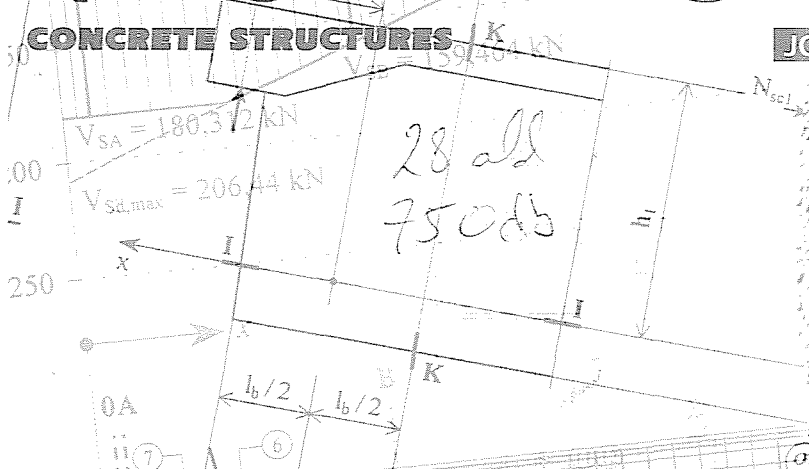


VASBETONÉPÍTÉS

CONCRETE STRUCTURES

JOURNAL OF THE HUNGARIAN GROUP OF **fib**

**Útkeresés
a szabványosításban**

Dr. Farkas György

A mérnökképzés fejlődése a BME Építőmérnöki Karán

66. oldal

Polgár László

Építés határok nélkül

67. oldal

Dr. Farkas György, Kovács Tamás,
Dr. Szalai Kálmán

A hazai közúti vasbe- ton hídszabályzatok és az Eurocode szerinti méretezés összehason- lításának eredményei

73. oldal

Orbán Zoltán, Vörös József

Vasúti hid biztonságá- nak megítélése hazai szabályzatok és az Eurocode alapján

81. oldal

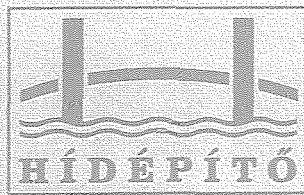
Armuth Miklós, Dr. Deák György

Repedések mélygara- zsok földemein

85. oldal

99/3

I. ÉVFOLYAM 3. SZÁM



HÍDÉPÍTŐ RÉSZVÉNYTÁRSASÁG

1138 Budapest, Karikás Frigyes u. 20. Postacím: 1371 Bp. 5. Pf.: 458.

Telefon: 465-2200 Fax: 465-2222

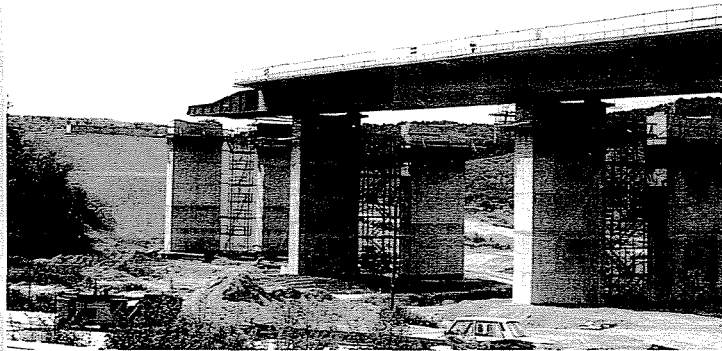
A Hídépítő Részvénytársaság szakmai elődjét, a Hídépítő Vállalatot 1949-ben alapították patinás, nagy szakmai múlttal rendelkező magáncégek államosításával és összevonásával. A szakmai elődök közül kiemelkedik a Zsigmondy Rt., amely többek között részt vett a budapesti Ferenc József híd 1894-ben kezdődött építésében. Azt a célt, amiért a Hídépítő Vállalatot kezdetben alapították, nevezetesen a II. Világháborúban lerombolt Duna- és Tisza-hidak újjáépítése, majdnem hiánytalanul teljesítette. (A hiány, ami érezhető és fájó seba a Dunának az esztergomi Mária-Valéria híd.)

A következő nagy korszakát jelentette a hídépítőknek az új hídépítési technológiák bevezetése, meghonosítása. Ezek közül is kiemelkedik a szabadszereléses hídépítési technológia, melynek bevezetésében részt vevő szakembereket Állami Díjjal tüntették ki. Ezzel a technológiával öt híd épült a Körösök vidékén és a Budapest Marx téri (Nyugati téri) közötti felüljáró, amely azóta is a főváros egyik legkorszerűbb, legkevesebb felújítást igénylő felüljárója.

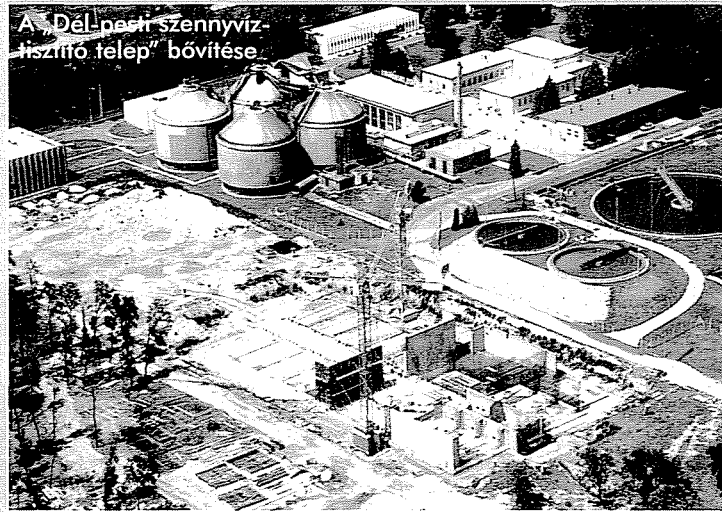
A következő nagy lépés volt az ún. szabadbetonozásos technológia bevezetése. Ezzel a technológiával épült a győri Mosoni-ági Duna-híd, a csongrádi közötti Tisza-híd és az M0 autótűt Soroksári-ági Duna-hídja.

Hídépítés területén a mennyiségi növekedés miatt az előregyártott szerkezeti elemekből épült autópálya hidak építésékor nagy előrelépésnek tűnt, amelynek fejlesztésében és építésében a „Hídépítők” jelentős részt vállaltak. A cég korszerű, takarékuéges, monolit hídszerkezeteket épített az M1 autópálya Győri elkerülő szakaszán. A hídszerkezetek építésének technológiai fejlődésében jelentős eredményt jelentett az ún. szakaszos előretolós hídépítés bevezetése. 1989. óta napjainkig már 22 híd épült ezzel az eljárás-

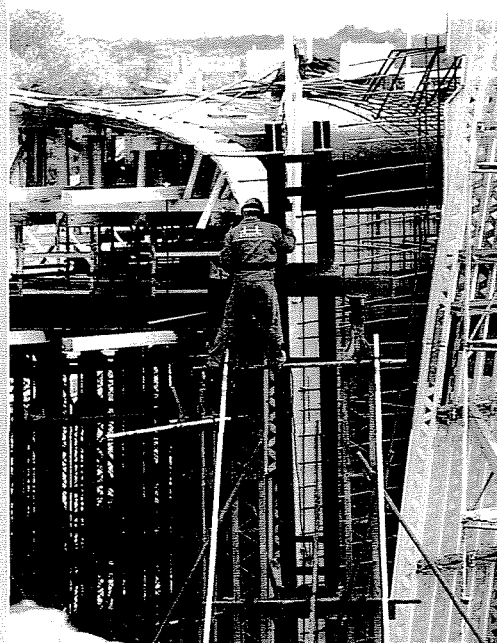
M0 autótűt 312 jelű hídja



A „Dél-pesti szennyvíztisztító telep” bővítése



Az ösküi közti felüljáró állványozása



M0 autótűt
Dulácska-híd
építés közben

sal, többnyire a cég saját Műszaki Osztályának a tervei alapján.

A „Hídépítők” a hídszerkezetek építése mellett a hidak alapozásának technológiai fejlesztése terén is jelentős eredményeket értek el. Többek között ők honosították meg a nagy átmérőjű, fűt cölöpök és a folyamatos cölöpök (CFA) készítését, valamint az oszlopos talajszilárdítási (Jet Grouting) eljárást. Újszerű megoldást fejlesztettek ki az élővízben történő hídpillérek építésére előregyártott vasbeton elemek alkalmazásával. Ugyancsak részt vállaltak a budapesti metró hálózat építésében (3. metró vonal Váci úti szakasz, Mill FAV meghosszabbítás, felújítás stb.).

Napjainkban a hídépítés mellett az ország infrastrukturális lemaradásának felszámolását célozták meg (pl. a Csepeli ivóvíztisztító-mű építése, a Dél-pesti szennyvíztisztító-mű bővítése, Várpalota térsége csatornahálózatának és szennyvíztisztítóinak építése, Budakalászi, Vecsés és Szeged csatornázása stb.). Minőségi munkával igyekeznek bizalmat kelteni a Megrendelői részére. Ennek érdekében bevezette és működteti az ISO 9001:1994 szabvány követelményeinek megfelelő minőségbiztosítási rendszert, amelyet nemzetközi tanúsítvánnyal igazol.



Főszerkesztő:

Dr. Balázs L. György

Szerkesztő:

Dr. Bódi István

Szerkesztőbizottság:

Beluzsár János

Csányi László

Dr. Csíki Béla

Dr. Erdélyi Attila

Dr. Farkas György

Kolozsi Gyula

Dr. Kovács Károly

Lakatos Ervin

Mátyássy László

Polgár László

Telekiné Királyföldi Antónia

Dr. Tóth László

Vörös József

Wellner Péter

Lektorai testület:

Dr. Deák György

Dr. Dulácska Endre

Dr. Garay Lajos

Dr. Kármán Tamás

Királyföldi Lajosné

Dr. Knébel Jenő

Dr. Lenkei Péter

Dr. Loykó Miklós

Dr. Madaras Gábor

Dr. Szalai Kálmán

Dr. Tassi Géza

Dr. Tóth Ernő

Dr. Träger Herbert

(Kéziratok lektorálására más kollégák is felkérést kapnak.)

Alapító: a fib Magyar Tagozata

Kiadó: a fib Magyar Tagozata

(fib = Nemzetközi Betonszövetség)

Szerkesztőség:

a fib Magyar Tagozata

1111 Budapest Bertalan L. utca 2.

Tel: 463 1751 Fax: 463 1784

Nyomdai előkészítés és nyomtatás:

RONÓ Bt.

Egy példány ára: 750 Ft

Előfizetési díj egy évre: 3000Ft

A folyóirat megjelenik

évente 5 alkalommal

(4 magyar és 1 angol nyelvű szám)

© a fib Magyar Tagozata

ISSN 1419-6441

Hirdetések felelősei:

Telekiné Királyföldi Antónia

Dr. Erdélyi Attila

Címlapfotó felelőse:

Csányi László

Címlapfotót készítette: Böleskey Miklós

Címlapfotó: Déli pályaudvar

metró kihúzó alagút

TARTALOMJEGYZÉK

- 66** Dr. Farkas György
**A mérnökképzés fejlődése a BME
Építőmérnöki Karán**
- 67** Polgár László
Építés határok nélkül
- 73** Dr. Farkas György, Kovács Tamás, Dr. Szalai Kálmán
**A hazai közúti vasbeton
hídszabályzatok és az Eurocode szerinti
méretezés összehasonlításának
eredményei**
- 81** Orbán Zoltán, Vörös József
**Vasúti híd biztonságának megítélése
hazai szabályzatok és az Eurocode
alapján**
- 85** Armuth Miklós, Dr. Deák György
Repedések mélygarázsok födémein
- 91** **Rendezvénynaptár – Műszaki Rövidhírek**

A folyóirat támogatói:

Ipar Műszaki Fejlesztésért Alapítvány, Királyföldi Lajosné, Bekaert, HÍDÉPÍTŐ Rt., MAGYAR ASZFALT Kft. MSC Magyar SCETAUROUTE, Mérnöki Tervező és Tanácsadó Kft., Pfeleiderer Lábatlani Vasbetonipari Rt., Pont-TERV Rt., MÉLYÉPTERV KOMPLEX Mérnöki Rt. Peristyl Kft., Techno-Wato Kft., MÁV Rt., Pannon Freyssinet Kft., STABIL PLAN Kft., BVM Épelem Kft., CAEC Kft., UNION PLAN Kft., Vasúti Hidak Alapítvány, BME Vasbetonszerkezetek Tanszéke, BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszéke

A MÉRNÖKKÉPZÉS FEJLŐDÉSE A BME ÉPÍTŐMÉRNÖKI KARÁN



A mérnök képzés alapvető célja olyan, a munkaerőpiacon keresett szakemberek kibocsátása, akik gyorsan változó világunkban rugalmasan képesek alkalmazkodni mind a hazai, mind a külföldi kihívásokhoz. Ennek csak ipari-szakmai kapcsolataink ápolásával és fejlesztésével felelhetünk meg.

Képzésünk hatékonyságát befolyásolja az a tény is, hogy az oktatás időtartama minimálisan öt év, így nehéz gyorsan reagálni a változó igényekre. További problémát jelent, hogy jelenleg a Budapesti Műszaki Egyetem Építőmérnöki Kara az egyetlen olyan intézmény Magyarországon, amelyben okleveles építőmérnök és földmérő és térinformatikai mérnökképzés, valamint továbbképzés folyik. Így a mérnöki tevékenység különböző szintjére, ide értve a kutatást is, kell felkészíteni az Egyetemre beiratkozott hallgatókat.

A Kar jelenlegi nevét a BME és az ÉKME egyesítésekor, 1967-ben kapta. **Az oktatás** akkor hagyományos, kötött tantervi formában, **négy szakon** (Közlekedésépítő, Szerkezetépítő, Vízépítő és Földmérő) **szerveződött**. Az 1990-es évek elejéig, kisebb tantervi módosításoktól eltekintve, ez a struktúra lényegében nem változott.

1992-ben az addigi merev képzési rendszer helyett **vezettük be** az úgynevezett **reform tantervet**, amely lehetővé teszi, hogy a hallgatók egy általános alapképzés után maguk döntsek el, milyen irányban kívánnak szakosodni. Ennek lényege, hogy a tantárgyak mintegy kétharmada kötelező, egyharmada pedig bizonyos szabályok szerint választható. A reform tantervre való áttéréssel egyidejűleg a Kar oktatását az előző négy szak helyett két szakon, az **építőmérnöki, valamint a földmérő és térinformatikai szakokon** szerveztük. A közlekedés, szerkezet és vízépítő szakok oktatása közös alapképzéssel az építőmérnöki szakon folytatódott. Az áttérés alapvető célja az volt, hogy az egységes, építőmérnöki diplomával több szakterületen is jó eséllyel helyezkedhessenek el a végzett mérnökök.

Ennek a tantervnek alapján **1993-ban tértünk át a záróvizsga rendszerű kredit képzésre**. A kredit rendszer lényege, hogy minden tantárgyhoz bizonyos számú kreditpontot rendelünk az elsajátításhoz szükséges egyetemi és otthoni munkamennyiség együttes figyelembevételével. A rendszer előnye, hogy a hallgatóknak nem kell kötött tanterv szerint haladniuk, hanem az egyes tantárgyakra érvényes előtanulmányi rend betartásával, szabadon vehetik fel a tantárgyakat. Egy tantárgy nem teljesítése így nem jelent automatikusan évis-méltést, sőt a javasolt mintatantervben megadott ütemnél gyorsabban is lehet haladni, ezen kívül külföldi részképzés során végzett tanulmányok elismerése is könnyebben megoldható.

A hallgatóknak egyetemi tanulmányaik során összesen 300 kreditpontot kell teljesíteniük az oklevél megszerzéséhez. Ebből 200 kredit értékű a kötelező tantárgyak összessége, 35 kreditet az úgynevezett záróvizsga, vagy kötelezően választható tantárgyakból kellett megszerezni, 20 kreditet szabadon választható műszaki, 15-öt szabadon választható nem műszaki tantárgyból kellett teljesíteni a diplomaterv értéke pedig 30 kredit. Diplomatervet készíteni azon a tanszéken lehetett, amelynek záróvizsga tantárgyaiból legalább 15 kreditet teljesített a hallgató. Záróvizsgát három tanszék tárgyaiból kellett tenni, minimálisan 10 kreditnyi tananyagból.

Az elmúlt évek tapasztalatai a **záróvizsga rendszerű kredit**

tanterv számos problémájára világítottak rá. A problémák gyökere elsősorban abból fakadt, hogy záróvizsga és szabadon választható tantárgyaikat a tanszékek szabadon hirdethették meg és a finanszírozás rendszere abban tette érdekeltté őket, hogy minél több tárgyuk legyen. Így az építőmérnöki szakon az 55 kötelező tantárgy mellett több száz választható tárgyat hirdettek meg. Ennek eredményeként az órarend szinte szervezhetlenné vált.

Megoldást csak a tantárgyak számának radikális csökkentése és ezzel egyidejűleg a záróvizsga tantárgycsoportok megszüntetése és a kötelezően választható tantárgyaknak szakirányok szerinti csoportosítása jelenthetett. Kézenfekvő volt, hogy az új tanterv kidolgozásánál vegyük figyelembe a Kamara véleményét és a szakirányokat lehetőleg a tervezői jogosultságokhoz illeszkedően határozzuk meg. Az egyeztetések eredményeként született meg az új, **szakirányos kredit rendszerű tanterv**, melyet az 1998/99-es tanévben vezettünk be.

A tantervben tíz fő és három társ szakirányt neveztünk meg, melyek tantárgyai több tanszék kötelezően választható tárgyaiból állnak össze. A szakirányok három fő csoportba foglalhatók a következők szerint:

Csoportok	Építmények	Infrastruktúra	Geoinformatika
Fő Szakirányok	<ul style="list-style-type: none"> Magasépítési Híd és műtárgy Geotechnika 	<ul style="list-style-type: none"> Út - vasút Vízépítés, vízgazdálkodás Városi Környezeti 	<ul style="list-style-type: none"> Építőipari geodézia Térinformatika Geodéziai alapkérdések
Társ szakirányok	<ul style="list-style-type: none"> Mérnök - építész Építési menedzsment 	<ul style="list-style-type: none"> Vízminőségi 	

Minden szakirány 6-8 tantárgyat tartalmaz, összesen 30 kreditpont értékben. Egy hallgatónak legalább két szakirányt kell választania 25 illetve 15 kreditpont értékben, melyeket fő, és mellék szakirányoknak tekintünk. Ezzel teljesíthető a két tervezői jogosultsághoz szükséges alapképzés feltétele. Minimálisan 25 kreditpontot abból a szakirányból kell teljesíteni, amelyből a diplomaterv készül. Záróvizsgát is ebből a szakirányból kell tenni.

Az Építési menedzsment szakirány kivitelezői ismeretek megszerzését teszi lehetővé. Fontosnak tartjuk, hogy a kivitelezés iránt érdeklődő hallgatók is megfelelő szintű alapképzést kaphassanak az egyetemen. Ennek további eszköze lehet az úgynevezett **szendvics típusú képzés**, amikor a hallgató egy félévet a harmad, vagy negyedév után vállalatnál tölt el gyakorlaton, megismerve a fogadó vállalat tevékenységét. Jelenleg erre csak szűk körben van lehetőség, de remény van a vállalatok fogadókészségének bővülésére.

A szakirányos tanterv előnye, hogy a mérnöki oklevél megszerzése után bármikor lehetőséget biztosít a továbbképzés keretében az alapképzésben nem teljesített újabb szakirányok elvégzésére. Valamely tervezői jogosultság alapfeltételéhez szükséges hiányzó kreditpontok intenzív, 3-4 hónapos továbbképzés keretében, praktikusán a levelező képzéshez becsatlakozva megszerezhetők, biztosítva ezzel az egy életen át való tanulás (live long learning) lehetőségét. Az ilyen módon megszerzett kreditpontokat a Kar az indexben igazolja, feltüntetve, hogy ezzel a hallgató milyen típusú tervezői jogosultság alapfeltételét teljesítette.

Dr. Farkas György
egyetemi docens, a BME
Építőmérnöki Kar dékánja



Polgár László

A világ globalizálódik, és ez alól az építőipar sem kivétel. Az Európai Unió Magyarország számára is kezd realitás lenni, ha lassan is, de mégis megvalósulni látszik az egységes európai normavilág. A METRO áruházlánc építése már a jövőt mutatja. Eurocode szerinti tervezés, nemzetközi együttműködés úgy a tervezésben mint a megvalósításban.

Kulcsszavak: globalizáció, EUROCODE

Mottó: „Aki túl későn lép, azt megbünteti az élet.” (Gorbatsov Honeckernek, 1989-ben)

1. Bevezetés

„Svájci az órád, kölni a kölnid...”, így szólt az egykori sláger, kifejezve, hogy a fogyasztás nem ismer határokat. Bezzeg az építés! Az építés helyhez kötött, erre nemzeti szabványok vonatkoznak, a helyszíni viszonyok, helyi adottságok, a szállítás költségigénye nem teszik lehetővé a külföldi behatolást – gondoltuk sokáig. Igazából mindig alaptalan volt ez a vélekedés. Sok évszázad épületei tanúskodnak az építés nemzetköziségéről. Az 50-es évek kötelező szoc. reál épületei, a vasbeton előregyártás követendő szovjet útja, a KGST szabványok is valahol azt mutatják, az építés akkor sem volt tisztán nemzeti. A rendszerváltás után a külföldi tőke beáramlása idején próbáltuk védeni állásainkat – Magyarországon MSZ szabványok a kötelezőek, magyar bejegyzett tervező tervezhet, mi tudjuk, itthon hogyan kell tervezni, építeni. Sötét felhőként gyülekeznek ugyan fejünk felett az Európai Unió egységes szabványai, de próbálunk ellenállni: Brüsszel késik, nincs még kiforvra az EC sorozat, még sok víz lefolyik a Dunán, mire az EN szabványok megjelennek. Igazából ez a gondolkodásmód inkább hasonlít a Pató Pál úr féle kényelemhez, mintsem megalapozott magatartáshoz.

Megváltozik a helyzet, ha megfordul az irány, nekünk kell külföldre teljesíteni.

2. METRO Magyarország

A METRO áruházak építésének története jól mutatja a változásokat. Még csak a „beavatottak” ismerték az ausztriai METRO áruházakat, amikor 1993-ban megjelent a METRO áruházlánc Magyarországon, építési szándékával. A menet tipikus. A magyarországi első METRO áruházakhoz a mintát az Ausztriában 1993-ban épített wiener-naustadti áruház szolgáltatta. Építész, statikus, gépész tervezői ugyanazok, mint Ausztriában (természetesen magyar partnerekkel). A rendszerváltás után alig éledező privatizált magyar építőiparnak referenciája is alig akad. Teljes a bizalmatlanság a KGST emlékün született MSZ szabványokkal szemben (van tapasztalat, 1989-93 között 10 METRO áruház a KGST-TGL szabványokra épült egykori NDK területén), lehet választani, ÖNORM-DIN-EC2. A választás nálunk természetesen az EC2-re esett, ezt legalább a külföldi partner sem ismeri jobban, mint mi.

Az alapkonstrukció adott, azon már nem lehet változtatni, de a betonméretek csökkenthetők. Az osztrák statikusnak értelmetlenek a magyar takarékos keresztmetszetek.

Munkaigényes a konstrukció, legfőbb szempont a beépített anyaggal a takarékoskodás (lassan értik csak meg a

külföldiek, tizedannyi órabéréknél mások a gazdasági elemzések eredményei). Feszített főtartó, feszített tetőszelemen – az osztrák-német gyakorlatban még nem terjedt el a részleges feszítés fogalma (annak ellenére, hogy Thürlimann 1969-ben részletesen ismertette az új elveket: Deutscher Betontag 1969).

Két áruház szerkezetépítése után már bizalmat élvez a magyar építőipar. Lehetőség nyílik kedvezőbb konstrukció kialakítására. További 7 áruház már a hazai fejlesztésű konstrukcióval épül.

3. METRO Románia

A METRO áruházi beruházások következő állomása Románia, 1997. Bukarestben földrengésveszély – indulás acélszerkezettel. Az eredmény: az első romániai áruházak szerkezete háromszorosába kerül a magyarországinak.

Ebben jelentős szerepet játszott a tűzvédelmi festés, de az árnövekedésben a pillérállás váltás is szerepet játszott, 10 x 20 m helyett az új típusú áruházak már 14 x 21 m pillérállással épültek. A földrengés veszély is növeli a szerkezet árát. A temesvári áruház építése előtt újabb kísérlet a vasbeton szerkezethez való visszatérésre.

Számunkra az egyedüli lehetőségként az EC2 szerinti tervezés kínálkozott, mivel szerencsére már Romániában is ismert az EC2 (sőt jobban ismert mint Magyarországon, az összes EC szabványok mintapéldákkal együtt megjelentek román-angol nyelven, 8 kötetben). A legnagyobb akadályt a feszített vasbeton tartók tűzállóságának megjelenése jelentette, ide vonatkozó román előírások hiányában. A megoldást az Eurocode 2-1-2 jelentette (Vasbeton szerkezetek tűzállósága). Ezen szabvány szerinti igazolás (részletes számításokat dr. Deák György úr végezte el, román részről Dumitrescu úr ellenőrizte) végül zöld utat adott a vasbeton szerkezeteknek.

ÉMI Magyarország – INCERT Románia együttműködéssel, földrengés veszélyre vonatkozó vizsgálat létrejött a bukaresti egyetemen (Crainic professzor) a nemzetközi együttműködés szép példája.

Építész tervezés Wels Ausztria – Temesvár, statika Budapest – Temesvár – Bukarest, épületgépészet Linz Ausztria, elemgyártás Hódmezővásárhely – Dunaújváros, és egy olyan országban (Romániában), ahol a vasbeton elem gyártás 10 éven át szinte teljesen leállt, 4 hónap alatt elkészült a 10.000 m² alapterületű áruház vasbeton szerkezete.

A következő állomás Brassó, a nagy távolság miatt kedvezőbb volt az elemek többségét – magyar segítséggel (sablon, művezetés,...) – Brassóban gyártani.

4. METRO Bulgária

A Metro áruházlánc következő célországa Bulgária. A romániai példa valamelyest könnyíti a feladatot. Bulgáriában is mélyponton az előregyártás. Az egykor szebb időt látott üzemenben nagy erőfeszítésekbe kerül a gyártás újraindítása. A tervezés viszont gördülékeny, Bulgáriában is ismert már az EC2.

Érdekes tapasztalni, mit is jelent – bizonyos fokú kiforratlansága ellenére – az egységes európai szabvány. A nyelvi nehézségek sokkal könnyebben legyőzhetők, ha a műszaki gondolkodás azonos.

A legnagyobb gond, Romániához hasonlóan a földrengésveszély. A nálunk „könnyű vasbeton vázak”-ként ismeretes csarnokszerkezetek Romániában és Bulgáriában ismeretlenek voltak.

A magas bordájú acél trapézlemez tetőhéjnak nem voltak hagyományai. Mindkét országban általános volt a csomópontképzésben a hegesztés.

Bulgáriában úgy ítélték meg, feltétlen előnyösebb volna, ha a főtartók és tetőszelemenek felső síkját azonos szintre lehetne hozni, hogy az acéllemezt mindkét irányban rögzíteni lehessen a szerkezethez. A magyarországi módosított szerkezet is ilyen, de nálunk nem a földrengésveszély motiválta ezt a szerkezeti kialakítást, hanem a szerkezeti magasság csökkentése. Az újabb romániai, bulgáriai áruházak szerkezeti fejlesztése már ezt a célt tűzi maga elé.

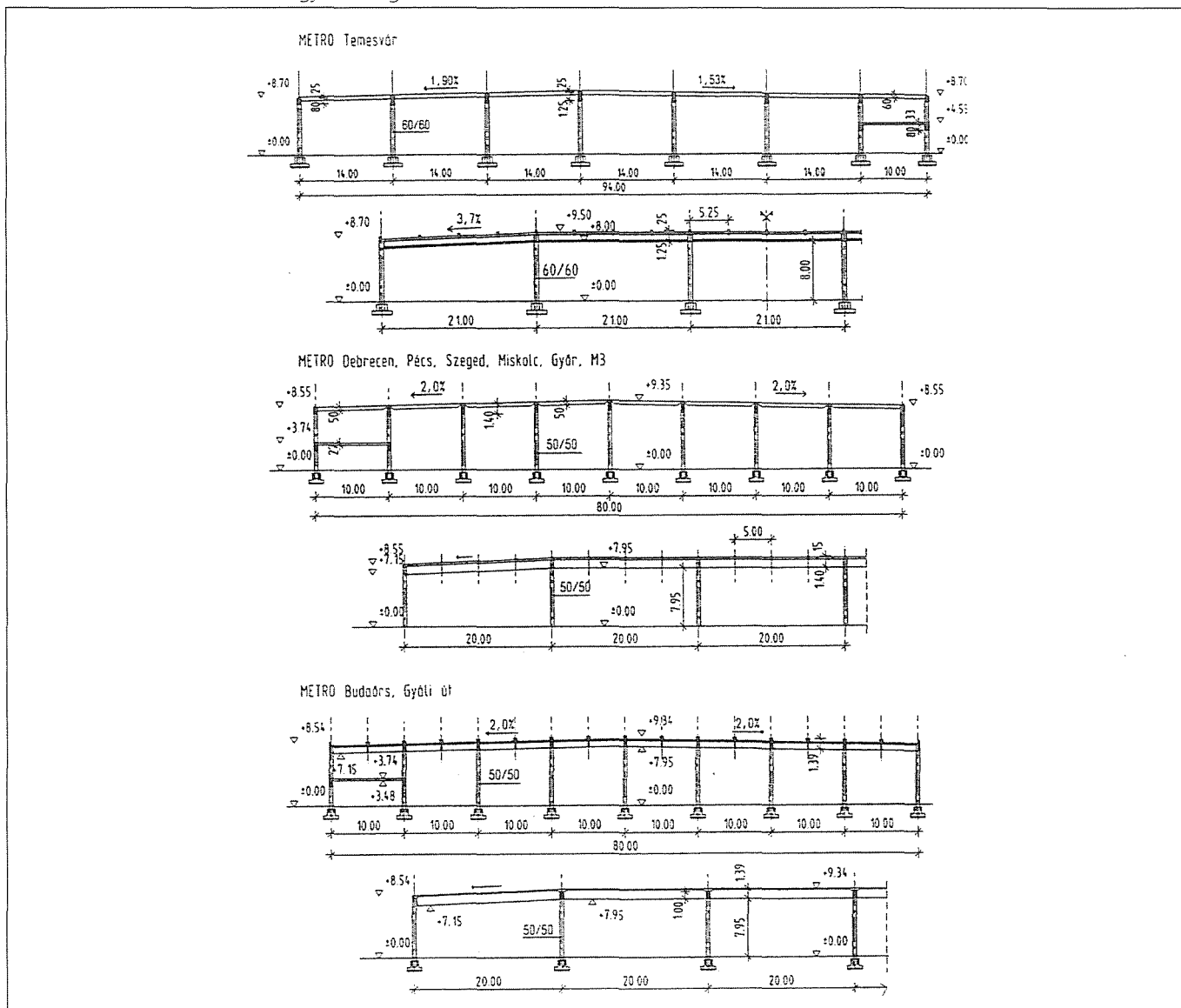
A METRO áruházakat Romániában a kolozsvári Rondó hullámpapírgyár, temesvári Continental raktár követték. Kezd kibontakozni a *jövő határok nélküli építése* (1. és 2. ábra).

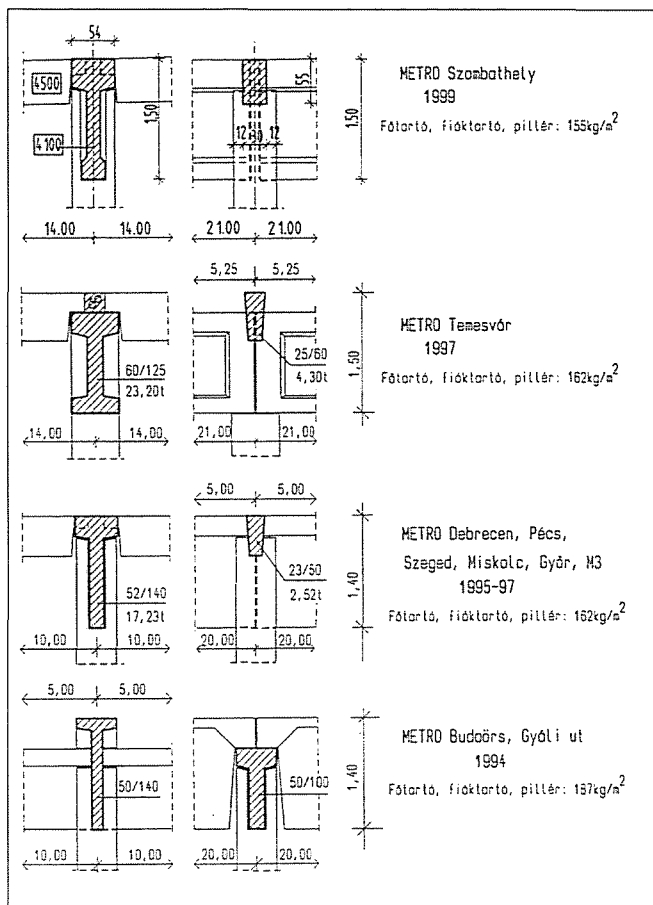
5. Tervezés

A számítógépek világában már nincs jelentősége, földrajzilag hol ülnek a tervezők. Akadályokat csupán az egyes softwerek összekapcsolása jelent. A magyarországi Nemetschek Allplan-Allplot kezdetben nehezen kommunikált a romániai, bulgáriai Auto-Cad-del. Az EC2 alkalmazása sem mindig zökkenőmentes, mivel még egyik országban sem valósult meg a teljes átállítás. Némi gondot a betonacélok eltérő minősége is okozott. Romániában, Bulgáriában a magyar B 38.24 betonacélhoz hasonlóból készítik a kengyeleket, míg Magyarországon általánossá vált a BHB 55.50 használata.

Fővasaláshoz Romániában és Bulgáriában egyaránt a magyar B 60.40-hoz hasonló anyagot használnak, miközben mi már rég átálltunk az 500 N/mm² folyáshatárú betonacélokra, sőt ma már a 18-m-es szálhossz sem akadály. Ily módon az általunk tervezett kis keresztmetszetek magas betonszilárdsággal, alacsonyabb acélszilárdságok mellett zsúfolt vasalásokat eredményeztek. Ugyanakkor a földrengésveszély miatt úgy Romániában, mint Bulgáriában törekedni kellett a minél kisebb önsúlyú szerkezetekre.

1. ábra: METRO Áruházak Magyarországon és Romániában 1994-1999





2. ábra: METRO áruházak néhány részlete Magyarországon és Romániában 1994-1999.

A további romániai, bulgáriai tervezésekhez elengedhetetlen volt a közös tervező részlegek létrehozása. A Budapest – Hódmezővásárhely – Kolozsvár – Szófia hálózat egyre eredményesebben működik. Ma már az egyik legnagyobb akadály a magyar EC2 lemaradás (Románia és Bulgária előttünk jár), remélhetően már nem sokáig (3. ábra).

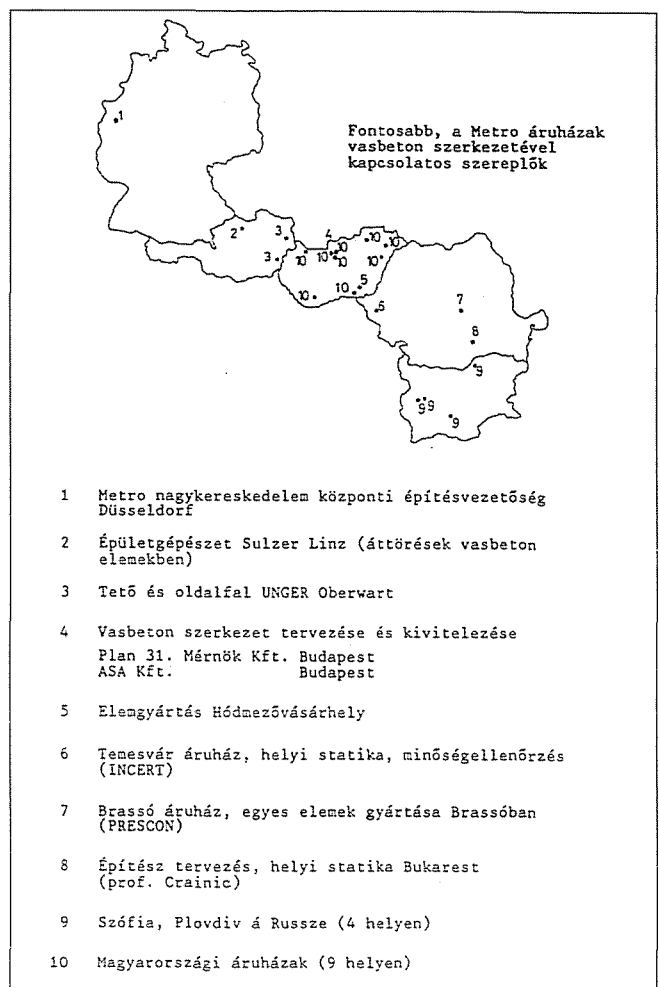
6. Kivitelezés

Az előregyártott vasbeton szerkezetekre természetesen továbbra is igaz, a beépítés helyéhez minél közelebb célszerű gyártani. A gyártó formák, sablonok esetében azonban célszerű lehet azoknak nagy távolságra szállítása. Ha az egyes üzemekben hasonló a gyártás-technológia, akkor ennek nincs különösebb akadálya.

Úgy a brassói mint a szófiai és a plovdivi szerkezetek esetében a gazdasági szempontokon kívül az idő játszott a fő szerepet. Új sablonok gyártására egyszerűen nem is lett volna idő.

7. Példa

Az ismertetésre kerülő példa azt mutatja, milyen a számítás menete nemzetközi együttműködés esetén. Itt ugyanis olyan módszert kellett találni, mely nyelvi különbözőség ellenére általánosan érthető. A bekeretezett értékek kerülnek a későbbi gépi számításba, ugyanakkor a kézi számítás (előmérétezés) sokszor fontosabb, mint a gépi számítás, mivel az mutatja meg a gondolkodást a problémáról. Miután hazai gyakorlatban az MSZ szerinti ellenőrzés is kötelező, így az EC szerinti „igénybevétel számításai értéke” mellett minden esetben az MSZ szerinti „mértékadó igénybevétel”-t is számítjuk.



3. ábra: METRO áruház tervezés nemzetközi kapcsolatok

A méretezés a nemzetközi gyakorlatban leggyakrabban követett módszer szerint – segédtablázatok, segédgrafikonok alapján, „m” „u” „w” módszerrel készítve minden külföldi által könnyen érthető (nálunk sajnos a fiatalok –érthetetlen módon nem ismerik ezt az Európában általánosan használt gyakorlatot, Hamburgtól Szófiáig azonban mindenütt)

A szerkezeti elemek „kétoldalt” jelölése a távtervezéskor nagy fontosságot kap, a tervlapok, elemjelek, igénybevételek, elhelyezési pozíciók, minőségi bizonylatok azonos kód alatt futnak, hol az éteren át, hol gépkocsin, hol vasúton, országhatárokon keresztül (4. és 5. ábra).

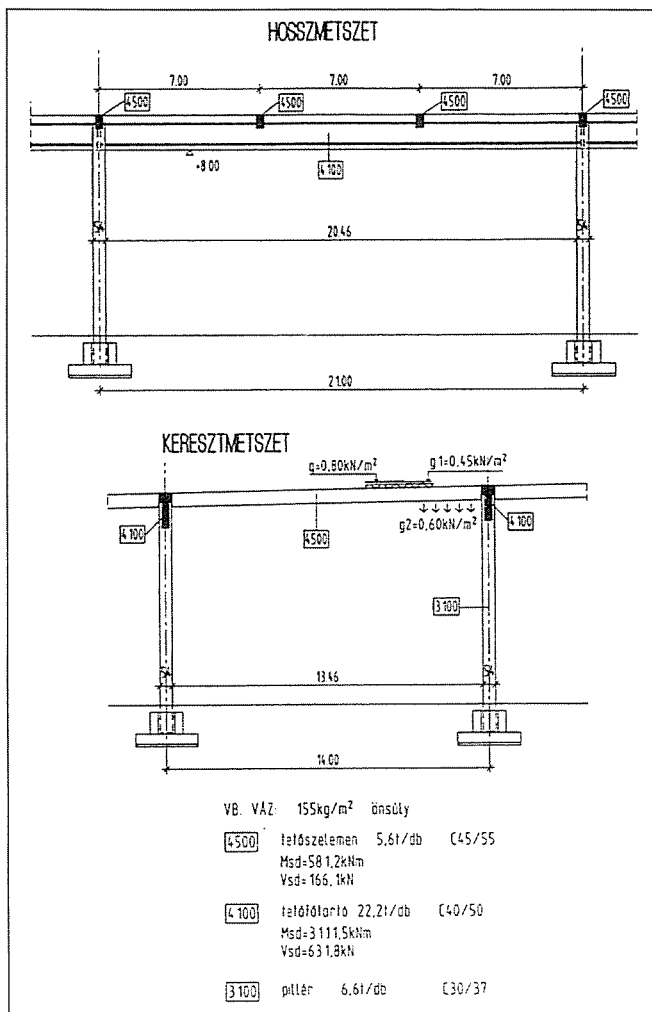
A számítás értékelése

Feszített tartóknál az egyik legnehezebb kérdés az ideális feszítési fok meghatározása

- felhajlás – lehajlás arány ideális beállítása
- tűzállóság biztosítása (acélbetétek növelése a feszítő pászmák számának csökkentése mellett vagy a feszítő betétek feljebb helyezése)
- gazdaságosság vizsgálata (feszítő pászmával olcsóbb a húzóerő felvétel, mint acélbetéttel)

A sok oldalnyi gépi számítás segítséget ad a mérlegeléshez (6. ábra). Az egyes változatok kinyomtatása nem feltétlenül szükséges, gyakorlott tervező a képernyő előtt mérlegeli az egyes futtatások eredményét. A mérlegelés eredménye az egyes országokban (itt Magyarország, Románia, Bulgária) a eltérő árvizonyok miatt eltérő lehet.

A tetőfőtartó esetében kérdéses lehet még a gerincvastagság megválasztása. Tekintettel arra, hogy a gerincben gépészeti vezetékek részére áttöréseket kell kialakítani, nem érdemes a minimumra törekedni a gerincvastagsággal, annak elle-



4. ábra: METRO áruház Magyarországon 1999 (tervezet)

nére, hogy a szerkezet önsúlya jelentősen csökkenthető lenne. A konstrukció kialakításánál jelentős szempont a földrengésveszély Romániában, Bulgáriában.

A román és bulgár tervezők véleménye szerint feltétlenül ajánlatos olyan konstrukciót választani, ahol a tetőszelemnek felső síkja azonos a tetőfőtartók felső síkjával. Innen ered a „zsebbe” ültetett tetőszelemen koncepció.

Magyarországon a törvény előírja még az MSZ szerinti igazolást:

4500 jelű tetőszelemen:

$$Z_H = A_s \cdot \sigma_{sH} + A_p \cdot \sigma_{pH} = 10,28 \text{ cm}^2 \cdot 42 \text{ kN/cm}^2 + 8,00 \text{ cm}^2 \cdot 133 \text{ kN/cm}^2 = 1496 \text{ kN}$$

$$x_b = 1496 / (2,9 \cdot 30) = 17,2 \text{ cm;}$$

$$z = 0,55 - 0,06 - 0,086 = 0,4 \text{ m}$$

$$M_H = z \cdot Z_H = 0,4 \cdot 1496 = 598,4 \text{ kNm} > M_{M1}$$

$$= 4980 \text{ kNm} (M_H/M_{M1} = 1,2)$$

4100 jelű tetőszelemen

$$Z_H = 12,56 \text{ cm}^2 \cdot 42 \text{ kN/cm}^2 + 14 \text{ cm}^2 \cdot 133 = 2390 \text{ kN}$$

$$x_b = 2390 / (2,7 \cdot 54) = 16,4 \text{ cm;}$$

$$z = 1,50 - 0,08 - 0,082 = 1,34 \text{ m}$$

$$M_H = z \cdot Z_H = 1,34 \cdot 2390 = 3203 \text{ kNm} > M_{M1}$$

$$= 2633 \text{ kNm} (M_H/M_{M1} = 1,216)$$

Az MSZ szerinti ellenőrzés nyilvánvalóan csak formai jelentőségű, de a törvény az törvény, el kell végezni. A globalizált világot már nem érdekli a nemzeti szabvány szerinti ellenőrzés, viszonyt az eredmény sokban hozzájárul ahhoz, hogy egyre

$$g_1 + g_2 = 0,45 + 0,60 = 1,05 \text{ kN/m}^2$$

$$V_{G4500} = 1,05 \cdot 7,0 \cdot 7,0 + 56/2 = 79,45 \text{ kN}$$

$$V_{Q4500} = 0,80 \cdot 7,0 \cdot 7,0 = 39,20 \text{ kN}$$

$$M_{G4500} = 1,05 \cdot 7,0 \cdot 14,0^2/8 + 56 \cdot 14/8 = 278,08 \text{ kNm}$$

$$M_{Q4500} = 0,80 \cdot 7,0 \cdot 14,0^2/8 = 137,20 \text{ kNm}$$

$$V_{G4100} = 2 \cdot V_{G4500} + G_{4100}/2 = 2 \cdot 79,45 + 222 = 380,90 \text{ kN}$$

$$V_{Q4100} = 2 \cdot V_{Q4500} = 2 \cdot 39,20 = 78,40 \text{ kN}$$

$$M_{G4100} = 2 \cdot V_{G4500} \cdot 7,0 + G_{4100} \cdot 21/8 = 1695,05 \text{ kNm}$$

$$M_{Q4100} = 2 \cdot V_{Q4500} \cdot 7,0 = 548,80 \text{ kNm}$$

V _{s,d} , M _{s,d}	T _{Rd1} , M _{Rd1}
107,25	87,40
58,80	54,88
166,05	142,28
375,41	305,89
205,80	192,08
581,21	497,97
514,22	418,99
117,60	109,76
631,82	528,75
2288,32	1864,56
823,20	768,32
3111,52	2632,88

Előméretezés:

4500

$$\mu = \frac{581,21 \cdot 10^6}{300 \cdot 490^2 \cdot 30} = 0,269; \quad \omega = 0,3381$$

$$A_s = 0,3381 \cdot 300 \cdot 490 \cdot 30 / 435 = 3428 \text{ mm}^2$$

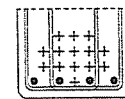
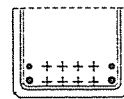
$$11\phi 20 \rightarrow 3454 \text{ mm}^2$$

4100

$$\mu = \frac{3111,52 \cdot 10^6}{540 \cdot 1420^2 \cdot 26,7} = 0,107; \quad \omega = 0,1150$$

$$A_s = 0,1150 \cdot 540 \cdot 1420 \cdot 26,7 / 435 = 5413 \text{ mm}^2$$

$$18\phi 20 \rightarrow 5652 \text{ mm}^2$$



5. ábra: METRO áruház Magyarországon 1999. számítás I.

kevésbé fogadják el a külföldi megrendelők, pl. az MSZ szerinti méretezést (miután rendre kimutatjuk, mennyivel kevesebbet követel az MSZ).

Bulgáriában és Romániában kicsit más a helyzet. Ezek az országok még távolabb állnak az EU tagságtól. Hátrányukat többek között azzal is próbálják behozni, hogy nagyobb energiával igyekeznek az EC2 szerinti méretezést terjeszteni. Ez a gyakorlatban abban nyilvánul meg, hogy az EC2 szerinti méretezést korlátlanul elfogadják. A másik oldal, például a német statikus ellenőr viszont az EC2 német változatához ragaszkodik (pl. nyírési méretezésnél T_{Rd} kisebb értékei).

8. MEGÁLLAPÍTÁSOK

A Metro áruházak magyarországi, romániai és bulgáriai építésének kapcsán igyekeztünk bemutatni a jövő globalizált világának hatását a vasbeton szerkezetek építésére. A folyamatnak még csak a kezdetén vagyunk, de a példa talán érzékelteti a jövőt.

A Plan 31 H; Plan 31 BG; Plan 31 Ro hálózat egy ilyen első próbálkozás, hogy lehet határok nélkül a világhálón dolgozni (7. ábra).

Nagyon reméljük, még idejében léptünk és az élet minket fog igazolni.

9. Köszönetnyilvánítás

A Metro áruházlánc gyorsan globalizálódott. Az európai mintegy 180 áruház igazolja üzletpolitikájukat.

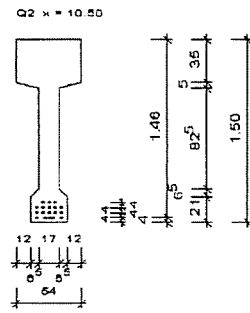
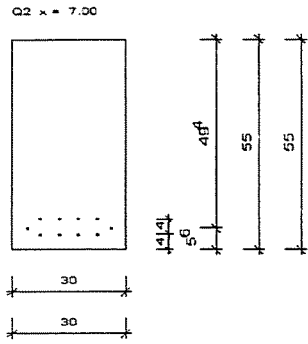
Szerencsésnek mondhatjuk magunkat és köszönettel tartozunk az építetőknek, hogy

bizalmukba fogadtak, aktívan közreműködhetünk a középkelet európai áruházak szerkezetének megvalósításában.

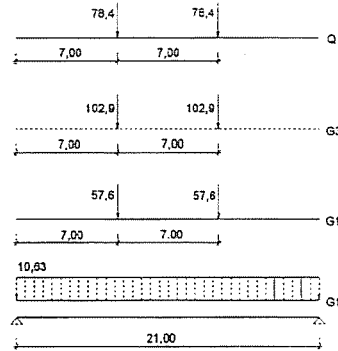
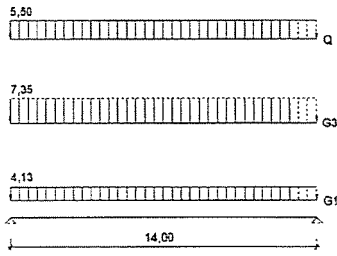
4500

4100

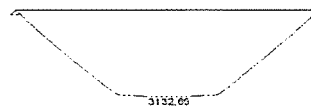
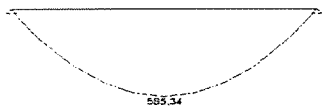
KERESZTMETSZET



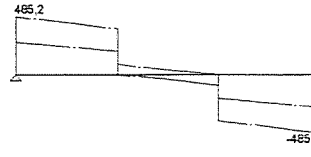
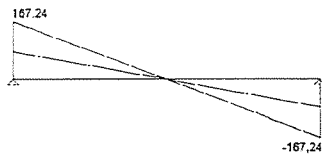
TERHEK



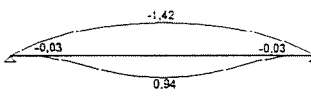
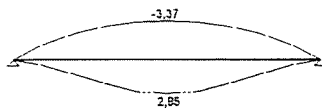
NYOMATÉK (kNm)



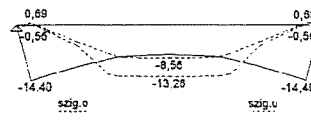
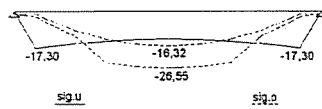
NYÍRÓERŐ (kN)



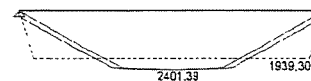
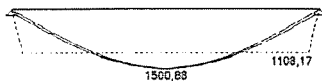
FELHAJLÁS-LEHAJLÁS (cm)



FESZŰLTSÉGEK A BETONBAN (N/mm²)



HÚZÓERŐ FELVÉTEL (kN)



NYÍRÁSI VASALÁS (cm²/m)



6. ábra: METRO áruház Magyarországon 1999. számítás II.

10. Jelölések

A két rendszerben (MSZ; EC2) történő állandó tervezés megnehezíti a statikus dolgát. A nemzetközi együttműködésben csak az EC2 szerinti jelölésekkel lehet boldogulni.

A_s	betonacél keresztmetszet
A_p	feszítő pászma keresztmetszet
$M_M; M_H; T_M$	MSZ szerinti jelölések
$V_{sd}; M_{sd}$	EC2 szerinti igénybevétel számítási érték
$V_G; \dots; V_Q; M_G; M_Q$	igénybevételi alapértékek, G állandó teherre, Q változó teherre hivatkozás, indexben a tartószerkezeti elemre hivatkozás
$\mu; \omega$	segédmenntiségek, EC2 szerinti tervezési segédletekből



7. ábra: METRO áruház Temesvár

11. Hivatkozások

- Polgár L. (1998) "Csarnokszerkezetek előregyártott vasbetonból" *Beton Évkönyv*, 1998-99/8 fejezet, pp.150-180
- Polgár L. (1993) "Csatlakozás "Európa-hoz" a szabványokon keresztül" *Beton*, I évf. 10, p. 7
- Polgár L. (1995) "METRO áruház újból" *Beton*, III évf. 5, p. 10.
- Polgár L. (1995) "Eurocode előrehaladás" *Beton*, III évf. 5, p. 13.
- Polgár L. (1997) "METRO áruház Temesváron 53 nap alatt", *Beton*, VI évf. 3, pp. 3-4.
- Polgár L. (1997) "Nemzetközi együttműködés a METRO áruházak építésénél", *Beton*, VI évf. 7-8, pp.11-13.
- Polgár L. (1996) "A betonépítés szabályozása" *Beton*, IV évf. 12, pp. 3-6.

Polgár László (1943) okl. mérnök. Budapesti Műszaki Egyetem Mérnöki Kar; 1966-tól építészvezető Hódmezővásárhelyen 31. sz. ÁÉV; 1970-71 statikus tervező IPARTERV, 71-től gyártmányfejlesztő, főtechnológus, műszaki főosztályvezető 31. sz. ÁÉV; 1992-től ügyvezető igazgató PLAN 31. Mérnök Kft. műszaki ügyvezető ig. ASA Építőipari Kft. Tevékenység: előregyártott vasbeton szerkezetek, ipari betonpadlók tervezése, kivitelezése. A Magyar Építőanyag Szövetség Beton Tagozatának elnöke. A fib Magyar Tagozat tagja.

CONSTRUCTION WITHOUT BORDERS AND LIMITS

Nowadays the word tends to be globalized including the construction industry. Participation in the European Union starts to be a reality also for Hungary. The European standardization is getting to be a reality even if it is a slow process. The construction of the MERTO shopping chain already indicates the future: design according to the Eurocode and international cooperation in design as well as in construction.



Megrendelem a VASBETONÉPÍTÉS című műszaki folyóiratot.

Előfizetési díj az 1999. évre: 3000 Ft.

Név:

Cím:

Tel.: Fax:

Fizetési mód (a megfelelő választ kérjük jelölje be):

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

Átutalási utalványt kérek eljuttatni a fenti címre

Dátum: Aláírás:

A megrendelőlapot kitöltés után kérjük visszaküldeni a szerkesztőség címére:

VASBETONÉPÍTÉS szerkesztősége
c/o BME Vasbetonszerkezetek Tanszéke
1111 Budapest, Bertalan Lajos u. 2.
Fax: 463-1784

(Ez a lap tetszőlegesen másolható.)

A HAZAI KÖZÚTI VASBETON HÍDSZABÁLYZATOK ÉS AZ EUROCODE SZERINTI MÉRETEZÉS ÖSSZEHAISONLÍTÁSÁNAK EREDMÉNYEI



Dr. Farkas György – Kovács Tamás – Dr. Szalai Kálmán

Az Európai Közösséghez való csatlakozás közeledtével egyre sürgetőbb feladat annak megvizsgálása, hogy a közúti hidjaink megfelelnek-e a hidakra vonatkozó nemzetközi követelményeknek. A közelmúltban lehetőségünk volt arra, hogy egy bordás vasbeton és egy szekrényes, feszített vasbeton híd példáján összehasonlítsuk a hazai korábbi és jelenleg kiadás előtt álló, új Hídszabályzat szerint számított erőtani követelményeket egymással és az Eurocode szerintiekkel. A vizsgálat eredményeként megállapítható volt, hogy egyrészt a Hídszabályzat 1999. évi módosítása közelít az Eurocode szerinti követelményekhez, másrészt az EC szerinti követelmények teljesüléséhez néhány százalékkal több acélbetétre van szükség.

Kulcsszavak: teherbírás, használhatóság, biztonság, anyagfelhasználás

1. BEVEZETÉS

A Európai Közösségbe való belépés közeledtével egyre sürgetőbb feladat annak megvizsgálása, hogy az Eurocode-ok hazai bevezetésének milyen következményei lesznek. A BME Vasbetonszerkezetek Tanszékén évek óta foglalkozunk a hazai szabályzatok és a vonatkozó EC-k szerinti méretezés összehasonlításával (Szalai-Farkas-Erdélyi-Loykó, 1999; Farkas, 1998; Szalai-Farkas-Kollár, 1998; Farkas-Kollár, 1997).

Különösen fontos e munka elvégzése a nemzetközi járműforgalomban közvetlenül érintett közúti hidjaink esetében. E tevékenység keretében a közelmúltban a Közúti Hídszabályzat (KH) és az Eurocode (EC) szerinti előírások alapján méreteztünk egy bordás közúti vasbeton híd és egy szekrényes keresztmetszetű csúszókábeles feszített közúti vasbeton híd. A cikkben ennek a vizsgálatnak a tapasztalatait foglaljuk össze.

Megjegyzés: az összehasonlítást az EC1-3 (A hidak forgalmi terhei) és EC2-2 (Beton hidak) mellett a vasbeton bordás híd esetében a KH86 (ME-07-3701:1986) illetve a feszített vasbeton szekrényes feszített híd esetében a KH99 (ÚT 1-3.401) szerint végeztük el.

2. TEHERKOMBINÁCIÓK ÉS ERŐTANI KÖVETELMÉNYEK

A vizsgált bordás közúti vasbeton híd geometriai adatait az 1. ábrában, a szekrényes keresztmetszetű csúszókábeles feszített közúti vasbeton híd elrendezését a 2. ábrában mutatjuk be. Megjegyezzük, hogy a teherkombinációkat csak a KH99-re vonatkozóan mutatjuk be.

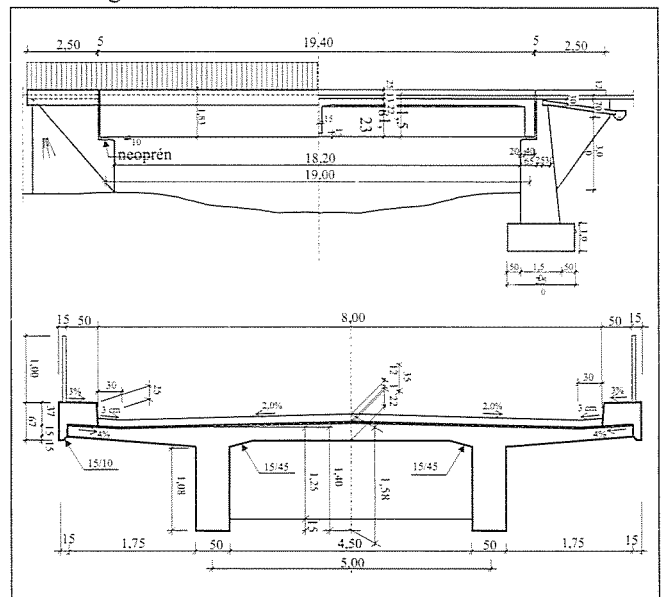
2.1 A Magyar KH99 szerinti vizsgálat

KH99 szerint a feszített szerkezetet ellenőrizni kell

- átmeneti és használati állapotban a terhek alapértékével megengedett feszültségekre,
- teherbírási határállapotban a terhek szélső értékére teherbírásra,
- üzemi állapotban az állandó terhek alap és a hasznos terhek üzemi értéke mellett repedéskorlátozásra,

- a dinamikus tényező nélküli hasznos terhek alapértékére alakváltozásra,
 - a hasznos teher üzemi értékével fáradásra.
- A közölt példa során fáradási vizsgálatot nem végeztünk.

A vizsgálatban felhasznált teherkombinációk:



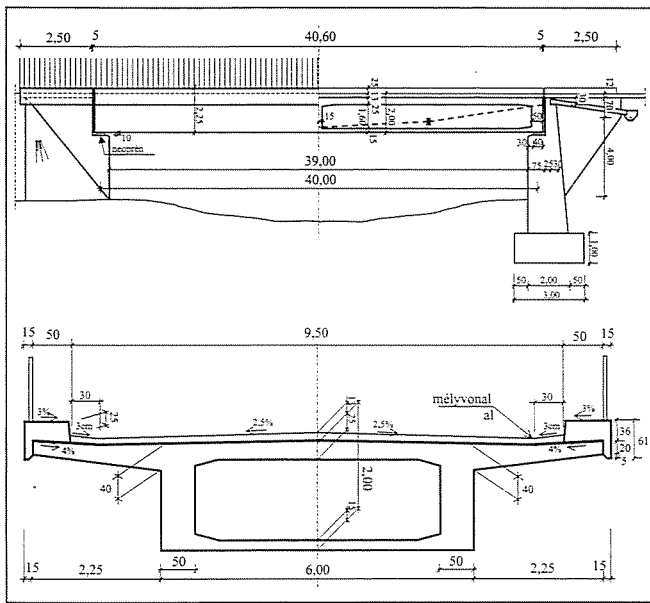
1. ábra: A bordás vasbeton híd geometriai adatai

- átmeneti és használati állapotban: $Y_g + Y_p + \mu \cdot (Y_{p,pj} + Y_{Gk})$,
- teherbírási határállapotban: $\gamma_g \cdot Y_g + \gamma_p \cdot Y_p + \mu \cdot \gamma_h \cdot (Y_{p,pj} + Y_{Gk})$,
- üzemi állapotban: $Y_g + Y_p + \mu \cdot (Y_{p,pj,\bar{u}} + Y_{Gk,\bar{u}})$,
- alakváltozásra: $Y_{p,pj} + Y_{Gk}$.

Erőtani követelmények a KH99 szerint

Az „A” osztályú 800 kN koncentrált és a 3-4 kN/m² közötti (a közölt példában 3,74 kN/m²) megoszló járműteher alapértékek figyelembe vételével, az erőtani követelmények a fenti KH'99 teherkombinációk mellett:

- átmeneti és használati állapotban: $\sigma_{bn,y} \leq \sigma_{bn,y,e}$ és $\sigma_{bh} \leq \sigma_{bh,e}$ és $\sigma_{bl} \leq \sigma_{bh,e}$ és $\sigma_s \leq \sigma_{s,e}$ és $\sigma_p \leq \sigma_{p,e}$,
- teherbírási határállapotban: $M \leq M_H$ és $T_M \leq T_H$ és $M_{tM} \leq M_{tH}$



2. ábra: A feszített, szekrényes vasbeton híd geometriai adatai

- c) üzemi állapotban, a szélső szálaban: $\sigma_{bh} \leq 0$,
- d) alakváltozásra: $e_{max} \leq L/400$.

2.2 Az EC szerinti vizsgálat

Az EC szerint a feszített szerkezetet ellenőrizni kell:

- a) teherbírasi határállapotban a terhek szélső értékére teherbírásra,
- b) használhatósági határállapotban:
 - a terhek ritka kombinációjára a megengedett feszültségekre,
 - a terhek gyakori kombinációjára repedéskorlátozásra vagy repedéstágasságra,
 - a terhek kvázi-állandó kombinációjára alakváltozásra,
- c) az ún. egyenértékű fáradási terhek alapján fáradásra. A közölt példában fáradási vizsgálat nem készült. Az EC szerinti vizsgálatban felhasznált teherkombinációk:

- a) teherbírasi határállapotban: $\gamma \cdot Y_G + \gamma_p \cdot Y_p + \gamma_Q \cdot (Y_{UDL,q} + \Psi_{0,TS} \cdot Y_{TS})$,
- vagy $\gamma \cdot Y_G + \gamma_p \cdot Y_p + \gamma_Q \cdot (\Psi_{0,UDL,q} \cdot Y_{UDL,q} + Y_{TS})$,
- b) használhatósági határállapotban

- a terhek ritka kombinációjára:

$$Y_G + Y_p + \Psi_{1,UDL,q} \cdot Y_{UDL,q} + \Psi_{1,TS} \cdot Y_{TS}$$
 vagy $Y_G + Y_p + \Psi_{1,TS} \cdot Y_{TS} + \Psi_{1,UDL,q} \cdot Y_{UDL,q}$
- a terhek gyakori kombinációjára:

$$Y_G + Y_p + \Psi_{1,UDL} \cdot Y_{UDL} + \Psi_{2,TS} \cdot Y_{TS}$$
 vagy $Y_G + Y_p + \Psi_{1,TS} \cdot Y_{TS} + \Psi_{2,UDL} \cdot Y_{UDL}$
- a terhek kvázi-állandó kombinációjára:

$$Y_G + Y_p + \Psi_{2,UDL,q} \cdot Y_{UDL,q} + \Psi_{2,TS} \cdot Y_{TS}$$

Erőtani követelmények az EC szerint:

Az 1. tehermodell sávonként 600+400+200 kN koncentrált és az 1. sávban 9 kN/m², a továbbiakban 2,5 kN/m² megoszló járműteher alapértékeinek figyelembe vételével, és az előző EC teherkombinációk mellett az erőtani követelmények

- a) teherbírasi határállapotban: $M_{Sd} \leq M_{Rd}$ és $V_{Sd} \leq V_{Rd3}$ és $T_{Sd} \leq T_{Rd2}$ és $\left(\frac{T_{Sd}}{T_{Rd1}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Sd}}{V_{Rd2}}\right)^2 \leq 1$,

- b) használhatósági határállapotban:
 - a terhek ritka kombinációjában: $\sigma_c \leq 0,6 \cdot f_{ck}$, $\sigma_s \leq 0,8 \cdot f_{yk}$ és $\sigma_p \leq 0,65 \cdot f_{pk}$
 - a terhek gyakori kombinációjára: $\sigma_{c,szélső szálab} \leq 0$ (3. környezeti osztály esetén),
 - a terhek kvázi-állandó kombinációjára: $e_{Sd} \leq (L/500)$.

2.3 A jelölések értelmezése

2.3.1 Az összefüggések jelölései

- Y_G, Y_G – az állandó súlyterhek okozta hatás
- Y_p – a feszítés okozta hatás
- $Y_{p,pj}, Y_{UDL,q}$ – a hasznos terhek megoszló része + a járdateher által okozott hatás
- $Y_{p,pj,ü}$ – a hasznos terhek megoszló részének üzemi értéke + a járdateher üzemi értéke által okozott hatás
- Y_{Gk}, Y_{TS} – a hasznos terhek koncentrált járműteher része által okozott hatás
- $Y_{Gk,ü}$ – a hasznos terhek koncentrált járműteher részének üzemi értéke által okozott hatás
- γ_g, γ_G – az állandó súlyterhek biztonsági tényezői
- γ_p – a feszítés biztonsági tényezője
- γ_h, γ_Q – a hasznos terhek biztonsági tényezői
- μ – dinamikus tényező
- $\Psi_{0,UDL,q}$ – a hasznos terhek megoszló része és a járdateher kombinációs tényezője a teherbírasi határállapotban
- $\Psi_{0,TS}$ – a hasznos terhek koncentrált járműteher részének kombinációs tényezője teherbírasi határállapotban
- $\Psi_{1,UDL}$ } – a hasznos terhek megoszló részének (a járdateher nélkül) kombinációs tényezője a megfelelő használhatósági határállapotban
- $\Psi_{2,UDL}$ }
- $\Psi_{1,UDL,q}$ } – a hasznos terhek megoszló része és a járdateher kombinációs tényezői a használhatósági határállapotokban
- $\Psi_{2,UDL,q}$ }
- $\Psi_{1,TS}$ } – a hasznos terhek koncentrált járműteher részének kombinációs tényezője a használhatósági határállapotokban
- $\Psi_{2,TS}$ }

2.3.2 Az igénybevételek biztonsági tényezői

Az igénybevételek KH86 és KH99 szerinti biztonsági tényezőit az 1. táblázatban tüntettük fel.

Biztonsági tényezők	KH86	KH99
γ_g	1,0	0,9 vagy 1,1
γ_p	0,9 vagy 1,1	0,9 vagy 1,1
γ_h	1,2	1,3

1. táblázat: A KH szerinti igénybevételek biztonsági tényezői

Az igénybevételek EC szerinti biztonsági tényezőit a 2. táblázatban mutatjuk be.

Biztonsági tényező	EC
γ_G	1,35 vagy 1,0
γ_P	1,0
γ_Q	1,35

2. táblázat: Az EC szerinti igénybevételek biztonsági tényezői

2.3.3 A kombinációs tényezők

A KH szerint a vizsgált esetben (a koncentrált és megoszló jármű teher mellett más, esetleges teherrel nem számolunk) kombinációs tényező nincs.

Az EC szerinti kombinációs tényezőket a 3. táblázatban adjuk meg.

	kombinációs tényezők			
	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_1	Ψ_2
UDL, q_i	0,40	0,80	0,40	0,00
TS	0,75	0,80	0,75	0,00

3. táblázat: Az EC szerinti kombinációs tényezők

2.4 A számításba vett határszilárdsági értékek

A vizsgálatánál figyelembe vett anyagjellemzőket a 4. táblázatban foglaljuk össze

Megnevezés	KH86	KH99	EC	Megjegyzés
BETON C25/30 Biztonsági tényező Kiegészítő csökkentő tényező	$\gamma_s=1,3$ $\alpha_R=0,91$	$\gamma_s=1,3$ $\alpha_R=0,91$	$\gamma_s=1,5$ $\alpha=0,85$ (0,8)	$\alpha_R=0,75+\frac{4}{R_{sk}} \leq 0,95$
Nyomószilárdság minősítési/karakterisztikus értéke határértéke/tervezési értéke	$R_{sk}=25$ N/mm ² $\sigma_{sH}=17,5$ N/mm ²	$R_{sk}=25$ N/mm ² $\sigma_{sH}=17,5$ N/mm ²	$f_{ck}=25$ N/mm ² $f_{cd}=16,67$ N/mm ² $\alpha \cdot f_{cd}=14,17$	$\sigma_{sH}=\frac{\alpha_s \cdot R_{sk}}{\gamma_s}$; $f_{cd}=\frac{f_{ck}}{\gamma_c}$
Húzószilárdság határértéke/várható értéke	$\sigma_{sH}=1,6$ N/mm ²	$\sigma_{sH}=1,6$ N/mm ²	$f_{ctm}=2,6$ N/mm ²	$\sigma_{sH}=\frac{0,278 \cdot \sqrt{f_{ctm}}}{\gamma_s} - 0,3$; $f_{ctm}=0,3 \cdot f_{ck}^{0,67}$
Határ/törési összenyomódás	$\epsilon_{sH}=0,25$ %	$\epsilon_{sH}=0,25$ %	$\epsilon_{ct}=0,35$ %	
Rugalmassági modulus várható értéke	$E_{s0}=30800$ N/mm ²	$E_{s0}=30500$ N/mm ²	$E_{cm}=30500$ N/mm ²	KH86 és KH99: $E_{s0}=9,5 \cdot (R_{sk}+8)^{1/3}$; $E_{cm}=9,5 \cdot (f_{ck}+8)^{1/3}$
BETON C40/50 Biztonsági tényező Kiegészítő csökkentő tényező	$\gamma_s=1,3$ $\alpha_R=0,85$	$\gamma_s=1,3$ $\alpha_R=0,85$	$\gamma_s=1,5$ $\alpha=0,85$ (0,8)	$\alpha_R=0,75+\frac{4}{R_{sk}} \leq 0,95$
Nyomószilárdság minősítési/karakterisztikus értéke határértéke/tervezési értéke	$R_{sk}=40$ N/mm ² $\sigma_{sH}=26$ N/mm ²	$R_{sk}=40$ N/mm ² $\sigma_{sH}=26,0$ N/mm ²	$f_{ck}=40$ N/mm ² $f_{cd}=26,67$ N/mm ² $\alpha \cdot f_{cd}=22,67$	$\sigma_{sH}=\frac{\alpha_s \cdot R_{sk}}{\gamma_s}$; $f_{cd}=\frac{f_{ck}}{\gamma_c}$
Húzószilárdság határértéke/várható értéke	$\sigma_{sH}=2,1$ N/mm ²	$\sigma_{sH}=2,1$ N/mm ²	$f_{ctm}=3,5$ N/mm ²	$\sigma_{sH}=\frac{0,278 \cdot \sqrt{f_{ctm}}}{\gamma_s} - 0,3$; $f_{ctm}=0,3 \cdot f_{ck}^{0,67}$
Határ/törési összenyomódás	$\epsilon_{sH}=0,25$ %	$\epsilon_{sH}=0,25$ %	$\epsilon_{ct}=0,35$ %	
Rugalmassági modulus várható értéke	$E_{s0}=34500$ N/mm ²	$E_{s0}=34500$ N/mm ²	$E_{cm}=35000$ N/mm ²	KH86; KH99: $E_{s0}=9,5 \cdot (R_{sk}+8)^{1/3}$; $E_{cm}=9,5 \cdot (f_{ck}+8)^{1/3}$
BETONACÉL B60.50/B500B Biztonsági tényező	$\gamma_s=1,32$	$\gamma_s=1,19$	$\gamma_s=1,15$	
Szakítószilárdság minősítési/karakterisztikus értéke	$R_{sk}=600$ N/mm ²	$R_{sk}=600$ N/mm ²	$f_{tk}=600$ N/mm ²	
Folyáshatár minősítési/karakterisztikus értéke határértéke/tervezési értéke	$R_{yk}=500$ N/mm ² $\sigma_{sH}=380$ N/mm ²	$R_{yk}=500$ N/mm ² $\sigma_{sH}=420$ N/mm ²	$f_{yk}=500$ N/mm ² $f_{td}=435$ N/mm ²	$f_{yk}=\frac{f_{tk}}{\gamma_s}$
Határnyúlás / A legnagyobb teherhez tartozó teljes betonacél nyúlás karakterisztikus értéke	$\epsilon_{sk}=2,5$ %	$\epsilon_{sk}=2,5$ %	$\epsilon_{tk}=3,5$ %	
Rugalmassági modulus várható értéke	$E_s=205000$ N/mm ²	$E_s=200000$ N/mm ²	$E_s=200000$ N/mm ²	
FESZÍTŐCÉL Fp-150/1860 Biztonsági tényező	--	$\gamma_s=1,15$ és $1,33$	$\gamma_s=1,15$	
Szakítószilárdság minősítési/karakterisztikus értéke	--	$R_{p0,1k}=1860$ N/mm ²	$f_{pk}=1860$ N/mm ²	
0,1%-os egyezményes folyás-határ minősítési / karakterisztikus értéke	--	$R_{p0,1k}=1580$ N/mm ²	$f_{p0,1k}=1580$ N/mm ²	
Határszilárdság / szakítószilárdság tervezési értéke	--	$\sigma_{pH}=1375$ N/mm ²	$f_{pd}=1456$ N/mm ²	KH99: $\sigma_{pH}=\min\left(\frac{R_{p0,1k}}{1,15}; \frac{R_{p0,1k}}{1,33}\right)$ EC: $f_{pd}=0,9 \cdot \frac{f_{pk}}{\gamma_s}$
Határnyúlás / A legnagyobb teherhez tartozó teljes betonacél nyúlás karakterisztikus értéke	$\epsilon_{sk}=2,5$ %	$\epsilon_{sH}=2,5$ %	$\epsilon_{tk}=3,5$ %	
Rugalmassági modulus várható értéke	$E_p=$ $=195000$ N/mm ²	$E_p=195000$ N/mm ²	$E_p=190000$ N/mm ²	

Megjegyzések: 1. A KH86-ban C40 és magasabb betonosztály és feszítő pászma nem szerepelt

4. táblázat: Az összehasonlító számításban felhasznált ellenállási adatok

3. AZ ERŐTANI SZÁMÍTÁS EREDMÉNYEINEK ÖSSZEHASONLÍTÁSA

3.1 A bordás vasbeton híd KH86 és EC alapján való méretezése

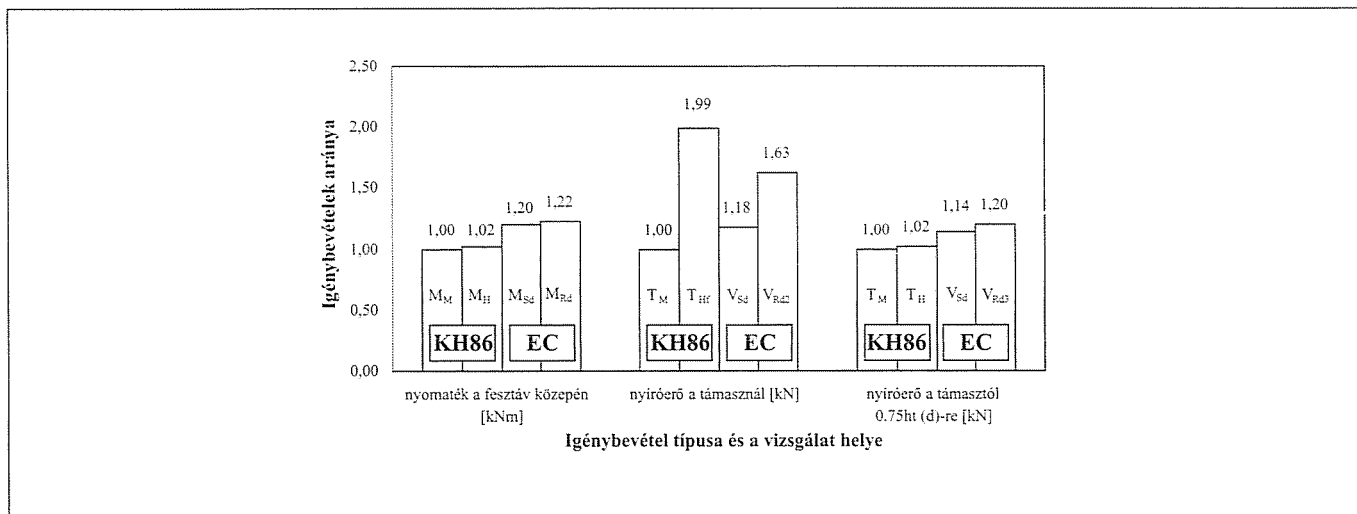
A bordás vasbeton híd KH86 és EC alapján végzett méretezés eredményeit az 5. táblázatban illetve a 3 – 6. ábrákon mutatjuk be.

3.1.2 A bordás hídra vonatkozó eredmények értékelése
A bordás vasbetonhíd méretezésének eredményeire vonatkozó táblázati adatokat szemléltető ábrák alapján a KH86 és EC összehasonlításában az alábbi megállapítások tehetők:

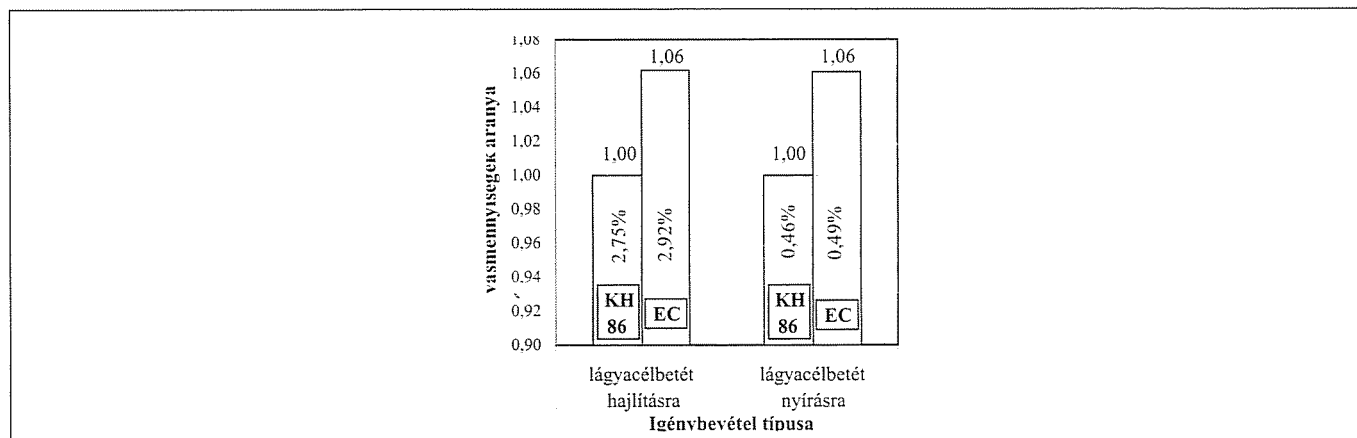
1./ A teher, illetve az igénybevételi oldalon az EC –ben szereplő nagyobb biztonsági tényezők miatt, de a koncentrált és megoszló járműteher EC szerinti csökkentő hatású kombinációs tényezőkre tekintettel (az állandó és esetleges terhek 1,84 aránya mellett) az EC szerinti igénybevétel csupán mintegy 20%-kal nagyobb, mint a KH86 szerinti érték (3. ábra).

megnevezés	KH86	EC	megjegyzés
nyomaték tervezési értéke -teherbíráshoz -használhatósághoz (kNm)	7732 4253 (üzemi)	9285 6558 (ritka) 2685 (kvázi állandó)	festtáv közepén “ “
nyíróerő tervezési értéke (kN)	1657 1541	1955 1764	támasznál támasztól 0,75h _(d) -re
megfelelőség ellenőrzése: -nyomatékra(kNm) -nyírásra (kN)	$M_H = 7862 > M_M = 7732$ $T_H = 3303 > T_M = 1657$ $T_H = 1569 > T_M = 1541$	$M_{R,d} = 9450 > M_{S,d} = 9285$ $V_{R,d} = 2704 > V_{S,d} = 1955$ $V_{R,d} = 1854 > V_{S,d} = 1764$	festtáv közepén támasznál támasztól 0,75h _(d) -re
-betonfeszültség(N/mm ²) --nyomásra		$\sigma_{c,ritka} = 9,96 < 0,6f_{ck} = 15,00$	festtáv közepén
-acélfeszültség (N/mm ²)		$\sigma_{s,ritka} = 334 < 0,8f_{yk} = 400$	“
repedezettség (mm)	$a_M = 0,23 < a_H = 0,25$	$w_k = 0,09 < w_{adm} = 0,20$	“
lehajlás (mm)	$e_M = 19,4 < e_H = 47,5$	$e_{S,d} = 27,5 < e_{R,d} = 38,0$	festtáv közepén
szüks. / alk. vasalás - hajlítás - nyírás	17067 mm ² / 17304 mm ² φ16/134 / φ16/130 φ16/265 / φ16/260	17983 mm ² / 18322 mm ² φ16/138 / φ16/130 φ16/227 / φ16/220	festtáv közepén támasztól 0,75h _(d) -re festtáv negyedében

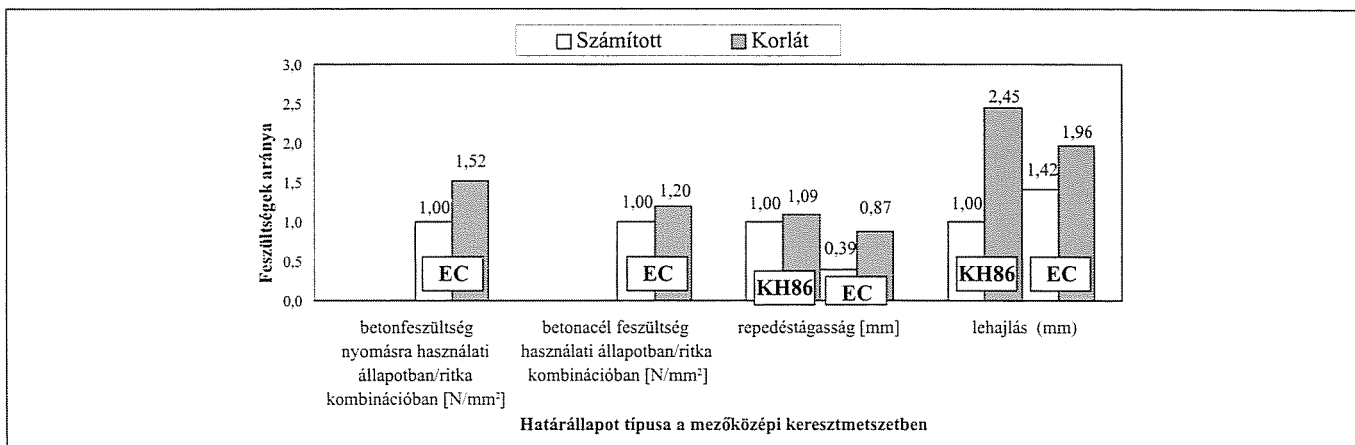
5. táblázat: Bordás közúti vasbeton híd KH86 és EC szerinti erőtani számításának összehasonlítása



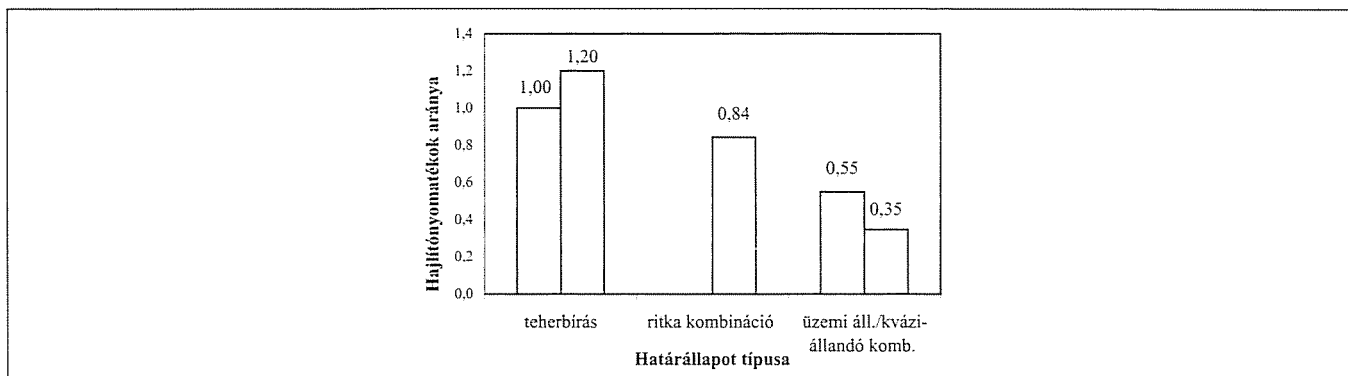
3. ábra: Nyomatéki és nyírási teherbírási vizsgálta a bordás híd esetén



4. ábra: Vasmennyiségek a bordás híd esetén



5. ábra: Használhatósági határállapotok vizsgálata a bordás híd esetén



6. ábra: Hajlítónyomatékok a feszítv közepén a bordás híd esetében

2./ Az ellenállás oldalán az EC -ben lévő kisebb biztonsági tényező miatt a szükséges vasmenyiség hajlításra és nyírásra egyaránt, az 1./ szerinti megállapítás ellenére kb. 6%-al nagyobb, mint a KH86 szerint számolva (4. ábra).

3./ A használhatósági határállapot (lehajlás és repedéstágasság) szempontjából mérhető üzemi, illetve kvázi állandó teherértékek közötti különbség (5. táblázat) és az ellenállási oldalon meglévő eltérések miatt (6. ábra).

- a repedéstágasság értéke az EC szerint 0,09 mm, 2,5-szer kisebb, mint a KH86 szerinti érték,
- a lehajlás viszont az EC szerint mintegy 42%-al nagyobb, mint a KH86 alapján számolt érték.

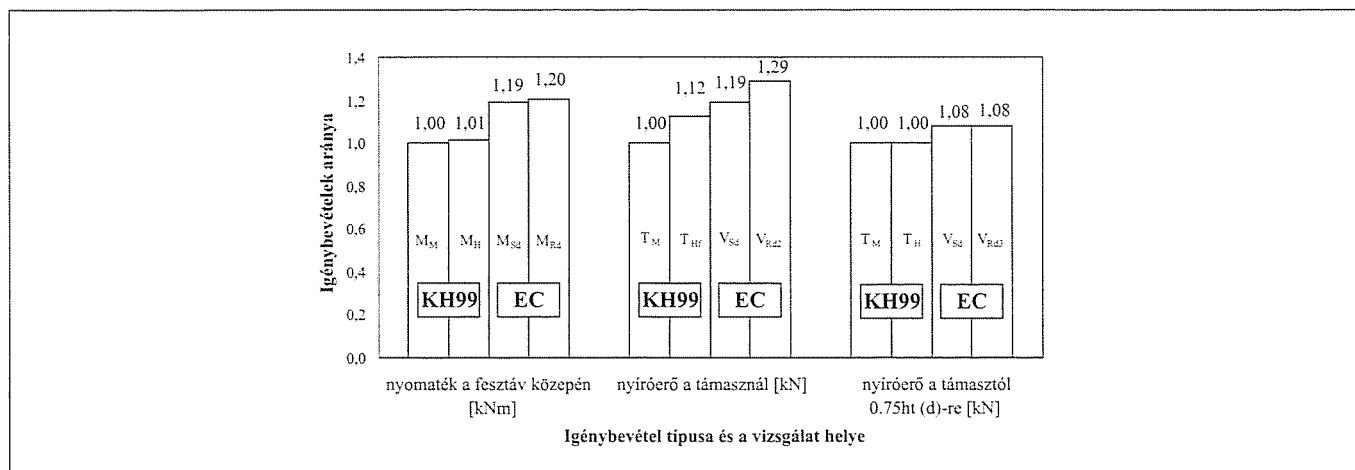
3.2 A szekrényes keresztmetszetű, csúszókábeles feszített vasbetonhíd KH99 és EC alapján való méretezése

3.2.1 A szekrényes, feszített hídra vonatkozó méretezési eredményei

A szekrényes keresztmetszetű, csúszókábeles feszített vasbetonhíd KH99 és EC alapján végrehajtott méretezésének eredményeit a 6. táblázatban illetve a 7–10. ábrákon mutatjuk be.

3.2.2. A szekrényes, feszített hídra vonatkozó eredmények értékelése

A szekrényes keresztmetszetű, csúszókábeles feszített vasbetonhíd méretezésének eredményeire 6. táblázati adatokat szemléltető ábrák alapján az alábbi megállapítások tehetők:



7. ábra: Nyomatéki és nyírási teherbírás vizsgálata a bordás híd esetén

megnevezés	KH99	EC	megjegyzés
feszültség veszteségek (N/mm ²)	$\Delta\sigma_p = 389$	$\Delta\sigma_{p,est} = 266$	támasznál
hatásos feszítési feszültség	$\sigma_b = 0,69 \sigma_{p0}$	$\sigma_{mi} = 0,77 \sigma_{p0}$	feszítáv közepén
nyomaték tervezési értéke	30077	35894	feszítáv közepén
-teherbíráshoz	25772 (használati)	25670 (ritka)	..
-használhatóságához (kNm)	20040 (üzemi)	21869 (gyakori)	..
		17134 (kvázi állandó)	..
nyíróerő tervezési értéke (kN)	3486	4141	támasznál
	3261	3786	támasztól 0,75h _t (d) -re
megfelelőség ellenőrzése:			
-nyomatékokra(kNm)	$M_{Ht} = 30441 > M_{M} = 30077$	$M_{R,d} = 36241 > M_{S,d} = 35894$	feszítáv közepén
-nyírásra (kN)	$T_{Ht} = 3914 > T_{M} = 3486$ $T_H = 1782 > T_M = 1778$	$V_{R,d} = 4483 > V_{S,d} = 4141$ $V_{R,d} = 1917 > V_{S,d} = 1917$	támasznál
-csavarásra (kNm)	$M_{Ht} = 41897 > M_{M} = 2464$ $M_{Ht} = 19267 > M_{M} = 2464$	$T_{R,d} = 15969 > T_{S,d} = 2929$ $T_{R,d} = 2944 > T_{S,d} = 2929$	támasztól 0,75h _t (d) -re feszítáv negyedében ..
-betonfeszültség (N/mm ²)			
--húzásra	$\sigma_{bh} = 1,29 < \sigma_{bh,e} = 1,75$	$\sigma_{ci,ritka} = -1,52 < 0$	feszítáv közepén
--nyomásra	$\sigma_{bny} = 13,26 < \sigma_{bny,e} = 28,80$	$\sigma_{c,ritka} = 12,94 < 0,6f_{ck} = 24,0$..
-acélfeszültség (N/mm ²)			
--betonacél	$\sigma_s = -83 < \sigma_{s,e} = 300$	$\sigma_{s,ritka} = -96 < \sigma_{s,eng} = 0,8f_{yk} = 400$..
--feszítőbetét	$\sigma_p = 901 < \sigma_{p,e} = 1209$	$\sigma_p = 1007 < \sigma_{p,eng} = 0,65f_{pk} = 1209$..
repedeztettség	$\sigma_{bh,d} = -3,91 \text{ N/mm}^2 < 0$ repedés záródás (üzemi állapot)	$\sigma_{ci,gyak} = -4,97 \text{ N/mm}^2 < 0$ repedés záródás (gyakori kombináció)	..
lehajlás (mm)	$e_M = 29,1 < e_H = 100$	$e_{S,d} = 19,9 < e_{R,d} = 80$	feszítáv közepén
szüks. / alkalm. vasalás			
- hajlítás	124 db / 148 db	140 db / 148 db	feszítáv közepén
-- feszítópáaszma (Fp-150/1860)	726 / 5400 mm ²	4. / 5400 mm ²	támasztól 0,75h _t (d) -re
-- betonacél	1. / $\phi 16/370$	$\phi 16/300 / \phi 16/300$	
- nyírás	2. / $\phi 16/400$	5. / $\phi 16/260$	feszítáv negyedében
- csavarás	3. / $\phi 14/400$	6. / $\phi 14/400$	

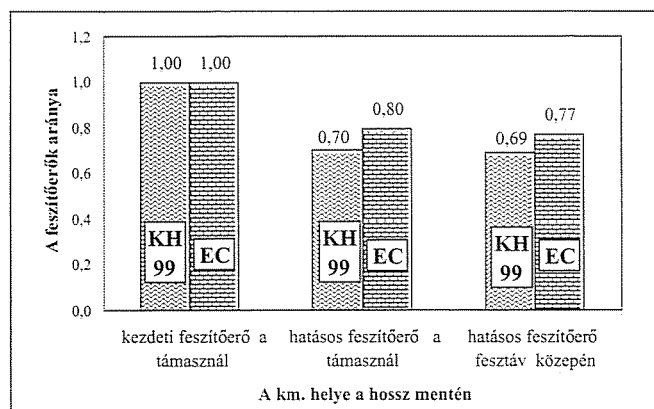
Megjegyzések:

1. A szükséges kengyelmenység $\phi 16/288$ -ra adódott, de $\phi 16/370$ alkalmazása esetén (a számításba jöhető $\phi 16/280$ -nal szemben) a beton nyírási teherbírása nagyobb, így összességében ez adja a minimális, de elegendő mennyiségű nyírási vasalást.
2. Itt a beton nyírási teherbírása (T_{Ht}) nagyobbra adódott, mint a mértékadó nyíróerő, így csak a minimális vasmenység (kengyeltávolság) alkalmazására volt szükség.
3. Itt a beton csavarási teherbírása (M_{Ht}) nagyobbra adódott, mint a mértékadó csavarónyomaték, így csak a minimális vasmenység (hosszirányú vasalás) alkalmazására volt szükség (a repedések megelőzése céljából).
4. Mivel a terhek ritka kombinációjában a vasalás környéki beton nyomott, így a repedéskorlátozáshoz nincs szükség a minimális vasalás alkalmazására.
5. Itt a beton nyírási teherbírása ($V_{R,d}$) nagyobbra adódott, mint a mértékadó nyíróerő, a nyírási vasmenységet azon szempont alapján vettük fel, hogy az összevont nyírási-csavarási vizsgálat (változó dőlésű rácsrud módszer) alapján összességében minimális vasmenység adódjon.
6. A szükséges hosszvas-mennyiség a módszerből adódik a felvett nyírási vasalás függvényében.

6.táblázat Szekrényes keresztmetszetű, csúszókábeles feszített közúti vasbeton híd KH99 és EC szerinti erőtani számításának összehasonlítása

1. A teher illetve az igénybevételi oldalon az EC –ben szereplő nagyobb biztonsági tényezők miatt, de a koncentrált és megoszló járműteher EC szerinti csökkentő hatású kombinációs tényezőkre tekintettel (az állandó és esetleges terhek 2,6 aránya mellett) az EC szerinti igénybevétel csupán 20 %-al nagyobb, mint a KH99 szerinti érték (7.ábra).

2. Az EC anyagoldalán lévő kisebb biztonsági tényező és a nagyobb hatásos feszítési feszültség (8. ábra) következtében azonban a szükséges vasmenység –hajlításra azonos, míg



8. ábra: Hatásos feszítőerők a hossz mentén a szekrényes híd esetén

– a nyírásra és csavarásra együttesen szükséges nyírási vasalás kétszer akkora,

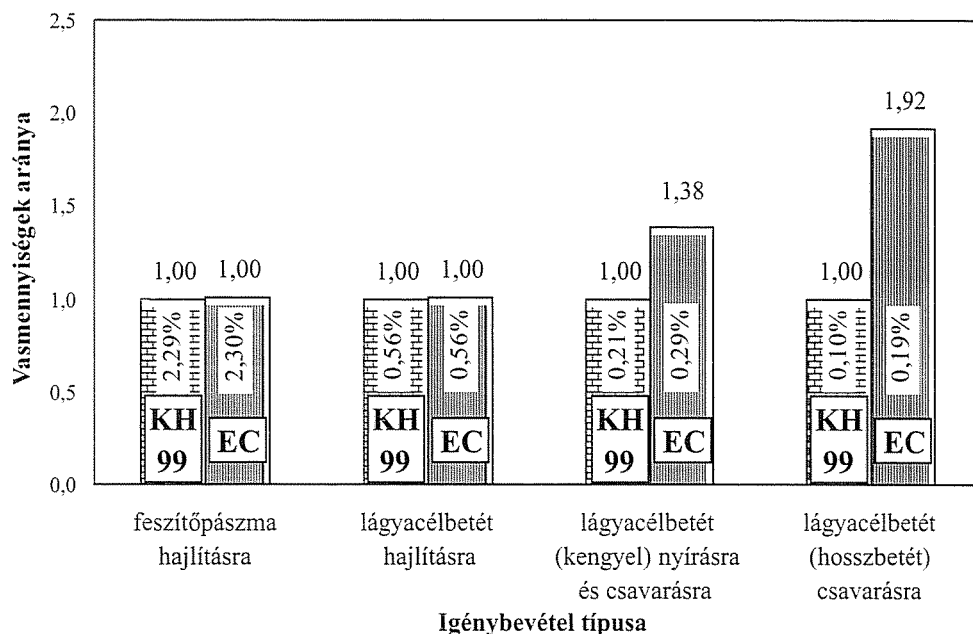
– csavarásra pedig a feszítáv negyedének környezetében, 50%-kal több a hosszvasalás, mint a KH99 szerint. (9. ábra). Ez a többletvasalás azonban az egész tartóra vonatkozó vasmenységet csak néhány százalékkal növeli meg.

3. A használhatósági (lehajlási és repedeztetési) határállapotok szempontjából mérvadó üzemi illetve ritka vagy gyakori kombinációs teherértékek közötti különbség miatt ritka kombinációban az EC szerint számított betonfeszültség nyomásra és húzásra kisebb, az acélbetétekben számított feszültség pedig 12 – 16%-kal nagyobb, mint a KH99 szerinti érték

– a lehajlás az EC szerint mintegy 30%-kal kisebb, mint a KH99 alapján számolt érték.

3.3 A KH86, KH99 ÉS EC SZERINTI IGÉNYBEVÉTELEK KÖZÖTTI KÜLÖNBBSÉG

A fent ismertetett vizsgálati adatok felhasználásával a szekrényes híd esetén lehetőség adódott a KH86 és a KH99 előírása-



9. ábra: Vasmennyiségek a szekrényes híd esetén

inak az 1. táblázatban található teheroldali biztonsági tényezők módosulásából eredő következmények megfigyelésére (11. ábra, illetve 7. táblázat).

A táblázatban az EC szerinti igénybevételeket is feltüntettük. Az ábrából látható, hogy a számításba bevont hidak esetében

- a teherbírasi határállapotban a mértékadó igénybevételek a KH86-ról a KH99-re való áttérésben 9% -kal növekedtek,
- a használati állapotban érvényes értékek nem változtak.

4. MEGÁLLAPÍTÁSOK

A KH86, KH99 és EC szerinti méretezések eredményeinek összehasonlítása alapján az alábbi összefoglaló megállapítások tehetők:

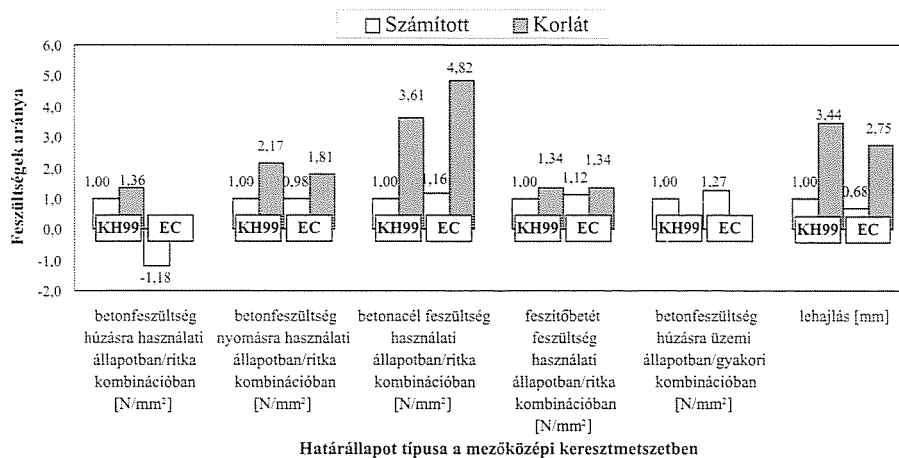
1. A vizsgált feszített és nem feszített vasbetonhid esetében a teher illetve az igénybevételei oldalon az EC-ben szereplő nagyobb biztonsági tényezők, továbbá a koncentrált és megoszló járműteher EC szerinti csökkentő hatású kombinációs

tényezői miatt, az állandó és esetleges teher arányától függően az EC szerinti igénybevétel nagyobb, mint a KH99 szerinti érték. A vizsgált szekrényes keresztmetszetű feszített vasbetonhid esetében az EC mértékadó nyomatókei igénybevétele mintegy 20%-kal nagyobb, mint a KH99, illetve 31%-kal nagyobb, mint a KH86 szerinti vonatkozó érték.

2. A teherbírasi oldalon az EC -ben lévő kisebb biztonsági tényező miatt

- a vasbeton (nem feszített) híd esetén hajlításra és nyírásra egyaránt, az 1./ szerinti megállapítás ellenére a szükséges vasmennyiség csupán 6%-kal nagyobb, mint a KH86 szerint szükséges érték,
- a feszített vasbeton hídnál a kisebb feszítési veszteségek miatt a szükséges vasmennyiség hajlításra azonos, a nyírásra és csavarásra együttesen szükséges nyírási vasalás kétszeres, csavarásra pedig a feszítáv negyedének környezetében 50%-kal több hosszvasalásra van szükség, a KH99 szerinti értékhez képest. Ez a többletvasalás azonban az egész tartóra vonatkozó vasmennyiséget csak néhány százalékkal növeli meg.

3. A használhatósági határállapot (lehajlás és repedéstágas-



10. ábra: Használhatósági határállapotok vizsgálata a szekrényes híd esetén

megnevezés	KH86	KH99	EC	megjegyzés
Hajlítónyomaték tervezési értéke (kNm)				fesztáv közepén
- teherbíráshoz	27507	30077	36158	
- használhatóságához				
- használati áll./ ritka komb.	25772	25772	25800	“
- üzemi áll./ gyakori komb.	20040	20040	21869	“
- kvázi állandó komb.			17134	“
Nyíróerő tervezési értéke (kN)	3192	3486	4179	támasznál
	2985	3261	3820	támasztól 0,75h, (d)-re
	1539	1680	2009	fesztáv negyedében
Csavarónyomaték tervezési értéke (kNm)	2271	2464	3585	fesztáv negyedében

7. táblázat: Szekrényes keresztmetszetű, csúszókábeles feszített vasbeton híd igénybevételének összehasonlítása a KH86, a KH99 és az EC alapján

ság) szempontjából mérvadó üzemi illetve kvázi állandó teherértékek közötti különbség és az ellenállás oldali eltérések miatt

- a vasbeton (nem feszített vasbeton) esetén
- a repedéstágasság értéke az EC szerint 0,09 mm. míg a KH86 szerint 0,23 mm,
- a lehajlás az EC szerint mintegy 42%-kal nagyobb, mint a KH86 alapján számolt érték.
- feszített vasbeton hídnál az EC szerint
- a ritka kombinációban számított betonfeszültség nyomásra és húzásra kisebb, míg a gyakori kombinációban 27%-kal nagyobb, mint a KH99 szerinti érték,
- az acélbetétben számított feszültség 12–16%-kal nagyobb, mint a KH99 szerinti érték,
- a lehajlás az EC szerint mintegy kb. 30%-kal kisebb, mint a KH99 alapján számolt érték.

4./ A KH86 és a KH99 illetve az EC szerinti méretezési adatok birtokában lehetőség adódott a KH86 és a KH99 előírásainak az 1. táblázatban található teheroldali biztonsági tényezők tekintetében történt módosulásából eredő következmények megfigyelésére. Ennek alapján megállapítható, hogy

- a teherbírási határállapotra vonatkozó mértékadó igénybevétel a KH86-ról a KH99-re való átállás esetében 9%-kal növekszik
- a használati állapotban érvényes értékek változatlanok.

5 HIVATKOZÁSOK

Farkas Gy. (1998), „A magyar közúti hídszabályzatok és az EUROCODE összehasonlító vizsgálata”, *Közúti Közlekedés- és Mélyépítéstudományi Szemle XLVIII. évfolyam 2. szám, pp. 63. – 69.*

Farkas, G. L. – Kollár P., (1997), „Experience with the Use of EUROCODE 2 in Hungary. European Concrete Standards in Practice”, *International*

ECSN Symposium, Copenhagen, Denmark. May 22 – 24.1997, pp.237-246.

Szalai K. (főszerkesztő), Farkas Gy, Erdélyi A, Loykó M, (1999), „Vasbeton-híd kézikönyv” BME. *Vasbetonszerkezetek Tanszéke / kéziratos / Szalai K, Farkas Gy, Kollár P. L., (1998), „Beton Évkönyv 5.3. fejezet”. MÉASZ/ÉTK Budapest*

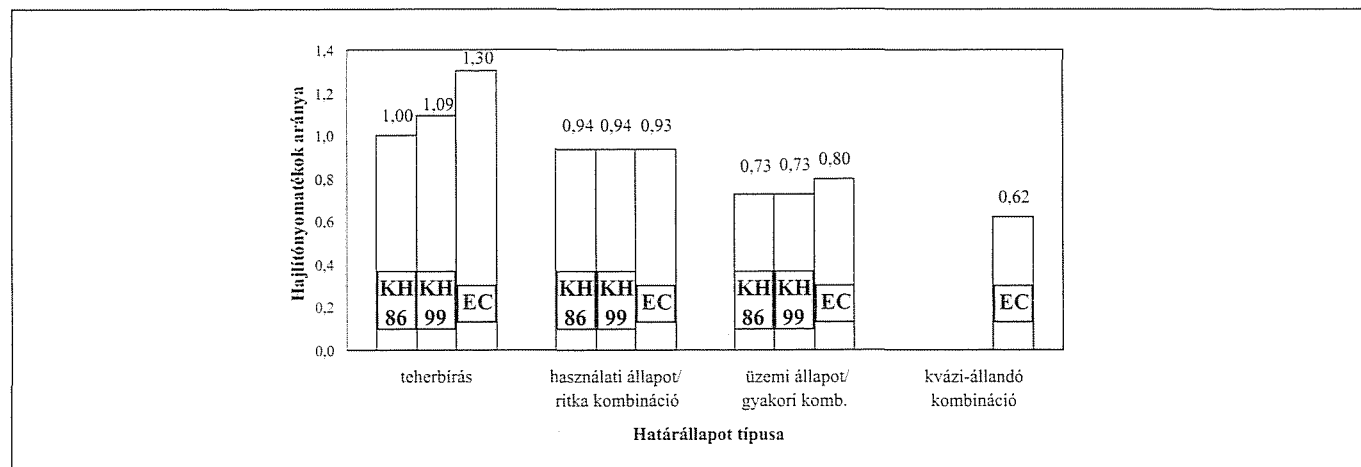
Dr. Farkas György (1947) okl. építőmérnök, okl. mérnöki mat. szakmérnök, PhD, egyetemi docens, a BME Építőmérnöki Kar dékánja, a Vasbetonszerkezetek Tanszékének vezetője. Fő érdeklődési területei: vasbetonszerkezetek modellezése, feszített szerkezetek, utófeszített födégek, szerkezetek dinamikája, megerősítése, nagy szilárdságú, nagy teljesítőképességű betonból készült szerkezetek. A *fib* magyar Tagozat tagja.

Kovács Tamás (1974) 1997-ben szerzett építőmérnöki diplomát a BME Építőmérnöki Karán. 1997 óta a BME Vasbetonszerkezetek Tanszékén doktorandusz hallgató. Kutatási területe vasbeton szerkezetek, hidak dinamikai jellemzőinek változása az élettartam során bekövetkező állapotváltozások függvényében. Emellett gyakran vesz részt egyéb tervezési-szakértői munkákban is.

Dr. Szalai Kálmán (1930) okl. híd- és szerkezetépítő mérnök (1953), a műszaki tudomány doktora (1976), a BME Vasbetonszerkezetek Tanszékén egyetemi tanár (1976). Fő érdeklődési területe: a beton-, vasbeton- és feszített vasbeton szerkezetek méretezés elmélete, szilárdságtana, minőségellenőrzése, felülvizsgálata és megerősítése, továbbá a nagyszilárdságú és nagyteljesítőképességű beton, a vasbeton korrózióvédelme. A *fib* Magyar Tagozat tagja.

SUMMARY OF COMPARATIVE ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE HIGHWAY BRIDGE DESIGN ACCORDING TO HUNGARIAN BRIDGE CODE AND EUROCODE SERIES

Approaching the date to join European Union, there are urgent needs to investigate Hungarian highway bridges concerning international requirements. The authors recently completed a comparative study for two of reinforced concrete highway bridges concerning structural requirements of Eurocode (EC) and former and the final draft of Hungarian Bridge Codes (HBC1986 and 1999). Summarizing their result of this investigation: on one hand the new HBC 1999 and EC are very much similar in requirements, but on the other hand the EC needs a few percentage more reinforcement.



11. ábra: Hajlítónyomatékok a feszítáv közepén a szekrényes híd esetében

VASÚTI HÍD BIZTONSÁGÁNAK MEGÍTÉLÉSE HAZAI SZABÁLYZATOK ÉS AZ EUROCODE ALAPJÁN



Orbán Zoltán – Vörös József

A cikk egy 50-es években épült vasúti vasbeton lemezhid erőtani ellenőrző számításának tanulságait tartalmazza. A vizsgálat során meghatároztuk a híd különböző igénybevételi módokkal szembeni ellenállás állapotjellemzőit, valamint biztonságának mértékét. A korábbi 1951., 1976., valamint 1990. évi hazai vasúti hídszabályzatok alapján kapott eredményeket az EUROCODE-ok szerinti számítással is összehasonlították. A vizsgálatok célja egyrészt a különböző szabályzatok szerinti számítások algoritmusainak és eredményeinek összehasonlítása, másrészt annak meghatározása volt, hogy az EUROCODE-ok alapján ellenőrizve milyen biztonság mutatható ki a szerkezetre. A megállapítások szerint a híd mind a teherbírási, mind a használhatósági határállapotok szempontjából megfelelőnek bizonyult.

Kulcsszavak: EUROCODE, vasbeton vasúti hidak, hídszabályzatok, biztonság

1. BEVEZETÉS

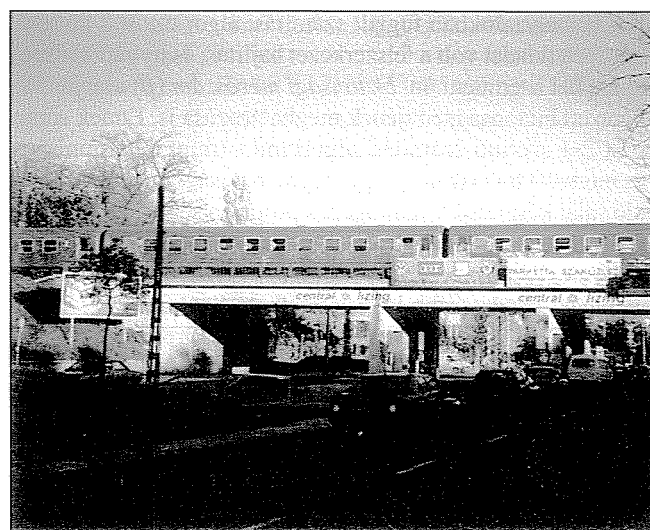
Az EU-hoz való csatlakozás előkészítésének időszakában kiemelkedő jelentősége van annak, hogy a meglévő hazai vasúti hidaink megfelelőségét a vonatkozó EUROCODE előírásoknak megfelelően ellenőrizzük. Az EU szerinti használhatóság egyik feltétele ezen hidak biztonságának megbízható ismerete.

E vizsgálat céljára kiválasztott „etalon” híd a Budapest Déli pu.–Budapest Kelenföld között a 20+46 szelvényben lévő Villányi úti vasúti felüljáró (1. ábra). Statikai rendszerét tekintve a szerkezet háromnyílású, folytatólagos lemezhid, amelynek támaszközei: 12,40 m, 9,40 m és 13,50 m.

A híd rövid története: A híd helyén először a vasútvonal megépítésével együtt 1861-ben épült egy 7,9 m támaszközü gerinclemezes vashíd. A hidat szűk volta miatt 1938-ban kétnyílású folytatólagos kavicsagyazat-átvezetéses vashíddá építették át, ami azonban rövid életű volt, mert 1944-ben felrobbantották. A vizsgált szerkezet építése 1956 márciusában kezdődött. A statikai számítás alapjául az 1951 évi vasúti hídszabályzat szolgált, „A” jelű vonatterhet (2. ábra) figyelembe véve. A híd tervezője Szántó Pál (UVATERV).

A szélső támaszok betonfalazatok, míg a közbenső támaszok vasbeton keretként kialakított ingaoszlopok. A vasbetonszerkezetek betonjának szilárdsági osztálya B 300 (350 kg/m³ C600-as cementtel), a taksonyi homokos kavicsot zúzalékkal javították. A felhasznált betonacél: B 38.24 volt.

A vizsgált szerkezethez hasonló vasbeton lemezhiből több is található a MÁV vonalhálózatán, így a cikk megállapításai nagy valószínűséggel a többi szerkezetre is érvényesek.



1. ábra: A Villányi úti vasúti híd

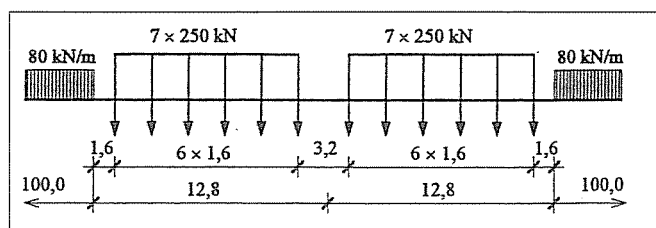
A cikkben közölt eredmények és megállapítások alapját a MÁV Rt. Pályagazdálkodási Központ megbízásából a BME Vasbetonszerkezetek Tanszékén készített Tanulmány (1999) képezte.

2. ELVÉGZETT VIZSGÁLATOK

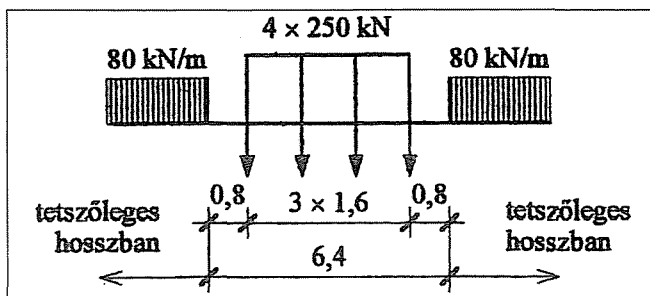
A bevezetőben ismertetett szerkezet összehasonlító erőtani számítását az 1951-es Vasúti Hídszabályzat (továbbiakban VH 51), az 1976-os Vasúti Hídszabályzat tervezet (továbbiakban VH 76), a Magyar Köztársaság Közlekedési Ágazati Szabvány Tervezete (MSZ-07 2306/2-1990T és MSZ-07 2306/4-1990T, továbbiakban MSZ), valamint az EUROCODE-ok (EC1-3 és EC2-2) szerint végeztük el.

A fenti szabályzatok alapján végrehajtott számítás kiterjedt:

- a felszerkezet teherbírási határállapotaira (nyomatéki és nyírási teherbírás),
- a felszerkezet használhatósági határállapotaira (lehajlás, repedéstágasság),
- a felszerkezet fáradásvizsgálatára, valamint
- a hídpillérek teherbírási vizsgálatára (megj.: A pillér teherbírás számítása az EC2-1 szerinti ún. ”modell-oszlop”



2. ábra: „A” jelű vonatterhet



3. ábra: UIC 71 vonatteher

módszer alapján történt, amely a pillér keresztmetszet nyomtérkép-görbülete összefüggését használja fel a teherbírás meghatározására. A módszer részletezése megtalálható Szalai, Orbán és Teiter (1997) korábbi tanulmányában).

A számítás során figyelembe vett terhek és hatások:

- állandó jellegű terhek: önsúly, támaszsüllyedés a pillérek alatt, forgalmi terhek
- vonatteher (a VH 51 szerint: „A” jelű vonatteher (2. ábra) a VH 76, a vonatkozó MSZ és az EC1-3 szerinti alapérték a 3. ábrán látható),
- dinamikus hatások,
- oldallökőerő,
- meteorológiai terhek: szélteher.

A szabályzatokban foglalt számítási algoritmusok követése mellett feladat volt a felszerkezet hajlítási és nyírási tönkremenettel szembeni ún. *biztonsági mérőszám* (β) alapján értelmezett biztonságszintjének meghatározása is. Ennek során az EC2-1 szerinti számítási algoritmust (mint determinisztikus modellt) felhasználva egy megbízhatósági módszerrel alapuló saját készítésű számítógépes program segítségével határoztuk meg a teherbírás kimerülésének *kockázatát* (p_{RS}) és az ennek megfelelő *megbízhatóságot* (M). A számítási módszer – amelynek részletesebb leírása található Szalai (1990) könyvében, a CEB (1991) kiadványában illetve Orbán (1997) cikkében – lehetőséget ad az igénybevétel, illetve a helyszíni vizsgálat adatbázisára épített anyag- és szerkezeti jellemzők statisztikai paramétereinek közvetlen figyelembevételére és ezzel együtt a biztonsági tényezők nélküli számításra.

3. ÉRTÉKELÉS

3.1. Az értékelés módszerei

A számítási eredmények értékelése és az egyes szabályzatok összehasonlítása a következők alapján történt:

- a) Bevezettük az ún. *többletbiztonsági arányszám* fogalmát (továbbiakban n -el jelöljük), amelyet úgy értelmeztünk, hogy az adott tönkremeneteli mód szempontjából meghatároztuk a határ igénybevételt illetve a vizsgált jellemző megengedett értékét, majd ezt elosztottuk a mértékadó igénybevétellel illetve a vizsgált jellemző mértékadó értékével (pl. határfeszültség/mértékadó feszültség, vagy a repedéstágasság határértéke/mértékadó repedéstágasság).
- b) A vizsgált tönkremeneteli módokra minden egyes hídszabályzat szempontjából meghatároztuk azt a mértékadó keresztmetszetet, ahol a többletbiztonsági arányszám értéke a legkisebb.
- c) A hídszerkezet egészére meghatározott többletbiztonsági arányszámok minimális értékei alapján hasonlítottuk össze az egyes szabályzatokat minden egyes tönkremeneteli módra külön-külön.

d) A megbízhatósági módszer alapján megállapítottuk a híd EUROCODE szerint β -val jelölt biztonsági mérőszámát, valamint az ehhez tartozó $M=1-p_{RS}$ megbízhatóságát és ezeket összehasonlítottuk a szabályzat szerint elfogadott értékekkel.

3.2. Teherbírasi határállapotok vizsgálata

A többletbiztonsági arányszámok vizsgálata alapján az alábbiak állapíthatók meg (4. ábra):

– Hajlításra történő ellenőrzés során a VH 76 szerint számolva kismértékű teherbírasi hiányt találtunk ($n=0,92$). A többi szabályzat szerint a híd hajlításra megfelel. A legnagyobb többlet az MSZ szerinti számítással adódott ($n=1,29$). Az EUROCODE-ok szerinti érték ennél valamivel kisebb ($n=1,18$), aminek magyarázata a szabályzat szerint előírt magasabb biztonsági tényezőkből keresendő.

– Nyírásra történő ellenőrzésnél a VH 76 szerint kismértékű teherbírasi hiány adódott ($n=0,93$), aminek oka az, hogy a 76-os szabályzatban nincs lehetőség a beton nyírási teherbírásának figyelembevételére, pusztán a nyírási vasak teherbírásával számolhatunk. A többi szabályzat szerint a híd nyírásra megfelelőnek bizonyult. A legnagyobb többletbiztonsági arányszám az EUROCODE-ok szerinti számítással adódott ($n=1,95$), ami jóval magasabb az eredeti tervezés alapján feltételezettnél (VH 51 alapján: $n=1,11$). Az MSZ és az EUROCODE szerinti biztonsági arányszám közel azonos. Különbséget jelent a számításban – az eltérő biztonsági tényezők mellett – a hosszanti acélbetétek nyírási teherbírásában való figyelembe vételének lehetősége az EUROCODE-ok szerinti számításban.

– A hídpillér teherbírás szempontjából minden egyes szabályzat szerint megfelel. A legnagyobb tartalék az MSZ szerinti számítással adódott ($n=1,92$). Az EC2 szerinti modell-oszlop módszer alapján meghatározott érték ennél nem sokkal kisebb ($n=1,80$).

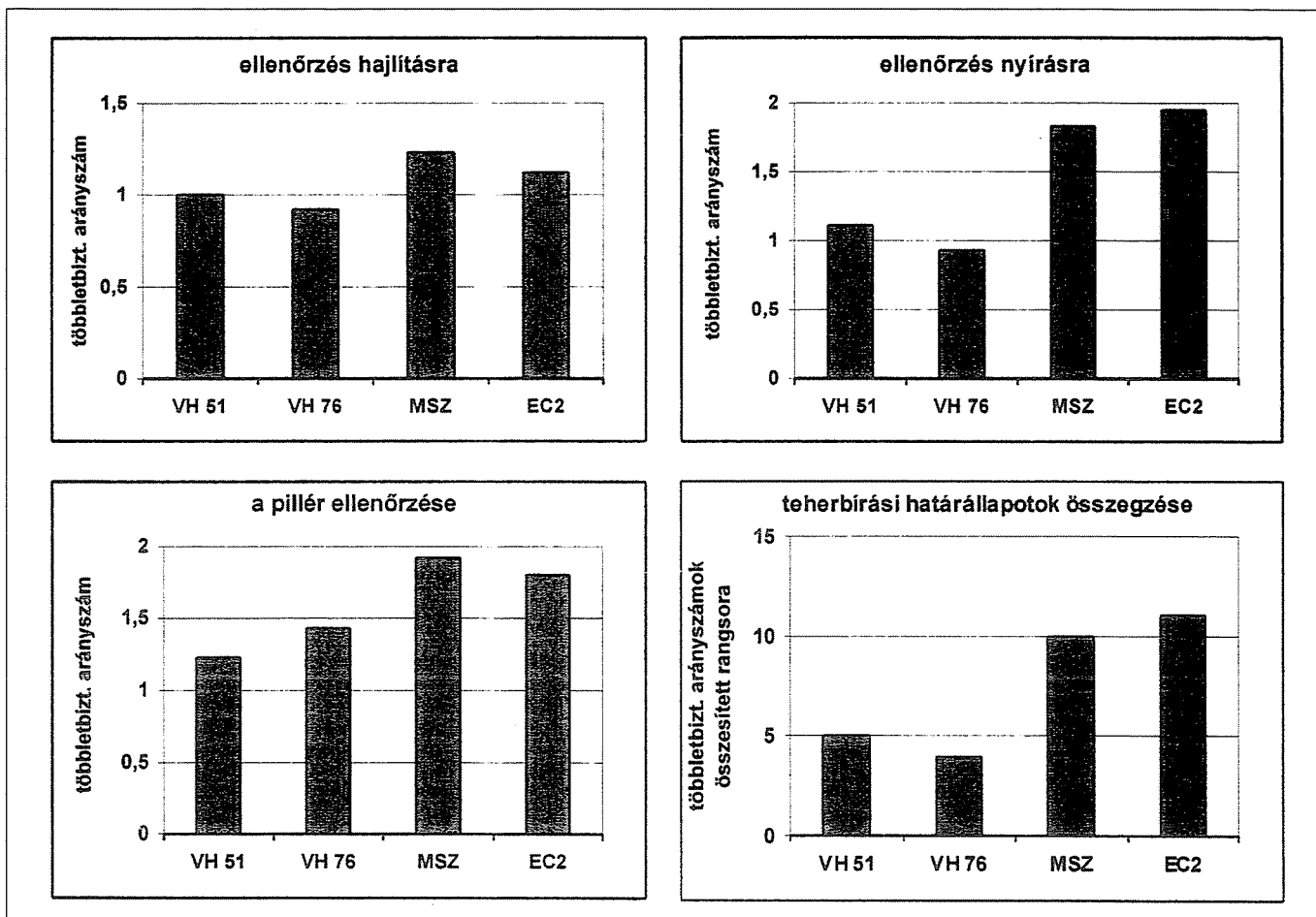
– Ha az egyes tönkremeneteli módoknál a többletbiztonsági arányszámok alapján rangsoroljuk a szabályzatokat, majd a kapott sorszámokat összegezzük akkor az EUROCODE-ra kapjuk a legmagasabb pontértéket.

3.3. Használhatósági határállapotok és a fáradás vizsgálata

A vizsgálat eredményei az alábbiakban foglalhatók össze (5. ábra):

– Lehajlás szempontjából a híd minden egyes szabályzat szerint jelentős tartalékkal bír. A legnagyobb többletbiztonsági arányszám az MSZ szerint számolva adódott ($n=2,86$), ahol lehajlást változó hajlítási merevségű modellel határoztuk meg. Az EUROCODE-ok szerinti érték ettől nem sokkal tér el ($n=2,68$).

– Repedéstágasságot vizsgálva a híd mindegyik szabályzat szerint megfelel. Az EUROCODE-ok alapján számolva a mértékadó repedéstágasság értékek jóval a többi szabályzat szerinti értékek alatt maradnak. Ennek magyarázata, hogy az EC2-1 bevezeti a számításba a hatékony húzott betonozóna fogalmát ($A_{c,eff}$), ami viszonylag nagy szerkezeti magasságú tartók esetében (pontosabban abban az esetben, amikor $A_{c,eff}$ a teljes beton keresztmetszethez viszonyítva kicsi – a vizsgált hidat is ide sorolhatjuk) jóval kisebb repedéstágasság értékekhez vezet. Ezen kívül az EC2-1 szerint a megengedett repedéstágassági érték is magasabb ($w_{adm}=0,3$ mm), mint a hazai szabályzatokban előírt ($w_{eng}=0,2$ mm). Erre vonatkozó széle-



4. ábra: A szabályzatok összehasonlítása a többletbiztonsági arányszámok alapján teherbírási határállapotokra

sebb körü vizsgálat Jankó és Orbán (1996) tanulmányában található.

– Fátadás szempontjából a híd minden egyes szabályzat szerint megfelel, sőt jelentős tartalékkal is rendelkezik. A VH 51 nem követeli meg a vasbeton hidak fátadási vizsgálatát. Az EC2-2 jelen kialakítás és igénybevételszint mellett lehetővé teszi a hosszanti acélbetétek fátadásvizsgálatának mellőzését, valamint a beton nyomófeszültségek egyszerűsített ellenőrzését. Az összehasonlíthatóság nehézsége miatt a többletbiztonsági arányszámok összevetésétől a fátadásvizsgálatnál eltekintettünk.

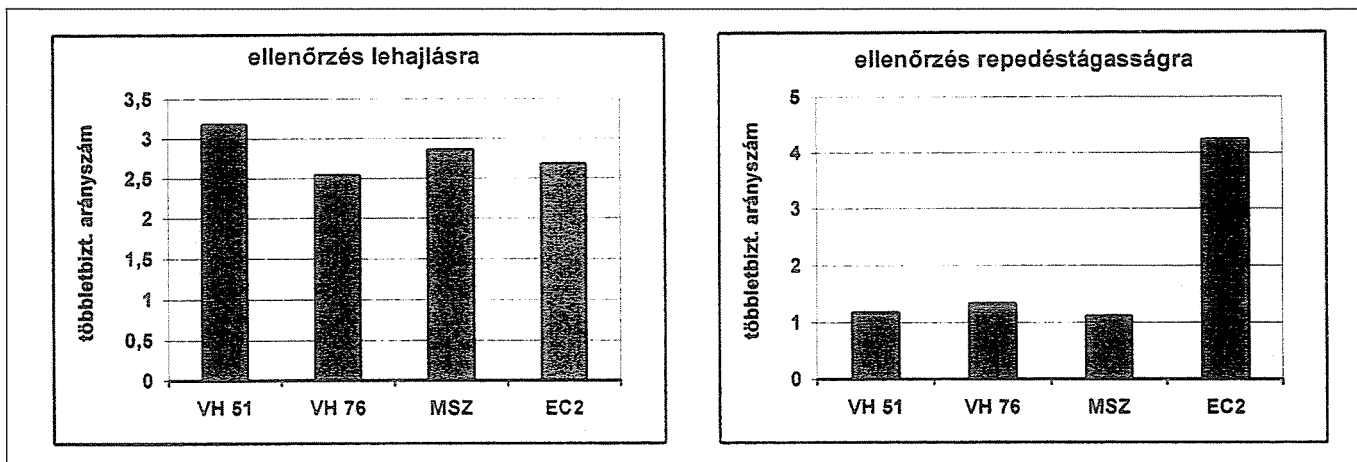
3.4. Vizsgálat megbízhatósági módszerrel

A megbízhatósági módszerrel történő számítás alapján arra a következtetésre jutottunk, hogy a híd jóval az EUROCODE-

okban elfogadott megbízhatósági szint felett van mind hajlításra, mind pedig nyírásra. Mindkét igénybevétel esetére $\beta = 4,8$ -as biztonsági mérőszámot tudunk kimutatni, ami normális eloszlás feltételezésével $p_{RS} = 7,9 \cdot 10^{-7}$ tönkremeneteli kockázatnak és $M = 0,9999921$ -es megbízhatóságnak felel meg, szemben a szabályzat szerinti $\beta_{adm} = 3,8$ -as és az ehhez tartozó $p_{RS,adm} = 7,3 \cdot 10^{-5}$ és $M_{adm} = 0,999927$ -es értékekkel.

4. MEGÁLLAPÍTÁSOK

Az alábbiakban összefoglaljuk a vizsgált vasúti híd négyféle hídszabályzat (VH 51, VH 76, VH 90 és az EUROCODE-ok) szerinti erőtani ellenőrző számításának és a megbízhatósági módszerrel történt számításának legfontosabb tanulságait.



5. ábra: A szabályzatok összehasonlítása a többletbiztonsági arányszámok alapján használhatósági határállapotokra

- (1) A híd lényegében minden egyes hídszabályzat alapján számolva megfelelőnek bizonyult mind teherbírási, mind használhatósági szempontból. Kismértékű teherbírási hiány csak a VH 76 szerint mutatható ki.
- (2) Az EUROCODE-ok szerint ellenőrizve a hidat minden egyes vizsgált tönkremeneteli móddal szemben kellő biztonság mutatható ki. Ezen felül néhány esetben (pl. nyírási tönkremenetel, repedéstágasság) az EUROCODE-ok alapján kapjuk a legmagasabb biztonsági arányszám értéket, sőt a teherbírási határállapotokra kimutatott összesítés is e szerint mutatta a hidat a legbiztonságosabbnak.
- (3) A megbízhatósági módszerrel történt számításaink alapján a híd megbízhatósága jóval az EUROCODE-okban elfogadott érték fölött van.

A Villányi úti háromnyílású vasbeton lemezhid egy jellemző szerkezetípus a MÁV hidállománya szempontjából, így ellenőrző számításaink arra a megnyugtató tényre engednek következtetni, hogy a korábban, hazai szabályzatok alapján tervezett és megépült vasúti vasbeton hídjainknak ezen csoportja – kellő karbantartás mellett – az új európai normáknak megfelelően is kellő biztonsági tartalékkal rendelkezik. Természetesen annak megítélése, hogy az új európai szabályzat magyarországi bevezetése a vasúti hidállag egészének minősítésére nézve milyen hatással lehet, egyetlen híd vizsgálata alapján nem lehetséges, különösen, ha figyelembe vesszük a hidak állapotában lévő esetenkénti nagy különbségeket. Véleményünk szerint fontos lenne a későbbi hidrehabilitációs programok kidolgozása szempontjából egy különböző típusú, korú és állapotú hidakra kiterjedő szélesebb körű vizsgálatot is elvégezni.

5. KÖSZÖNETNYÍLVÁNÍTÁS

A szerzők köszönetüket fejezik dr. Szalai Kálmánnak (egyetemi tanár, BME Vasbetonszerkezetek Tanszéke) a számítások során nyújtott szakmai segítségéért, valamint a MÁV Rt. Pécsi és Budapest Ferencvárosi Pályagazdálkodási Főnökségek vezetőinek támogatásukért.

6. HIVATKOZÁSOK

- CEB (1991), "Reliability of Concrete Structures", *Bulletin d'Information No. 202*.
- EC1-3 (1991), "Méretezési alapelvek és szerkezeteket érő hatások- Part 3: A hidak forgalmi terhei", Eurocode 1. ENV 1991-3.

- EC2-1 (1991), "Betonanyagú tartószerkezetek tervezése- 1.rész: Általános előírások és épületekre vonatkozó előírások", Eurocode 2. ENV 1992-2.
- EC2-2 (1991), "Design of Concrete Structures- Part 2: Concrete Bridges", Eurocode 2. ENV 1992-2.
- Jankó L., Orbán Z. (1996), "Repedéstágasság számítása az EUROCODE és az MSZ 15022 szerint" Összehasonlító tanulmány. Készült a PHARE Project támogatásával. No. HU-94.050101-L019/34.
- MSZ-07 2306/2-1990T, "Vasúti hidak erőtanai számítása".
- MSZ-07 2306/4-1990T, "Vasúti vasbeton, feszített vasbeton és beton hidak tervezése".
- Orbán Z. (1997), "A beton húzószilárdságának jelentősége a közúti vasbeton hidak biztonságában" *Közúti Közlekedésképzés- és Mélyépítéstudományi Szemle*, 1997/4-5. pp.219-224.
- Szalai K. (1990), "Vasbetonszerkezetek", *Tankönyvkiadó Budapest*.
- Szalai K., Orbán Z., Teiter, Z. (1997), "A vasbeton oszlop teherbírásának számítása a KH '96 szerint", *Közúti Közlekedésképzés- és Mélyépítéstudományi Szemle*, 1997/1. pp.31-38.
- Tanulmány (1999), "A Bp. Déli pu.-Bp. Kelenföld vasútvonal szakasz 20+46 szelvényben lévő Villányi úti vasúti hid erőtanai számítása különböző hazai szabályzatok és az EUROCODE alapján", *Készült a BME Vasbetonszerkezetek Tanszékén a MÁV Rt. Pályagazdálkodási Központ megbízásából (készítette: Orbán Zoltán., témavezető: Dr. Szalai Kálmán)*.
- VH 51, "Vasúti Hídszabályzat", *Magyar Államvasutak*, Budapest, 1951.
- VH 76, "Vasúti Hídszabályzat tervezet", *Magyar Államvasutak*, Budapest, 1976.

Orbán Zoltán (1970) okl. építőmérnök, egyetemi tanáreggég a JPTE Pollock Mihály Műszaki Főiskolai Kar Szilárdságtan és Tartószerkezetek Tanszékén, hidász mérnök a MÁV Rt. Pécsi Pályagazdálkodási Főnökségén. 1994-től 1998-ig a BME Vasbetonszerkezetek Tanszékének doktorandusza volt. Fő érdeklődési területei: vasbetonszerkezetek megerősítése, vasbeton hidak, szerkezetek valószínűségelméleti méretezése, nagyszilárdságú- és nagy teljesítőképességű betonból készült szerkezetek. *A fib Magyar Tagozatának tagja.*

Vörös József (1946) okl. építőmérnök, a MÁV Rt. Hídgazdálkodási Divízió vezetője. Eredményes szakmai munkáját elsősorban a feszített vasbeton hidak hazai bevezetése jellemzi. Az első szabadon szerelt híddal kapcsolatos tevékenységét állami díjjal ismerték el. Az első szabadon szerelt, szabadon betonozott és szakaszos előretolással készült, feszített vasbeton hidak építését irányította. 1992-től a Budapesti Műszaki Egyetem Építéskivitelezési Tanszékén oktatói tevékenységet folytat. *A fib Magyar Tagozatának tagja.*

SAFETY OF RAILWAY BRIDGE ACCORDING TO HUNGARIAN STANDARDS AND THE EUROCODES

The paper presents the conclusions of a comparative study of a reinforced concrete railway bridge built in the mid 50's. Beside the analysis of resistance to various failure modes, the reliability of the bridge was also determined. The calculations were carried out according to the former Hungarian codes for railway bridges and also the relevant Eurocodes. The purposes of the calculations were to compare the algorithms of different standards, to show the variation in calculation results and to determine the measure of safety at ultimate limit states. The analysis led to the conclusion that the bridge has adequate load bearing capacity for each examined failure modes and possesses extra safety at ultimate limit states according to the Eurocodes.



Armuth Miklós – Dr. Deák György

Szerzők a közelmúltban végzett szakértői munkájuk során számos szakvéleményt készítettek mélygarázsok földemeiről. A különböző méretű és alaprajzú épületek gyakori károsodása, hogy a garázsszintek síklemez földemein nagyszámú átmenő repedés jelenik meg. A repedések meglétére a legtöbb esetben úgy derült fény, hogy a beálló autókról lecsorgó sós hólé, ill. víz átfolyt a földém átmenő repedésein és a földém alatt parkoló gépkocsik karosszériáján okozott – nem egyszer pereskedést is eredményező – elszíneződést. A cikk ismerteti a vizsgált mélygarázsok általános szerkezeti kialakítását, bemutatja a tipikus repedéseképeket. Végül a szerzők – a repedések okainak elemzése után – összegyűjtik azokat a tanulságokat, amelyek figyelembevételével hasonló szerkezetek károsodásának valószínűsége jelentősen csökkenthető.

Kulcsszavak: mélygarázs, résfal, síkföldém, hidratációs hőhatás, zsugorodás, repedés, vízzáróság

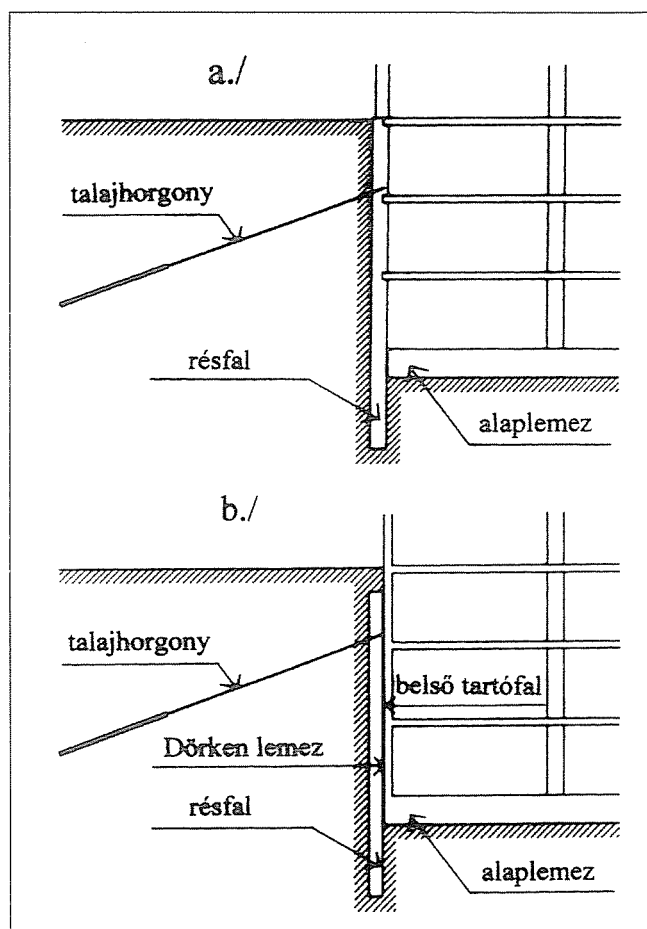
1. BEVEZETÉS

A 90-es évek Budapestjén gomba módra szaporodó irodaházak közös gondja a parkolás megoldása. Az épület hasznos alapterületének megfelelő számú parkolóhely létesítésére nem csak a használói igények, de az egyre szigorodó építési előírások is kényszerítik a beruházókat (pl. Országos Településrendezési és Építési Követelmények 253/97 – 42§). Bár a probléma megoldására elvileg több lehetőség is kínálkozik (parkolóház létesítése a közelben, az épület földszintjének, ill. alsó emeleteinek feláldozása a parkolás céljára, beállási lehetőség biztosítása közeli telken stb.), a megépült épületekben a gépkocsitárolást kivétel nélkül az épületek alatti pinceszinteken oldották meg. Jellemzően két, illetve három garázsszintet építettek, de készült ötszintes mélygarázs is. A szűk – nem ritkán foghíj – telken épített irodaházak tartószerkezetei nagyfokú hasonlóságot mutatnak. A beváltak tűnő tervezési és technológiai megoldásokat szinte típusszerkezetként alkalmaznak. Nem meglepő, hogy a közel azonos módon kialakított szerkezeteken a károsodások is hasonló módon jelentkeznek. Az épületek térszín alatti garázsfödémek – kisszámú kivételtől eltekintve – menetrendszerűen jelentek meg átmenő repedések. Bár hasonló repedések megjelenése nem kizárólag magyar jelenség (Springenschmid, Fleischer 1993; Grasser, Luy 1998), megelőzésükre általánosan elfogadott és alkalmazott módszer nem alakult ki.

Ezen cikk – a repedések okainak feltárása után – a közeljövőben épülő hasonló épületek beruházói, tervezői és kivitelezői számára fogalmaz meg ajánlásokat a repedésekkel kapcsolatos problémák megoldása, illetve enyhítése érdekében.

2. A MÉLYGARÁZSOK TARTÓSZERKEZETEI

A vizsgált épületek esetében a pinceszintek munkagödrt minden esetben kihorgonyzott résfalakkal biztosították. Az 500–650 mm vastag résfalakat táblánként mélyítették le. A 1,5–4,5 m széles táblákat egy, illetve két talajhorgonnyal biztosították. A horgonyokat általában egy sorban (egy magassági szinten) helyezték el, de mélyebb munkagödrek esetében alkalmaztak két sor kihorgonyzást is. A résfalak – a talaj minőségétől függően – 1,5–5,0 m-t nyúlnak le a monolit vasbeton alaplemez alá. Az alul-felül sík alaplemezek vastagsága 0,6–1,0 m. (A



1. ábra: A résfal és a garázsfödémek kapcsolata
a) A garázsszinti földémek széle a résfalra támaszkodik
b) A résfal csak a tételhatárolásban, a földnyomás felvételében vesz részt, a földémek különböző falra támaszkodnak

lemezvastagságot az épület terhelése, az oszlopállások távolsága, illetve a talaj fizikai tulajdonságai határozták meg.) Szűkség esetén az alaplemezeket talajvíznyomásra is méretezték, de kis terhelésű (felúszásra veszélyes) épület esetében az alaplemez több ponton való átlukasztásával és szükség szerint szivattyúzással kívánták a víznyomás kialakulását megakadályozni. Az alaplemez és a résfal lehet egymástól szerkezetiileg független (amennyiben jelentősebb függőleges relatív elmozdulás-különbség várható), illetve szerkezetiileg összekapcsolt. Az alaplemezt minden esetben vízzáró betonból készítették. Az alaplemezen dilatációs hézagot még ott sem alakítottak ki,

ahol a felszerkezetet dilatálták, pedig az épületek hossza egyes esetekben a 100 m-t is meghaladta.

Az épület függőleges teherhordó szerkezetei jellemzően monolit vasbeton oszlopok, illetve vasbeton falak. Az épületek oszlopainak tengelytávolságát (leggyakrabban 5,00–7,50 m) – az alaprajzi sajátosságokon túl – döntően a garázs szintek igényei: az autóbéallók, illetve a közlekedők mérete határozta meg. Vasbeton falakat leggyakrabban a lépcsők, liftek határoló falaiként, a rámpák alátámasztására, valamint tűzszakasz-határként alkalmaztak.

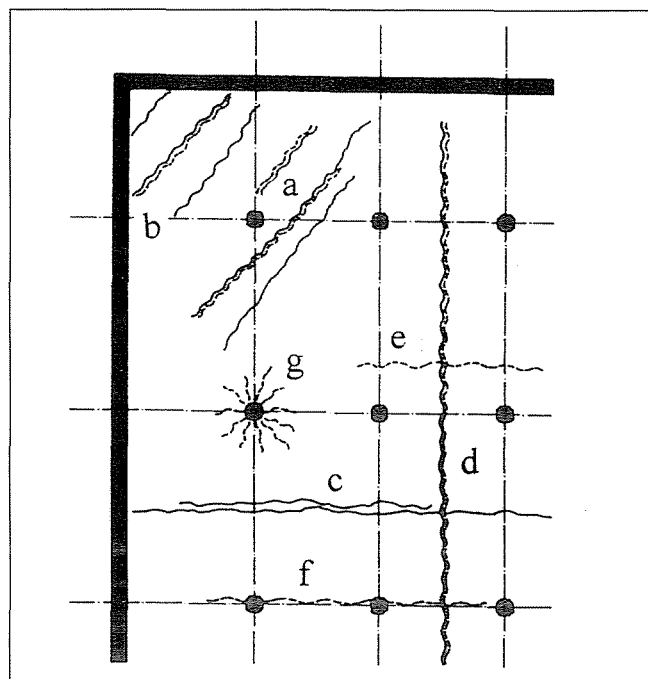
A födémek két irányban teherviselő, monolit vasbeton sík-lemezek. A pontokon, illetve a falaknál vonal mentén megtámasztott lemezek peremének alátámasztására két megoldást is alkalmaztak. Gyakrabban (amikor nem készült külön vasbeton fal a résfal belső oldalán) a födémlemez a résfalra támaszkodik (1.a ábra). Ekkor a bentonit zaggal biztosított résfalüregbe az armatúrához rögzítve engedik le a feltámaszkodást biztosító horonyképző elemet. Ritkább megoldás, amikor a résfal csak a munkagödör biztosítására, a földnyomás felvételére szolgál, és az épület függőleges terheinek viselésében nem vesz részt. Ilyenkor a garázs szintek födémlemezeinek peremét a résfallal párhuzamosan futó vasbeton fal támasztják alá, s a belső falat és a résfalat „Dörken” szivárgó lemezzel választják el egymástól (1.b ábra). Ezt a szerkezeti kialakítást az általunk vizsgált nyolc esetből kettőnél tapasztaltuk. A 230–250 mm vastag födémlemez szinte kivétel nélkül alul-felül sík kialakításúak, de egy esetben a lemezek vastagságát a pillérek kb. 2x2 m-es környezetében kétszeresére növelték. Dilatációs hézagot csak 50–60 m-nél nagyobb épületméret esetén alkalmaztak. Az alkalmazott beton C20-16/KK vagy C25-16/KK osztályú volt. (A betonok összetételére vonatkozóan részletesebb adatok sem a tervezőknél, sem a kivitelezőknél nem álltak rendelkezésre.) A lemezek vasalása túlnyomóan B 60.40, illetve B 60.50 szilárdsági jelű betonacélból, néhány épületnél hegesztett hálóból készült.

A födémek alsó felületét „látszó betonként” alakították ki: sem vakolatot, sem álmennyezetet nem készítettek, mindössze egy esetben festették a felületet. A födémek felső síkján sem készült igényes építészeti rétegrendszer: rendszerint egy réteg 1–3 cm vastag koptatóréteget hordtak fel a felületre. Leggyakrabban 30 mm vastag aszfaltréteget alkalmaztak, de előfordult, hogy koptatóréteg nélkül a vasbeton födémlemez simításával alakították ki a padlót. (Igényesebb rétegrendszer csak a földszint alatti födémeken készült.)

3. A LEMEFÖDÉMEK REPEDÉSEI

A vizsgált födémek alsó síkján megjelent repedéseket akadálytalanul tudtuk rögzíteni – egy födém kivételével. (Itt a földszint alatti födém alsó síkjára „HERATEKTA” hőszigetelést rögzítettek.) Mivel vizsgálataink egy részét már elkészült épületekben végeztük, a födémek felső síkjának vizsgálatát a födém burkolata sok helyen akadályozta. A földszinti padló rétegrendszere a földszint alatti födémek felső síkjának vizsgálatát lényegében lehetetlenné tette, de a többi födém esetében a vékony, egy rétegű, a födémhez mereven kapcsolódó burkolat csak kevéssé befolyásolta a repedések láthatóságát. Egyes repedéseket már közvetlenül a megjelenésük után, az építkezés közben regisztráltak, más esetekben csak a kész épület használata közben, a födémeken keresztülücsörgő víz miatt figyeltek fel a repedésekre.

A számos szabálytalanul kialakult repedés mellett jól megfigyelhetőek voltak tipikus, több födémeken, hasonló módon megjelent repedések is. A szabálytalanul kialakult repedések



2. ábra: A födémek jellegzetes repedései: (a) kb. 45°-os átmenő repedés a résfalak találkozásánál (b) kb. 45°-os repedés a födém alsó síkján a résfalak találkozásánál (c) repedések a födém alsó síkján a pozitív nyomatéki maximum helyén (d) átmenő repedések az oszlopok felezővonalánál (e) repedés a födém felső felületén a nyomatéki null-vonal közelében (f) repedés a födém felső síkján a negatív nyomatéki maximum helyén (g) sugárirányú repedések a födém felső síkján az oszlopok körül

az egyes épületek egyedi alaprajzi elrendezésének, a betonozás esetlegességeinek (időjárás viszonyok, munkahézagok stb.), az utógondozás és kizsaluzás körülményeinek, valamint egyéb véletlen jellegű hatásoknak tudhatók be. A jellegzetes repedéseket a 2. ábrán tüntettük fel. A repedések típusát a – f betűkkel különböztettük meg. A födémlemezeken húzott oldalán, a nyomatéki maximumok helyén megjelent repedések (c, f és g típusú repedés) 0,1–0,3 mm tágasságúak voltak. A födémek alsó és felső oldalán egyaránt látható – átmenő jellegű – repedések (a és d típusú repedés) tágassága 0,1 és 0,8 mm között változott. (Meg kell jegyezni, hogy egymás feletti alsó-felső nem átmenő repedést a váltakozó előjelű nyomaték és a felületekhez közeli beton gyorsabb zsugorodása is okozhatna. Adott esetben az igénybevételek jellege, a lemezek kis vastagsága ezt nem valószínűsíti. Az átmenő jellegű általában a víz-átfolyások is igazolták.)

A repedések mennyisége és tágassága minden esetben nagyobb volt a résfalra támaszkodó födémek esetében, mint a résfallal nem kapcsolódó, csak a résfal előtti vasbeton falon felülő födémeknél. Hasonló jelenség volt megfigyelhető egy épületen belül, a különböző szintek födémjeinek összehasonlításánál is. A mélyebben fekvő szintek födémjein több helyen és erőteljesebben jelentkeztek repedések (pl. a kb. 45°-os sarokrepedések a –3. szint felett 0,5–0,8 mm, a –1. szint felett 0,1–0,2 mm tágasságúak).

A lehajtó rámpa bejáratánál több épületnél 0,1–0,2 mm-es repedések jelentek meg a rámpa lemezén a rámpa hossztengelelyére merőlegesen, valamint a gépkocsi-behajtó környéki fal- és födémszakaszokon is.

4. A REPEDÉSEK JELENTŐSÉGE

A repedések szerepe vizsgálható teherbírási, merevségi (lehajlási), esztétikai-pszichológiai, korróziós és vízzárósági szempontból.

A szakmai gyakorlat vasbeton szerkezeteknél szinte elke-

rülhetetlennek tekinti a húzófeszültségek okozta repedéseket, de korlátozza azok tágasságát a használati teher alatt. A vizuális (esztétikai) hatás szempontjából az MSz 15022/1 szabvány és az ENV 1992-1-1 egyaránt 0,3 mm-es határértéket jelöl meg. Az acélbetétek korrózió elleni védelme szempontjából a magyar szabvány 0,1 mm-es határértéke vonatkozatható parkolóházakra („időszakosan vízzel érintkező szerkezet” vagy „agresszív gázokkal, folyadékokkal ... érintkező szerkezet”). Az ENV 1992-1-1 szerint a 3. környezet–agresszivitási osztályba sorolhatók a parkolóházak („nedves környezet fagyhatással és jég elleni sózással”), de még itt is megengedhető a 0,3 mm-es határérték. Feszített szerkezeteknél – az acélbetétek fokozott korrózióérzékenysége miatt – mindkét előírás szigorúbb követelményeket támaszt.

Ami a vízzárás követelményét illeti, az MSz 15022/1 nyomott betonövel rendelkező keresztmetszeteknél 0,2 mm-es, átmenő repedéseknél 0,1 mm-es tágasságot tart elfogadhatónak. Az ENV 1992-1-1 épületek vonatkozásában nem foglalkozik a vízzárás problémájával. A tárolók és folyadéktartályok tervezését szabályozó előírás (ENV 1992–4:1998) „globális” vízzárás követelménye esetén vagy 50 mm magas nyomott (át nem repedt) betonövet tart szükségesnek, vagy átmenő repedések esetén 0,2 mm, ill. 0,1 mm repedéstágasságot enged meg aszerint, hogy lehet-e számítani a repedés „begyógyulására” a cement hidratációja következtében vagy nem. Ha azonban helyileg sem engedhető meg vízszivárgás, akkor egyáltalán nem lehet nyílt, átmenő repedés a szerkezeten.

Az előző pontban ismertetett szakértői vizsgálatok tapasztalata alátámasztotta az Eurocode állásfoglalását. *Több vizsgált földmennél mutatkozott vízszivárgás, sőt, acéllkorrózió nyom a mintegy 0,1 mm tágasságú repedéseknél.*

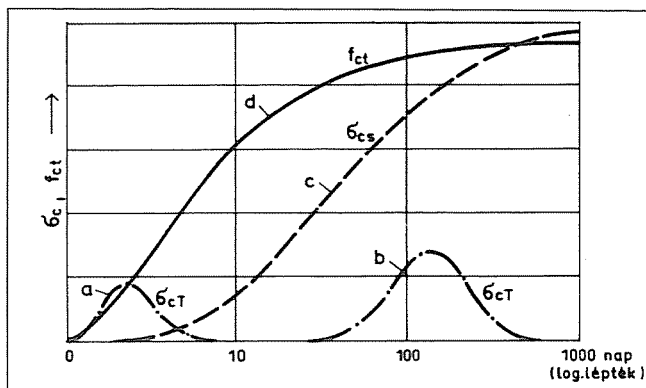
Ami a repedések „begyógyulását” illeti, a még fel nem oldódott cement hidratációjához folyamatos nedves állapot szükséges, az időnként átszivárgó víz nem elegendő. Emellett az idézett ENV „nyugalmi” állapotot tart szükségesnek a gyógyuláshoz: a beton fajlagos alakváltozásának az ingadozását $\Delta \epsilon_{ct} = 150 \times 10^{-6}$ értékben korlátozza. A szerzők tapasztalata ezeket a követelményeket is igazolja. Az egyik vizsgált szerkezetnél még a garázs üzembe helyezése előtt 0,1–0,2 mm repedéstágasság mellett vízszivárgás jelentkezett. Mintegy másfél évvel később, a már üzemszerűen használt parkolóban továbbra is mutatkozott szivárgás a korábbi repedéseknél. (Emellett újabb repedések is keletkeztek.)

Ha még hozzátesszük, hogy garázsoknál általában igyekeznek megtakarítani a vízzáró padlóburkolat költségét, akkor nyilvánvalóvá válik, hogy miért indokolt külön foglalkozni a mélygarázsok repedéseivel. Az azokon átszivárgó víz, sós hólé nemcsak a födém elszíneződéséhez, a szerkezet esztétikai értékének csökkenéséhez, az acélbetétek korróziójához vezethet, hanem súlyosan károsíthatja az alsó szinten álló gépkocsikat, jelentős kiadásokat okozva a létesítmény üzemeltetőjének. A szerkezet utólagos javításának költségei is tetemesek.

5. A REPEDÉSEK OKAI

Fel kell hívni a figyelmet a repedések kialakulásának sajátosságaira:

- A repedések jelentős része a létesítmény üzembe helyezése előtt jelent meg. Azt megelőzően a lemez önsúlyán túlmenő jelentősebb teher nem működött a szerkezetre.
- A síklemez födémelek szokásos repedésképétől eltérő repedések is megjelentek: pl. a nyomatéki null-vonal mentén, illetve ferdén a résfalak találkozásánál.



3. ábra: A húzófeszültségek, illetve a húzószilárdság alakulása a betonban (a) σ_{ct} – a hidratációs hőhatás okozta húzófeszültség (b) σ_{cs} – a klimatikus hőhatás okozta húzófeszültség (c) σ_{ct} – a beton zsugorodása okozta húzófeszültség (d) f_{ct} – a beton húzószilárdsága

- A repedések jelentős része átmenő volt, a lemez alsó és felső felületén közel azonos mértékben nyílt meg.

A tapasztalat szerint a síklemez födémelek – különösen a mezősávok keresztződésében – gyakran még a használati teher alatt sem repednek meg (az előírt minimális acélhányad válik mértékadóvá). Nyilvánvaló, hogy a vizsgált szerkezeteknél az elmozdulás vagy fajlagos alakváltozás formájában jelentkező kinematikai terheknek: a cement hidratációjából származó – esetleg a klimatikus – hőhatásnak és a beton zsugorodásának, illetve az ezekből adódó gátolt alakváltozásnak volt meghatározó szerepe.

A kinematikus hatásoknak és a beton húzószilárdságának időbeli alakulását a 3. ábra szemlélteti. (A feszültségek és a húzószilárdság egymáshoz viszonyított arányát az ábra csak nagyságrendileg jellemzi.)

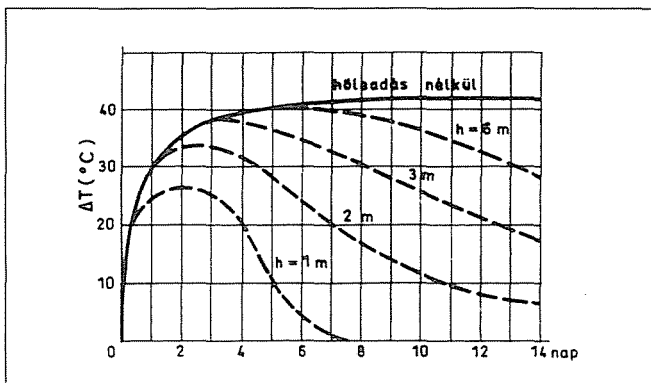
5.1. A hidratációs hőhatás

Köztudomású, hogy a cement hidratációja (oldódása és kristályosodása) hőfejlődéssel, a szilárduló beton hőmérsékletének az emelkedésével jár. A korszerű, finom őrlésű, nagyszilárdságú és gyorsan szilárduló cementeknél különösen jelentős ez a hatás. A beton felmelegedése még tovább gyorsítja a hidratációt és az azzal járó hőfejlődést. A folyamatot jól szemlélteti a Heidelberger Zement kiadványában közölt ábra (4. ábra), mely a különböző vastagságú lemezek belsejében fellépő hőmérséklet-növekedést mutatja 300 kg/m³ cementadagolás esetén.

A tömegükhöz képest nagyobb lehülő felületű, vékonyabb lemezek felmelegedése természetesen kisebb. Másrészt a felmelegedést fokozhatja az erős napsugárzás vagy a felső felület hőszigetelő letakarása.

A már megszilárdult beton lehülése folyamán a gátolt megrovidülés okozta húzófeszültségek számítással nehezen követhetők: időben változik nemcsak a beton hőmérséklete, hanem húzószilárdsága, rugalmassági tényezője, kúszási tényezője is. Ha abból indulunk ki, hogy a megszilárdult beton hőtágulási együtthatója $\alpha_{ct} = 10 \cdot 10^{-6}/^{\circ}\text{C} = 0,01 \text{ mm}/\text{m}^{\circ}\text{C}$, szakadó nyúlása pedig hozzávetőleg $\epsilon_{ctu} \cong 0,15 \cdot 10^{-3} = 0,15 \text{ mm}/\text{m}$, akkor gátolt alakváltozás esetén önmagában $\Delta T = -15^{\circ}\text{C}$ egyenletes lehülés átmenő repedést okozhat, a vastagság mentén egyenlőtlen lehülés esetén pedig elindítója lehet az ilyen repedéseknek.

Érdemes megjegyezni, hogy az Eurocode terhekkel foglalkozó részei (ENV 1991-2-5: 1997; ENV 1991-2-6: 1997) felhívják a figyelmet a hidratációs hőhatás jelentőségére, de nem adnak információt annak mértékéről.



4. ábra: A betonmag hőmérsékletének növekedése a hidratáció hatására (300 kg/m³ portlandcement CEM I 32,5 R)

5.2. Klimatikus hőhatás

A beton szilárdulása során fellépő magas külső hőmérséklet vagy intenzív napsugárzás hatására már utaltunk az előzőekben. Az üzemszerű használat során inkább klimatikus lehűlés fordulhat elő. A terepszint alá süllyesztett és felülről hőszigetelt parkolóknál ez aligha vezethet a födémek általános jellegű, a fent említett szintet megközelítő hőmérsékletcsökkenéséhez. Inkább a parkolók bejáratánál, a lehajtó rámpák felső szakaszán léphet fel helyi lehűlés. Az ebből származó helyi repedésképződés egyes mélygarázsoknál megfigyelhető volt.

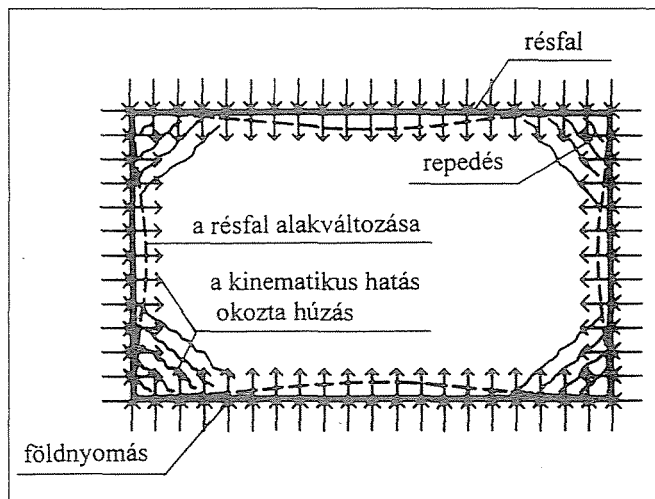
Számítani kell a beton zsugorodásának és a külső klimatikus hatásnak bizonyos mértékű összegeződésére.

5.3. A beton zsugorodása

A beton zsugorodása (feszültségektől és hőmérsékletváltozástól független alakváltozása) három – többé-kévesbé elkülöníthető – folyamatra vezethető vissza:

- a cement hidratációja során fellépő térfogatcsökkenésre,
- a beton pórusaiban és a külső térben uralkodó relatív páratartalom kiegyenlítésére: a beton kiszáradására,
- a cementből képződő kalciumhidroxid karbonátosodására, az ebből származó térfogat-csökkenésre (főleg a szerkezet felülete közelében).

Úgy tűnik, hogy a hazai szakmai közvélemény és előírásrendszer alábecsüli a beton zsugorodásának mértékét és jelentőségét. A mélygarázsok födémekre vonatkozatható esetekben (belső tér, kb. 200 mm-es vastagság) az ENV 1992-1-1 közelítésként $\epsilon_{cs} \cong 0,6 \cdot 10^{-3}$ végértéket ad meg a beton fajlagos zsu-



5. ábra: A részfalak alakváltozása

gorodására az MSz 15022/2-ben közölt $0,4 \cdot 10^{-3}$ helyett. Mindkét adat jóval meghaladja a beton nyúlóképességének várható értékét ($\epsilon_{ctu} \cong 0,15 \cdot 10^{-3}$), tehát a megrövidülés totális gátlása esetén a beton elkerülhetetlenül megreped. Részleges gátlásnál viszont figyelembe lehet venni, hogy a zsugorodás viszonylag lassú folyamat: hozzávetőleg fél év alatt megy végbe a végérték 50%-a. Ezért a zsugorodás hatása csak kismértékben összegeződik a hidratációs hőfejlődés utáni lehűlés hatásával (Krüger, Binder, 1988). Emellett a relaxációs folyamat sebessége közel azonos a zsugorodás sebességével. Így az leépíti a gátolt zsugorodás okozta húzófeszültség bizonyos részét. Egyes repedések megjelenése „felpuhítja” a gátló hatásokat, és így fékezi újabb repedések kialakulását a kinematikus hatások következtében (ENV 1992-1-1; Gilbert, 1992).

5.4. A födém húzási alakváltozását gátló tényezők

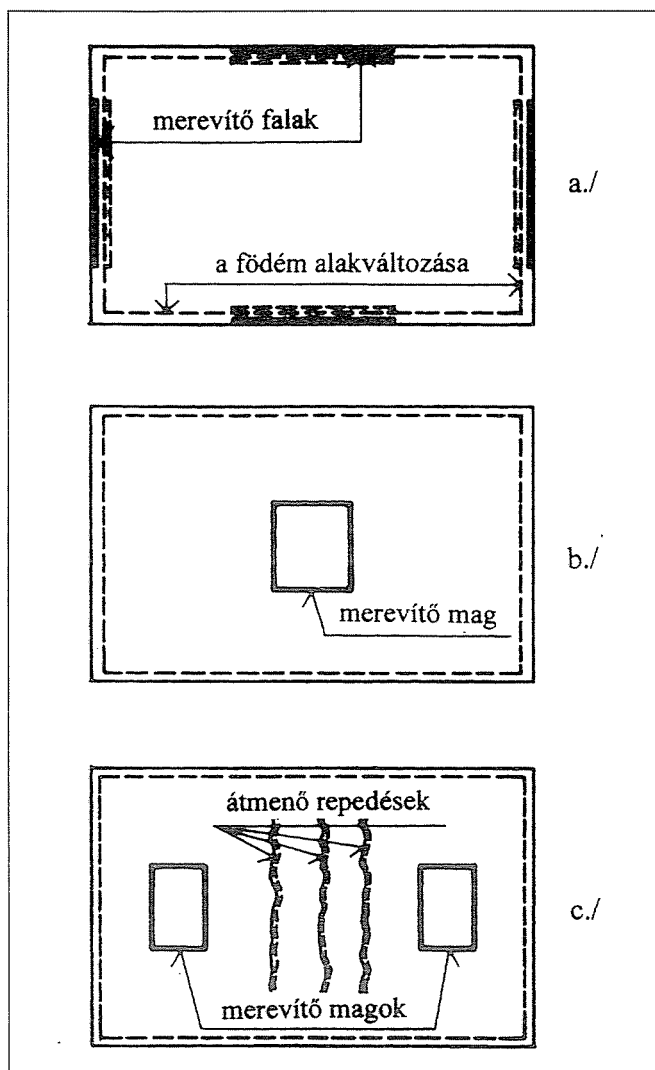
Az előzőekben említett kinematikus hatások (hidratáció utáni lehűlés, zsugorodás) következtében az összefüggő, szabadon deformálódó födémrészek egyes pontjai a geometriai középpont irányában mozdulnának el.

Az elmozdulás legfőbb gátjai a résfalak, amennyiben a pincetömb oldalirányú lezárásán túlmenően a födémek szélső támaszaiként is működnek, és kapcsolatuk a födém vízszintes irányú elmozdulását nem teszi lehetővé. A födémek beépítése előtt a résfal hidratáció utáni lehűlése, deformációja már végbement. A faltest vastagsága és a talajnedvesség hatása folytán a zsugorodás viszonylag lassú, de végértéke is kisebb a födém zsugorodásánál.

A résfal egyes szakaszai eltérő mértékben gátolják a csatlakozó födém megrövidülését (5. ábra). Az épület oldalainak középső szakaszán a födémről átadódó húzóerő és a földnyomás hatására a résfalak bizonyos mértékben elmozdulnak síkjukra merőlegesen befelé. A résfalnak a talajba való befogása – különösen a felső pinceszinteken – kevésbé érvényesül. (Részben ezzel magyarázható, hogy a legalsó szintek födémleinél intenzívebb a repedésképződés, mint a felső garázs szintek födémleinél.) A kihorgonyzások teherbíró, de „puha” rögzítésként működnek, s hatásuk végképp megszűnik, amennyiben a kihorgonyzásokat utólag átvágják. Az alaprajz sarkainál viszont érvényesül a két találkozó résfal saját síkjában rendkívül nagy merevsége, így ezeknek a pontoknak a környezete szinte tökéletes gátlásnak tekinthető. Ezt a modellt igazolják a szakértői vizsgálatok során tapasztalt repedéseképek, főleg a sarkoknál mutatkozó 45°-os repedések.

Ami a vízszintes terhek felvételét, az épület stabilitását szolgáló merevítő rendszerek alakváltozást gátló hatását illeti, utalni szeretnénk arra, hogy ezek elrendezésének nagyobb a jelentősége, mint az épületszekció alaprajzi méretének (Rosman 1988) (6. ábra). Az elmozdulás irányára merőleges tengelyű falak alig gátolják a födém alakváltozását (6.a ábra) Az elmozdulással párhuzamos falak viszont hasonlóképpen működnek, mint a résfalak az épület sarkai mentén. Az alaprajz középpontjának közelében elhelyezett merevítő mag (6.b ábra) – esetleg a 6.a ábra szerinti merevítő falakkal kombinálva – szintén kedvező megoldás. Ezzel szemben az azonos dilatációs egységben elhelyezett két vagy több merevítő mag esetén szinte elkerülhetetlen a zsugorodás okozta átmenő repedés (6.c ábra).

Ami az oszlopok gátló hatását illeti, azt általában figyelmen kívül szokták hagyni, részben karcsúságuk miatt, részben pedig arra való tekintettel, hogy az egymás feletti födém-



6. ábra: A merevítő szerkezetek elhelyezésének hatása
 a) kedvező b) kedvező c) kedvezőtlen elrendezés

mek vízszintes irányú relatív elmozdulása viszonylag csekély. (Ez inkább igaz a zsugorodás, mint a hidratációs hő hatására.) Fel kell azonban hívni a figyelmet a legalsó pincszint oszlopainak eltérő helyzetére. A vastag alaplemez és a felette levő födém vízszintes alakváltozásai nagyságban és időbeli lefolyásban is jelentősen eltérhetnek egymástól a készítés időpontjának, a lemez vastagságának és a kiszáradási folyamat különbözősége, valamint az alaplemez és a talaj közötti súrlódás miatt. A vastag alaplemezbe mereven befogott, kis magasságú, nagy keresztmetszetű és erősen vasalt oszlopok együttes gátló hatása repedéseket okozhat a legalsó födémekben.

6. VÉDEKEZÉS A FÖDÉMEK ÁTMENŐ REPEDÉSEI ELLEN

Az előzőekből kitűnt, hogy a mélygarázsok födémjeinek átmenő repedései főleg az átfolyó – részben agresszív – víz, valamint az autókról leolvadó sós hólé miatt jelentenek veszélyt. Az ENV 1992-1-1 előírása (lásd a 4. pontot) és a szerzők tapasztalata is azt mutatja, hogy nem elég a főleg kinematikus hatásokból származó átmenő repedések tágasságát korlátozni, hanem azok kialakulásának (és a víz átfolyásának) kockázatát kell a lehetséges minimumra csökkenteni. Ennek több útja kínálkozik:

- a víz távoltartása az esetleges repedésektől,
- a kinematikus hatások mértékének a korlátozása,

- a kinematikus hatásokból (hőhatásból, zsugorodásból) származó alakváltozás szabad kialakulásának biztosítása, a gátló tényezők korlátozása,
- a födémek utófeszítése.

Általában az intézkedések kombinációja célszerű, azok gazdasági kihatásának mérlegelésével.

6.1. A víz távoltartása a repedésektől

A víz a járművekről lecsurgó esővíz, leolvadt jég, sós hólé formájában, esetleg takarításkor kerül a parkoló födémeire. Meg kell akadályozni tócsák kialakulását. Padlóösszefolyók elhelyezésével, a padló lejtésének megfelelő – a födém lehajlását is számításba vevő – kialakításával gondoskodni kell a víz gyors elvezetéséről. Az oszlopok alsó szakaszát megfelelő burkolattal kell védeni a hólé agresszív hatásától.

Amennyiben a padlóra – akár utólagos javításként – burkolat kerül, azt vagy vízhatlan burkolatként kell megvalósítani, vagy vízzáró jelleggel úgy kell kialakítani, hogy képes legyen áthidalni a vasbeton szerkezet esetleg még tovább nyíló repedéseit. A műgyanta alapanyagú, nagyszilárdságú és jól tapadó, de rideg felkent vagy önterülő bevonatok erre a célra alkalmatlanok. Számos gyártó ajánl a födém mozgásait toleráló burkolatokat (pl. SIKA, MAPEI stb.), de megoldást jelenthet – bár költségesebb – több rétegből álló vízszigetelő padló szerkezet alkalmazása is.

6.2. Az alakváltozást gátló tényezők korlátozása

A résfalaknak a velük összeépült födémek megrövidülését gátló hatását az 5.4 pont tárgyalta. Ez a hatás elvben minimálisra csökkenthető olyan kapcsolatok kialakításával, melyek biztosítják a födém szélének a folytonos vagy szakaszos megtámasztását, de egyúttal lehetővé teszik a födém vízszintes elmozdulását mind a résfalra merőleges, mind azzal párhuzamos irányban. Különösen az épület sarkainak környezetében volna indokolt ilyen csomópontok kialakítása. A szerzők szakértői tevékenységük során nem találtak ilyen megoldással.

Másik – e cikk elején is ismertetett – szerkezeti kialakításnál a résfal csak a pincetömb lehatárolását szolgálja. Ilyenkor a födémek különálló belső falra támaszkodnak, amely terhet az alaplemezre adja át. A két fal között a vízszigetelés, a résfalon átszivárgó víz elvezetése megoldható. A belső fal a födémekkel közel egy időben készül, így lehűlésük, zsugorodásuk nem tér el jelentősen. Emellett a fal lényegesen vékonyabb a résfalnál, így nagyobb mértékben képes követni a födémek szélének vízszintes elmozdulását. Annál a két létesítménynél, amelyiknél ezt a megoldást alkalmazták, a szerzők csak elvétve találtak a födémeken átmenő repedéseket.

A merevítő rendszernek a födémek repedéseire gyakorolt hatásában nincs érdemi különbség a terepszint feletti és alatti födémek között. A merevítő falak és magok (falcsoportok) elhelyezésének szempontjaira utaltunk az 5.4 pontban.

A résfalak, ill. merevítő elemek alakváltozást gátló hatása megszüntethető dilatációs hézagok beépítésével. A mozgó járművekkel terhelt tartószerkezet megszakítása, a hézag nem sérülékeny kialakítása, vízfolyással szembeni tartós tömítése bonyolult és költséges. Ezért ettől a megoldástól idegenkedik tervező és kivitelező egyaránt. (Részben dilatációs hézagként működik a lehajtó rámpák mentén létrejövő födémáttörés.)

6.3. A kinematikus hatások mértékének korlátozása

A parkolóházak földemeiben gátolt alakváltozások esetén húzó igénybevétel (megrövidülést) okozó kinematikus hatások: a hidratáció utáni lehülés és a beton zsugorodása betontechnológiai módszerekkel jelentős mértékben korlátozható. A hidratációs hőfejlődés korlátozása érdekében előnyös kevesebb hőt fejlesztő, viszonylag lassan szilárduló cementek (pl. kohósalak–portlandcement) alkalmazása minél kisebb cementadagolás mellett. Kedvező az ilyen típusú cementek és a kisebb cementmennyiség alkalmazása a zsugorodás korlátozása szempontjából is. Azonos cementfajta és cementadagolás esetén a minél kisebb víz-cementtényező is kedvező a beton zsugorodásának alacsony értéken való tartásához. A beton szivattyúzhatóságát a magas víz-cement tényező helyett plasztifikátor alkalmazásával kell elérni.

A levegő magas hőmérséklete esetén (pl. 30°C felett) szükségessé válhat a friss betonkeverék hűtése (pl. cseppfolyós nitrogén adagolásával). A beton zsugorodását nagymértékben csökkenti a vibrovakuumozás, ilyen módon a felesleges víztartalom elszívása és a beton tömörítése (Armuth A., 1960). Fontos szerephez jut a beton utókezelése: tartósan nedves állapotban való tartása, az erős napsütés elleni védelme.

Ami a beton összetételét, a cement minőségének és adagolásának megválasztását illeti, a kivitelező bizonyos mértékben ellenérdekelte: a beton gyors szilárdulását, minél korábbi kizsalasztást szeretné elérni. Ezért nem elég a tervező részéről a beton nyomószilárdságát előírni. A két félnek célszerű betontechnológus közreműködésével megállapodnia a beton összetételében, az utókezelés módjában és időtartamában. Betontechnológiai kérdésekben a Magyar Építőanyagipari Szövetség és a Betonolív K+F Kft. kiadványai szolgálhatnak támpontul. (MÉASZ ME-04.19: 1995).

Nagy tömegű vasbeton szerkezetek építésénél elterjedten alkalmazták a szakaszos betonozás módszerét a kinematikus hatások csökkentése céljából. A hézagosan kialakított szakaszok betonozása után megvárják a hidratációt követő lehülésnek és a zsugorodás egy részének a lezajlását, és csak ezután töltik ki a közöttük lévő keskenyebb hézagokat. A munkahézagokban számításba vehető húzószilárdság kisebb a betonénál. Emellett az eljárás lelassítja a szerkezetépítés folyamatát, ezért többszintes épületek földemeinél a gyakorlatban ritkán alkalmazzák.

6.4. Az acélbetétek hatása

Ismeretes, hogy az acélbetétek gyakorlatilag nem tudják megakadályozni a húzófeszültségekből származó repedések kialakulását, de korlátozzák azok távolságát és –ennek folytán – tágasságát a szerkezet berepedt állapotában. Ennek ellenőrzését el kell végezni a hajlításból húzott oldal repedéseire vonatkozóan az MSz 15022/2 vagy az ENV 1992-1-1 szerint. Utóbbi arra is tartalmaz útbaigazítást, hogyan kell eljárni, ha a keresztmetszetben kinematikai hatásból származó húzóerő is működik. Természetesen ki kell elégíteni a minimális acélhányadara, a vasalás kialakítására, az acélbetétek túlnyújtására, toldására stb. vonatkozó szabályokat is.

Ami a hőmérsékletváltozást illeti, a két anyag közel azonos hőtágulási tényezője folytán nem okoz különbséget az acél és a szomszédos beton alakváltozásában, a két anyag között nem jön létre erőátadás, így az acél jelenléte nem befolyásolja a beton feszültségét.

Ellentmondásos a hajlításból nyomott oldali acélbetétek szerepe. A berepedt lemez vízzárása szempontjából inkább káro-

sak, mint hasznosak, mert csökkentik a nyomott betonöv vastagságát. (Meg kell azonban említeni, hogy az ENV 1992-4: 1998 feltehetően víznyomás esetére kívánja meg a nyomott öv legalább 50 mm-es vastagságát. A földemen kialakuló töcsák esetén ennél lényegesen kisebb vastagságú nyomott betonöv is vízzáró rétegnek tekinthető.) A „hajlításból nyomott” öv acélbetéteinek gátló hatása olyan mértékű lehet, hogy nyomott betonöv egyáltalán nem jön létre, ezért a zsugorodás folytán megreped a beton. Részben ezzel magyarázhatók a szerzők által megfigyelt átmenő repedések a nyomatéki maximumok vonalában.

Kedvező azonban a nyomott oldali acélbetétek szerepe abból a szempontból, hogy megrepedés esetén kevesebb, nagyobb repedés helyett több, kisebb repedést eredményeznek.

6.5. Utófeszítés

Bár hazánkban ilyen szerkezet építésére még nem került sor, külföldön széles körben alkalmaznak – többek között parkolóházaknál is – tapadásmentes pászmákkal utófeszített monolit síklemez földemeket. A fő célok: a lemez vastagságának és súlyának, valamint a lemezvastagsággal az épület egyéb szerkezeti méreteinek (lépcsők, rámpák, homlokzatok) csökkentése, az átszűrődési teherbírás növelése. Utófeszítés esetén a földemek túlelmele is egyszerűen biztosítható. Emellett a feszítéssel bevitt nyomóerő és hajlító nyomaték alkalmas arra, hogy a használati teherrel megakadályozzuk repedések, ezen belül átmenő repedések kialakulását. Ehhez azonban megfelelő szerkezeti kapcsolatok kialakításával el kell érniünk, hogy a korábban említett gátló hatásokat – különösen a feszítés idejére – kiküszöböljük, hogy a feszítőerőt ne a résfalak és a merevítő szerkezetek vegyék fel, hanem a földemlemezek.

Jó volna abban bízni, hogy hasonló szerkezet megépítésére hamarosan hazánkban is sor kerül.

7. TANULSÁGOK

A mélygarázsok nagyterjedésű földemein megjelenő átmenő repedések megelőzésére sem itthon, sem külföldön nem alakult ki minden szempontból hatékony módszer. Az elsősorban vízzárósági és korróziós szempontból problémát jelentő repedések döntően hidratációs hőhatásból és zsugorodásból származnak. A földemlemezek méretezésekor jelenleg használt véges-elemes programok általában nem tudják figyelembe venni ezeket a hatásokat. A repedések megjelenésének valószínűségét nagymértékben lehet csökkenteni a tartószerkezetek előnyös konstruálásával (a résfallal párhuzamos külön tartófal alkalmazása, a merevítő magok és a rámpa helyének megválasztása, dilatáció alkalmazása stb.), a beton összetételének, bedolgozásának és utógondozásának a szokásosnál gondosabb megtervezésével. A repedések létrejöttének káros hatása jelentősen csökkenthető a megszokottnál igényesebb (és ezért többet költséget igénylő) vízzáró, a földemlemez mozgásait toleráló (rugalmas ragasztóval rögzített, vagy dilatált aljzatbetonra fektetett) burkolatok alkalmazásával.

8. ALKALMAZOTT JELÖLÉSEK

h	a betonszerkezet vastagsága (mm)
f_{ct}	a beton húzószilárdsága (N/mm ²)
ΔT	hőmérsékletkülönbség (°C)
α_{ct}	a beton hőtágulási együtthatója (1/°C)

ε_{ctu}	a beton (repedést kiváltó) fajlagos nyúlásának határértéke (%)
ε_{cs}	a beton zsugorodásának fajlagos értéke (%)
$\Delta\varepsilon_{ct}$	a beton fajlagos alakváltozásának ingadozása (%)
σ_c	a betonban fellépő feszültség (N/mm ²)
σ_{cs}	a gátolt zsugorodásból származó betonfeszültség (N/mm ²)
σ_{ct}	a hőhatásból származó betonfeszültség (N/mm ²)

9. KÖSZÖNETNYILVÁNÍTÁS

A szerzők megköszönik az Országos Tudományos Kutatási Alapprogramnak a Tartószerkezetek Használati Biztonsága c. kutatási téma anyagi támogatását, valamint dr. Erdélyi Attila ny. egyetemi docens és dr. Czap Zoltán egyetemi adjunktus értékes segítségét, akik hasznos adatokat szolgáltattak a cikk összeállításához.

10. HIVATKOZÁSOK

- Armuth A. (1960), „A betonvákuumozási eljárás elmélete és alkalmazása” Mérnöki Továbbképző Intézet, 1960.
- ENV 1992-1-1 (1991), „Betonszerkezetek tervezése – Általános és épületekre vonatkozó szabályok
- ENV 1992-4 (1998), „Design of concrete structures. – Liquid retaining and containment structures”
- ENV 1991-2-5 (1997), „Basis of design and actions on structures. Actions on structures. Thermal actions
- ENV 1991-2-6 (1997), Basis of design and actions on structures. Actions on structures. Actions during execution.
- Gilbert, R.I. (1992), „Shrinkage Cracking in Fully Restrained Concrete Members. ACI Structural Journal/March – April 1992, pp. 141–149.
- Grasse, E., Herbert Luy, H. (1998), Zur Berechnung, Bemessung und Konstruktion von Tiefgaragen. Beton- und Stahlbetonbau, 1998/9, pp. 258–263.
- Heidelberger Zement, Betontechnische Daten. Beton nach DIN 1045. 1997. A „Heidelberg Zement” művek kiadványa.
- Krüger, W., Binder, M. (1985), „Lastunabhängige Formänderungen des Betons”, Bauplanung – Bautechnik, 1988/5, pp. 225–228.
- MÉASZ ME-04.19 (1995), „Beton és vasbeton építése” 16. kötet: Kis kúszású és zsugorodású betonok.
- MSZ 15022/1-86 „Építmények teherhordó szerkezeteinek erőtan tervezése – Vasbeton szerkezetek”, Magyar Szabványügyi Hivatal

Országos Településrendezési és Építési Követelmények (253/97 sz. Kormányrendelet) (A telepítendő garázsok számát a korábbiakhoz képest radikálisan megnövelő rendelet.)

Rosman, R. (1988): „Dehnfügen im Stahlbetonbau”. Deutsche Bauzeitschrift DBZ 1988/12, pp. 11–16.

Springenschmid, R., Fleischer, W. (1993), „Über das Schwinden von Beton, Schwindmessungen und Schwindrisse” Beton- und Stahlbetonbau, 1993/11, pp. 297–301; 1993/12, pp. 329–332.

Armuth Miklós (1951) okl. szerkezetépítő mérnök. 1979-ben szerzett diplomát, s kezdett dolgozni az ALUTERV-FKI-ben szerkezettervezőként. 1982 óta a BME Építésmérnöki Karának oktatója. Tartószerkezeti vezető tervezőként több, mint száz épület tervezésében vett részt. Építési szakértőként számos épület szakértésében működött közre. A Szilárdságtani és Tartószerkezeti Tanszék adjunktusa, a „Fa tartószerkezetek” c. tárgy előadója. Fő érdeklődési területei: magasépítési fa tartószerkezetek tervezése, faszerkezetek csomópontjainak lassú alakváltozása.

Dr. Deák György (1926) okl. építésmérnök, professor emeritus, a műszaki tudomány kandidátusa. Munkahelyei: ÉTI, tud. munkatárs; ÉMI, igazgató; BME Szilárdságtani és Tartószerkezeti Tanszék, egyetemi tanár (tanszékvezető, dékán). Főbb oktatási és kutatási területei: vasbeton szerkezetek, tartószerkezetek minőségének ellenőrzése, tartószerkezetek használati biztonsága, vasbeton szerkezetek alakváltozása és repedései, vasbetonszerkezetek tűzállósága. A *fib* Magyar Tagozat tagja.

CRACKS OF FLOOR SLABS OF BASEMENT CAR PARKS

Authors recently inspected the cast-in-place flat slabs of eight basement car parks built in Budapest. In all cases, through cracks were formed in the slabs. Thawed salty snow dripping off the cars and leaking through the cracks has damaged both the floor slabs and the cars parked on lower levels. This experience of the authors proved the specification of the European Prestandard ENV 1992-4:1998 (Eurocode 2) correct: crack control is not effective in such cases, since water can leak through cracks of 0.1 mm width. Moreover, „healing” of cracks is not expected in case of structures that are loaded by moving vehicles and get soaked very occasionally.

The circumstances of the formation of through cracks implied that the apparent cause was that imposed deformations due to shrinkage of the concrete and cooling down after hydration warming were restrained. It is mainly the diaphragm walls supporting floor slabs (especially at the corners of the building) that can be accounted for the restraining effect, but shear walls and cores, as well as column are also accountable for it to a lesser extent.

The problem can be solved in the following ways:

- within the diaphragm walls, thinner load-bearing walls may be built parallel to the floor slabs, and shear structures must be located appropriately,
- both the heat generated by hydration and shrinkage may be controlled by means of concrete technology,
- high-quality, watertight floor covering may be applied.

A fib Magyar Tagozat soron következő ülése: 1999. szeptember 9. (csütörtök) 14:30
ASA-PLAN 31 Kft., Semmelweis u. 1-3., I. emeleti zeneterem

ELKÖVETKEZENDŐ KONFERENCIÁK

- **IABSE Symposium: Structures for the Future – The Search for Quality**
IABSE
Rio de Janeiro, Brasil
25-27 August, 1999
- **VIII: Magyar Mechanikai Konferencia**
IUTAM Magyar Nemzeti Bizottsága
Miskolc
1999. augusztus 30-szeptember 1.
- **Creating with Concrete**
University of Dundee
Dundee, Scotland
6-10 September, 1999
- **Structural Concrete - The Bridge Between People**
fib
Prague, Czech Republic
13-15 October, 1999
- **ACI Fall Convention-99**
American Concrete Institute
Baltimore, USA
31 October-6 November, 1999
- **fib - IABSE Bridge Engineering Conference**
fib - IABSE
Sharm-el Sheik, Egypt
26-30 March, 2000
- **ACI Spring Convention-2000**
American Concrete Institute
San Diego, USA
26-31 March, 2000
- **Österreichischer Betontag 2000**
Österreichischer Betonverein
Wien, Österreich
27-28. April, 2000
- **IABSE Conference on Cable-Stayed Bridges**
IABSE
Malmö, Sweden
2-4 June, 2000
- **International Workshop on Punching Shear Capacity of RC Slabs**
Royal Institute of Technology (KTH)
Stockholm, Sweden
8-9 June, 2000
- **3rd International Conference on Advanced Composite Materials in Bridges and Structures**
Carleton University
Ottawa, Canada
15-18 August, 2000
- **Fifth RILEM Symposium on Fiber-Reinforced Concretes - BEFIB 2000**
RILEM, ENTPE, LCPC
Lyon, France
13-15 September, 2000
- **fib Symposium**
PCI
Orlando, USA
24-27 September, 2000
- **The sixth International Symposium on brittle matrix composites**
RILEM
Warsaw, Poland
9-11 October, 2000
- **Concrete Structures in the 21st Century**
Japan Prestressed Concrete Engineering Association, fib
Osaka, Japan
13-19 October, 2002

MŰSZAKI RÖVIDHÍREK

A magyar-szlovén vasúti összeköttetés helyreállítása része a Triesztet Lvovval összekötő vasúti folyosó létrehozásának.

A két állam között létrejött szerződés nyomán 1997-ben kezdődtek el a vasútvonal építési munkái és terv szerint 2000. december 31.-ig fejeződnek be. A vasútvonal része két völgyhíd – Közép-Európa egyik leghosszabb vasúti viaduktja – melynek létesítésére pályázatot írtak ki, s a tender győzteseivel 1999. július 2.-án kötöttek szerződést. A magyar szakaszon lévő völgyhidak – egy 200 és egy 1400 m hosszú viadukt – építésére öt pályázat érkezett, amelyek közül a Zalahidak Konzorcium szakaszosan betölt feszített vasbetonhídra vonatkozó pá-

lyázatát találta a bírálóbizottság a legkedvezőbbnek. A Konzorcium vezető cége a Hídépítő Rt. tagjai a Betonútépítő Nemzetközi Rt. és a francia DUMEZ-GTMSA. A beruházás értéke közel hét milliárd forint. Az új épülő vasútvonal nemcsak a nemzetközi szállításban játszik szerepet, hanem az Őrség idegenforgalmára is kedvező hatással lesz.

Tervezzük, hogy az elkövetkező számokban folyamatosan tájékoztatjuk olvasóinkat az évszázad legnagyobb vasúti hídépítéséről, beavatva az olvasót a technikai, tervezési, kivitelezési kérdésekbe.

V. J.

A BETONPLASZTIKA KFT. 1991-BEN ALAKULT, VB. SZERKEZETEK JAVÍTÁSÁRA, SÓKORRÓZIÓ ELLENI VÉDELEMRE. TEVÉKENYSÉGI KÖRÜNK FOKOZATOSAN BŐVÜLT, VÁLLALUNK

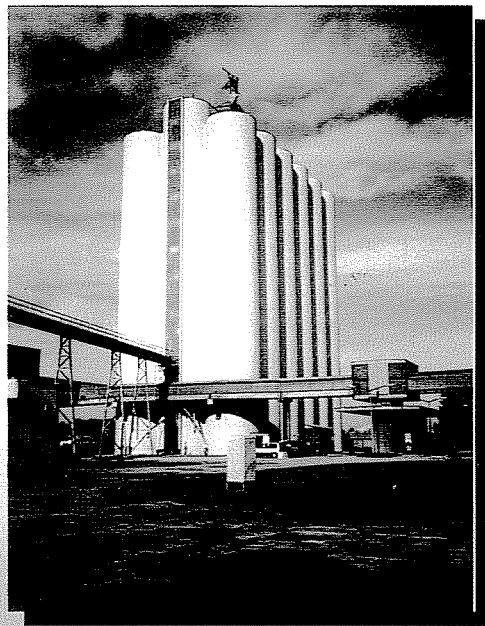
• SZERKEZETÉPÍTÉST • KENT, SZÓRT SZIGETELÉS KÉSZÍTÉSÉT • LÖTTBETONOZÁST

MELY MUNKÁK ELVÉGZÉSÉHEZ SZÜKSÉGES BERENDEZÉSEKKEL RENDELKEZÜNK.

AZ ELMÚLT ÉVBEN A LEGKIEMLEKEDŐBB MUNKÁNK A 2 000 VAGONOS GABONASILÓ LÖTTBETONOS MEGERŐSÍTÉSE VOLT (8 000 m²), AZ IDEI ÉVBEN GYŐRBE A MARCALVÁROSI VÍZTORONY HASONLÓ JELLEGŰ ERŐSÍTÉSI MUNKÁIT VÉGEZTÜK.

AZ ELVÉGZETT MUNKÁK A BME FOLYAMATOS MINŐSÉGELLENŐRZÉSE MELLETT FOLYTAK, MELYNEK EREDMÉNYE IGEN JÓ VOLT. CÉGÜNK 1997-BEN BEVEZETTE AZ ISO 9002 MINŐSÉGBIZTOSÍTÁS RENDSZERT,

AZ AUDITÁLÁS A MÚLT ÉV DECEMBERÉBEN MEGTÖRTÉNT.



asa

ÉPÍTŐIPARI KFT.

Műszaki ügyvezetés:

1052 Budapest, Semmelweis u. 1-3.
Tel.: 266-8040, fax: 266-3495

Gazdasági ügyvezetés:

1052 Budapest, Semmelweis u. 1-3.
Tel.: 267-5947, fax: 267-5948
E-mail: asagazd@mail.mtav.hu

Vasbeton előregyártó üzem:

6800 Hódmezővásárhely, Erzsébeti út 9.
Tel.: 06-62/241-257, 246-412, fax: 06-62/241-246

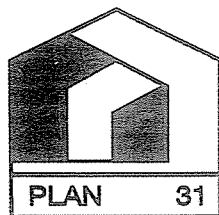
Cégünket 1990-ben alapítottuk az ipari építésben addig vezető szerepet játszó 31. sz. Állami Építőipari Vállalat dolgozóiból. 1997. évi átlaglétszámunk 250 fő volt. Az alapítke jelenleg 78 800 000,- Ft, amit 43 magánszemély jegyzett.

Az elmúlt hat év alatt több mint 580 000 m² épületszerkezetet és mintegy 450 000 m² ipari padlót készítettünk.

FŐ SZAKTERÜLETÜNK:

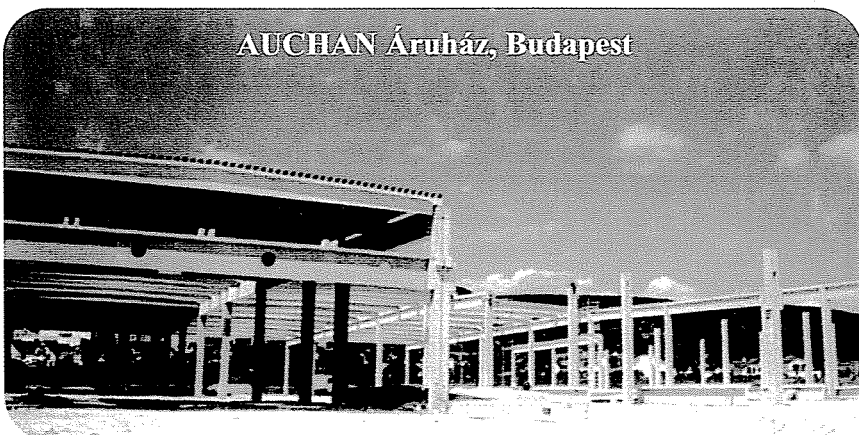
- Előregyártott vasbeton vázszerkezetek gyártása, helyszíni szerelése
- Ipari padló építése
- Generál kivitelezés
- Fővállalkozás

Tervezési feladatok ellátása, ipari vasbeton szerkezetek, ipari padlók fejlesztése:



PLAN 31
MÉRNÖK KFT.
1052 Budapest
Semmelweis u. 9.
Telefon: 266-1820
Telefax: 266-1821

AUCHAN Áruház, Budapest



Mayer daruzott csarnok, Kiskalud

Lurdy Ház, Budapest

