p \cdot \gamma_p) = ((8,18 - 1,50) \cdot 1,35 + 5,0 \cdot 1,5) = \underline{\underline{16,52 \text{ kN/m}^2}}$
- egyidejű nyomófeszültség:
 $\sigma_{n,b} = \frac{q_d \cdot b}{b_{i,b}} = \frac{16,52 \cdot 10^{-4} \cdot 125}{104} = \underline{\underline{0,002 \text{ kN/cm}^2}}$
- nyírás teherbírás:
 $v_{Rdi,b} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_{n,b} = 0,40 \cdot 0,133 + 0,7 \cdot 0,002 = \underline{\underline{0,0546 \text{ kN/cm}^2}}$
- EC szerinti megfeleléség:
 $\gamma_{s,b} = \frac{v_{Rdi,b}}{v_{Edi,b}} = \frac{0,0546}{0,041} = \underline{\underline{1,332}} \text{ megfelel.}$

3. FELÜLETI EGYÜTTDOLGOZÁS SZÁMÍTÁSA ELŐREGYÁRTOTT FÖDÉMGERENDÁNÁL

3.1 Kindulási adatok, vizsgált szerkezet:



13. ábra: Födémgerenda

- szerkezet: Bevásárlóközpont, Szeged
- raszter méret: 8,25 m x 10,0 m
- 29,5 x 64 cm előregyártott gerenda
- 22 x 25 cm helyszíni felbeton
- érdesített felület ($\alpha = 0,8$)
- fogazás nélkül, kiállt kengyelezéssel.

3.2 Felületi nyírás ellenőrző számítása MSZ szerint:

3.2.1 Csúsztató nyírófeszültség meghatározása:

Mértékadó teher:

- állandó teher alapértéke: $g = 8,18 \text{ kN/m}^2$; $\gamma_g = 1,2$
- hasznos teher alapértéke: $p = 5,00 \text{ kN/m}^2$; $\gamma_p = 1,2$

$$R = (g \cdot \gamma_g + p \cdot \gamma_p) \cdot \frac{L_1}{2} + g_{ger} \cdot \gamma_{bet} =$$

$$= (8,18 \cdot 1,2 + 5,0 \cdot 1,2) \cdot \frac{8,25}{2} + 4,72 \cdot 1,2 = \underline{\underline{70,91 \text{ kN/m}}}$$

Mértékadó csúsztató feszültség értéke:

- mértékadó nyíróerő:

$$T_M = \frac{R \cdot L_2}{2} = \frac{70,91 \cdot 9,40}{2} = \underline{\underline{333,28 \text{ kN}}}$$

- együttdolgozó szélesség: $x = 22 \text{ cm}$
- semleges tengely az alsó szélső száltól: $y = 42,04 \text{ cm}$
- felbeton súlypont semleges tengelytől: $y_2 = 34,46 \text{ cm}$
- elcsúszni akaró rész nyomatóka:

$$S_x = 22 \cdot 25 \cdot (64 + 25 - 42,04 - 12,5) = \underline{\underline{18953 \text{ cm}^3}}$$

$$I_x = \frac{29,5 \cdot 64^3}{12} + 29,5 \cdot 64 \cdot (42,04 - 32)^2 +$$

$$+ \frac{22 \cdot 25^3}{12} + 22 \cdot 25 \cdot 34,46^2 = \underline{\underline{1513291 \text{ cm}^4}}$$

- csúsztató feszültség:

$$\tau = \frac{T \cdot S_x}{I_x \cdot x} = \frac{333,28 \cdot 18953}{1513291 \cdot 22} = \underline{\underline{0,190 \text{ kN/cm}^2}}$$

3.2.2 Csatlakozó felület nyírási

teherbírásának meghatározása:

- $T_H = T_{H1} + T_{H2} + T_{H3}$, ahol $T_{H1} = 0 \text{ kN}$ (fogazás)
és $T_{H3} = 0 \text{ kN}$ (tapadási erő).

Vasalás nyírási teherbírása:

$$T_{H2} = \frac{3}{2} \cdot \beta \cdot \left[1 + \frac{\delta}{90^\circ} \right] \cdot A_s \cdot \sqrt{\sigma_{sH} \cdot \sigma_{bH}} =$$

$$= \frac{3}{2} \cdot 1 \cdot 1 \cdot 22,6 \cdot \sqrt{42 \cdot 2,05} = \underline{\underline{314,56 \text{ kN/m}}}$$

Tapadási határerő értéke:

$$T_{H3} = A_b \cdot \sigma_{bH} \cdot \alpha = 2200 \cdot 0,18 \cdot 0,8 = \underline{\underline{316,8 \text{ kN/m}}}$$

Teljes nyírási ellenállás:

- határ nyíróerő:

$$T_H = T_{H2} + T_{H3} = 314,56 + 316,8 = \underline{\underline{631,36 \text{ kN/m}}}$$

- nyírási határfeszültség:

$$\tau_H = \frac{T_H}{A_b} = \frac{631,36}{22 \cdot 100} = \underline{\underline{0,287 \text{ kN/cm}^2}} > \tau = 0,19 \text{ kN/cm}^2$$

- MSZ szerinti megfelelés:

$$\gamma_{birt} = \frac{\tau_H}{\tau} = \frac{0,287}{0,19} = \underline{\underline{1,51}} \text{ megfelel.}$$

3.3 Felületi nyírás ellenőrző számítása EC szerint:

3.3.1 Csúsztató nyírófeszültség meghatározása:

A teher tervezési értéke:

- állandó teher karakterisztikus értéke:

$$g = 8,18 \text{ kN/m}^2; \gamma_g = 1,35$$

- hasznos teher karakterisztikus értéke:

$$p = 5,00 \text{ kN/m}^2; \gamma_p = 1,5$$

$$q_{Ed} = (g \cdot \gamma_g + p \cdot \gamma_p) \cdot \frac{L_1}{2} + g_{ger} \cdot \gamma_g =$$

$$= (8,18 \cdot 1,35 + 5,0 \cdot 1,5) \cdot \frac{8,25}{2} + 4,72 \cdot 1,35 = \underline{\underline{82,86 \text{ kN/m}}}$$

Csúsztató feszültség tervezési értéke:

- nyíróerő tervezési értéke:

$$V_{Ed} = \frac{q_{Ed} \cdot L}{2} = \frac{82,86 \cdot 9,40}{2} = \underline{\underline{389,44 \text{ kN}}}$$

- együtdolgozó szélesség: $b_i = 22 \text{ cm}$

- együtdolgozó keresztmetszet belső karja:

$$z = 0,8 \cdot d = 71 \text{ cm}$$

- csúsztató feszültség tervezési értéke:

$$v_{Edi} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{b_i \cdot z} = \frac{1,0 \cdot 389,44}{22 \cdot 71} = \underline{\underline{0,249 \text{ kN/cm}^2}}$$

3.3.2 Csatlakozó felület nyírás

teherbírásának meghatározása:

$$v_{Rdi} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) <$$

$$< 0,5 \cdot v \cdot f_{ctd} = 0,5 \cdot 0,528 \cdot 2,0 = \underline{\underline{0,528 \text{ kN/cm}^2}}$$

Együtdolgozási határfeszültség meghatározásához szükséges adatok:

- érdesített felület: $c = 0,40$; $\mu = 0,7$

- C30 felbeton teherbírása:

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} = 1,0 \cdot \frac{0,2}{1,5} = \underline{\underline{0,133 \text{ kN/cm}^2}}$$

- egyidejű nyomófeszültség: $\sigma_n = 0$

- csatlakozó felület vashányada:

$$\delta = \frac{A_{s0}}{A_i} = \frac{10 \cdot 2 \cdot 1,13}{22 \cdot 100} = \underline{\underline{0,0103}}$$

Együtdolgozási határfeszültség számítása:

$$v_{Rdi} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) =$$

$$= 0,40 \cdot 0,133 + 0 + 0,0103 \cdot 43,5 \cdot 0,7 = \underline{\underline{0,367 \text{ kN/cm}^2}}$$

- EC szerinti megfelelés:

$$\gamma_s = \frac{v_{Rdi}}{v_{Edi}} = \frac{0,367}{0,249} = \underline{\underline{1,47}} \text{ megfelel.}$$

4. ÖSSZEZEGÉS

Az új szabványok megjelenésével, és a sajnálatos kettőség miatt nagyon fontos kiemelni, hogy érdemben azonos dolgokat lehet csak összehasonlítani, ahogy mondani szokták almát az almával, körtét a körtével. A mi esetünkben ez azt jelenti, hogy ugyanazon számítási metódus, szabvány által előírt biztonsági szinten megkívánt követelményt vessünk össze a vele megegyező tematika alapján számolt teherbírásal, ellenálló képességgel.

A két szabvány hasonló összetevőkkel számol, viszont jelentős eltérés mutatkozik az érdesített felület teherbírását tartalmazó tag meghatározásakor, mely az EC alapján könnyen számolható, viszont az MSZ esetében a geometriailag definiálható fogazás hiányában 0 értékkel kell figyelembe venni.

5. HIVATKOZÁSOK

MSZ 15022/4-86 Előregyártott beton, vasbeton és feszített beton szerkezetek

MSZ EN 1992-1-1 Eurocode 2 Betonszerkezetek tervezése

fib bulletin 43 (2008) Structural connections for precast concrete buildings

Vass Zoltán (1969) okl. szerkezetépítő mérnök (BME 1993), Ferrobeton Zrt. (1993) tervezési igazgató.

Thék Eörs Henrik (1969) okl. szerkezetépítő mérnök (BME 1993), Ferrobeton Zrt. (1994) irányító tervező.

Miklán Pál Zsolt (1973) okl. szerkezetépítő mérnök (BME 1997), Ferrobeton Zrt. (1999) irányító tervező.

THE COLLABORATION OF TIMELY SEPARATED CONCRETE LAYERS ACCORDING TO THE RULES OF MSZ AND EC STANDARDS

Zoltán Vass, Eörs Henrik Thék, Pál Zsolt Miklán

In this article an important but maybe less familiar field of structural concrete usage is reviewed. By the regulations of MSZ and EC we analyzed the connecting forces between different concrete layers due to friction, roughed or teathed surface, and surface-crossing reinforcement. This article demonstrates the two ways of analyzation and reveals that according to the similar methods of standards the result will be similar, but also one difference in definitions can cause serious difference in results.

ELŐREGYÁRTOTT VASBETON SZERKEZETEK ÉS A FÖLDRENGÉSRE VALÓ MÉRETEZÉS



Sterner Pál

Az Eurocode 8 tavalyi megjelenésével és kötelezővé válásával ma tartószerkezeteinket, s ezen belül az előregyártott vasbeton szerkezeteket is ennek megfelelően kell(ene) tervezni. Itt a legnagyobb gondot a tapasztalatlanság jelenti, ugyanis igen kevesen vannak közöttünk olyan szakemberek, akiknek a földrengésre való méretezésben említésre méltó jártassága lenne. Ráadásul a napi gyakorlatban még nincsenek is igazi jó lehetőségek az összehasonlításra. Írásom a tapasztalataim alapján a kezdeti lépések megkönnyítését célozza meg.

1. BEVEZETÉS

A panelos házgyárak megszűnésével a vasbeton előregyártás ma hazánkban túlnyomórészt a földszintes - esetleg 1-3 szintes - csarnokszerkezeteket jelenti. Hogy mennyire más, a megszokottól eltérő gondolkodásmódra van szükség a földrengések figyelembevételénél a csarnokszerkezetek kialakítása során, egy egészen egyszerű példával próbálom megvilágítani. Eddig a vízszintes igénybevételeket túlnyomórészt a szél vagy a daru generálta. Így ha minél nagyobb egy csarnok, minél több keretállás illetve oszlop vesz részt ezen terhek felvételében, annál kedvezőbb a helyzet, annál kisebb az igénybevétel egy-egy keretlábban vagy oszlopon. Egészen más a helyzet ha a szerkezetet a földrengésre is méretezzük, mivel itt az önsúlynak, de leginkább a födémek és tetők önsúlyának van jelentősége. Gyakorlatilag ez azt jelenti, hogy ebben az esetben legkedvezőbb a lehető legrövidebb csarnok, azaz a két keretállás, hiszen itt egy-egy keretállásra egy fél raszternyi tömeg jut, vagyis földrengéskor fél raszternyi tömegből generálódik az igénybevétel. Végtelen sok keretállás esetén keretállásonként egy egész raszternyi tömeg, illetve ebből kialakuló igénybevétel keletkezik. Tehát a csarnok nagysága, pontosabban a keretállások száma éppen fordítva hat a szélteher és fordítva a földrengésteher esetén.

Nagy terhelésű ipari épületeknél a földrengésből adódó igénybevételek lényegesen felülmúlhatják az egyéb vízszintes terhek hatásait. Például a Mercedes kecskeméti beruházásánál a festőüzemet terveztük. A festőüzem az átlagoshoz képest viszonylag nagy terhelésű, a +7,50 m-es szintjén 30, illetve 50 kN/m², a +20 m-es szintjén pedig 14 kN/m² volt a hasznos teher. Ez elég vaskos keresztmetszeteket eredményezett és a szeizmikus tervezési helyzethez tartozó teherkombinációból származó igénybevételek mintegy háromszorosan haladták meg a mértékadó teherkombinációk igénybevételeit.

2. JAVASLATOK

A földrengésre való méretezés döntően már a szerkezet kialakításával kezdődik. A következőkben igyekszem néhány fontosabb szempontra felhívni a figyelmet, melyek az előregyártott vasbeton szerkezetek tervezésében és kialakításában a földrengésre való méretezés során fontosak lehetnek.

- az épület tartószerkezete legyen szerkezetileg tiszta, a lehető legegyszerűbb és szabályos.
- amennyiben építészeti és beruházói igények miatt mégis szabálytalanságok alakulnak ki, akkor az egyes szerkezetileg eltérő részeket szerkezetileg el is kell választani.
- ha csak egyetlen mód is van rá, kerülendő a gerendáról való oszlopindítás.
- a dilatációs egységeket pillérkettőzéssel kell megoldani.
- a dilatációs hézag méretének meghatározásánál a földrengésből keletkező lengéseket is figyelembe kell venni.
- a szerkezet önsúlya a lehető legkisebb legyen.
- az egyes dilatációs szakaszok együttmozgását biztosítani kell a födémekben, illetve a tetőben kialakított tárcsával.
- csarnoképület esetén - ahol az épület merevségét szinte mindig az alaptestekbe befogott oszlopok adják - célszerű azonos keresztmetszetű és vasalású oszlopokat tervezni.
- az egyes előregyártott elemek közötti kapcsolatokat a földrengésteherre is méretezni kell.
- a leggyakrabban használt kibetonozott tüskés kapcsolatot lecsavarozottként kell kialakítani, de más megoldásoknál is számítani kell a kétirányú függőleges kapcsolati igénybevételekre.
- magyarországi viszonyok között a földrengéstehernek gyakorlatilag csak a vízszintes komponense lehet mértékadó, a függőleges nem.
- csarnoképület esetén – ahol nem annyira a függőleges terhek, hanem a befogási nyomatók dominálnak - az alaptestek mérete és vasalása abból a szemponttól is rendkívül fontos, hogy a képlékeny csukló először az oszlopban és ne az alaptestben vagy a talajban alakuljon ki.
- az alapozás egy dilatációs egységen belül legyen egységes és azonos alapozási síkon. Amennyiben a padlót kívánjuk a pontalpok összekötésére használni, akkor úszópadló esetén támaszmozgással is kell számolni, mely támaszmozgás mértéke az oszlopok körüli rugalmas kitöltő anyag vastagságának a függvénye. Összebetonozott padló-oszlop kapcsolat esetén pedig még a földrengésre való méretezés nélkül is nagy körültekintést igényel az oszlop sarkai körül kialakuló zsugorodási repedések korlátozása.
- szilárd födémek esetén a minél teljesebb tárcsahatás elérése érdekében előnyben kell részesíteni a monolitikus megoldáshoz leginkább hasonló előregyártott szerkezeteket.

- vegyük figyelembe a Magyar Mérnöki Kamara Tartószerkezeti tagozatának ajánlását, mely szerint a tartószerkezetek földrengésre való méretezésekor a 30%-os túllépési valószínűséghez tartozó, az NB1. táblázat 0,7 szoros értékeivel számoljunk.
- a szerkezet önrezgésszámát a szeizmikus tervezési helyzethez tartozó teherkombinációval határozzuk meg, tehát a kombinációs tényezőknek itt is fontos a szerepük, s amennyiben a szabványtól eltérő, azokat meghaladó terhekkkel kell számoljunk, akkor ezen tényezők tisztázása nélkülözhetetlen.
- nagyon fontos a viselkedési tényező meghatározása, mert az eredményekre nagy befolyása van, de ha nem tudunk okosabbat kitalálni, akkor az 1,5 mindig alkalmazható.

3. ÖSSZEFOGLALÁS

Összefoglalásként két könnyen elérhető és használható számítási megoldást javaslok. Egyik a Dulácska-Kollár féle segédlet még 2003-ból. Ez minden kamarai tagnak a rendelkezésére áll, de az interneten is megtalálható. A kézi számítást kedvelőknek jól használható, de ugyanakkor nagyon könnyen kis gépi segédprogram is készíthető hozzá. A másik, a hazánkban igen elterjedt Axis. Némi próbálkozás után kellemesen kezelhető. Vannak persze még így is további mérnöki megfontolást igénylő kérdések, melyeket nem szabad félvállról venni. Ilyen a berepedt-nem berepedt oszlopok kérdése, ami a tartószerkezet merevségét jelentősen befolyásolhatja, ezen keresztül pedig a sajátfrekvenciáit, vagyis végeredményben a földrengésterhet. Ugyanilyen jellegű bizonytalanság az alapozás, vagyis maga a talaj, pontosabban a talaj statikus és dinamikus merevsége, az ágyazási tényezői. A talajmechanikustól erre minden esetben kérjünk állásfoglalást, mert a talaj a dinamikus hatásokra többszörös

merevséggel reagálhat a statikus merevséghez képest. Ezzel csak azt szerettem volna jelezni, hogy gépi számítás esetén is legyünk óvatosak, kellően körültekintőek, használjuk a józan paraszti eszünket és a gép által felkínált értékeket ne fogadjuk el automatikusan. A gép nem gondolkodik helyettünk. Egyetemista koromban Windisch Andortól hallottam először, hogy a vasbetonszerkezetek számításánál a tizedesvessző meg a \pm a legfontosabb. Ha mindez még a földrengésvizsgálattal is együtt van, akkor a régi mondás hatványozottan igaz. Vagyis a józan mérnöki megfontolások itt végképp nem mellőzhetők.

A leginkább elérhető gyakorlati tapasztalás a szomszédban, Romániában van meg. Márcsak a nyelvi könnyebbség kedvéért is erdélyi kollégáinkkal érdemes felvenni a kapcsolatot, vagy az ő munkáikat tanulmányozni. Természetesen ott a földrengés valószínűsége lényegesen nagyobb mint nálunk, de éppen ezért, mert többször átéltek a földrengés pusztításait, már az Eurocode nélkül is a szerkezettervezés elmaradhatatlan része volt a földrengésvizsgálat.

Sterner Pál (1958) okl. építőmérnök, 1994-től a Sterner Mérnöki Iroda ügyvezetője. Előző munkahelyei: Mecseki Szénbányák Tervező Osztálya, Agrober Pécsi Iroda, Pécsiterv, Prefabtech Büro Dr.Koncz Zürich, Master Kft. Fő érdeklődési területei: ipari épületek tervezése, előregyártott vasbeton szerkezetek. Jelentősebb ipari épületei: Mercedes gyár festőüzeme Kecskeméten, Hankook gumiabroncsgyár Dunaújvárosban, Asahi autóüveggyár Tatabányán, Bridgestone gumiabroncsgyár alépitményei Tatabányán, Samsung gyárai Gödön, Galántán, Jászfényszarun, Nagyszombatnál, Szigetszentmiklóson.

PC STRUCTURES AND DESIGN OF STRUCTURES FOR EARTHQUAKE RESISTANCE

Pál Sterner

Today structures, and in particular prefabricated concrete structures should be designed according to Eurocode 8, ever since this code has been published and become compulsory last year. The lack of experience is the most major problem here, as there are very few experts among us, who would have real experience with design of structures for earthquake. In addition, there are no real good opportunities for comparison in the daily practice yet. My writing aims at helping the first steps, based on my own experiences.

MONOLIT VASBETON SÍKLEMEZ FÖDÉMSZERKEZETŰ ÉPÜLET MÉRETEZÉSÉNEK ÖSSZEHASONLÍTÁSA AZ EUROCODE ÉS AZ MSZ SZABVÁNYOK ALAPJÁN

(A SZABVÁNYOK ELŐÍRÁSAIBAN REJLŐ KÜLÖNBBSÉGEK ELEMZÉSE EGY KONKRÉT ÉPÜLET PÉLDÁJÁN, BEMUTATVA AZ EUROCODE SZABVÁNYOKBAN REJLŐ KÖLTSÉGCSÖKKENTÉSI LEHETŐSÉGEKET)



Pintér Sándor

A Magyar Mérnöki Kamara Tartószerkezeti Tagozata által megjelentetett példatárban cégünk, a Szigma Stúdió kft. összehasonlította egyszerű monolit vasbeton vázszerkezetű épület méretezését az EC és az MSZ szabvány előírásai alapján és megvizsgálta a két szabályzatból adódó különbségeket. A példatárban megjelentetett számítás, a számítási lépések részletes bemutatásán túl a vizsgálat során szerzett tapasztalatok alapján az EC szabványokban rejlő konkrét költségcsökkentési lehetőségekre is rámutat.

Kulcsszavak: terhelések, alap teherkombináció, alternatív teherkombináció, felkeményedő betonacél diagram, minimális vashányad, nyomatéki ellenállások aránya

1. BEVEZETÉS

Az EC előírások hazánkban történt megjelenésének kezdetétől fogva kialakult az a vélemény, hogy az EC szabványok alkalmazása a máig érvényben lévő MSZ szabványokhoz képest a tartószerkezetekre nézve jelenős többlet anyagfelhasználást és ez által költség-többletet eredményez egyszerű szerkezetek esetén is. Erre az első véleményre hivatkozva maguk a tervezők sem fordítottak kellő figyelmet az EC szabványok használatának elsajátítására és gyakorlatban történő alkalmazására. A Magyar Mérnöki Kamara Tartószerkezeti Tagozatának felkérésére konkrét példán keresztül vizsgáltuk meg a kérdést a megjelentetett példatárban, egy irodaház funkciójú monolit vasbeton vázas, pontokon megtámasztott födém szerkezetű épület tartószerkezeti számításán keresztül. A számítást a magyarországi gyakorlatban általánosan használt AxisVM programmal végeztük, és a számítások magyarázó szövegében külön kitértünk az Axis programmal végzett modellezés technikájára és buktatóira is. Cikkünkben ezen munkánk során szerzett tapasztalatok vázlatos ismertetésére vállalkoztunk.

A tartószerkezet részletes számítását és a szabványok részletesebb elemzését a Mérnöki Kamara gondozásában megjelent „Magasépítési Létesítmények ellenőrző erőtani számítása az MSZ EN szerint.” című kiadvány tartalmazza.

2. AZ ÉPÜLET MÉRETEZÉSÉHEZ SZÜKSÉGES KIINDULÁSI ADATOK ÖSSZEHASONLÍTÁSA

2.1 Terhek

A terhek meghatározása terén a két szabvány között az első lényeges különbség a terhek mértékadó, vagy tervezési érté-

kének az előállításához használt biztonsági, vagy parciális tényezők különbsége:

- állandó terhek: MSZ $\gamma = 1,2$ EC $\gamma = 1,35$,
- hasznos terhek: MSZ $\gamma = 1,2-1,4$ EC $\gamma = 1,50$.

A parciális tényezők mellett a hasznos terhelések szabványban előírt értéke is jelentős különbségeket mutat néhány hasznos terhelési osztály esetén. Mivel a szabvány a minimális terhelési értékek kötelező használatát írja elő, a legtöbb használati funkció esetén tehernövekedést okoz az EC szerinti hasznos terhek használata. Az 1. táblázatban néhány gyakran használt hasznos terhelési osztály terhelési értékeinek az összehasonlítása látható.

A terheléseket az EC szerint mértékadó teherkombinációk alapján kell meghatározni, a szabványban rögzített kombinációs feltételek és tényezők szerint. Az EC szabvány lehetőséget ad arra, hogy az MSZ EN 1990 szabvány (6.10) képletében rögzített alap teherkombináció helyett, két kisebb tervezési terhek értékét biztosító alternatív kombinációval számoljunk

1. táblázat: Az MSZ és az EC által előírt hasznos terhelések összehasonlítása

Használati osztály	Funkció	Hasznos terhelések		
		MSZ		EC
		kN/m ²	kN/m ²	kN
A	Lakás, szálloda, kórterem, óvoda	1,5	2	2
B	Irodaterület	2	3	4,5
C1	Tanterem asztalokkal	3	3	4
C2	Színház, mozi, előadó, váró	4	4	4
C5	Sport küzdőtér, lelátó, peron,	5	5	4,5
D	Kiskereskedelmi üzletek	4	4	4
D	Bevásárló központok, áruházak	4	5	7
E1	Raktár	5	7,5	7
F	Gépkocsi parkoló < 30 kN	2,5	2,5	20
G	Járművel járható födém > 30 kN	4	5	90
H	Nem járható lapostető	1	0,4	1,5
E1	Iráttár	5 kN/m ²	Egyedi számítás	
E2	Gépeszeti helységek	5	Egyedi számítás	

a terheket. A (6.10.a) alatti képlet alapján a kiemelt hasznos terhet is egyidejűségi tényezővel vesszük figyelembe, míg a (6.10.b) alatti képlet alapján az állandó terhet csökkentjük $\beta=0,85$ értékű tényezővel. A két alternatív teherkombinációban meghatározott teher érték közül a kedvezőtlenebbet kell figyelembe venni.

A különböző teherkombinációk összehasonlítása alapján kiderült, hogy a terhelések értéke a parciális/biztonsági tényezők és a hasznos terhelési értékek különbsége miatt mindenképpen nagyobb az EC szabványban, mint a régi MSZ-ben. Az alap kombináció (6.10) esetén ez az összegzett terhelési érték 13-25%-kal, egyes esetekben 40%-kal magasabb. Az alternatív (6.10.a) és (6.10.b) kombinációk alapján azonban normál lakás, iroda, közlekedő és áruházak esetén csak 5-10-15% közé tehető a teher növekedése az EC-ben a régi MSZ-hez képest. Sajnos a véges elem programok automatikusan nem állítják elő az alternatív kombinációkat, de helyes megadásukra javaslatot mutatunk be a példatárban. Meg kell jegyezni, hogy olyan terhek esetén, ahol a Ψ_0 teherszint tényező értéke $\Psi_0 = 1$, az alternatív teherkombinációk nem eredményeznek tehersökkenést.

A terhelési értékkel közel egyenes arányban nőnek az igénybevételek is, hiszen az igénybevétel meghatározás módjában a két szabvány között nincs különbség. Fontos megjegyezni azonban, hogy a nagyobb hasznos terhelési értékekkel végzett sémázás, (parciális leterhelés) miatt az igénybevételek a terhelések növekedési arányánál nagyobb mértékben nőnek. A példatárban a tehersémázás AxisVM programmal történő számítása során végezhető egyszerűsítésekre is tettünk javaslatokat, valamint kiértékelhető összehasonlításokat foglaltunk meg.

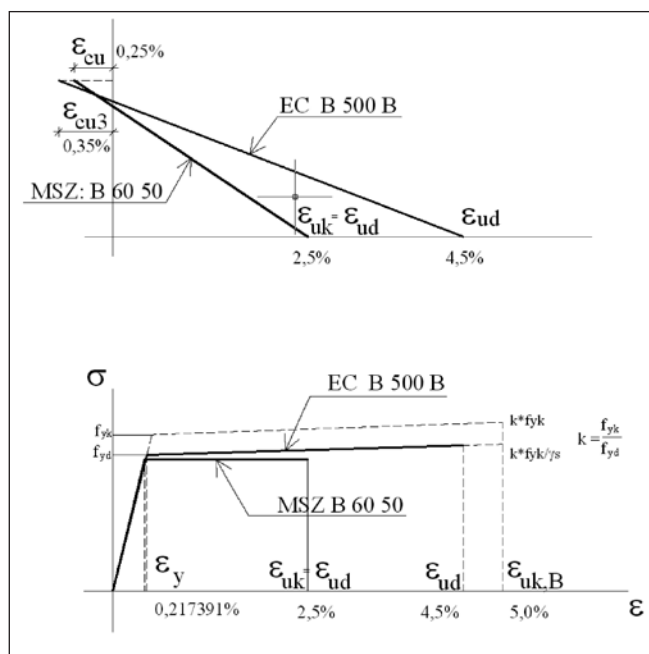
2.2 Anyagjellemzők

Alkalmazott anyagminőségek megválasztásánál az EC szabványok néhány, a régi MSZ-hez képest szigorúbb előírást is tartalmaznak, amit a tervezésnél figyelembe kell venni:

- szeizmikus terhekkel szembeni ellenállásra tervezett szerkezetek (pl. merevítőfalak, pillérek) beton minősége legalább C20/25 kell legyen,
- a betonacélok tekintetében csak olyan betonacélok használhatóak, amik előírt folyáshatárának az értéke az $f_{yk} = 400-600 \text{ N/mm}^2$ közé esik,
- közel központos nyomás esetén nem lehet az acél teljes tervezési feszültségét kihasználni, csak a beton korlátozott összenyomódásának megfelelő szintig, mely az EC szerint C50/60 szilárdsági osztályig 0,002%. (Ezek alapján nem érdemes B500-nál nagyobb szilárdságú betonacélokat alkalmazni közel központosan nyomott vasbetonszerkezetekhez C50/60 szilárdsági osztályig, mert teherbírásukat nem lehet maximálisan kihasználni.)

A betonminőségek MSZ szerinti határfeszültségeinek és az EC szerinti nyomószilárdsági tervezési értékeinek összehasonlítása során az MSZ szerinti határfeszültségi értékek alacsonyabb betonminőség esetén nagyobbak, mint az EC értékei, de C35-ös minőség felett a számításba vehető értékek már az EC szabvány felé billennek. Fel kell hívunk a figyelmet azonban, hogy a két szabvány szerint azonos minőségben kiírt betonok előállítási árban is jelentős különbség lehet, mivel az EC szerint előállított minősítési érték garantálásához magasabb átlagos kockaszilárdságot kell elérni a minősítés során. Ennek a többlet költségnek az érvényesítése azonban a betongyártókon múlik, eddig nem tapasztalható emiatt árnövekedés.

A betonacél anyag esetében a szilárdsági összehasonlítás egyértelműen az EC szabvány javára dől el. A betonacél esetén figyelembe vehető, hogy a betonacél a folyást követően felke-



1. ábra: Keresztmetszet alakváltozása és a hozzá tartozó σ - ϵ diagramm (MSZ ill. EC szerint)

ményedik és az EC szabványok szerint a betonacélok szakadó nyúlási értéke is kedvezőbb. Ezt szemlélteti az 1. ábra.

A felkeményedő diagram a számításban úgy használható, mintha két rugalmas szakasza lenne a σ - ϵ ábrának. Ez alapján redukált feszültséget kell megállapítani a képlékeny működési tartományban is, a betonacél fajlagos alakváltozásának függvényében. Minél jobban megközelíti a szakadó nyúlást a törés pillanatában a betonacél megnyúlása, a számításba vehető tervezési feszültség annál nagyobb lesz. A tervezési feszültség 4-7-13%-kal nagyobb értéket is eredményezhet az EC szabványon belül, ha a „vízszintes diagramhoz” képest a ferde felkeményedő diagramot használjuk. Az MSZ-ben eddig használt határfeszültséghez képest pedig 8-10-17%-os a figyelembe vehető feszültség többlet a betonacél minőségének függvényében. Mivel a hajlított szerkezetek teherbírása a betonacél szilárdságtól nagyobb mértékben függ, mint a betonminőségtől, ez mindenképpen kedvezőbb az EC szabványban. A felkeményedő diagram kezelésére, és számításban történő alkalmazására is útmutatást nyújt a példatárban kidolgozott számpélda. A diagram meghatározó értékeit jelölő anyagjellemzőket az anyagszabvány, vagy a gyártómű adatai alapján kell felvenni.

2.3 Méretezési előírások

Tapasztalataink szerint a gyakorlatban leggyakrabban használt födémlemezek az eltérő fesztávolságok ellenére is azonos lemezvastagsággal készülnek. A kidolgozott példában is eltérő támaszközökkel rendelkező, állandó vastagságú födémlemez ellenőriztünk. A méretezés során a lemezvastagságot alapvetően meghatározó legnagyobb nyomatókrokra a födémterület alig 25-30%-át kellett megvasalni, a födémterület 70-75%-át MSZ szerinti gyengén vasaltsági tartományban méreteztük. (Természetesen ettől eltérő arányok is lehetnek a födém terhelési és megtámasztási viszonyai alapján.) Ez azt jelenti, hogy jelentős mennyiségű betonacél kerül általában a födémekbe olyan helyen, ahol az MSZ szerinti gyengén vasaltsági tartományban kell azt a számításba venni. Ehhez a körülményhez kapcsolódik az a körülmény, hogy jelentősen eltér a két szabályzat a minimális vasalás mennyiségének meghatározásában. Az MSZ szabvány a teljes betonkeresztmetszet 0,3%-ában adja meg a gyengén vasaltságot jelentő határt. Amennyiben ennél keve-

sebb betonacélt alkalmazunk, akkor a számított határnyomaték és határnyíróerő m tényezővel történő csökkentését írja elő. Az EC szabvány is meghatározza a minimális vasmennyiséget, de a számítások szerint azonos anyag és keresztmetszeti paraméterek mellett az MSZ szerint adódó vasmennyiség felét adja. Az EC szabvány viszont nem engedi meg az általa meghatározott minimális vasmennyiséghez képest a „gyengén vasaltság” figyelembe vételét, azaz a minimális vashányadnál kevesebb betonacélt tartalmazó szerkezetet vasalás nélkülinek kell tekinteni.

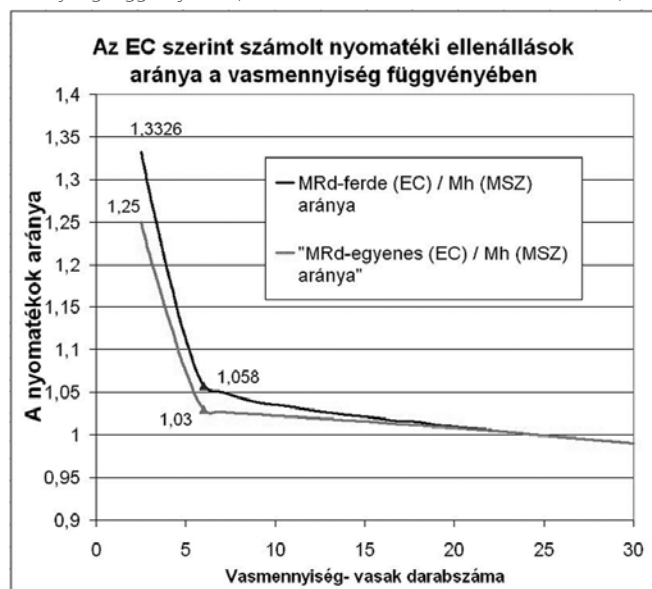
Amennyiben az EC szerint meghatározott minimális vasmennyiséggel határozzuk meg egy lemez tervezési ellenállását, az EC és az MSZ szabványok szerint a meghatározott tervezési ellenállás, ill. határnyomaték között 25-33% az eltérés adódik az EC javára. Természetesen minden esetben ellenőrizni kell az alacsony betonacél hányad miatt a ridegtörés veszélyét.

3. A KERESZTMETSZTI ELLENÁLLÁSOK KÜLÖNBSEGEINEK ÖSSZEHASONLÍTÁSA

3.1 Nyomatéki ellenállások összehasonlítása a födémek méretezéséhez

A példatárban általunk alkalmazott 22 cm vastag födémszerkezet nyomatéki ellenállását előállítottuk különböző betonacél mennyiségek figyelembevételével. A betonacél mennyiséget az 1,0 m széles lemezszámba beépített ϕ 12 mm-es betonacélok darabszámával adtuk meg. Az elvégzett számítások alapján a nyomatéki ellenállások tekintetében az EC szabvány szerint az MSZ-hez képest kisebb betonszilárdsági érték figyelembe vétele mellett is magasabb nyomatéki ellenállási értékeket lehet megállapítani a gyakorlatban előforduló vasalási mennyiségek esetében. Az MSZ szerinti minimális vasmennyiség értékénél (6 db vas a 22 cm-es lemez esetében) ez a többlet nyomatéki ellenállási érték 3% körüli „egyenes” betonacél diagram alkalmazása esetén, és 6% körüli a „ferde” betonacél diagram alkalmazása esetén. Az MSZ szerinti gyengénvasaltsági tartományban – ami az EC-ben még nem gyengén vasalt – a

2. ábra: A nyomatéki ellenállások diagramja az alkalmazott betonacél mennyiség függvényében ($v=22\text{cm}$, beton: C20/25, betonacél: B500 B)



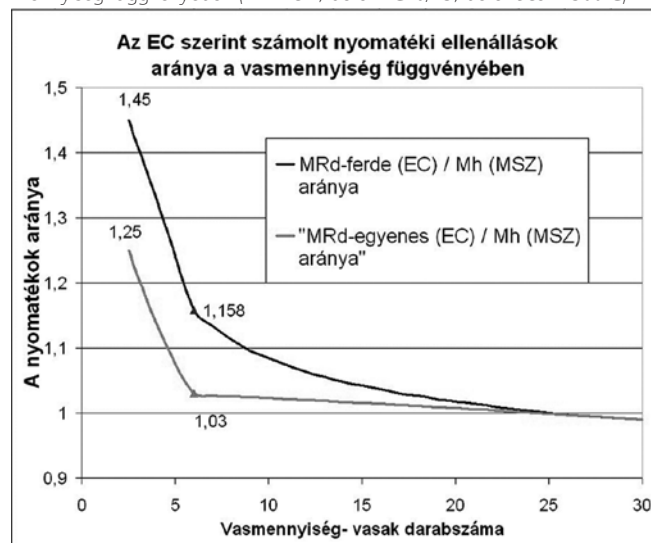
különbség ugrásszerűen megnő. A nyomatéki ellenállás különbségének arányainak szemléltetéséhez elkészítettük a különböző szabványok szerint számított nyomatékok arányosítását a vasmennyiség függvényében, amit a 2. ábra szemléltet. A diagram 1-es értékű vonala jelzi az MSZ szerinti nyomatéki teherbírást.

Az EC és MSZ gyengén vasaltsági tartományai közötti szakaszon a nyomatéki ellenállás értéke ugrásszerűen megnő az EC szabvány javára, és akár 33%-os többlet teherbírást is kimutatható az ellenőrzéskor. Az ábrából az is látható, hogy jelentősen túlvasalt állapotban az MSZ szabvány adja a nagyobb nyomatéki ellenállást.

Amennyiben olyan betonacél kerül alkalmazásra, ahol a betonacél folyáshatára és szakító szilárdsága közötti különbség és arány még nagyobb (a felkeményedő szakasz meredekebb a σ - ϵ diagramban), az EC és az MSZ szerint számított határnyomatékok közötti különbség még szembetűnőbb. B500C minőségű betonacél felhasználásával a számítási eredményekből kapott határnyomaték arányokat szemlélteti az 3. ábra.

Látható, hogy magasabb duktilitású betonacél minőség alkalmazásakor az MSZ szerint normálisan vasalt tartományban is 5-15% közötti nyomatéki ellenállás többlet érhető el az EC javára, ami képes önmagában kompenzálni a legtöbb normál használati osztályú teher esetén a terhek miatti többlet igénybevételeket. Az MSZ szerinti gyengénvasaltsági tartomány és az EC minimális vasalása közötti intervallumban ez az érték arány különbség 15-45%-ot is elérhet.

3. ábra: A nyomatéki ellenállások diagramja az alkalmazott betonacél mennyiség függvényében ($v=22\text{cm}$, beton: C20/25, betonacél: B500 C)



Az új betonacél szabvány tervezete már tartalmaz olyan betonacél minőségi osztályt, ami az 500-as betonacél folyáshatár értéke mellett magasabb garantált szakítószilárdsági értékkel rendelkezik, és meredekebb a diagram felkeményedő szakasza (pl. B500 C tervezete, ahol $f_{yk} = 500\text{N/mm}^2$ és $f_{tk} = 600\text{N/mm}^2$). Ez jelentősen növeli a lemezszerkezetek EC szerint számítható nyomatéki ellenállását az MSZ-hez képest a födém szerkezetek azon részén, ahol az állandó lemezevastagság miatt, az alkalmazott betonacél hányad az MSZ szerint a minimális vasmennyiség alatt lenne.

3.2 Alátámasztó szerkezetek

A példatárban részletes számítással mutattuk be a vázszerkezet alátámasztását biztosító pillér és falszerkezetek EC szerinti pontos nyomásra történő ellenőrzését. Ebben külön kitértünk a pillérek egymástól eltérő, csuklós és befogott számítási model-

lel történő megadásából eredő különbségek bemutatására.

A befogott és a csuklós tartószerkezeti modell szerinti méretezés a belső oszlopok esetében nem eredményezett különbséget a szükséges vasalás mennyiségében, míg szélső oszlopok esetén a különbség nagyságrendi eltérést mutatott, főleg a felső, kevésbé leterhelt oszlopok esetében. A szélső oszlopok esetén a befogott modellel meghatározott oszlop igénybevételek eredményeztek nagyobb mennyiségű szükséges vasalást. Az eltérés értékelése kapcsán meggondolandó a szélső oszlopok csuklós modellel történő modellezésének helyessége.

Meg kell jegyezni, hogy átszűrődési ellenőrzést is csak a befogott tartószerkezeti modell esetén lehet elvileg helyesen és pontosan ellenőrizni. Az összehasonlító számítások során az adódott, hogy a szabványban megadott átszűrődő erőt növelő tényezők nagyobb mennyiségű vasalást eredményeznek szélső oszlopok esetén, mint a pontosabb gépi számítással meghatározott értékek, vagyis érdemes a pontosabb gépi számítást követni.

A pillérek ellenőrzése alapján megállapítható volt, hogy a központos nyomáshoz közeli igénybevételekkel terhelt pillérek vasalásában az EC szabvány szerint meghatározott nagyobb terhek ellenére sem nőtt a szükséges vasmenyiség, sőt éppen ellenkezőleg, jelentősen kevesebb vasalással lehetett a pillérek ellenállását igazolni az EC szabványok szerint. Ez a különbség a legalsó szinteken 20-25% betonacél mennyiség csökkenést is eredményezett. A szélső pillérek befogott statikai modellű alkalmazása esetén azonban jelentősen nagyobb vasalást igényeltek a pillérek, mint ha azokat az MSZ számítás gyakorlatának megfelelően központosan nyomott szerkezetként számítottuk volna. Abban az esetben azonban, amikor a pillérek igénybevételeit az MSZ szabvány szerint is befogott modell alapján számítottuk, és az ellenállást ennek megfelelően határoztuk meg központos méretezéssel, a szükséges vasmenyiség ismét az EC szerint adódott kevesebbre.

3.3 Alakváltozások elemzése

Az MSZ szabványokkal való sok hasonlóság mellett, számos eltérést is tartalmaz az EC szabvány a használhatósági határállapotok ellenőrzésében.

Fontos különbség, hogy minden eltérő használhatósági határállapotra, a neki megfelelő körülményeket figyelembe vevő teherkombinációt kell alkalmazni az ellenőrzés során. Ezek nincsenek gyakorlati példákon rögzítve a szabványban, de a példatár erre is megoldási javaslatokat kínál.

Az alakváltozások határértékét az EC szabványok ajánlásai a támaszköz 250-ed részében korlátozzák, de lehetőséget nyújtanak arra, hogy az alakváltozási határértékeket a megbízó igényeinek megfelelően határozza meg a tervező, valamint az ellenőrző számítás mellőzését is lehetővé teszi meghatározott feltételek alapján.

A használati határállapot ellenőrzését a korábbi MSZ-ben meghatározott teherkombinációnál a legtöbb esetben kisebb terhelési értéket eredményező teherkombinációból kell meghatározni az EC alapján. Ha a terhelési érték mégsem kisebb az MSZ-hez képest, a használhatósági teher és a tervezési teher aránya mindenképpen kisebb lesz a nagyobb értékű parciális tényezők miatt az EC szabványok szerint. Ez azt jelenti, hogy egy az MSZ-hez képest nagyobb terhelésre méretezett szerkezetet kell használhatósági állapotra ellenőrizni, így az valószínűleg jobban meg is feleltethető az előírásoknak.

Az alakváltozás és repedéstágasság számítása során az EC szabvány szerint meghatározott repesztő nyomaték jelentősen magasabb értékkel vehető figyelembe, mert a beton húzó szilárdságának a *várható értékével* és nem a kisebb értékű

tervezési értékével lehet a repesztő nyomatékot meghatározni. Ezzel a gyengébb merevségű berepedt tartószakasz hossza csökkenthető. A berepedt keresztmetszet repedései közötti beton merevítő hatását is más módon kezeli az ellenőrzés, mint az MSZ szabvány.

A példatárban részletes számítási módszert mutattunk be a használati határállapotok megfelelőségének igazolása során elvégzendő alakváltozási, repedéstágassági és feszültségkorlátozási ellenőrzésekre. Ezen számításokat a szabvány nem részletezi, csak elveit közli. Az alakváltozások és a repedéstágasságok meghatározására példákat mutattunk be ún. kézi számítási módszerre, amit összehasonlítottunk az AxisVm program segítségével elvégzett gépi számítással, kitérve a modellezés részleteire is.

A vizsgálatok alapján azt tapasztaltuk, hogy irodaépületeknél szokványos igény szint mellett a használhatósági feltételek nem okoznak költségnövekedést a tartószerkezeteken

3.4 A vizsgált épületen kimutatott eredmények értékelése a födémek esetén

- Alsó vasalás esetén a vasalás mennyiség az EC szabvány szerint az MSZ-hez képest:
 - iroda födém esetén nyomatéki maximumnál: 13-14% vasalási többlet,
 - záró födém esetén nyomatéki maximumnál: 3-5% vasalási többlet,
 - iroda födém esetén kisebb feszítávolságú mezőkben és elosztó irányban: 0-5% többlet,
 - záró födém esetén kisebb feszítávolságú mezőkben és elosztó irányban: 7-13% megtakarítás.
- Felső vasalás esetén a vasalás mennyiség az EC szabvány szerint az MSZ-hez képest:
 - iroda födém esetén nyomatéki csúcsonál: 15-20% vasalási többlet,
 - Záró födém esetén nyomatéki maximumnál: 12-18% vasalási többlet,
 - Iroda födém esetén közbenső lemezmezőkben: 0-10% vasalási többlet,
 - Záró födém esetén közbenső lemezmezőkben: $\pm 5\%$ vasalási többlet ill. megtakarítás.
- Összes mennyiség tekintetében:
 - Kihasználva a méretezés nyújtotta lehetőségeket (alternatív teherkombináció, felkeményedő acél σ - ϵ diagram, minimális vasalási határ csökkentése) a várható többlet mennyiség normál irodafödémek esetén összességében 8-10% közelébe szorítható vissza szokásos födémvasalások alkalmazása esetén, úgy hogy nem növeljük a vasbeton lemez vastagságát.
 - Kis mértékben nagyobb lemezvastagság alkalmazásával pedig elérhető az, hogy nem kell több betonacél a szerkezetbe az MSZ szabványhoz képest.
 - A fentiekben részletezett lehetőségek nélkül a vasalási többlet értéke 20% feletti értékre is növekedhet.

Tapasztalataink szerint az EC számítás szerint a több vasalás oda kerül, ahol az valóban nagyobb igénybevétel felvételére szolgál, azaz ahol tényleges szükség van rá. Ahol a födém kevesebb vasalással is megfelel, ott csökkenteni lehet a vasalás mennyiségét. Ezzel párhuzamosan az EC szabvány alkalmazása a vasmenyiség csökkentése érdekében vastagabb lemezszerkezetek alkalmazására ösztönöz, mellyel a használati állapotban is jobb működés érhető el, hiszen a lemez lehajlása miatt sem kell többletvasalást a födémbe építeni. A födémek

vasalásánál az alaphálót kisebb mennyiséggel célszerű meghatározni és több helyen kell erősebb pótvasalást alkalmazni.

4. TANULSÁGOK

Az új EC szabályzatok alkalmazása első pillanatra tényleg költségesebb szerkezetek építését vetíti előre azonos épületszerkezetek esetén, ha csak a terhek és az alkalmazott biztonsági tényezőket tekintjük át. A terhekben mutatkozó többlet viszont már a terhek esetében is csökkenthető, ha az EC által felkínált alternatív teherkombinációkat alkalmazzuk.

Anyag oldalon a betonok esetében az EC és MSZ előírások különbségének a nyomatéki ellenállás tervezési értékére gyakorolt hatása csupán 1% körüli. A betonacél tekintetében viszont egyértelműen kimutatható többlet mutatkozik az EC javára a nagyobb határfeszültség és a felkeményedő modell használata miatt. Nagyobb duktilitású betonacél alkalmazása esetén ez a különbség akár 15% fölé is növelhető az EC javára. Adott esetben 30-40% -os betonacél mennyiség is megtakarítható MSZ szerint gyengén vasaltként számítandó tartományban.

Szerkezetek méretezése esetén sok esetben nem a teherbírási, hanem a használhatósági kritériumok adják a mértékadó helyzetet. Tapasztalataink szerint használhatósági határállapotban az EC legtöbb esetben kevesebb vasalással is megfelel azonos kiindulási adatok és használati kritériumok előírása mellett, mint a régi MSZ. Az alakváltozás ellenőrzése során azonban vastagabb lemez alkalmazása válhat szükségessé, mert az alakváltozási kritériumok szigorúbbak az EC-ban. Ha a megbízóval való konzultáció során enyhébb kritériumok állapíthatók meg a lehajlásra, akkor ez a körülmény sem okoz önmagában többlet anyagmennyiség beépítést az MSZ-hez képest.

Fontosnak tartjuk a teljes szerkezetben történő gondolkodással mérlegelt körülmekintő tervezést és szükségesnek érezzük a szakmai eszmecserét, melynek során körvonalazódhatnak az EC szabványok alkalmazása során betartandó egyszerű ökol-szabályok, a még megengedhető és nem túlzott vasmennyiség csökkentés mértékének határai. Számításaink szerint, felhasználva a szabvány adta lehetőségeket a teljes szerkezet esetében a költség-többlet a minimálisra, 5-10% közé szorítható.

Véleményünk szerint az EC szabványok alkalmazása számos költségoptimalizálási lehetőséget tartalmaz, amit azonban csak komoly felkészültséggel, és többlettervezési munkával lehet ténylegesen kiaknázni. Reméljük, hogy az építési költség-töb-

let minimalizálását szem előtt tartó beruházók is értékelik majd a tervezők igyekezetét és többlet időráfordítását, mellyel ezt a célt kívánják elérni.

5. JELÖLÉSEK

f_{yk}	A betonacél folyáshatárának a karakterisztikus értéke
f_{tk}	A betonacél szakító szilárdságának a karakterisztikus értéke
f_{yd}	A betonacél folyáshatárának tervezési értéke
f_{ydl}	A betonacél számításba vett feszültségének a tervezési értéke, EC szerint, felkeményedő diagram esetén
k	A betonacél duktilitásának az értéke $k = f_{tk} / f_{yk}$
ϵ_{uk}	A betonacél esetén a legnagyobb erőhöz tartozó fajlagos nyúlás karakterisztikus értéke
ϵ_{ud}	A betonacél esetén a legnagyobb erőhöz tartozó fajlagos nyúlás tervezési értéke
ϵ_{yd}	A tervezési szilárdság értékéhez tartozó fajlagos nyúlás tervezési értéke

6. HIVATKOZÁSOK

- MSZ 15020:1986, Építmények teherhordó szerkezetei erőtani tervezésének általános előírásai
- MSZ 15021-1:1986, Építmények teherhordó szerkezeteinek erőtani tervezése. Magasépítési szerkezetek terhei
- MSZ 15022-1:1986, Építmények teherhordó szerkezeteinek erőtani tervezése. Vasbeton szerkezetek
- MSZ EN 1990: 2005, Eurocode: A tartószerkezetek tervezésének alapjai
- MSZ EN 1991-1.1: 2005, Eurocode 1: A tartószerkezetet érő hatások, 1-1. rész: Általános hatások. Sűrűség, önsúly és az épületek hasznos terhei
- MSZ EN 1992-1-1: 2010, Eurocode 2: Betonszerkezetek tervezése, 1-1. rész: Általános és az épületekre vonatkozó szabványok

COMPARISON OF THE STRUCTURAL DESIGN BASED ON THE EUROCODE AND HUNGARIAN STANDARDS FOR THE BUILDING WITH FLAT SLABS MADE OF CAST-IN-SITU REINFORCED CONCRETE.

Sándor Pintér

In the book published by the Structural Section of MMK our company the Szigma Stúdió Kft. made the comparison of the structural design based on the Eurocode and the Hungarian Standards for a cast-in-situ concrete building and analyzed the differences arise from the two standards. You can read in the article our experiences about this topic. We made calculations for the reducing of the costs of the regular office buildings by the Eurocode.

ÖSSZETETT SZERKEZETŰ ÉPÜLET ÖSSZEHASONLÍTÓ ERŐTANI SZÁMÍTÁSÁNAK ÉRTÉKELÉSE



Dr. Almási József - Sztójka Máté – Ther Antal

Az összetett szerkezetű épület MSZ EN szabványsorozat szerint elvégzett részletes számítását a "Magasépítési létesítmények ellenőrző erőtani számítása az MSZ EN szerint II. kötet" tartalmazza. A számítás a statikailag többszörösen határozatlan szerkezetre a teljes szerkezet térbeli modellje alapján készült. Az egyes szerkezeti elemek ellenőrzése a térbeli modelltől adódó hatásokra elemenként készült el. Ebben a cikkben a két különböző szabványsorozat alapján elkészült számítás eredményeinek összehasonlítását foglaltuk össze.

Kulcsszavak: együttdolgozó szerkezet, előregyártott szerkezet, Vierendeel-tartó, merevítés, Eurocode, szabvány, földrengésvizsgálat

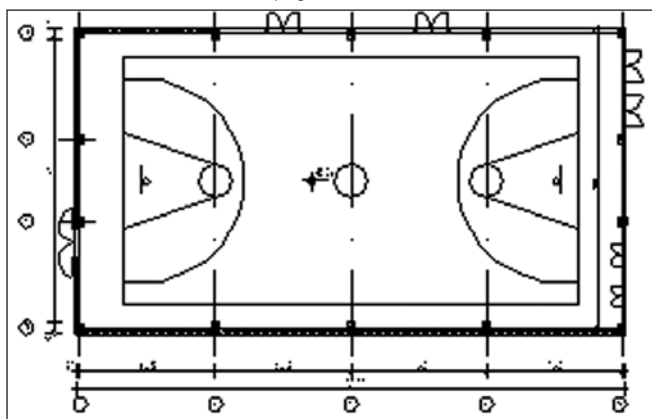
1. BEVEZETÉS

A létesítmény egy iskola bővítésének tornatermét és a felette elhelyezkedő tantermeket foglalja magába. Az épület jellemző vázrajzait alább közöljük (1. és 2. ábra).

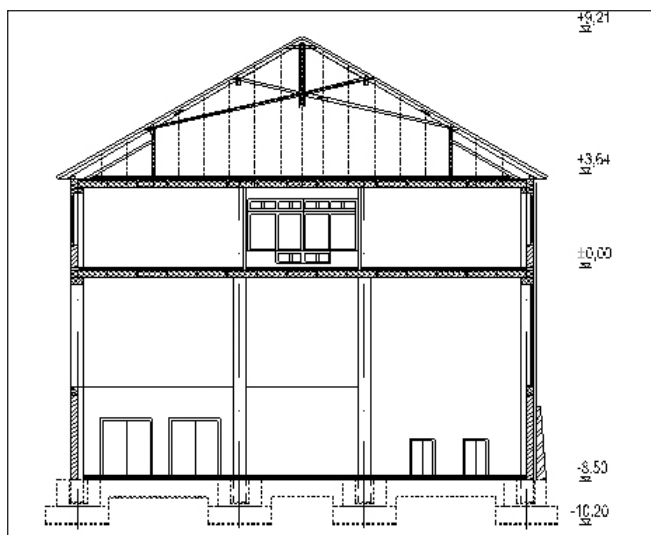
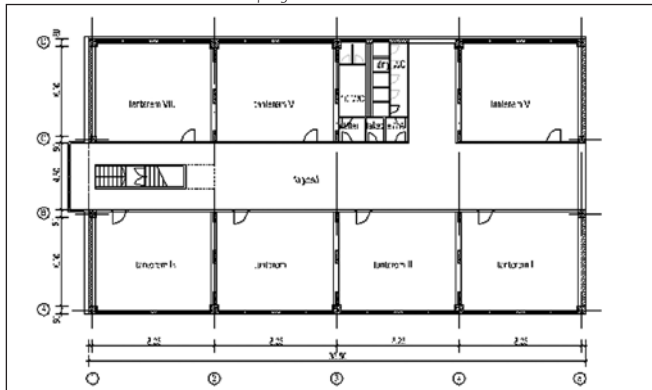
Az erőtani számításban – terjedelmi okok miatt – nem foglalkoztunk a meglévő épületekhez való csatlakozással, a bővítést mint önálló épületet kezeltük.

A számítás során figyelembe vett szabványokat, valamint az alkalmazott szoftvereket a hivatkozások fejezetben ismertetjük.

1. ábra: A tornatermi szint alaprajza



2. ábra: A tantermi szint alaprajza

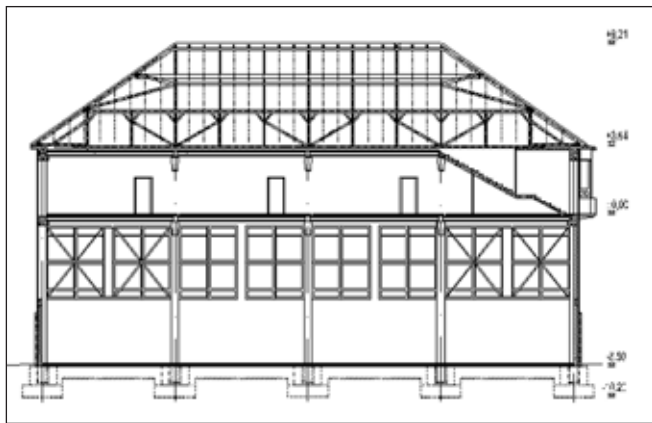


3. ábra: Keresztmetszet

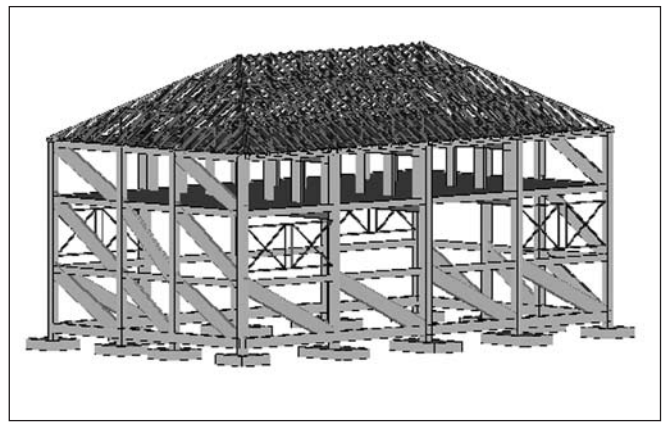
2. A SZERKEZET ISMERTETÉSE

Az építésztervek az alábbi szerkezeti rendszert mutatják.

- Az alapozást monolit készítésű kehelyalapok adják.
- Az alaptesteket talpgerendák kötik össze.
- Az épület oszlopai előregyártva készülnek a teljes épületmagasságban.
- Az oszlopokat peremgerendák kötik össze, a tornatermi szint fele magasságában és a födémek szintjén.
- A 18,00 m fesztávolságú keret gerendáját a tantermi szint magasságát kihasználó Vierendeel-tartók adják, melyek alsó és felső öve együttdolgozó acél-beton tartókból áll, a függőleges oszlopai vasbetonból készülnek.
- A Vierendeel-tartók hegesztett csomóponttal kapcsolódnak az előregyártott oszlophoz.
- A Vierendeel-tartók között a födémek előregyártott körüreges feszített pallókból készülnek.
- Az épület merevítését részben acélrudakból álló andráskereszt, részben az előregyártott vasbeton oszlopok és peremgerendák közötti kitöltő téglafalazat, részben pedig vasbeton fal adja.



4. ábra: Hosszmetszet



5. ábra: Látványterv

o Az épületen faszkeretű, nyitott padlásterű tetőszerkezet van.

A felsorolt tartószerkezeti elemekből adódó nagy komplexitású tartószerkezetet térbeli globális modellel helyettesítettük az igénybevételek meghatározásához.

A térbeli modell segítségével mutatjuk be a teljes tartószerkezet látványtervét (5. ábra).

A számítás elkészítésénél, és így az összehasonlításnál is az alábbi kiindulási feltételekkel éltünk.

- o Azonos anyagminőséget vettünk figyelembe az alapozásnál, a talpgerendánál, az előregyártott elemeknél, valamint az acélszerkezeteknél.
- o Egy szilárdsági osztállyal nagyobb szilárdságot használtunk monolit vasbeton szerkezeteknél és a faszkereteknél az MSZ EN szerinti számításnál.
- o Növelni kellett a betonkeresztmetszetet (20/90 cm-ről 20/115 cm-re) az MSZ EN szerinti számításnál a Vierendeel-tartó oszlopainál, ezt a növekedést a betonmennyiségnél figyelembe vettük. Ennek következtében a Vierendeel-tartó oszlopai merevbbek lettek, így az öszvértartóként kialakított övszelvények igénybevételei valamelyest csökkentek.
- o Növelni kellett a vasalás mennyiségét a hosszfalli 50/60 cm oszlopoknál az MSZ EN szerinti számításnál, ezt a növekedést a beton egységáránál figyelembe vettük.
- o Egy vasalási csoporttal erősebb vasalású födémpanelt kellett alkalmaznunk az MSZ EN szerinti számításnál a nyíróteherbírás alacsonyabb értéke miatt.
- o Az MSZ EN szerinti számításnál a földrengés figyelembe

vételénél növelni kellett a kettőzött andráskereszt merevítés rúdjaik keresztmetszetét 90/90/4 zártszelvényről 120/120/4 zártszelvényre.

3. A SZÁMÍTÁSI EREDMÉNYEK ÖSSZEHASONLÍTÁSA

A számítás értékeléséhez az egyes szerkezeti elemek anyagmennyiségeit és értékét Ft-ban az 1. táblázatban adjuk meg. Az egységárak becslült értékek, csak az összehasonlítás célját szolgálják.

Táblázatba foglaltuk az egyes jellemző szerkezeti elemek legnagyobb mértékadó és határ-igénybevételeit ill. tervezési és határellenállásait (2. táblázat), majd ebből számítottuk ezen szerkezeti elemek kihasználtságát (3. táblázat).

Az egyes szerkezeti elemek kihasználtságát az adott szerkezeti elemre jellemző mértékadó/határ (MSZ 15000) ill. tervezési/határ ellenállás (MSZ EN) hányadosaként állapítottuk meg.

A szerkezet legjobban igénybevett elemeinek kihasználtságából a teljes szerkezet átlagos kihasználtságát határoztuk meg. Az egyes szerkezeti elemek kihasználtságát a szerkezeti elem becslült értékével súlyoztuk.

Mint látható, a szerkezet átlagos kihasználtsága a három

1. táblázat

	MSZ 15000				MSZ EN földrengésteher nélkül				MSZ EN földrengés teherrel						
	mennyiség	Szilárdsági osztály	Egységár	Összes ár	mennyiség	Szilárdsági osztály	Egységár	Összes ár	mennyiség	Szilárdsági osztály	Egységár	Összes ár			
Alapozás és talpgerenda	108,91	m ³	C20/25	47 000	5 118 958	108,91	m ³	C20/25	47 000	5 118 958	108,91	m ³	C20/25	47 000	5 118 958
Monolit vasbeton szerkezetek															
falak, oszlopok	22,89	m ³	C20/25	58 000	1 327 620	22,89	m ³	C25/30	65 000	1 487 850	24,6	m ³	C25/30	65 000	1 599 000
koszorúk, lemezek, gerendák	49,51	m ³	C20/25	58 000	2 871 580	49,51	m ³	C25/30	65 000	3 218 150	49,51	m ³	C25/30	65 000	3 218 150
Előregyártott vasbeton szerkezetek															
oszlopok	42,21	m ³	C40/50	150 000	6 331 050	42,21	m ³	C40/50	150 000	6 331 050	42,21	m ³	C40/50	165 000	6 964 155
gerendák	46,74	m ³	C40/50	150 000	7 011 225	46,74	m ³	C40/50	150 000	7 011 225	46,74	m ³	C40/50	150 000	7 011 225
födémpanelek	1155,60	m ²	C50/60	18 000	20 800 800	1155,60	m ²	C50/60	21 000	24 267 600	1155,60	m ²	C50/60	21 000	24 267 600
Hegesztett acélszerkezetek	25,28	t	A37B	650 000	16 434 423	25,28	t	St 235	650 000	16 434 423	25,28	t	St 235	650 000	16 434 423
Merevítőszerkezet	1,33	t	A37B	850 000	1 130 412	1,33	t	St 235	850 000	1 130 412	1,77	t	St 235	850 000	1 507 050
Faszkeretek	33,8	m ³	II. sz. kat.	55 000	1 859 000	33,8	m ³	C30	72 000	2 432 803	33,8	m ³	C30	72 000	2 432 803
Összesen:					62 885 069					67 432 471					68 553 364
Többlet az MSZ 15000-hez képest:									7,23%		9,01%				

2. táblázat

	MSZ 15000			MSZ EN földrengésteher nélkül			MSZ EN földrengésteherrel				
	Anyag-minőség	Jellemző mértékadó/határ igénybevétel			Anyag-minőség	Jellemző tervezési/határ ellenállás			Anyag-minőség	Jellemző tervezési/határ ellenállás	
Alapozás és talpgerenda	C20/25	Legnagyobb talpfeszültség:			C20/25	Alaptestre jutó függőleges erő tervezési értéke:			Lásd földrengésteher nélküli értékeket		
		275 kN/m ²				4216 kN					
		Talaj határfeszültség:				Az alaptest talajtörési ellenállásának tervezési értéke:					
		366 kN/m ²				6295 kN					
kihasználtság:	75%			67%							
Monolit vasbeton szerkezetek falak, oszlopok	C20/25	Vierendeel-oszlopra:			C25/30	Vierendeel-oszlopra:					
		N _x (kN)	Q _z (kN)	M _y (kNm)		N _x (kN)	V _z (kN)	M _y (kNm)			
		307	506	927		372	785	1425			
		307	645	1250		372	922	1450			
kihasználtság:	100%	78%	74%	100%	85%	98%					
Előregyártott vasbeton szerkezetek oszlopok	C40/50	50/60 oszlopra:			C40/50	50/60 oszlopra:					
		N _x (kN)	M _y (kNm)	M _z (kNm)		N _x (kN)	M _y (kNm)	M _z (kNm)			
		2210	419	27		3032	809	26			
		2210	620			3032	874				
kihasználtság:	100%	68%		100%	93%						
födémpanelek	C50/60	Q _z (kN)		M _y (kNm)	C50/60	V _z (kN)		M _y (kNm)			
		65,8		135,6		75		155			
		78		173,3		82		236,6			
		84%		78%		91%		66%			
kihasználtság:	84%		78%	91%		66%					
Hegesztett acélszerkezetek	A37B	s _a	t _a	s _{so}	St 235	V _z (kN)		M _y (kNm)			
		13,44	10,94	19,62		1000		830			
		20,00	11,50	20,00		1034		1558			
		67%	95%	98%		97%		53%			
Acél merevítés	A37B	N _x (kN)			St 235	N _x (kN)					
		34				35					
		38				44					
		89%				80%					
kihasználtság:	89%			80%							
Faszkezetek	II. szil. kat.	szarufa:			C30/37	középszelemen:			Lásd földrengésteher nélküli értékeket		
kihasználtság:		84%				90%					

számítás szerint közel azonos. Az MSZ 15000 és az MSZ EN szerinti számításnál az azonosság oka, hogy a „kényes” elemek teherbírási értékét vasalással, vagy nagyobb keresztmetszet alkalmazásával megnöveltük.

A földrengéssel mint rendkívüli teherrel elvégzett számításnál csak az acél merevítés méretének növelésére volt szükség, mert a merevítésben jelentős részt vállaló kettősméretű téglafalak nagy szerepet játszanak, és ezek kihasználtsága nyírásra az MSZ 15023 szerinti számításnál nagyon alacsony. A szerkezet árába azonban a téglafalak értékét nem számítottuk bele, mivel az eredeti elgondolás szerint a falak szerepe nem tartószerkezeti volt.

Az eredményből láthatóan az összetett szerkezetű épület tartószerkezetének ára (értéke) nem egészen 10 %-kal növekszik az MSZ EN szerinti számításnál. Ez az érték az épület értékében legfeljebb 3 %-ot tehet ki.

4. MEGÁLLAPÍTÁSOK

Az összetett szerkezetű épület összehasonlító számításának eredményeként az MSZ EN szerinti számításnál növelni kellett a monolit vasbeton szerkezeti elemek, valamint a faszerkezetek szilárdsági osztályát, a Vierendeel oszlopok keresztmetszeti méreteit, a hosszfalli előregyártott vasbeton oszlopok vasalását, az acélszerkezetű andráskereszt merevítés rúdszelvényeit, valamint a nagyfeszításváltságú feszített körüreges födémpanel vasalását a csekély nyírási teherbírás miatt.

Megállapítható, hogy a teljes teherhordó szerkezet árát ezek az anyagminőség javításban, ill. keresztmetszet és vasalás növelésben jelentkező költségek mintegy 10 %-kal növelik.

3. táblázat

	MSZ 15000	MSZ EN	MSZ EN és földr.
Alapozás és talpgerenda	75,0%	67,0%	67,0%
Monolit vasbeton szerkezetek			
falak, oszlopok	84,0%	94,0%	94,0%
koszorúk, lemezek, gerendák	84,0%	94,0%	94,0%
Előregyártott vasbeton szerkezetek			
oszlopok	84,0%	96,5%	96,5%
gerendák	84,0%	96,5%	96,5%
födémpanelek	81,0%	78,5%	78,5%
Hegesztett acélszerkezetek	81,0%	75,0%	75,0%
Merevítőszerkezet	89,0%	80,0%	100,0%
Faszkezetek	84,0%	90,0%	90,0%
A szerkezet átlagos kihasználtsága:	81,6%	81,9%	82,4%

5. HIVATKOZÁSOK

Az összehasonlító számításnál alkalmazott szabványok:

MSZ EN:

Szorosan kapcsolódó szabványok:

MSZ EN 1992 (EC2) (Vasbeton szerkezetek)

MSZ EN 1993 (EC3) (Acélszerkezetek) *Földrengésnek kitett szerkezetek esetén*

MSZ EN 1998 (EC8) (Földrengés hatása a szerkezetekre) *Terhelések felvétele*

MSZ EN 1991 (EC1) (Hatások, terhelések) *A számítás és szerkezetkialakítás alapelvei*

MSZ EN 1990 (EC0) (Alapelvek) *Tetőszerkezet méretezéséhez*

MSZ EN 1995 (EC5) (Fa szerkezetek) *Alapozás méretezéséhez*

MSZ EN 1997 (EC7) (Geotechnikai méretezések)

Beton: MSZ (EN) 4798
Betonacél: EN 10 080
Acél: EN 10025
Fa: MSZ EN 518

MSZ:

MSZ 15021/1-86 Magasépítési szerkezetek terhei
MSZ 15021/2-86 Magasépítési szerkezetek merevségi követelményei
MSZ 15022/1-86 Vasbeton szerkezetek
MSZ 15022/4-86 Előregyártott vasbeton szerkezetek
MSZ 15022/7-86 Vasbeton szerkezetek szerkesztési előírásai
MSZ 15023-87 Falazott szerkezetek
MSZ 15024/1-85 Acélszerkezetek
MSZ 15025 Faszerkezetek
MSZ 15001 Alapozások tervezésének általános előírásai
MSZ 15002/1 Általános méretezési előírások
MSZ 15004/89 Síkalapok határteherbírásának és süllyedésének meghatározása

Az összehasonlító számításnál alkalmazott szoftverek:

AXIS VM
FRIEDRICH-Lochner
CAEC Kft. szoftverek

Dr. Almási József (1940), okl. mérnök (1964), műszaki doktori fokozat (1972). 29 éves oktatás a BME Vasbetonszerkezetek Tanszékén, több mint 200 szakvélemény készítése, 1995. óta a CAEC Kft. ügyvezetője. 2002-ben Palotás díjjal kitüntetve. A BME tiszteletbeli docense.

Sztojka Máté (1984), okl. építőmérnök (2009), azóta tervező mérnök a CAEC Kft.-nél.

Ther Antal (1957), okl. építőmérnök (1980), magasépítő szakmérnök (1986), 1980 – 1993: statikus szerkesztő, majd tervező, AGROBER, Veszprém; 1983 – 1996: statikus tervező, előkészítő, számítástechnikai osztályvezető, műszaki igazgató, Tanép, majd Vemév, Veszprém; 1996 - 2001: statikus tervező, beruházás-szervező mérnök - Alf-O Kft.; 2002-től: statikus tervező, beruházás-szervező mérnök, ügyvezető, TherRa Kft.;

CONCLUSION OF STRUCTURALLY COMPLEX BUILDING'S COMPARATIVE STRUCTURAL ANALYSIS

József Almási – Máté Sztojka – Antal Ther

The detailed structural analysis of a structurally complex building according to the standard series MSZ EN is in the "2. book of verifying dynamical analysis of structural architectures MSZ EN". The analysis of statically multiple undetermined structure was made by the spatial model of the whole structure.

The verification of the appropriateness of the elements in accordance the effects by the spatial model was made element by element.

In this title we've concluded the comparison of the results of the different analysis methods of the two standard series.

As conclusion, at the analysis by the MSZ EN, we have to increase the solidity-division of the reinforced concrete structure elements and wooden structures as well. This was the case - as a need of increase - with the cross-section dimensions of the Vierendeel pillars, the reinforcement of the precast reinforced concrete pillars at the longitudinal wall, with the section-dimensions of the steel braces and the reinforcement of the long-span slab panels because of the inefficient shear load carrying capacity.

We can say that the price of the whole structure increased with appr. 10% by the cost of the rised material quality, by the increased cross section dimensions and reinforcement.

CSALÁDI HÁZ TARTÓSZERKEZETI MÉRTEZÉSÉHEZ KÉSZÍTETT MINTASZÁMÍTÁSOK TAPASZTALATAI



Pintér Imre

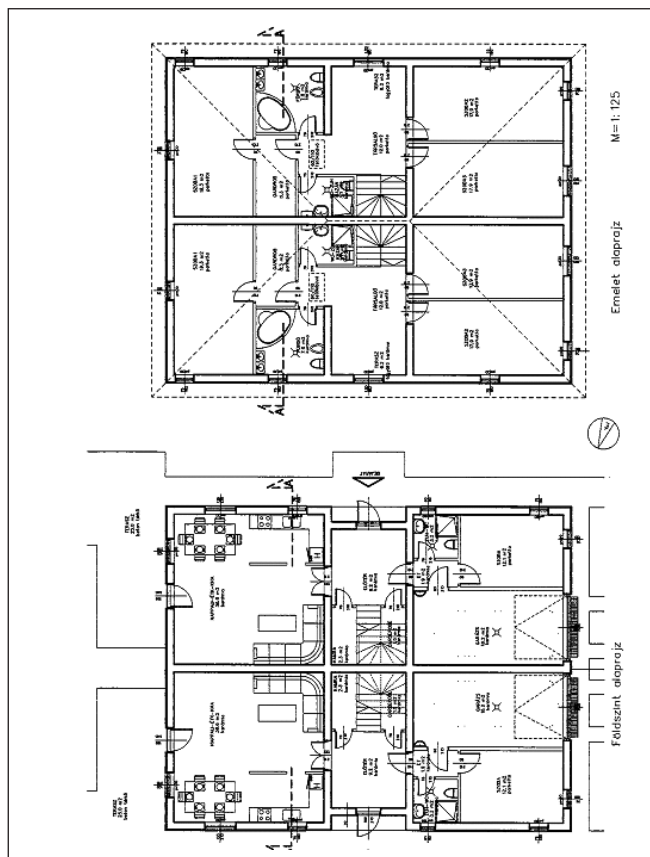
Az MSZ 15000 szabványsorozatról az MSZ EN szabványokra való áttérés jelentősen érinti a hazai építőipar egyik meghatározó szegmensét képező családiház-építést is. A megváltozott jogszabályi és szabvány környezet átalakítja a tervezői és kivitelezői munkát. A hagyományos szerkezeti rendszerrel megvalósuló épület mindkét szabványsorozat szerint elvégzett számításainak eredményeit foglaltuk össze ebben a cikkben. A hivatkozott mintaszámításokat a Mérnöki Kamara Tartószerkezeti Tagozata által kiadott „Magasépítési létesítmények ellenőrző számítása I-II. kötet” tartalmazza, itt csak a szerzett tapasztalatokat ismertetjük.

Kulcsszavak: családi ház, szabványváltozás, téglafal, földregésvizsgálat

1. BEVEZETÉS

Az összehasonlító számításban egy kétlakásos, hagyományos, téglafalakkal, monolit vasbeton födémekkel, szokványos ácsszerkezeten kialakított cserépfedéssel készülő családi házat modelleztünk. Az épület alapozása vasalatlan beton sávalapon elhelyezett monolit vasbeton talpgerenda rendszer, 15 cm vasalt aljzatbetonnal. A függőleges teherhordó szerkezetek 30

1. ábra: Az épület jellemző metszete és homlokzatai



2. ábra: Építész alaprajzok

cm vastag égetett agyag téglafalak. A válaszfalak gipszkartonból készülnek, az akusztikai igényeknek megfelelően kettős lemezeléssel mindkét oldalukon. A lépcső a teherhordó falba befogott és a födém élére támasztott monolit vasbeton lemez. Az épület jellemző építész terveit az 1-2. ábrákon mutatjuk be.

Az egy dilatációs egységet képező, 16,3*13,0 m befoglaló méretű épületben a szerkezeti fesztáv 6,05, illetve 3,0 m volt.

A szintmagasságok 2,7 m, a földérvastagságok 20 cm, a falvastagságok 30 cm értékkel szerepeltek. A számításokban több egyszerűsítést alkalmaztunk, azért, hogy ahol lehetséges, kézi számítási módszereket tudjunk alkalmazni. Az épület falainak a vízszintes terhekkel szembeni ellenállását (merevítés) csak a földrengés teherre vizsgáltuk közelítő módszerekkel, a szélterhek hatására külön nem. Az alaprajzokon nem jelöltük, de a földrengésvizsgálatok szerkesztési előírásai miatt az épület külső falsarkaiban vasbeton oszlopokat kellett elhelyezni. Ezeket a számításokban külön nem vettük figyelembe.

Ugyancsak a számítási terjedelemlimitai, és a számításához szükséges elméleti háttér kidolgozatlansága miatt a közelítő földrengés számításnál nem tudtuk figyelembe venni, hogy az egyes szintek csavarási középpontjai a falak elrendezésének nem teljesen szabályos volta miatt nem esnek pontosan egy függőleges egyenesre. A hazai gyakorlatban elterjedt véges elemes programok húzószilárdság nélküli anyagot nem tudnak kezelni, kontakt merevítő elemeket pedig a tisztán falazott rendszerben nem tudunk alkalmazni.

2. A SZABVÁNYVÁLTOZÁS HATÁSAI A KIINDULÓ ADATOKRA

Az új MSZ EN szabványsorozat az MSZ 15000 előírásaihoz képest a legtöbb épület kategóriánál, így a lakóépületeknél is az eddigiéknél nagyobb hasznos teher értékeket ír elő, az 1,5 kN/m² értéket 2,0 kN/m²-re növelve (megjegyzendő, hogy ez csak látszólag emelés, az előző szabványelőírások is 2,0 kN/m² értéket tartalmaztak). A szélterhek számításánál – különösen a kis épületek esetén – az alaki tényezők meghatározása lényegesen bonyolultabb lett, a felületek zónákra kell osztani, ami több alaki tényező figyelembe vételét követeli meg. Az MSZ EN átrendezte a biztonsági tényezők értékeit is: növelte az állandó és a parciális terhek biztonsági tényezőit, ugyanakkor csökkentette az anyag oldali biztonsági tényezőket. Fokozott hangsúlyt helyez az új szabványrendszer a tartószerkezetek tartóssági követelményeinek betartására is. Emiatt több helyen – elsősorban a beton és habarcs szilárdságoknál – az MSZ 15000 sorozathoz képest jobb anyagminőségeket kellett figyelembe venni. Például a vasalatlan alapbeton MSZ 15022 szerint C10-32/FN, az MSZ EN 1992 szerint C12/15-X0b(H)-32-F2, a talpgerenda, vasalt aljzat C16-32/KK helyett C25/30-XC2-24-F3 (nem agresszív talaj), míg a földemek C16-16/KK helyett C20/25-XC1-24-F3 jelnek megfelelően kell készülniük.

Megjelent, mint új fogalom, könnyű tetőszerkezeteknél a rendkívüli hóteher érték is – bár erre az esetre az MSZ 15021 is emelt biztonsági tényező használatát írta elő.

Eltérő a vasbeton lemez szerkezeteknél alkalmazott minimális húzott betonacél hányad is, ami jó közelítéssel az új előírásokban közel a felére, 3-ról 1,5 ezrelékre csökkent. A beton számításba veendő dolgozó keresztmetszeti magassága is változott. Míg az MSZ 15022 szerint a betontakarás lemez szerkezeteknél 15 mm, és ehhez hozzáadandó a 10 mm kedvezőtlen irányú elmozdulás, az adott lemeznél az MSZ EN szerinti érték 20 mm, ami már tartalmazza a kedvezőtlen irányú eltéréseket is.

Pontosították kerültek a tűzrendészeti előírásokat is. A létesítési előírásokat az OTSZ tartalmazza. Ugyanakkor minden alkalmazott anyagra az MSZ EN önálló méretezési eljárásokat ad meg, és az ezekre történő vizsgálatok elvégzését a statikus tervező feladatává teszi.

Változtak a használati állapotra vonatkozó követelmények is: az adott funkcióra az esztétikai szempontból megengedett lehajlás értéke 1/200-ról 1/250-re „szigorodott”, ugyanakkor

a hasznos teher tartós része 50%-ról 30%-ra csökkent. A megengedett repedéstágasság esztétikai korlátja 0,3 mm-ről 0,4 mm-re nőtt.

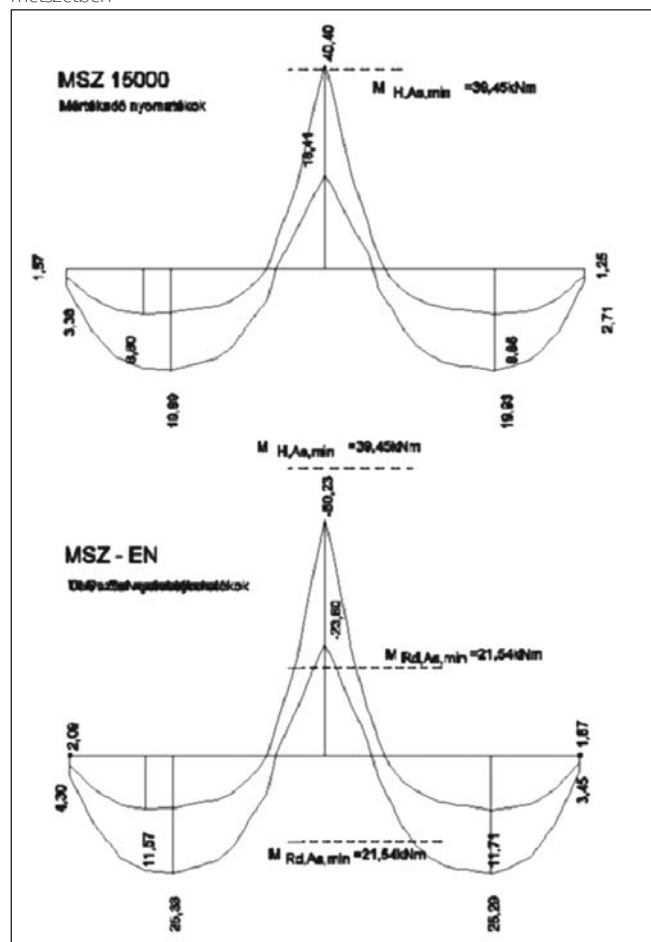
Új méretezési kritériumként bekerült a családiház-tervezés folyamatába is a földrengés hatásokra történő vizsgálat előírása is. (Több kiinduló adatot és közelítő értéket a BME Szilárdságtani Tanszéke által kidolgozott, hivatkozott segédletek alapján lehet egyszerűsítve felvenni.)

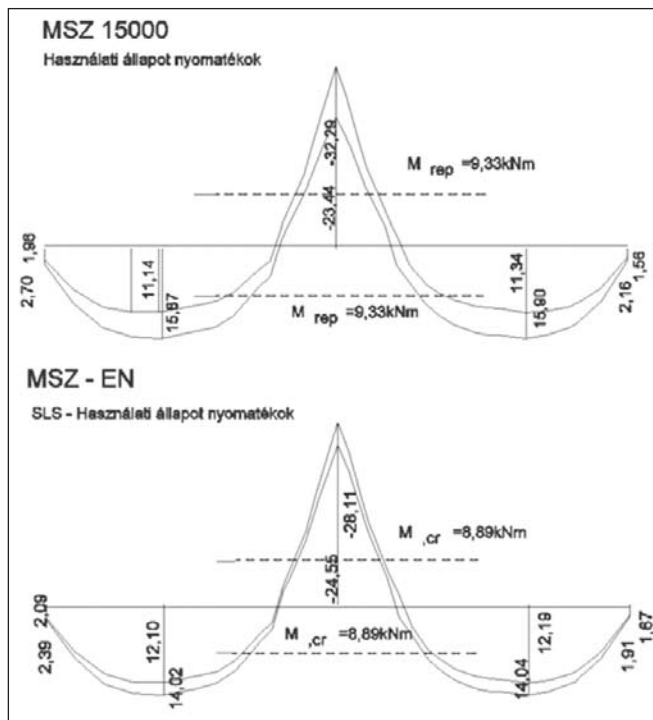
3. A VASBETON FÖDÉMLEMEZ ELLENŐRZÉSÉNEK TAPASZTALATAI

A számításoknál a teherbírási határállapotok (ULS), illetve a használhatósági határállapotok (SLS) vizsgálatához nagyszámú hatáskombinációt kell figyelembe venni, ami kézi számítással igen nehezen követhető. Megoldásként célszerű ebben az esetben az eddigi gyakorlat szerinti helyettesítő parciális terhek alkalmazása. Ezt a módszert az EN nem tartalmazza, de nem is mond ellent az előírásoknak, ezért alkalmazásának nincs akadálya. Az elvégzett véges-elemes számítások eredményeiből a mértékadó, az ellenőrzéshez szükséges V_{Ed} és M_{Ed} értékek meghatározhatóak mind az ULS, mind az SLS kombinációkhoz.

Az MSZ EN szerinti igénybevételek (3. ábra) a hasznos teher alapértékének és a biztonsági tényezők változásának következtében 24%-kal nagyobbak az MSZ 15000 sorozat szerinti értékeknél. Az alsó szálhoz tartozó $M_{Ed}=25,33$ kNm, a lakáselválasztó hosszfal felett $M_{Ed}=50,23$ kNm. Ennek az értéknek a csúcsa csökkenthető lenne az MSZ EN 5.3.2.2. (4) pontja alapján, de ettől most eltekintünk. Látható, az ábrákon

3. ábra. Mértékadó ULS vasalási nyomatók a jellemző haránt irányú metszetben





4. ábra: Használati állapothoz tartozó - SLS vasalási nyomatók a jellemző haránt irányú metszetben

szagotott vonallal jelzett értékekből, hogy az MSZ 15022, 3 ezrelékes minimális acélhányada lefedi szinte a teljes ábraterületet, az alsó oldalon túlméretezéshez vezet. (Természetesen lehet gyengén vasalt szerkezeti modellt alkalmazni, csökkentve a beton figyelembe vehető határfeszültségét, de az eredmények összehasonlíthatósága érdekében ezt nem alkalmaztuk.) Az MSZ EN 1,5 ezrelékes értékéből számítható érték is nagyobb, mint a repesztő igénybevétel, de 15%-kal az alsó nyomatók alatt is marad.

Használati állapotban az emelt hasznos teher érték ellenére az MSZ EN szerinti számítás a terhek tartók „kvázi állandó” részének 50%-ról 30%-ra való csökkentése miatt 15%-kal kisebb igénybevételeket ad. A két eljárás szerint, egyszerűsített eljárással számított repesztő igénybevétel közel azonos (a 4. ábrán szagotott vonallal jelölve).

A használati állapotra történő vizsgálatoknál fel kell hívunk a figyelmet arra, hogy szükséges a tényleges vasalást és a repedésképződést figyelembe vevő másodrendű számítások elvégzése, mert az elsőrendű számítások a lehajlás és a repedéstágasság értékeiket jelentősen alábecsülik. Az elvégzett vizsgálatok szerint a földem alakváltozásra biztonságát megfelelt. A jellemző eltérést a repedéstágasság vizsgálata hozta, ahol az MSZ 15022 szerinti számítás alapján többletvasalást kellett elhelyezni mind az alsó, mezőközépi, mind a támasz feletti szakaszokon. Az MSZ EN szerinti vizsgálat alapján a lemez gyakorlatilag repedésmentes maradt.

4. A TEHERHORDÓ TÉGLA FALAZAT VIZSGÁLATA

Az MSZ EN 1996 szabvány lényegesen részletesebb vizsgálatokat ír elő a teherhordó téglafalazatok vizsgálatára, mint az MSZ 15023. A faltestek anyagát, falazási módját, habarcsvastagságát, a habarcs előállítási módját figyelembe kell venni mind a tervezési kiinduló szilárdságok számításánál, mind az alkalmazandó biztonsági tényezők kiválasztásánál.

A példában szereplő falazat anyaga üreges, égetett agyagtégla, a 2. falazóelem csoportba tartozik, ez alapján lehetett meghatározni a falazóelem karakterisztikus szilárdságának

f_b értékét. A habarcs (általános rendeltetésű, M5 szilárdsági osztályú recept-habarcs) meghatározta a habarcsszilárdság f_m karakterisztikus értékét. A falazat kivitelezési körülményeket leíró besorolási osztálya: 3. A parciális (biztonsági) tényező az I. falazóelem osztályhoz, recepthabarccsal így $\gamma_M=2,2$. A falazat nyomószilárdságának karakterisztikus értékét módosító „K” tényező 2. csoportú falazóelemhez általános rendeltetésű habarccsal $K=0,45$ volt.

A tartószerkezeti számításokat jelenleg nehezíti, hogy a gyártók nem mindegyike van még felkészülve ezeknek az adatoknak a megadására. (A Mérnöki Kamara Tartószerkezeti tagozatának felkérésére az adatok kidolgozása és megadása folyamatban van.) Több, eddig zárt alakban megadható tényező (pl. karcsúsági csökkentő tényező) számításához is jelentős számítás igény társul. Az eddig központos igénybevételre egy egyszerű karcsúsági csökkentő tényezővel történő vizsgálat helyére három keresztmetszet vizsgálata lép.

5. ELLENŐRZÉS FÖLDRENGÉS TERHELÉSRE

A vizsgálatot az MSZ EN 1998-1:2008 alapján, a Magyar Mérnöki Kamara ajánlásainak megfelelően végeztük. A falakat a földszinten vizsgáltuk. Budapestre az előírt gyorsulás értéke $a_g=0,14g$; a kamarai ajánlás szerint ennek 0,7-szeres értékével lehet számolni. A talaj, homokos kavics, „B” talajosztálynak és görbének felet meg. A téglafal viselkedési tényezője az MSZT állásfoglalása szerint $q=2,5$ -re vettük fel. Az épület kétszintes, vasalatlan téglafalakkal merevített. A számításokat dr. Dulácska Endre által javasolt közelítések figyelembe vételével végeztük el. Először ezek alapján a szerkezeti kialakítást vizsgáltuk. Az MSZ EN 1998 9.2. táblázata alapján az ajánlott falvastagság minimuma 240 mm, a falak $t_{ef}=300$ mm vastagsága ezt a feltételt kielégítette. A karcsúság $h_{ef}/t_{ef}=9,16<15$, ez is megfelelt. Az épület falainak nyílárányára 20%-v volt. A legrövidebb figyelembe vett fal hossza $l=1,9m$. Így $l/h=1,9/2,75=0,69>0,4$, megfelelt. Az MSZ EN 1998 9.3. táblázata szerint a merevítő falak területének ajánlott értéke az épületre legalább $\rho_{A,min}=5\%$. A számításban figyelembe vett falakat az 5. ábrán jelöltük. A vizsgált szinten a falak területe:

$$\rho_{A,x}=11,9/211,9=5,6\%>\rho_{A,min}=5\% \text{ megfelel és}$$

$$\rho_{A,y}=11,52/211,9=5,4\%>\rho_{A,min}=5\% \text{ megfelel (5. ábra).}$$

A figyelembe nem vett falakat másodrendű szerkezeti elemnek tekintettük. Kiszámítottuk a tömegadatokat: földemek tömege a válaszfalakkal:

$$G_1=2 \cdot 13 \cdot 16,38=2979,3 \text{ kN}$$

szerkezeti falak tömege:

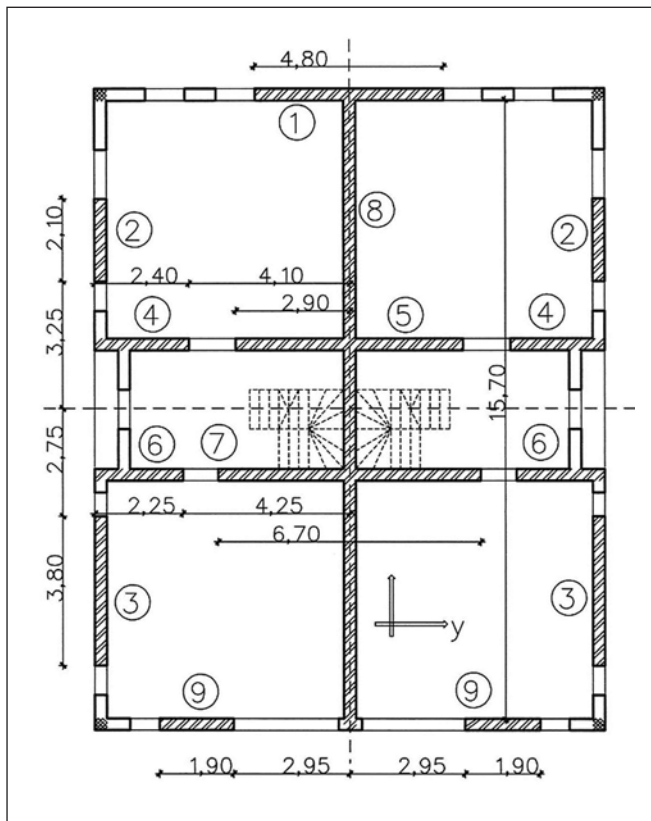
$$G_2=3,73 \cdot 0,8(5,4(2 \cdot 16,3+12,44+2 \cdot 3))+2,1 \cdot (15,7+3,3)/2=1495,6 \text{ kN}$$

a hasznos teher kvázi állandó hányadából ($\psi_2=0,3$):

$$G_3=0,3(4 \cdot 6,05^2+2 \cdot 5,45 \cdot 3 \cdot 3)=117,3 \text{ kN}$$

a tető állandó terhéből: $G_4=0,6 \cdot 2(70,2+88,02)=189,9 \text{ kN}$

$$\Sigma G=2979,3+1495,6+189,9+117,3=4782,1 \text{ kN.}$$



5. ábra: A szeizmikus vizsgálatoknál merevítésre figyelembe vett falszakaszok

A számításokban a nyírási merevségeket és a lépcső lemezek merevítő hatását elhanyagoltuk.

A rezgési jellemzők meghatározása után kiszámítottuk a szeizmikus terhelésből származó igénybevételeket. Ebből $H_{E,d,y} = 0,12 \cdot 4782,1 = 573,85$ kN vízszintes erő keletkezett. A figyelembe veendő külponosság legalább $e_z = 0,05 \cdot L = 0,05 \cdot 16,3 = 0,815$ m. Ehhez az igénybevételhez egyidejű hatásként hozzá kell adni az „x” irányú lengések miatt az erő 30%-át. Ennek karja $e_y = 0,05 \cdot 13,00 = 0,665$ m volt. A föld-rengésből $M_0 = 573,85 \cdot ((0,08 + 0,815) + 0,3 \cdot 0,665) = 628,1$ kNm nyomaték keletkezett, amelyet szét kellett osztani a merevítő falak között. Megjegyezzük, hogy az „y” irányú szélterhelésből körülbelül csak $W_{E,d} = 0,462 \cdot (0,8 + 0,5) \cdot 1,5 \cdot 5,4 \cdot 16,3 = 79,3$ kN vízszintes erő és $M_0 = 0,08 \cdot 79,3 = 6,35$ kNm nyomaték keletkezik, tehát biztosan a szeizmikus vizsgálat a mértékadó. A szilárdsági vizsgálat eredményeihez felhasználtuk a fal ellenőrzések jellemző adatait. Így a karcsúsági csökkentő tényezőt közelítően $\Phi = 0,818$ -ra vettük fel. Az igénybevételek "szétosztása" után a vizsgált 1. jelű falstet

$$V_{E,d} = 573,89 \cdot 22 / 55,88 + 9,22 \cdot 8 \cdot 628,1 / 1036,5 = 139,4 \text{ kN}$$

$$M_{E,d} = 139,4 \cdot 2,7 = 376,3 \text{ kNm}$$

$$N_{E,d} = 4,8 \cdot (2 \cdot 16 + 8,7 + 3,73 \cdot 5,4) = 292,04 \text{ kN (AXIS számításból) igénybevételekre ellenőriztük.}$$

$$N_{R,d} = 0,818 \cdot 300 \cdot 2220 \cdot 1,66 \cdot 10^{-3} = 904,3 \text{ kN} > N_{E,d} \text{ megfelel.}$$

Ezután el kellett végezni a falazat nyírás vizsgálatát is. A vizsgálat tanulsága miatt ezt a számítást közöljük. Meg kellett határozni a falazat nyírószilárdsági jellemzőit. Itt fontos megjegyezni, hogy ebben az esetben kedvezőtlen a falazat alacsony kihasználtsága a nyomó igénybevételekre, mert a nyírószilárdság függ a falban működő nyomóerő értékétől. A falazat nyírószilárdságának karakterisztikus értéke kitöltött állóhézag esetén így: $f_{v,k} = f_{v,k,0} + 0,4 \cdot \sigma_d$, de nem nagyobb, mint

$0,065 f_b = 0,065 \cdot 10 = 0,65 \text{ N/mm}^2$. A falazatban működő nyomó-feszültség $\sigma_d = 292040 / (300 \cdot 2220) = 0,438 \text{ N/mm}^2$ volt.

$f_{v,k,0} = 0,2 \text{ N/mm}^2$ (Égetett agyag téglá, általános rendeltetésű M5 habarcs)

$$f_{v,k} = 0,2 + 0,4 \cdot 0,438 = 0,375 \text{ N/mm}^2 \quad \gamma = 2,2$$

$$f_{v,d} = 0,375 / 2,2 = 0,17 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{R,d} = 0,17 \cdot 300 \cdot 2220 \cdot 10^{-3} = 113,64 \text{ kN} < V_{E,d} = 139,4 \text{ kN,}$$

nem felelt meg!

Emeljük a habarcs szilárdságát M10-re. (MSZ 15023 szerint H100!)

$f_{v,k,0} = 0,3 \text{ N/mm}^2$ (Égetett agyag téglá, általános rendeltetésű M10 habarcs)

$$f_{v,k} = 0,3 + 0,4 \cdot 0,438 = 0,475 \text{ N/mm}^2 \quad \gamma = 2,2$$

$$f_{v,d} = 0,475 / 2,2 = 0,216 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{R,d} = 0,216 \cdot 300 \cdot 2220 \cdot 10^{-3} = 142,56 \text{ kN} > V_{E,d} = 139,4 \text{ kN, megfelel.}$$

Tehát a szeizmikus igénybevételek miatt a habarcsszilárdságot meg kellett emelnünk. Fontos megjegyzés, hogy kitöltetlen állóhézagok esetén – nüt-féderes téglá- sem felelhet meg a falazat! Itt ugyanis az

$f_{v,k} = 0,5 f_{v,k,0} + 0,4 \sigma_d$ összefüggés szerint csak

$$f_{v,k} = 0,3 \cdot 0,5 + 0,4 \cdot 0,438 = 0,325 \text{ N/mm}^2 < 0,045 \cdot 10 = 0,45 \text{ N/mm}^2 \quad \gamma = 2,2$$

$f_{v,d} = 0,325 / 2,2 = 0,148 \text{ N/mm}^2$ a figyelembe vehető nyírószilárdság, így

$$V_{R,d} = 0,148 \cdot 300 \cdot 2220 \cdot 10^{-3} = 97,5 \text{ kN lenne a nyíróerő határértéke.}$$

6. ELLENŐRZÉS TŰZTERHELÉSRE

Az épület tervezése során az OTSZ előírásai alapján kellett a szerkezeteket besorolni. A besorolásokat a kiinduló adatoknál ismertettük. Ezek alapján a fedélszerkezetre – nem beépített – nincs előírt követelmény, így az épület megfelelt (eddig 30 perces tűzállósági követelmény volt).

A földemekre az REI-30, a lépcsőre REI-60, a teherhordó falakra az REI-M-60 előírás érvényes. (Az „M” követelmény jelenti a szerkezetre zuhanó terheléssel szembeni ellenállóságot.) Az REI-60 követelménye vasbeton lemezek esetében, hogy a lemezvastagság $h_s > 80$ mm, és a betonfedés minimum 20 mm legyen. Esetünkben mindkét követelmény teljesül a földemekre és a lépcső lemezeire is, részletes vizsgálatra nem volt szükség. A téglá falazat 300 mm vastagságú. Az MSZ EN 1996-1-2:2005 szerint a „B” melléklet B.I.5. táblázata szerint a $t_{eff} > 240$ mm vastagságú égetett agyag falak az adott $5 < f_b < 35 \text{ N/mm}^2$ szilárdsági értékek között, $\rho = 800-2200 \text{ kg/m}^3$ közötti tömeggel, a 2. falazóelem csoportban REI-M > 90 min ellenállással rendelkeznek, így a falazat megfelelt.

7. MEGÁLLAPÍTÁSOK

Az MSZ EN 199x és az MSZ 150xx sorozat szerint méreteztük a családi ház tartószerkezeit. A számítások elvégzéséhez az

MSZ EN sorozat szerint nagyobb mérnöki munkaigénnyel kell számolnunk, különösen a terhelési adatok és terhelési kombinációk meghatározásakor.

Az összehasonlításban nem vettük figyelembe a földrengésre való méretezés hatását, mert ez családi ház esetén az MSZ szerint nem volt szükséges.

Az új előírások alapján a figyelembe veendő változó terhelés és a biztonsági tényezők emelkedtek.

MSZ 15021:	lakás:	$p=1,5 \text{ kN/m}^2$	$\gamma_p=1,4$
	közlekedő:	$p=3,0 \text{ kN/m}^2$	$\gamma_p=1,3$
MSZ EN 1991:	„A” lakás:	$q_k=2,0 \text{ kN/m}^2$	$\gamma_q=1,5$
	közlekedő:	$p=3,0 \text{ kN/m}^2$	$\gamma_q=1,5$

Ugyanakkor a változó teher tartós része a használati állapothoz tartozó vizsgálatoknál 50%-ról (MSZ) 30%-ra (MSZ EN) csökkent.

Fontos eltérés, hogy a tartóssági előírások teljesítéséhez a környezeti osztályoknak megfelelően helyenként lényegesen magasabb minőségi osztályú betont kellett alkalmazni.

Egy átlagos, a példában szereplő családi ház alapozásának vasalt részéhez az eddigi C16 helyett C25/30, a födémhez C16 helyett pedig az XC1 osztályhoz szintén C20/25 szilárdsági osztály szükséges az előírások szerint.

Ugyanakkor a lényegesen lecsökkentett minimális betonacél hányad (MSZ: 0,3%, MSZ EN: 0,15%) miatt ennél az épületnél a födémekben betonacél megtakarítás érhető el a szabvány előírások betartása mellett. (Természetesen itt nem vettük figyelembe a gyengén vasalt keresztmetszetek alkalmazási lehetőségeit.) A közelítően számított betonacél szükséglet MSZ szerint 5,6 t, MSZ EN szerint 4,1 t.

A repedéskorlátozási követelmények teljesítéséhez az MSZ szerint szintén több betonacél kellett elhelyeznünk. A szükséges perem és szerkesztési vasalat mindkét esetben hasonló, ezt nem számoltuk külön. Az MSZ EN a fővasalás legnagyobb megengedett távolságát az eddigi 2v-ről 3v-re emelte 10 cm-nél vastagabb lemezek esetén, de a maximális távolság maradt 400 mm. Az elosztóvasalás mennyisége mindkét esetben azonos.

A falak, a fedélszék és az alapozás mindkét szabvány szerint a szilárdsági és a használati követelményekre azonos méretekkel megfelelt. Ugyanakkor a szeizmikus ellenőrzés elvégzése esetén a habarcsminőségeket M5-ről M10-re kellett emelni.

Ugyancsak kizárta a szeizmikus ellenőrzés a nút-féderes (kitöltetlen állóhézagú) falazat alkalmazását.

Többetként jelentkezett a szeizmikus igénybevételhez kapcsolódó szerkesztési szabályok miatt az épület pozitív sarkaiban elhelyezendő, a koszorúkat összekötő nyolc épületmagasságú vasbeton pillér is.

8. KÖSZÖNETNYILVÁNÍTÁS

A cikk megírása során rengeteg segítséget kaptam dr. Dulácska Endre professzor emeritustól. Külön megköszönöm Pintér András szigorló építőmérnök hallgató számítástechnikai segítségét.

9. JELÖLÉSEK

Valamennyi jelölést a hivatkozott szabványok szerint és azok értelmében használtam. Az igénybevételek (N,V,M) indexeiben

E,d	az adott hatásból származó tervezési érték
R,d	a szerkezeti elem ellenállásának tervezési értéke
További főbb jelölések:	
$f_{v,k,0}$	a falazat nyírószilárdságának kiinduló karakterisztikus értéke (N/mm ²)
σ_d	a falazatban működő nyomófeszültség értéke (N/mm ²)
$f_{v,k}$	a falazat nyírószilárdságának karakterisztikus értéke (N/mm ²)
$f_{v,d}$	a falazat nyírószilárdságának tervezési értéke (N/mm ²)
γ	parciális (biztonsági) tényező
Φ	falazat karcsúsági csökkentő tényezője

10. HIVATKOZÁSOK

MSZ EN 1990:2005 Eurocode: A tartószerkezetek tervezésének alapjai

MSZ EN 1991-1-1:2005 Eurocode 1: A tartószerkezeteket érő hatások. 1-1.

rész: Általános hatások. Sűrűség, önsúly és az épületek hasznos terhei

MSZ EN 1991-1-2:2005 Eurocode 1: A tartószerkezeteket érő hatások. 1-2.

rész: Általános hatások. A tűznek kitett szerkezeteket érő hatások

MSZ EN 1991-1-3:2005 Eurocode 1: A tartószerkezeteket érő hatások. 1-3.

rész: Általános hatások. Hóteher

MSZ EN 1991-1-4:2007 Eurocode 1: A tartószerkezeteket érő hatások. 1-4.

rész: Általános hatások. Szélhatás

MSZ EN 1992-1-1:2010 Eurocode 2: Betonszerkezetek tervezése. 1-1. rész:

Általános és az épületekre vonatkozó szabályok

MSZ EN 1992-1-2:2005 Eurocode 2: Betonszerkezetek tervezése. 1-2. rész:

Általános szabályok. Tervezés tűzterhelésre

MSZ EN 1995-1-1:2005 Faszerkezetek tervezése 1-1. rész: Általános szabályok.

Közös és az épületekre vonatkozó szabályok

MSZ EN 1996-1-1:2009 Eurocode 6: Falazott szerkezetek tervezése. 1-1.

rész: Vasalt és vasalatlan falazott szerkezetekre vonatkozó általános szabályok

MSZ EN 1997-1:2006 Eurocode 7: Geotechnikai tervezés. 1. rész: Általános szabályok

MSZ EN 1998-1:2008 Eurocode 8: Tartószerkezetek tervezése földrengésre.

1. rész: Általános szabályok, szeizmikus hatások és az épületekre vonatkozó szabályok

Deák Gy. – Erdélyi T. – Fernezelyi S. – Kollár L. - Visnovitz Gy.: Épületek

tartószerkezeteinek tervezése az EUROCODE alapján : Terhek és hatások.

Bertelsmann Springer Magyarország Kft. Budapest, 2006.

Deák Gy. – Draskóczy A. – Dulácska E. – Kollár L. - Visnovitz Gy.: Vas-

betonszerkezetek Tervezés az EUROCODE alapján. Springer Média

Magyarország Kft. Budapest, 2007. január

Szepesházi R.: Geotechnikai Tervezés az EUROCODE 7 és a kapcsolódó

európai geotechnikai szabványok alapján. Business Média Magyarország

Kft. Budapest, 2008. szeptember

Dr. Dulácska E.: Földrengés elleni védelem, egyszerű tervezés az Eurocode

8 alapján. Magyar Mérnöki Kamara Tartószerkezeti Tagozat, Budapest

2009.

Az igénybevételek számítását az AXIS-VM 10 R1c kiadásával végeztük.

Pintér Imre (1956) okleveles építészmérnök, a BME Szilárdságtani Tanszék-

ének adjunktusa, vezető statikus tervező, szakértő. Kutatási területe a vasbeton-

szerkezetek használati állapota. Saját cégében – jelenleg a Terv-kontroll

Kft.-ben - számos lakó, ipari, kereskedelmi és egészségügyi épület felelős

statikus tervezője. (FOTEX színház, Corvin filmpalota, KATE oktatási tömb,

OBI áruházak, művese állomások, kórházépületek: Szombathely, Nagykőrös,

Eger, Sátoraljaújhely).

EXPERIENCE ON THE STRUCTURAL DESIGN OF DWELLING-HOUSES (COMPARISON OF THE EUROCODE AND THE HUNGARIAN STANDARD)

Imre Pintér

The structural analysis of dwelling-houses were performed according to the

former Hungarian Standard (MSZ), and the current Eurocode (MSZ EN). The

method of the analysis is similar, however the MSZ EN has more detailed

regulations. An important result shown in the paper is that although the ratio

of the masonry walls designed according to the MSZ is also acceptable ac-

cording to the MSZ EN, the mortar strength had to be increased to meet the

new MSZ EN regulations. It is also shown that (at least in the considered

examples) no additional rebars are needed in RC structures, when they are

redesigned according to the Eurocode.

DR. TASSI GÉZA 85 ÉVES



A VASABETONÉPÍTÉS 2005/4 számában köszöntöttük Tassi Géza professzort 80. születésnapján, és felidéz-
tük addigi szakmai életútját. Kevéssel
utána, amikor a **fib** MT Palotás-László
díjjal tüntette ki, ő számolt be a lap
hasábjain azokról az eredményeiről, ame-
lyeket a díj névadójának nyomdokain
haladva elért. Ezért most nem szüksé-
ges a kezdetekhez visszamennünk. Öt
évvel ezelőtt további sikeres tevékenységet kívántunk. Most
leírhatjuk: akkori kívánságunk valóra vált.

Tassi Géza 80 évesen folytatta oktató munkáját. Amikor
tavaly elbúcsúzott a hallgatóktól, elmondhatta, hogy 60 évet
töltött mérnöknevezdékek nevelésével, hiszen azokban az
években is tartott órákat, amikor nem állt az egyetem al-
kalmazásában. Mint mérnök ill. tudományos kutató méltán
kapta meg ez évben a BME mérnöki gyémánt és doktori arany
diplomáját.

A 2005-től 2010-ig terjedő évek munkáját felsorolni is
nehéz. Ebben az időszakban hazai valamint külföldi folyó-
iratokban és konferencia-kiadványokban 32 cikke jelent meg.
Kiváló szakemberek voltak társ szerzői, de bevont a munkába
tehetséges fiatalokat is. Publikációi vasbeton szerkezetek
elméletével és építésével foglalkoztak, figyelemre méltóak a
szakterület és a nemzetközi szervezetek történetével foglalkozó
munkái is.

Szerkesztője volt a CONCRETE STRUCTURES folyóirat-

nak és a BME Hidak és Szerkezetek Tanszéke Tudományos
Közleményeinek. A VASBETONÉPÍTÉS lektori testülete tag-
jaként sok szakcikk bírálója volt, és igen nagy számú szócikket
írt a Személyi Hírek rovat számára. A lap hasábjain nemzetközi
szakmai szervezetek rendezvényeinek krónikása volt. Ezek
során is számos írása került sajtó alá. Szakcikk lektorálásán
kívül bírálója volt OTKA pályázatoknak, PhD disszertáció-
nak. Nagyon sok munkát végzett egyesületünk, a **fib** MT és
a nemzetközi szervezet keretében. Részt vett kongresszuson,
szimpóziumon, segítette a hazai eredmények megismertetését.
Jelen volt itthon és külföldön más nemzetközi ill. határainkon
túli magyar szakmai szervezetek rendezvényein. Ezek között
volt a CCC, IABSE, IASS, IABD és EMT. Tartott bevezető
előadásokat, betöltött szekcióelnöki tisztségeket.

Az utóbbi években is ápolta a kapcsolatot volt tanítványai-
val, munkatársakkal, és segítette megőrizni közülünk eltávozott
mérnökeink emlékét. Gyakran volt határainkon túli honfi-
társaink segítségére. Ennek egyik elismerése volt a számára
Csiksomlyón átadott ÉPKO emléklap.

Kívánjuk, hogy egyesületünk örökös tiszteletbeli elnöke
továbbra is legyen aktív művelője a vasbeton széles szakte-
rületének, támogatója a **fib** MT munkájának. Fájjaljuk, hogy
látásának romlása sok tevékenységben korlátozza, de reméljük,
hogy sokáig úrrá tud lenni a nehézségeken, és ebben tartósan
támaszkodhat élete párjának odaadó segítségére, a családjától,
baráitól, munkatársaitól és a **fib** MT közösségtől kapott
támogatásra.

B. L. Gy.

DR. SZALAI KÁLMÁN 80 ÉVES



Dr. Szalai Kálmán (1930. október 2.
Debrecen) Híd- és szerkezetépítő mér-
nök (1953), tanársegéd (1953-1958).
MTA aspiráns (Moszkva 1958-1961), a
műszaki tudomány kandidátusa (1961),
egyetemi docens (1964), a műszaki
tudomány doktora (1976) egyetemi
tanár (1974-2000), kutató professzor
(2000-2005), professor emeritus (2006-)
a BME Vasbetonszerkezetek, illetve

Hidak és Szerkezetek Tanszéken. A Vasbeton-szilárdságtan,
a Vasbetonelmélet és Méretezés-elmélet tantárgyak előadója
és ehhez kapcsolódó tudományterületek művelője (1953-).
Kutatás-fejlesztési és szakértői munkái közül kiemelkedők:
A nyomott- hajlított karcsú vasbeton elemek teherbírásának
vizsgálata. A beton anyagú szerkezetek minőségellenőrzése.
A vasbeton szerkezeti elemek minimális vasalása. A házgyári
fal- és födémpanelek vasalásának korszerűsítése. Az ipari be-
tonpadlók erőtani vizsgálata és megvalósításának problémái.
A Keleti-főcsatorna vonóvasas ívhídjának felülvizsgálata és
átépítése. A Közúti Hídszabályzat korszerűsítése. A hídszerke-
zetek tartósságának növelése nagyszilárdságú (NSZ) és nagy
teljesítőképességű (NT) betonok alkalmazásával. Szabadalmi
és újításai közül széleskörű alkalmazást nyert a házgyári fal- és
födémpanelek új vasalási rendszere.

Évtizedeken át aktívan tevékenykedett a CEB és a FIP kere-
tében, illetve a Kelet-európai (KGST) országok szervezésében
létrehozott méretezés-elméleti és vasbeton szakértői munka-
csoportokban. Több könyv, még több tudományos dolgozat,

továbbá számtalan szakértői munkafeladat teljesítése és sok
hazai és külföldi konferencián elhangzott előadás fémjelzi
tevékenységét.

Tevékenységének a *Vasbetonépítés 2005/4 Személyi hírek-
ben* megjelent ismertetése részletesen bemutatta az akkor 75
éves ünnepeltet. Az azóta eltelt évek alatt Szalai professzor úr
továbbra is aktívan vesz részt a Hidak és Szerkezetek Tanszék
oktatási és kutatási munkáiban. Munkatársaival együtt számos
új tudományos közleménye jelent meg hazai és külföldi folyó-
iratokban, konferencia kiadványokban. A mai napig aktívan
közreműködője a Tanszék oktatási tevékenységének is. Az
MSc hallgatók számára kidolgozta és előadja a Méretezés-el-
mélet című tantárgy anyagát. A szakirányú továbbképzésben
számos tantárgyat oktat a Szerkezetépítő és a Betontechno-
lógia szakokon. Szakmai tevékenységéből kiemelkedik a
hazai közúti hídállomány Eurocode szerinti megfelelőségének
vizsgálata, valamint javaslatok kidolgozásában való közremű-
ködés a tartószerkezeti Eurocode-ok hazai alkalmazásának
legfontosabb nemzeti paramétereire. Jelentős eredményeket
ért el a tartószerkezetek megbízhatósági módszerrel történő
tervezése terén is. Az Egyetemhez való kötődésének és aktív
közreműködésének elismerésül 2006-ban professor emeritus
címet kapott.

A **fib** Magyar Tagozat tagsága jó egészséget, erőt, családjá-
és munkatársai körében sok örömet, és további sikereket kíván
mindannyiunk által tisztelt tagjának remélhetőleg még hosszú
évekig tartó további munkájához.

F. Gy.

SZEMÉLYI HÍREK

DR. LOYKÓ MIKLÓS 80 ÉVES



Ünnepélyes alkalom a **fib** Magyar Tagozata számára, hogy egyesületünk kiváló és nagyra becsült tagját köszönhetjük e jubiláris évfordulón. Loykó Miklóst tagságunk jól ismeri a szakmában és a műszaki közéletben betöltött szerepe nyomán. Életútjáról beszámolt folyóiratunk 2005. évi 4. számának „Személyi Hírek” rovata. Tevékenységéről számos részletet tudhattunk meg a munka, elsősorban a vasbeton hídépítés szeretétét tükröző írásból egy másik cikkből, ami az ő tollából jelent meg a *VASBETONÉPÍTÉS* 2008/1 számában azt követően, hogy elnyerte a Palotás László-díjat.

Egyesületünk fiatal tagjai és lapunk újabb olvasói számára dióhéjban most is felemlítjük a 80 éves nagyszerű mérnök életpályáját.

Loykó Miklós Pécsen született 1930. december 15-én. A BME, ill. ÉKME Mérnöki Karán végezte felsőfokú tanulmányait. Oktatói már akkor felfedezték benne a példás emberi kvalitásokkal párosult műszaki rátermettséget. 1953-ban jeles minősítésű oklevelet szerzett. 1969-ben szerezte meg az okl. gazdasági mérnöki képesítést, és 1971-ben avatta a BME műszaki doktorrá.

Loykó Miklós a Hídépítő Vállalatnál kezdte mérnöki pályáját, az Uvatervben folytatta, majd ismét e két – kivitelező ill. tervező – vállalat volt a munkahelye, később a Pannon-Freyssinet Kft. munkatársa lett. Az idézett cikkekben leírt részleteket itt nem ismételjük meg. A kezdet a hídépítési munkahelyeken sok tapasztalatot nyújtott a fiatal mérnöknek. Ez, és az új építési elvek, módszerek folyamatos tanulmányozása vértette fel őt arra, hogy mint irányító tervező, irodavezető, vezérgazgató-helyettes a korszerű építési eljárások alkalmazója, továbbfejlesztője legyen, vigye előre a hazai hídépítés ügyét a tervezésben. Ugyanezt mondhatjuk el az építési gyakorlatban elért eredményeiről. Mint műszaki igazgató irányította a Hídépítő vállalatot. Hozzájárult ahhoz, hogy az új technológiai rendszerek révén hazánk vasbeton hídépítése lépést tartson a világszínvonalú fejlődéssel. A helyszíni és az üzemi előregyártás, a szabad szerelés, szabad betonozás hídépítési alkalmazása

és más újszerű eljárások a hídfelszerkezet-építésben, korszerű alépitményi rendszerek bevezetése mind-mind magán viseli Loykó Miklós széles körű szakértelmének nyomát.

Akit most ünnepelünk, elsősorban igen kiváló tervező, ill. kivitelező mérnök. Műszaki tudását emellett a társadalom javára szélesebb körben is kamatoztatta. Mint a BME c. egyetemi docense sokban járult hozzá a mérnökképzés színvonalának emeléséhez mind előadásaiival és konzulensi, vizsgabizottsági tevékenységével, mind egyetemi jegyzeteivel, cikkeivel, tanulmányaival.

Hosszan sorolhatnánk a szakmai közéletben betöltött szerepét. Értékes munkát végzett a szabványalkotásban, a szakmai tudományos egyesületekben, a Mérnöki Kamarában.

Egyesületünk jogelődje, a FIP munkájába már 1962-ben bekapcsolódott az emlékezetes, Rómában és Nápolyban tartott IV. FIP kongresszuson. Azóta itthon és nemzetközi szinten rendkívül hasznos munkát végzett a FIP és másik elődünk, a CEB körében. Mai szervezetünk, a **fib** Magyar Tagozata Loykó Miklós tapasztalatának és újszerűségének számtalan előnyét élvezte.

Nyugdíjaztatása távolról sem jelentette a munkától való visszavonulást. A Pannon-Freyssinet Kft munkatársaként számos szerkezet tervezésében, hidak megerősítésében vett részt. E méltatás bevezetőjében felsorolt munkákon túl, az elmúlt években fűződött nevéhez a Hangony patak hídja, vasúti híd a 26. sz. út Miskolcot elkerülő szakaszán, a sajlóádi Sajó-híd, a 33. sz. főút 86+400 km szelvényében fekvő Kéti Főcsatorna híd, a Flórián téri felüljárón végzett munkák. A Pannon-Freyssinet Kft. tanácsadójaként ma is konzultál a vállalat munkatársaival.

Sokat beszélhetnénk még dr. Loykó Miklós érdemeiről, kiválóságáról, mindenkori segítő készségéről, nemes gondolatiról. Most arra van módunk, hogy kifejezzük köszönetünket mindazért, amit szakterületén évtizedeken át tett. Reméljük, hogy tanácsaival, tapasztalatainak átadásával hosszú ideig segíteni fogja a magyar vasbetonépítést.

Kívánunk jó egészséget, kedve szerinti tevékenységet, családjá körében sok szép évet.

T. G.



Néhány éves szívós küzdelem után elment Mentésné Zöldy Sarolta a hazai tartószerkezeti és ezen belül beton- és vasbetonépítési szakma egyik legjobban ismert és legkiválóbb személyisége. Hosszú szakmai pályafutása során kivitelezőként, tervezőként, oktatóként, kutatóként és a szakmai közélet számos területén egyaránt bizonyította kivételes képességeit.

Személyében az egyik olyan szaktekintélyünket tisztelhetjük, aki saját alkotásain kívül mindig képes volt maga körül iskolát teremteni, mérnökök és építészek generációi tanulhatták tőle a szakma igazi fortélyait. Kiemelkedő volt nemzetközi tevékenysége is, mellyel hazánk és szakmai társadalmunk hírnevét öregbítette a világban.

Nekünk, akik nem csak kollégái, tanítványai, de büszkén mondhatjuk, barátai is voltunk Sisának, halála nehezen felfogható és nem könnyen feldolgozható tény. Nem is távozik igazán közülünk, hiszen tanításai, szelleme bennünk él, beépült mindennapi tevékenységünkbe, gesztusainkba, világszemléletünkbe. Sisa olyan nyomot hagyott maga után, amelyet csak az igazán teljes és tartalmas életet élők szoktak.

Mentésné, Zöldy Sarolta 1950-ben szerzett építészmérnöki oklevelet a Budapesti Műszaki Egyetemen. Mérnöki pályáját rövid időre a Központi Lakásépítő Vállalatnál kezdte, építészvezetőként. 1950-től 1955-ig a BME városépítési majd alkalmazott szilárdságtani tanszékén oktatott, részt vett az oktatási programok és jegyzetek összeállításában és a tanszék szakértői tevékenységében. A tervezői gyakorlat megszerzése céljából ugyanezen idő alatt másodállásban az Ipartervben tervezőként számos ipari építmény (csarnokok, erőmű, tartályok, támfalak stb.) önálló szerkezet tervezését végezte.

A Csonka professzor által vezetett tanszék tervszerű és tendenciózus leépítése során, 1955-ben elbocsátották a Műegyetemről. Ezután a Könnyűipari Tervező Irodában kapott irányítószerkezet tervezői állást. Itt 1962-ig a könnyűipar minden ágazatának tervezett épületeket, olykor műtárgyakat. Munkája jelentős részét régi épületek rekonstrukciója és az ezt megelőző szerkezeti szakértői tevékenység alkotta.

1962 őszén áthelyezését kérte az Építéstudományi Intézetbe, amelynek minősítő tagozatát az ÉMI megalakításának előkészületei miatt gyakorlatból jövő, kutatói tevékenységére alkalmas szakemberekkel bővítették. Az ezután 1963-ben létrehozott ÉMI Tartószerkezeti Osztályán tudományos munkatársi, ill. főmunkatársi beosztásban széleskörű szakértői tevékenységet látott el szerkezetek károsodással kapcsolatban és tevékeny részese volt sok, hazánkban bevezetett szerkezet, szerkezeti rendszer, építési rendszer megvalósításának, szakértői tevékenysége mellett, részt vett a hazai és nemzetközi

méretezési szabványok megalapozásának korszerűsítésében, és a lehetőségek bővülésével aktív részese volt az épületkárosodásokkal foglalkozó CEB és CIB bizottságokban. A szerkezetek megfelelőségének, alkalmasságának vizsgálataival kapcsolatosan, folyamatosan foglalkozott a követelmények, a vizsgálati módszerek fejlesztésével és a külföldi gyakorlat tanulmányozásával.

A szabályozás területén számos országos és ágazati szabvány, ÉMI szabvány, konkrét termékekre vonatkozó Műszaki Feltételek, Műszaki Előírások és Műszaki irányelvek kidolgozásában vett részt. A szerkezetek jó minősége érdekében végzett munkát 1992-től az ÉMI tudományos minőségi igazgatójának tanácsadójaként, 1998-tól pedig az ÉMI-TÜV SÜD Kft. főmunkatársaként és ügyvezetője tanácsadójaként végezte, ahol egyebek között a társaság szakértői tevékenységéből is részt vállalt.

Posztgraduális oktatási tevékenysége során előadásokat tartott az igazságügyi szakértői és minőségbiztosítási szakmérnöki tanfolyamokon és a BME Mérnöki Továbbképző Intézet tematikus tanfolyamain. 1980-tól 1990-ig közreműködője illetve vezetője volt a tartószerkezettervezők mesteriskolájának.

1964. és 1974. között meghívás alapján több alkalommal tartott előadást a drezdai közlekedés építési főiskolán, a német építési akadémia épületfenntartás című konferenciáin, valamint Brünneben és Pozsonyban. A külföldi előadások anyaga, konferencia kiadványokban illetve szakmai folyóiratokban (Bauplanung- bautechnik) is megjelent.

Publikációi döntő többségükben épületszerkezetekkel és tartószerkezeti hibákkal foglalkoztak, azokat komplex szemlélettel ismertetve. Magyar nyelven több mint 100 szakcikke jelent meg szakmai folyóiratokban. 1981-től 1998-ig a Magyar Építőipar rovatvezetője, szerkesztője majd választott főszerkesztője volt. Tartószerkezeti káresetekről két önálló könyve jelent meg, társszerzője az építőipari kislexikonnak és a közkezdelt statikusok könyvének.

Mentésné Zöldy Sarolta aktív szerepet vállalt a Mérnöki Kamara tervezői és szakértői minősítő bizottságaiban.

A hazai beton- és vasbetonépítésben felmutatott kiemelkedő teljesítményét a **fib** Magyar Tagozata 2004-ben Palotás László-díjjal ismerte el.

Gazdag szakmai életútját kivételes általános tájékozottságának és széleskörű műveltségének köszönhetően a szakmán kívüliek is elismerték, mely elismerés nem utolsó sorban ragyogó kifejező készségének és előadói stílusának volt köszönhető.

Halála fájó úrt hagyott maga után, vigasztként csak azok az örökérvényű tanításai szolgálhatnak, melyek bennünk élnek és amelyekkel gazdagabbá tette egész környezetét.

Kedves Sisa, mindent nagyon köszönünk, emléket megőrizzük, nyugodjon békében.

Dr. Madaras Gábor