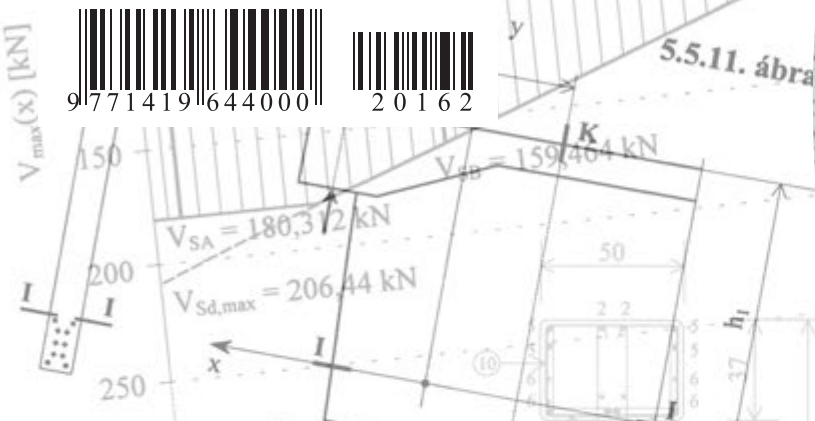


VASBETONÉPÍTÉS

CONCRETE STRUCTURES

JOURNAL OF THE HUNGARIAN GROUP OF *fib*

9 771419 644000 20162



Dr. Arany Piroska – Dr. Lichter Tamás

AZ ELSŐ VASBETON SZERKEZETŰ TEMPLOM MAGYARORSZÁGON

26

Várdai Attila – Dr. Bódi István –
Madaras Botond

OSZLOPKÖPENYEZÉSEK SZÁMÍTÁSA I. RÉSZ: MÉRETEZÉSI ELJÁRÁSOK BEMUTATÁSA

28

Dr. Móczár Balázs – Csapody Gergő –
Szepesházi Attila

BUDAPESTI MÉLY MUNKA- TÉRHATÁROLÁS 2D ÉS 3D NUMERIKUS BACK-ANALÍZISE

34

Dr. Orosz Árpád
**MAGASÉPÍTÉSI VASBETON
HÉJSZERKEZETEK
AZ OKTATÁSBAN**

42

Gyukics Péter
**VILLANÁSOK A MŰVÉSRŐL,
A MÉRNÖKRŐL, A KREATÍV EMBER-
RŐL: MEDGYASZAY ISTVÁN RŐL**

44

**New Secretary General in fib
Lausanne:
David Fernández-Ordoñez**

46

SZEMÉLYI HÍREK

VÖRÖS JÓZSEF 70. SZÜLETÉSNAPIJÁRA
KOVÁCS ZSOLT 75. SZÜLETÉSNAPIJÁRA
DR. BÉRES LAJOS 80. SZÜLETÉSNAPIJÁRA

47

2016/2

XVIII. évfolyam, 2. szám



Előregyártott vasbeton szerkezetek

gyártmánytervezés • gyártás • szállítás • szerelés
betonacél megmunkálás • transzportbeton

betonstar@betonstar.hu

Tel: +36 76/414-660

www.betonstar.hu



Főszerkesztő:

Dr. Balázs L. György

Szerkesztő:

Dr. Träger Herbert

Szerkesztőbizottság:

Dr. Bódi István

Dr. Csíki Béla

Dr. Erdélyi Attila

Dr. Farkas György

Kolozsi Gyula

Dr. Kopeckó Katalin

Dr. Kovács Károly

Lakatos Ervin

Dr. Lublóy Éva

Madaras Botond

Mátyássy László

Polgár László

Dr. Salem G. Nehme

Telekiné Királyföldi Antonia

Dr. Tóth László

Vörös József

Wellner Péter

Lektorai testület:

Dr. Dulácska Endre

Királyföldi Lajosné

Dr. Knébel Jenő

Dr. Lenkei Péter

Dr. Loykó Miklós

Dr. Madaras Gábor

Dr. Orosz Árpád

Dr. Szalai Kálmán

Dr. Tassi Géza

Dr. Tóth Ernő

(Kéziratok lektorálására más kollégák is felkérést kaphatnak.)

Alapító: a *fib* Magyar Tagozata

Kiadó: a *fib* Magyar Tagozata

(*fib* = Nemzetközi Betonszövetség)

Szerkesztőség: BME Építőanyagok és Magasépítés Tanszék

1111 Budapest, Műegyetem rkp. 3.

Tel: 463 4068 Fax: 463 3450

E-mail: fib@eik.bme.hu

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

Az internet verzió

technikai szerkesztője: Czoboly Olivér

Tervezőszerkesztő: Halmai Csaba

Nyomdai kivitelezés: Navigar Kft.

Egy példány ára: 1275 Ft

Előfizetési díj egy évre: 5100 Ft

Megjelenik negyedévenként

1000 példányban.

© a *fib* Magyar Tagozata

ISSN 1419-6441 online ISSN: 1586-0361

Hirdetések:

Külső borító: 220 000 Ft+áfa

belső borító: 180 000 Ft+áfa

A hirdetések felvétele:

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

Címlapfotó:

Áttörés –

Château La Coste in Provence, Tadao

Ando's visitor centre

Fotót készítette: Dr. Balázs L. György

TARTALOMJEGYZÉK

- 26** Dr. Arany Piroska – Dr. Lichter Tamás
AZ ELSŐ VASBETON SZERKEZETŰ TEMPLOM MAGYARORSZÁGON
- 28** Várdai Attila – Dr. Bódi István – Madaras Botond
OSZLOPKÖPENYEZÉSEK SZÁMÍTÁSA – I. RÉSZ: MÉRETEZÉSI ELJÁRÁSOK BEMUTATÁSA
- 34** Dr. Móczár Balázs – Csapody Gergő – Szepesházi Attila
BUDAPESTI MÉLY MUNKATÉRHATÁROLÁS 2D ÉS 3D NUMERIKUS BACK-ANALÍZISE
- 42** Dr. Orosz Árpád
MAGASÉPÍTÉSI VASBETON HÉJSZERKEZETEK AZ OKTATÁSBAN
- 44** Gyukics Péter
VILLANÁSOK A MŰVÉSZRŐL, A MÉRNÖKRŐL, A KREATÍV EMBERRŐL: MEDGYASZAY ISTVÁN RÓL
- 46** **NEW SECRETARY GENERAL IN FIB LAUSANNE: DAVID FERNÁNDEZ-ORDOÑEZ**
- 47** **SZEMÉLYI HÍREK**
VÖRÖS JÓZSEF 70. SZÜLETÉSNAPIJÁRA
KOVÁCS ZSOLT 75. SZÜLETÉSNAPIJÁRA
DR. BÉRES LAJOS 80. SZÜLETÉSNAPIJÁRA

A folyóirat támogatói:

Vasúti Hidak Alapítvány, Duna-Dráva Cement Kft., ÉMI Nonprofit Kft.,
A-Híd Zrt., MÁV Zrt., MSC Mérnöki Tervező és Tanácsadó Kft.,
Lábatlani Vasbetonipari Zrt., Pont-Terv Zrt., Swietelsky Építő Kft., Uvaterv Zrt.,
Mélyépterv Komplex Mérnöki Zrt., Hídtechnika Kft.,
Betonmix Mérnökiroda Kft., CAEC Kft., SW Umwelttechnik Magyarország Kft.,
Union Plan Kft., DCB Mérnöki Iroda Kft.,
BME Építőanyagok és Magasépítés Tanszék,
BME Hidak és Szerkezetek Tanszék

AZ ELSŐ VASBETON SZERKEZETŰ TEMPLOM MAGYARORSZÁGON



Dr. Arany Piroska - Dr. Lichter Tamás

Az első vasbeton szerkezetű templom Magyarországon a székesfehérvári Jézus Szíve templom, amelyet Bory Jenő (1879-1959) építész- szobrászművész tervezett 1909-ben. Az épület legnevezetesebb szerkezeti eleme a deszka zsaluzatba csömösölt, 10 cm vastag vasbeton kupola, amelyet külön héjalás nélkül készítettek. A több, mint száz éves „látszóbeton” szerkezet napjainkban is állja az idők megpróbáltatásait. Ez elsősorban annak köszönhető, hogy a kísérletező-tervező Bory Jenő a „megfelelően kidolgozott szemszerkezetet” tartotta legfontosabbnak a tömör beton készítésénél. Ezt igen eredményesen alkalmazta a Jézus Szíve templom kupolájának kivitelezésénél.

ISMERTETÉS

A XX. század elején a francia Francois Hennebique 1892-ben szabadalmaztatott vasbeton rendszere új lehetőségeket nyitott az építészetben. Magyarországon Zielinski Szilárd nevéhez fűződik e szerkezeti rendszer meghonosítása. A beton, a vasbeton, mint formálható anyag, az építészeken kívül felkeltette a szobrászok érdeklődését is.

Bory Jenő (1879-1959), aki Székesfehérváron született, egy személyben volt építész és szobrászművész. Több, mint hatszáz szobrászművészeti alkotás, három és félszáz festmény,



három megvalósult és egy tervezett építészeti alkotás fémjelzi művészi tevékenységét. Az ő nevéhez fűződik a székesfehérvári Jézus Szíve Templom (8000 Székesfehérvár, Rákóczi út 32.), vagy más néven Vízivárosi templom tervezése is. Az épület először az Aggintézet és az Árvaház kápolnája volt, majd 1923-ban önálló lelkészség lett, 1928-tól már plébánia. A templom kivitelezésében maga Bory Jenő is tevékenyen részt vett 1909-ben.

A templom betonból épült, leglátványosabb része a kupola és a két torony sisakja, amelyek héjalás nélküli, mai szóhasználattal „látszó” betonból készültek.

A nyolcszögletű bordákkal megerősített kupola lanternás kiképzésű, anyaga Bory Jenő szavaival „quarzbeton”. A héj 10 cm vastag deszkazsaluzatba csömösölt beton adalékanyaga homokos kavics és mészkő zúzalék vegyesen.

A második világháborúban kapott három sérülését kijavították, a felületet egyszer kezelték.

Bory Jenő így ír 1955-ben önéletrajzában: „Megépült itt Fehérváron a Jézus Szíve templom, amelyet évekkel előbb terveztem. Ennek fő szenzációja a vasbeton kupolája volt, ahol a héjazatot is beton képezte, nem cserép vagy bádog. A kupola most is áll, 40 év óta semmi javítást nem igényelt és nem igényel újabb 40 évig, 100 évig sem”

Sokoldalú, kísérletező építő művész és szobrász volt Bory Jenő. A Technika, a Magyar Mérnökök 1931. január-februári számában „A beton a művészet szolgálatában” című írásában előre vetítette a betonról: „Ez az anyag, amely vassal kombinálva a mérnökök kezében soha nem álmodott műszaki problémák megoldására alkalmasnak bizonyult, tehát szilárdság tekintetében a múltban alkalmazott építőanyagokkal győzedelmesen versenyez, - elképzelhetetlen, hogy alkalmazása művészi feladatok megoldásában is kielégítő, sőt meglepő eredményekre is ne vezetne.”

Kísérletező „betontechnológusként” a „megfelelően kidolgozott szemszerkezetnek” tulajdonította a legnagyobb jelentőséget:

„...ezen az értendő, hogy a több cm átmérőjű szemek mellett, le a parányi homokszemecskékig minden méret nagyság az alapanyagban jelen legyen, úgy, hogy a nagyobb kavicsok



közi hézagokat a köztük elhelyezkedő, mindig kisebb és kisebb szemek töltés ki, úgy annyira, hogy ezen alapanyag egy edénybe belerázva, azt szabad szemmel láthatóan hézagmentesen kitöltse.”

Adalékanyagként zúzott követ, homokot, „quarz” anyagot együtt alkalmazott. Szobor készítésre is alkalmas, jól csiszolható felületű, murva és egyéb zúzalékos betonja inkább a műkő fogalmát fedi le.

A 2009. novemberében, Székesfehérváron rendezett Bory Jenő-konferencián is megállapítást nyert a kupola betonjának igen jó állapota. Ha ma kellene meghatározni a kupola betonjának kitéti osztályait, akkor bizony legalább fagyállóságot, karbonátosodás által károsító környezeti osztályt kellene kiírnunk...

E híradás kapcsán 2016. február 9-én készítettük a fotókat. Csak a kertből illetve a szomszédos parkból lehetett külső felvételeket készíteni. Szemrevételezés alapján vélhető, hogy a kupola öregedése felgyorsulhatott. Láthatóan egyes

szerkezeti csatlakozások, sarkok letörték, kifagytak, több helyen megkapaszkodott a moh, foltokban kiperegtek az adalék szemek.

A korai vasbeton építés és az első magyarországi vasbeton szerkezetű templom kupolája több, mint száz éve állja a megpróbáltatásokat és egyik gyöngyszeme a hazai vasbetonépítésnek. Érdemes lenne részletes helyszíni diagnosztikai vizsgálatnak alávetni a szerkezetet, szükség esetén a gyorsuló öregedési folyamatot megállítani, hogy még hosszú ideig büszkélkedhessünk e csodálatos „látszóbeton anyagú” templom kupolával.

Forrás: Bory-konferencia, 2009. november 11. – Csutiné Scheller Erzsébet gyűjtése

Dr. Arany Piroska (1946) okl. szerkezetépítő mérnök, címzetes egyetemi docens. A BME Építőanyagok, majd az Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszék oktatója 1970. és 2009. között. Oktatási tevékenységét a nappali, a levelező tagozaton, szakmérnöki és egyéb tanfolyamok keretében végzi jelenleg is. Kutatási, ipari megbízások és szakértői tevékenységet elsősorban betontechnológia, kőanyagok, szakipari munkák anyagai, minőség-ellenőrzés témakörben végez. Az MMK szakértője, tagja több szakmai bizottságnak, a *fi*b Magyar Tagozatának, az SZTE-nek.

Dr. Lichter Tamás (1950) okl. építőmérnök, építés-kivitelezési szakmérnök. Végzést követően ács-vasszerelő építésvezető a KÉV-METRÓ – nál. Az M3 metró szinte minden állomásának beépítésében részt vett 1982-ig. Algériában kenyérgyár mélyépítési munkáinak építésvezetője 1978 és 1980 között. 1982-től egy fővállalkozással foglalkozó magasépítő céget irányít, amely könnyűszerkezetes iskolákat, üzleteket épít. 1990-től Ukrajnában, Oroszországban dolgozik olasz cégekkel együttműködve, fáiari kombinátok rekonstrukciójának tervezésében, kivitelezésében. A 90-es évek közepétől épületdiagnosztikával, károsodott szerkezetek megerősítésének technológiai tervezésével, kivitelezésével és bonyolításával foglalkozik. Műemléki épületek szerkezet diagnosztikai munkájáért *Forster Gyula Emlékérmel* kapott 2014-ben.

THE FIRST REINFORCED CONCRETE CHURCH IN HUNGARY Piroska Arany – Tamás Lichter

The first church in Hungary with reinforced concrete structure is the Sacred Heart Church in Székesfehérvár which was designed by Hungarian architect-sculpture Jenő Bory (1879-1959) in 1909. The most notable structural element of the building is the dome built without distinct outer shell, with 10 cm wide reinforced concrete compressed into timber slab formwork. The more than 100 years old „fairfaced concrete” structure still withstands the test of time. This is because the experimenter architect Jenő Bory considered the appropriately elaborated granular structure the most important when creating the compressed concrete. He used this method at constructing the dome of the Sacred Heart Church.

OSZLOPKÖPENYEZÉSEK SZÁMÍTÁSA – I. RÉSZ: MÉRETEZÉSI ELJÁRÁSOK BEMUTATÁSA



Várdai Attila – Dr. Bódi István – Madaras Botond

Kétrészes cikksorozatunk első részében bemutatjuk az oszlopok vasbeton köpenyezéssel történő megerősítésének elméleti hátterét, annak kialakulását és hazai fejlődését. Ismertetjük a mérnöki gyakorlatban belföldön általánosan alkalmazott módszereket és a vonatkozó hatályos előírásokat. Bemutatunk továbbá egy, a szerzők által kifejlesztett módszert, mely a köpenyezett oszlop szilárdság-növekményének pontosított számítását teszi lehetővé.

Cikkünk folytatásában a módszerek alkalmasságát értékeljük. Az eljárásunk segítségével számított eredményeket összehasonlítjuk publikált kísérleti- és a hazai gyakorlatban korábban alkalmazott analitikus módszerekkel számítható eredményekkel; mind vasbeton, mind FRP köpenyek esetén.

Kulcsszavak: oszlop, köpeny, megerősítés, megtámasztó feszültség, térbeli feszültség, alakváltozási állapot

1. BEVEZETÉS

Jelen cikkünkben központosan nyomott oszlopok vasbeton köpennyel történő megerősítésének elméleti hátterét és a köpenytervezés hazai módszereit mutatjuk be. Pillérválasztás jellemzően károsodott oszlopok teherbírásának visszaállítása érdekében, vagy várható terhelés-növekedés előtti megerősítésként készül. A mérnöki gyakorlat által alkalmazott köpenyméretezési eljárások mellett ismertetjük egy, a szerzők által kifejlesztett módszer elméleti alapjait. Eljárásunk a vasbeton köpenyek méretezése mellett a napjainkban egyre inkább elterjedő szénszálal (CFRP) megerősítések közelítő méretezésére is általánosítható.

A cikkben a megerősített szerkezetek (kihajlás elhanyagolásával meghatározott) ún. alapterhbírásának meghatározási módjaira fókuszálunk, négyzet keresztmetszetű oszlopokra szorítkozva. Nem tárgya cikkünknek a zavart zónák lokális problémáinak elemzése. Az erőbevezetések környezetének közelítő méretezési lehetőségei (Madaras, Bódi 2002)-ben és (Gábory 1969)-ben megtalálhatóak.

Az oszlopok terhelési módjának (közvetlen-, illetve közvetett terhelés) hatását érintőlegesen tárgyaljuk, a régi és új beton közti együttműködés kérdéskörében mindössze utalunk az ezzel foglalkozó hazai irodalomra (Dulácskáné 1971; Dulácska, Dulácskáné 1972; Várdai, Bódi 2015a).

A cikk folytatásaként a folyóirat következő számában bemutatjuk elvégzett összehasonlító számításaink eredményeit. Az egyes módszerek segítségével meghatározott számítási eredményeket a nemzetközi irodalomban publikált kísérletekkel vetjük össze. Megvizsgáljuk az egyes számítási eljárások korlátait, elemezzük előnyeiket/hátrányaikat.

2. A KÖPENYEZÉS HATÁSA

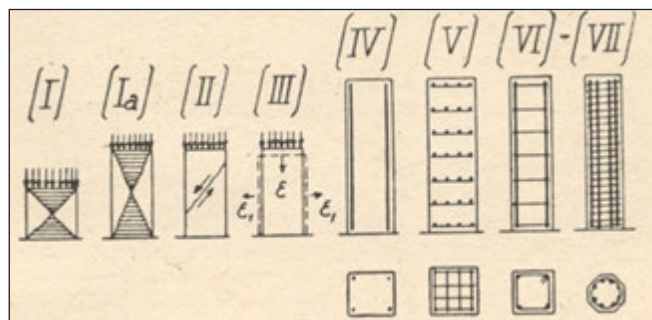
Oszlopköpenyezések hazánkban, nagyszámban a világháborús károkból (Palotás 1947) és a bauxitbeton szerkezetek felismert problémáiból következő megnövekedett megerősítési igény

miatt váltak szükségessé. Oszlopok köpenyezéssel történő megerősítésére számos megoldás kínálkozik. A vasbeton köpenyek mellett általánosan alkalmaznak idomacél-köpenyeket és újabban (szőtt, vagy varrott) szénszálal megerősítéseket is, nem példanélküli az injektált acélsóval történő megerősítés sem (Varga 2004). A különböző módszerek némiképp eltérő hatásmechanizmussal javítják az eredeti szerkezet teljesítő-képességét, vasbeton köpenyek megfelelő együttműködés biztosítása (vagy a terhek kellő mértékű kiváltása) esetén jelentős függőleges terhek hordására is képesek, ezen felül a megerősített szerkezet karcsúságát (és így stabilitásvesztéssel kapcsolatos problémáit) is szignifikánsan képesek csökkenteni.

Bármely köpenyezési technológia esetében közös, hogy az eredeti oszlop (mag) figyelembe vehető szilárdságát a köpenyezés („abroncsolás”) megnöveli. Ennek oka a nyomott beton tönkremeneteli folyamatával magyarázható. Egytengelyű nyomás hatására (a Poisson-hatás következtében) keresztirányú nyúlások lépnek fel, melyek a beton tönkremenetelét okozzák (1. ábra- [I-III] ábrarészek).

A keresztirányú alakváltozások korlátozásának jótékony hatását a teherviselő képességre már az 1900-as évek elején kimutatták. Considère kör keresztmetszetű oszlopokkal végzett (a hazai irodalomban is előszeretettel hivatkozott) kísérletei (Considère 1903) rámutattak, hogy az oszlopok teherbírása jelentősen növekszik spirálkengyelek (korábbi terminológiá-

1. ábra: Hasábokkal és oszlopokkal végzett kísérletek (Mihailich 1922)



ban csavar-, vagy csavartkengyelek) alkalmazása esetén, hiszen az hatékonyan gátolja a keresztirányú nyúlásokat (a derékszögű négyszög keresztmetszetű oszlopok kengyelezésének hatása ehhez hasonló, de kevésbé számottevő). Kibetonozott acélcsövek hatásmechanizmusa a spirálkengyelével megegyező, a folyamatos megtámasztás miatt annál hatékonyabb (Palotás 1973; Varga 2004).

A megerősítéshez alkalmazott köpeny a spirálkengyelhez és acélsőhöz hasonlóan érdemi megtámasztást biztosít a körülzárt betonrésznek. A megtámasztás következtében az egytengelyű (uniaxiális) nyomás helyett térbeli (triaxiális) feszültségállapot alakul ki; az alakváltozások korlátozásával a köpenyfalat terhelő oldalirányú nyomófeszültségek (ún. megtámasztó feszültségek- *confining stresses*) lépnek fel.

Kármán Tódor triaxiális vizsgálatok során rideg anyagok (márvány és homokkő próbatestek) esetén számszerűsítve ismertette a térbeli feszültségek kedvező hatását a vizsgált minták teherbírására és alakváltozási képességére (Kármán 1910).

3. A KÖPENYEK MÉRETEZÉSI ELJÁRÁSAI

Az '50-es, '60-as éveket megelőzően a köpenyeket szinte kizárólag tapasztalati ajánlások alapján készítették, a gyakorló mérnökök számára szükségessé vált egyszerűen kezelhető, de elméleti úton igazolt eljárások kidolgozása.

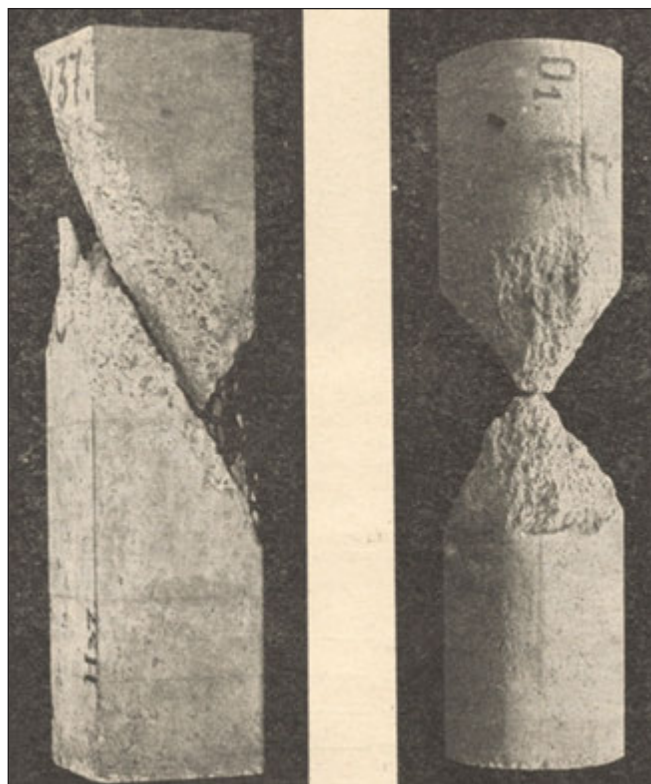
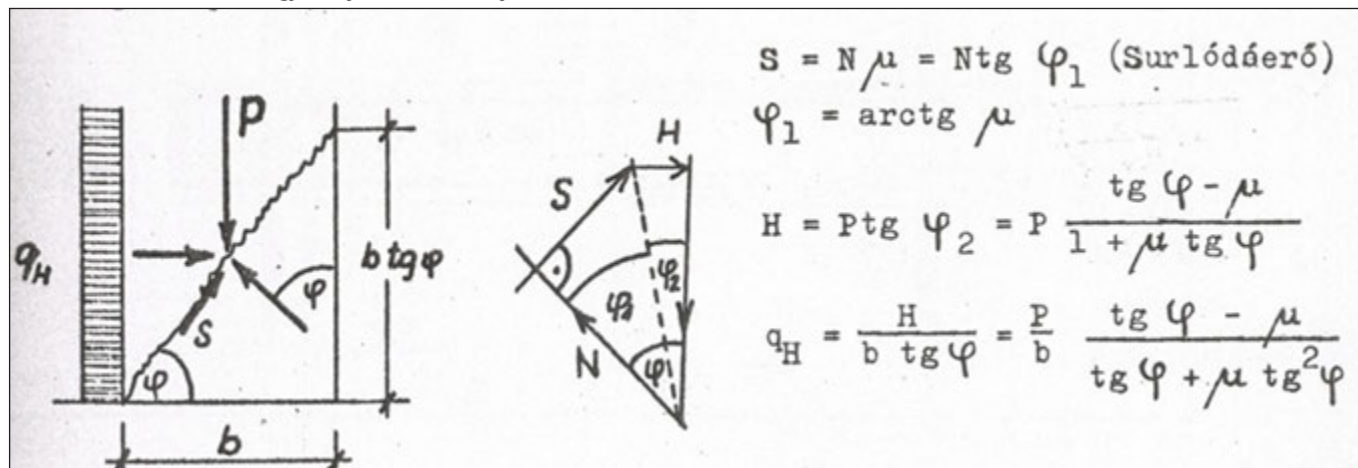
A problémát a kutatók a törési állapot alapján vizsgálták. Vasbeton oszlopokra vonatkozóan már jelentős mennyiségű kísérleti tapasztalat gyűlt össze, így a tipikus tönkremeneteli módok ismertek voltak.

Az első, vasbeton-méretezéssel átfogóan foglalkozó magyar nyelvű mű (Mihailich 1922) is már részletesen ismerteti a vasbeton oszlopokkal végzett kísérletek tapasztalatait és szemlélteti az 1.-2. ábra szerinti általános tönkremeneteli módokat.

Próbakockák- és hasábok nyomókísérleteinek eredményeit (Palotás 1973) részletesen bemutatja. Megállapítja, hogy növekvő betonszilárdság mellett a jellemző törési sík vízszintessel bezárt hajlásszöge kis mértékben növekszik. Szintén valamelyest befolyásolja a hajlásszöget a minták víztartalma. A közölt adatok alapján átlagosan 60°-os hajlásszög feltételezhető, mely a 2. ábra kísérlete alapján is reális értéknek tekinthető a ferde csúszólapra vonatkozóan.

A teherbírásra vonatkozó elméleti vizsgálatokat a kutatók a törési síkon kialakuló erők egyensúlyi egyenleteinek felírásával végezték. Cikkünkben a két, hazánkban leginkább elterjedt (a betonmag ferde törését (2. ábra) Saliger (1908) alapján leíró) módszert ismertetjük.

3. ábra: A ferde törésvonal egyensúlyozó erői (Gábory 1969)



2. ábra: Betonoszlopok jellemző töréseképei (Mihailich 1922)

3.1. BME és ÉTI-féle eljárás

A bauxitbeton szerkezetek megerősítésére kidolgozott módszer elméleti alapjait és alkalmazását (Gábory 1969) ismertette. A kiindulási feltevéseket és a figyelembe vett erőket a 3 ábra szemlélteti.

A köpenyfal méretezése a q_H -val jelölt (konstans értékű) belső nyomásra történik. A 3. ábra képletét alkalmazva, szélsőérték kereséssel a megtámasztó feszültség a

$$q_H = \frac{P}{b \operatorname{tg}^2 \varphi} = \frac{\sigma}{\operatorname{tg}^2 \varphi} \quad (1)$$

képlettel határozható meg. A képletbe (a fejezet bevezetője alapján az általános tönkremenetelt jól jellemző) $\varphi=60^\circ$ behelyettesítésével a súrlódási tényező $\mu=0,577$ -re adódik. Ez a *fib* MC 2010 alapján a sima betonfelületek közötti súrlódás esetére javasolt értékek tartományában található, tehát a gyakorlatban biztonsággal alkalmazható. Ekkor $\operatorname{tg}^2 60^\circ=3,0$ értékű lesz (ez a BME által kidolgozott korabeli segédlet ajánlásával megegyezik), tehát:

$$q_H = \frac{\sigma}{3,0} \quad (2)$$

A képletben szereplő normálfeszültséget (σ) a módszer a számított mértékadó normálerő (σ_{\max}) és a bauxitbeton oszlop (átkristályosodása miatt) 20%-al csökkentett teherbírásának (σ_{bb}) különbségéből határozza meg.

A módszer zárt köpenyezés esetében (gazdaságossági megfontolásokból) megengedi az eredeti oszlop teherbírásának figyelembevételét, de (a bauxitbeton akkoriban még aktívnak feltételezett szilárdság-csökkenése miatt) annak köpenyezés hatására történő megnövelését- véleményünk szerint helyesen nem támogatja. Az eljárás a megerősített oszlop teherbírását az oszlop és köpeny axiális teherbírásainak (a központosan nyomott vasbetonoszlop méretezésével azonosan történő) összegezésével határozza meg, (figyelembe véve a bauxitbeton szilárdságcsökkenése miatti redukciónál egy betonmag esetében).

Amennyiben az oszlopot terhelő szerkezetek teljes mértékben kiválthatók az új köpenyre, akkor a meglévő bauxitbeton (adott esetben rendkívül bizonytalan) teherbírása akár figyelmen kívül is hagyható, ebben az esetben azonban szigorúan véve nem megerősítésről, hanem kiváltásról beszélhetünk.

A vasbeton köpenyt a q_H belső nyomásból a silók és bunkek számításának analógiájára zárt keretként lehet méretezni. A keret statikai vázát (4. ábra) két réteg zárt kengyel alkalmazása esetén (melynek feltétele a 10 cm-nél vastagabb köpenyfal) sarokmerv keretként, egy rétegű kengyelezés esetén csuklós keretként definiálhatjuk.

3.2. Dulácska módszere

Dulácska széleskörű épületrekonstrukciós tapasztalatai alapján, a korabeli CNIPSZ ajánlásokra építve dolgozta ki módszerét falazott és betonpillérek vasbeton-, cementritz- és idomacél köpenyvel történő megerősítésére.

A kidolgozott eljárást szerző először folyóiratban (Dulácska

1983) publikálta, majd némi módosítással a módszer a Magyar Mérnöki Kamara tervezési segédleteként (Dulácska 1998), később egyetemi jegyzet (Dulácska 2011) formájában is megjelent. A tartószerkezetek átalakításának hazai szabályozásában kiemelt fontosságú, „Épületek megépült teherhordó szerkezeteinek erőtan vizsgálata és tervezési elvei”-ről szóló TSZ 01-2013 jelű Műszaki Szabályzat is ezt az eljárást javasolja falazatok megerősítéséhez.

A módszer a ferde törésvonalon kialakuló erőket az 5. ábra szerint veszi figyelembe.

Dulácska a kialakuló oldalnyomást az ábra kritériumai alapján az oszlopot a megerősítést követően terhelő függőleges feszültség ($\sigma = \sigma_{\max} - \sigma_0$) 17%-ának megfelelő konstans belső nyomásként számítja. Ezzel az ÉTI eljárásának [(3) képlet] mintegy felére méretezi a köpenyfalat.

Az eljárás a köpenyezés (abroncsolás) hatására kialakuló szilárdság-növekményt a spirálkengyelezéssel analóg módon veszi figyelembe (az ott alkalmazott konstans értékét vasbeton köpeny esetében 5-ről 3,0-ra, cementritzköpeny esetén 2,8-ra, idomacél köpenyezés esetén pedig 2,5-re csökkentve). Az eredeti felírás (Dulácska 1983) szerint a képlet (az EUROCODE jelöléseivel):

$$\Delta f_{cd} = \frac{3 \cdot p \cdot k}{1+n \cdot p} \cdot \frac{f_{ywd}}{100} \quad (3)$$

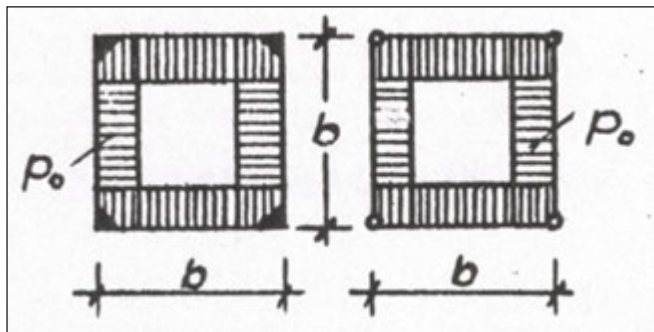
ahol a $p = \frac{A_{sw} \cdot 100}{b \cdot s_w}$, a vízszintes vasalás térfogatának és a pillér térfogatának százalékos aránya, k az oldalaránytól függő tényező (négyzetes pillér esetén $k=1,0$), n pedig a köpenyfal vastagságától függő tényező (általános esetben $n=1,0$; cementritzköpeny esetén $n=2,0$), f_{ywd} pedig a köpeny kengyeleinek határfeszültsége.

A későbbi felírások (Dulácska 1998; Dulácska 2011) szerint a képlet az alábbi formára módosult:

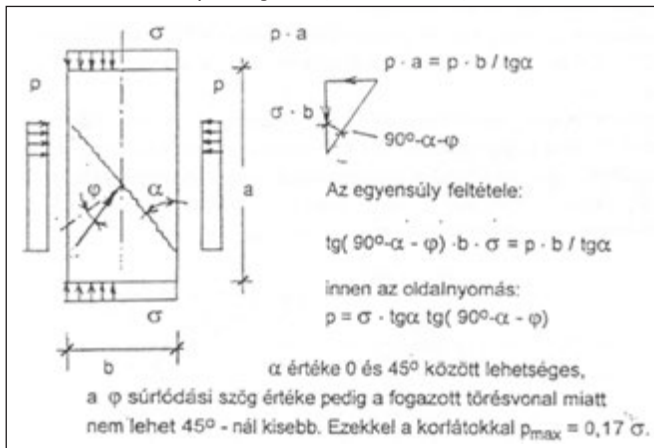
$$\Delta f_{cd}^{mod} = \frac{3 \cdot A_{sw}}{b \cdot s_w} \cdot f_{ywd} \quad (4)$$

Felhívjuk a figyelmet, hogy a hivatkozott publikációkban megjelent felírásokban a (4) képlet is tartalmaz egy további 100-as osztó tényezőt. A konstans megőrzése a (3) képletből azonban elírás, hiszen az alkalmazott mennyiségek már nem százalékos értékek. A (4) képlet helyes alkalmazásával valamivel módosul a figyelembe vehető szilárdság-növekmény az eredeti felíráshoz képest [(3) képlet]. Fontos kritérium, hogy a szilárdság-növekmény értéke egyik esetben sem haladhatja meg az oszlop kezdeti nyomószilárdságát. Repedezett téglapillérek esetén egy további megszorítás, hogy az oszlop kezdeti nyomószilárdságnak (a repedezettség mértékének függvényében) csak 60-80%-át vehetjük figyelembe a számításban. A vasbeton köpeny betonjának és a köpeny alkalmazott fővasalásának figyelembe vehető teherhordó képességét (a megerősítés hatásosságát) az eljárás szintén korlátozza. A korlátot egyfelől az eredeti oszlop közvetlenül a köpenyezés előtti kihasználtsága miatt (α tényező), másfelől a köpeny esetlegesen közvetett terheltsége miatt vezeti be. A terhelés ugyanis a gyakorlatban ritkán hat közvetlenül a megerősítő köpenyre (az ehhez szükséges kivitelezési megoldások nem minden esetben valósíthatók meg kielégítő mértékben) és így a köpeny a függőleges terhek hordásában számított ellenállásának csak töredékével képest részt venni a tényleges erőjátékban. Ez a számításban (a régi és új beton közti együttműködés mértékétől is függő) m_a és m_b hatásosságot kifejező redukción tényezők formájában jelenik meg. Felhívjuk a figyelmet, hogy a hatásossági tényezők számszaki értékei az egyes publikációkban nem egységesek, a TSZ 01-2013 jelű szabályzat konkrét értékeket nem is ad meg, csak az m -tényező lehetséges értékeinek tartományát írja elő.

4. ábra: A köpenyfal lehetséges statikai vázai és terhelése (Gábor 1969)



5. ábra: A törési állapot erőjátéka (Dulácska 1998)



Egy megerősített szerkezet ellenállása (EC jelölésekkel) a fentieknek megfelelően az alábbi formában írható fel (a kihajlás miatti redukciót továbbra is elhanyagolva):

$$N_{Rd}^{str} = (f_{cd}^{col} + \Delta f_{cd}) \cdot A_c^{col} + f_{yd} \cdot A_s^{col} + \alpha \cdot (m_b \cdot f_c^{jack} \cdot A_c^{jack} + m_a \cdot f_{yd} \cdot A_s^{jack}) \quad (5)$$

Az (5) képletben eredeti felírás (Dulácska 1983) szerint A_c^{jack} értéke (a spirálkengyvel vasalt oszlopok analógiájára) a köpeny külső kengyelek közti, ún. effektív betonkeresztmetszetét jelölte. A későbbi publikációkban (Dulácska 1998; Dulácska 2011) azonban a szerző már a teljes köpeny keresztmetszeti területére hivatkozik a jelmagyarázatokban és a számítási eredményt tekintve ennek az eltérésnek jelentős hatása van.

4. MÉRETEZÉS AZ ALAKVÁLTOZÁSOK RÉSZLETES ANALÍZISÉVEL

A jelen cikk szerzői a közelmúltban kidolgoztak egy eljárást, mely új megközelítésből vizsgálja a vasbeton köpenyezés méretezésének kérdéskörét. Eljárásunk elméleti alapjait (Várdai, Bódi 2015b)-ben részletesen bemutattuk, mostani dolgozatunkban röviden összefoglaljuk feltevéseinket.

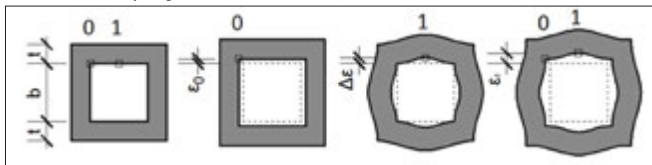
Módszerünk alapvetően a köpenyezés hatására térbeli feszültségállapotba kerülő oszlop szilárdság-növekményének meghatározására szolgál, az oszlop egy keresztmetszetének feszültségeit és alakváltozásait vizsgálja.

4.1. A megtámasztó feszültségek eloszlása

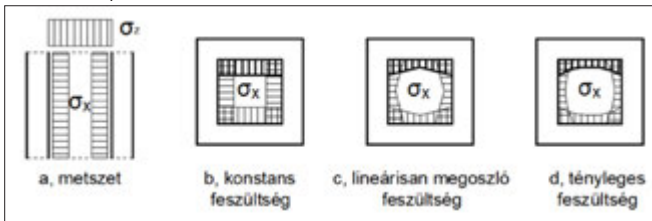
Kiindulási feltevésünk a keresztirányban tágulni kívánó oszlop és a megtámasztó köpeny vízszintes elmozdulásainak szükségszerű kompatibilitása. Megtámasztás nélkül az oszlop jelentős keresztirányú nyúlások mellett, egytengelyű nyomásra menne tönkre. Végtelen merev megtámasztás biztosításával (teoretikus esetben) a keresztirányú nyúlások teljességgel eliminálhatóak volnának (egytengelyű alakváltozási állapot alakulna ki). Ebben az esetben jelentős intenzitású, konstans belső nyomófeszültség terhelné a köpenyfalat.

Valós esetben a köpeny véges merevséggel rendelkezik, ezért a belső nyomás hatására alakváltozást szenved. Mivel a köpenyfal igénybevétele a belső nyomásból egyidejű húzás és hajlító nyomaték, ezért az alakváltozás is a köpenyfal megnyúlásából és a mezőben kialakuló hajlítási alakváltozásból tevődik össze (6. ábra). Ezen alakváltozások eloszlása a

6. ábra: A köpenyfal alakváltozásai (Várdai, Bódi 2015b)



7. ábra: A megtámasztó feszültségek feltételezett eloszlása (Várdai, Bódi 2015b)



köpenyfal mentén (értelemszerűen) nem egyenletes, ennek megfelelően a megtámasztottság mértéke is változó (7. ábra-d., ábrarész), a megtámasztó feszültségek a mezőben kisebbek, a köpenyfal sarkaiban pedig nagyobbak lesznek. Ennek tényét német kísérletek is visszaigazolták (Kerkeni, Hegger 2001). Az előző fejezetben említett módszerek által feltételezett konstans feszültségeloszlás (7. ábra-b., ábrarész) tehát durva közelítésnek tekinthető.

Fenti észrevételek alapján belátható, hogy a köpenymerevség növelésével a köpenyezés hatékonysága jelentősen fokozható.

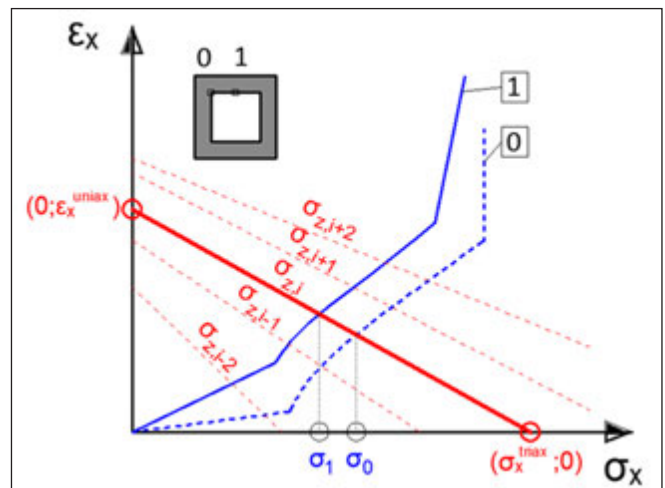
Az analízis során azt a zérusnál nagyobb, de a végtelen merev köpeny esetén kialakuló konstans nyomásnál kisebb belső feszültséget (és annak eloszlását) kell megtalálni, amely a köpenyfalban és az oszlop keresztmetszetében ugyanazt a deformációt hozza létre.

Az általános Hooke-törvény lehetőséget biztosít, hogy az egytengelyű feszültségállapot és az egytengelyű alakváltozási állapot által korlátozott határok között, a gyakorlati feladatok szempontjából elsődleges fontosságú köztes (ún. átmeneti) feszültségállapotok is vizsgálhatóak legyenek. A vízszintes alakváltozások (ϵ_x) és a megtámasztó feszültségek (σ_x) koordináta-rendszerében (8. ábra) a vizsgált normálerőhöz (σ_x feszültségi szinthez) tartozóan ábrázolható az egytengelyű feszültségállapot ($0; \epsilon_x^{unimax}$) és az egytengelyű alakváltozási állapotot ($\sigma_x^{unimax}; 0$) szimbolizáló pont, valamint az ezeket összekötő görbe (közelítően egyenes).

A köpenyfal elsődleges terhelése a belső nyomás (σ_x), melyből származó elmozdulások (az oszlopkeresztmetszet geometriája alapján) szintén leírhatóak fajlagos alakváltozásokként (ϵ_x), tehát ugyanazon koordináta-rendszerben ábrázolhatóvá válnak (8. ábra). Ezek a görbék gyakorlatilag a külpontosan húzott tartó teher-alakváltozás görbéi. A belső megtámasztó feszültségeknek az az eloszlása lesz fizikailag lehetséges, ahol a tényleges feszültségi állapotot szimbolizáló görbe metszi a tartó vizsgált pontjaihoz tartozó teher-alakváltozás görbéket.

Vizsgálataink során közelítésként két jellemző pontban határoztuk meg a feszültség- és alakváltozási állapotot (7. ábra-c., ábrarész, illetve 8. ábra), ezzel az egyszerűsítéssel lineáris feszültség-eloszlást feltételeztünk. A sarokpont (0 pont) fajlagos alakváltozását a köpenyfal megnyúlásával vetjük figyelembe, a köpenyfal középső keresztmetszetében (1 pont) meghatároztuk továbbá a járulékos, hajlításból származó többlet-alakváltozásokat.

Természetesen a hiteles számítási eredmények érdekében figyelembe kell venni, hogy a vasbeton tartók teher-alakváltozás görbéje (ahogyan azt sematikusan jeleztük is) nemline-



8. ábra: A fizikailag lehetséges erőrendszer grafikus meghatározása (Várdai, Bódi 2016)

áris, illetve a meglévő oszlop károsodási folyamata is minél pontosabban modellezendő.

4.2. A beton károsodása

A köpeny alakváltozásainak meghatározásához szükséges a köpenyfal normál- és hajlítómerevségének ismerete. A vasbetonszerkezetek merevsége azonban repedések hatására csökken. Külponos húzás esetén berepedt állapotban a semleges tengely helyzetét harmadfokú egyenlet megoldásával számíthatjuk és a keresztmetszeti jellemzőit csak ezt követően határozhatjuk meg.

Eljárásunkban, közelítésképpen az EUROCODE 2-ben ismertetett módszerrel (a húzott zóna merevítő hatását is figyelembe véve) számítottuk a tartó alakváltozását.

Az eredeti oszlop (magbeton) tönkremeneteli folyamatának pontos modellezése szintén elengedhetetlen a számítási végeredmények hitelességének érdekében. A térbeli feszültség-állapot leírásához alkalmazott (általánosított) Hooke-törvény minimális módosítása szükségszerű a kellően pontos eredmények eléréséhez. Alapesetben a Hooke-törvény lineárisan rugalmas anyagokra érvényes és így az anyag leírására állandókat (E - rugalmassági modulus és ν - Poisson-tényező) használ.

A beton σ - ε diagramja nemlineáris. Ebből következően az anyagállandók konstansokkal nem modellezhetőek, hiszen azok csak a kihasználtság (feszültség-szint) függvényében írhatóak le pontosan.

A modellezéshez figyelembe vett σ - ε diagramból az alakváltozási tényező (és a továbbiakban- (Palotás 1973) alapján- tudatosan nem rugalmassági modulus) feszültségtől függő értéke a $E_{(\sigma)} = \frac{\sigma}{\varepsilon(\sigma)}$ képletből származtatható. Természetesen a szakirodalomban (Mihailich 1946; Dulácska 1967; Palotás 1973) találhatóak zárt képletek is az alakváltozási tényező függvényének közelítésére. Vizsgálataink során az EUROCODE 2 térbeli feszültségállapotra vonatkozó közelítő σ - ε diagramját alkalmaztuk és a tényezőt ebből származtattuk.

A kísérletek azt mutatták, hogy a Poisson-tényező értéke is csak csekély kihasználtság mellett tekinthető állandónak. A betonban a terhelés hatására (normálbeton esetén az adalékanyag és cementhabarcs közti határfelületen, illetve a cementhabarcs szerkezetében jelentkező) mikro- majd (a belső szövetszerkezet jelentős roncsolódását jelentő és vizuálisan is érzékelhető) makrorepedések jelennek meg, aminek következtében a Poisson-tényező eleinte elhanyagolható mértékben, majd, ~80%-os kihasználtságtól kezdve rohamosan megnő. A kísérletek (Palotás 1973; Kato 1981) a makrorepedések miatt létrejövő szerkezeti fellazulás hatására a térfogat-állandósági határt ($\nu=0,5$) is meghaladó keresztirányú deformációkat mértek. Ekkor a rugalmasságtan alapján elfogadott definíciók nem értelmezhetőek. Vizsgálataink során a Poisson-tényező változását Ottosen (1979) alapján vettük figyelembe, $\nu_{max}=1,0$ határértékkel (Palotás 1973; Kato 1981).

A kihasználtság értelmezésekor természetesen figyelembe kell venni a megtámasztó feszültségek szilárdság-növelő hatását, tehát a számítás csak iteratív módon végezhető el.

A fenti tényezők terhelés hatására történő változásának leírásával érzékelhetővé válik a megtámasztó feszültségek kialakulásának jellege a terheléstörténet során. Kis terhelés esetén ($\nu \sim 0,2$; $E_{(\sigma)} \sim E_{c,0}$) az oszlopmagot terhelő függőleges feszültségnek mindössze csekély hányada terheli oldalirányban a köpenyfalat, de a törési állapothoz közeledve ($\nu \sim 1,0$; $E_{(\sigma)} \sim E_{c,fc}$) a köpenyfalra háruló belső nyomás minimális feszültség-növekmény hatására is szignifikánsan megnő, a megtámasztás hatása ekkor válik igazán jelentőssé.

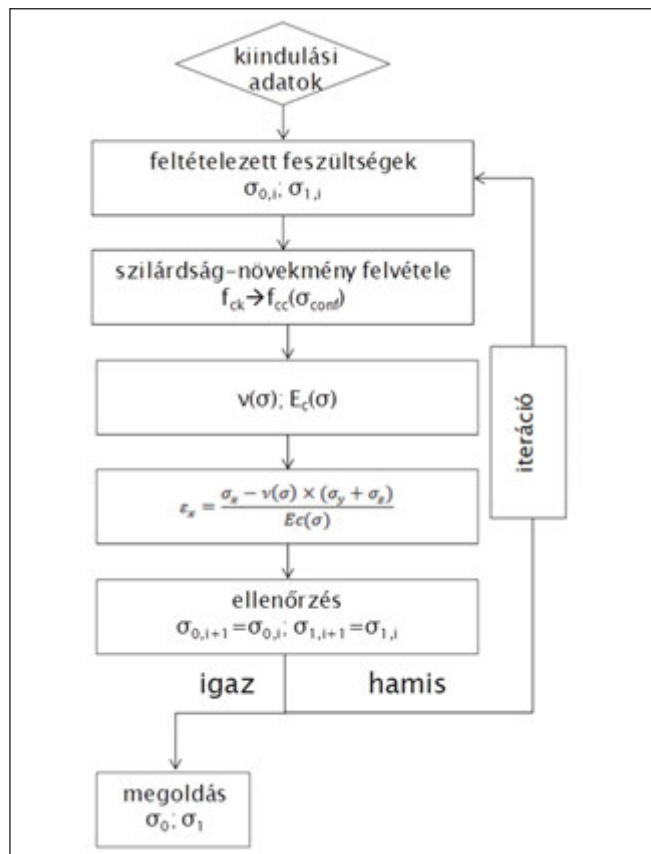
4.3. A számítás végrehajtása

A bemutatott eljárással a szilárdság-növekmény meghatározása iteratív módon történhet. Első lépésben (az anyagok és az oszlopot terhelő erő ismeretében) egy kiindulási megtámasztó feszültség-eloszlást kell felvenni, mely alapján az alakváltozásban gátolt beton szilárdsága (f_{cc}) az EUROCODE 2 alapján számítható és ezzel az oszlop kihasználtsági foka (σ/f_{cc}) meghatározható. A kihasználtság függvényében a magbeton vizsgált teherszinthez tartozó $\nu(\sigma)$ és $E_c(\sigma)$ tényezői meghatározhatók és előállíthatóak a vizsgált pontok terheléskörvonal görbéi. Meg kell keresni a 8. ábrán grafikusan is megjelenített görbék metszéspontjait. Ellenőrzendő a metszéspontok által meghatározott (a köpenyfal sarkához és közepéhez tartozó) σ_0 és σ_1 feszültségek értékei (meghatározandó az eltérés kiindulási feltevésünkhöz képest). Amennyiben az eltérés nagyobb, mint a hibahatár, akkor a következő iterációs lépésben a kiindulási feltételek módosítása szükséges (trial-and-error típusú megoldásmód). Az iteráció addig folytatandó, amíg a fizikailag lehetséges megtámasztó feszültségeket meg nem határozzuk (9. ábra).

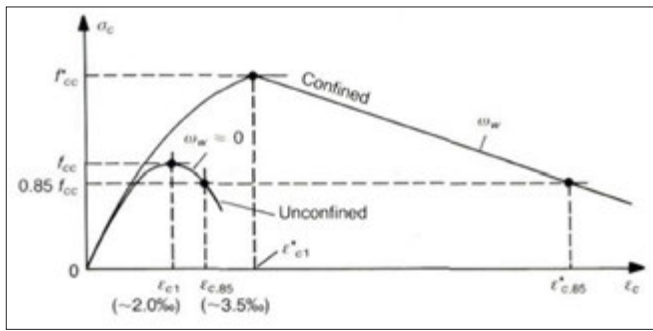
A módszer a betonmag tönkremenetelének meghatározásán alapszik és ehhez rendel egy belső feszültség-rendszert, amire a köpenyfal ellenőrzését el kell végezni.

Considère (1903) és Kármán (1910) kísérletei óta az is ismert, hogy a szilárdság-növekmény mellett triaxiális nyomás hatására az alakváltozási képesség is jelentősen megnő, a szerkezeti elem viselkedése duktilisabb lesz (10. ábra).

Számításaink során a megnövekedett törési alakváltozás értékét általában nem vizsgáljuk, kizárólag a (gyakorlat számára elsődlegesen fontos) maximális teherbírás meghatározását végezzük el, tehát a σ - ε diagram leszálló ágának (illetve egyszerűsített diagram esetében a „képlékeny plató”) analizisétől eltekinthetünk. Megjegyezzük ugyanakkor, hogy ezzel a megközelítéssel módszerünk nem a megtámasztó feszültségek maximumát határozza meg (ezért a számított értékhez képest



9. ábra: Megoldási folyamatára



10. ábra: Keresztirányú alakváltozásban gátolt beton jellemző σ - ε diagramja (fib Bulletin 51.)

javasolt a köpenyt túlméretezni). A szilárdság-növekmény szempontjából ez a különbség azonban indifferens is, hiszen a maganyag ebben a fázisban már teljesen károsodott (tovább nem terhelhető). A gyakorlatban központos (vagy ahhoz közeli) nyomó igénybevétel oszlopokban szinte kivétel nélkül felhordott terhelések hatására keletkezik, tehát (a törés közelében megnövekedett összenyomódás hatására bekövetkező) érdemi igénybevétel-csökkenésre, áttérhelődésre általános esetben nem lehet számítani és ezért a megnövekedett törési alakváltozás „pusztán” a tönkremenetel előrejelzése miatt (annak rideg jellegének elkerülése végett) fontos, azt megelőzni nem képes. Természetesen módszerünk a σ - ε diagram leszálló ágának (vagy közelítő diagramok platójának) felhasználásával lehetővé teszi a megtámasztó feszültségek maximumának meghatározását is.

A belső feszültségek eloszlását a vizsgálati tartományban az eljárás a valós tendenciát tükrözően szolgáltatja és azt használhatósági teherszinteken is számíthatóvá teszi. Ennek a régi és új beton közti együttdolgozásának vizsgálata szempontjából van jelentősége [a felületeket összeszorító normálfeszültség értéke és így a súrlódási ellenállás ugyanis ezzel megbecsülhetővé válik- lásd (Várdai, Bódi 2015a)].

Az alakváltozások részletes vizsgálata lehetővé teszi az erőjátékot érdemben befolyásoló olyan paraméterek figyelembevételét a számítás során, amelyeket az eddigi eljárások közelítőleg elhanyagoltak. A 4. ábra szerinti statikai kialakítások például a köpeny megtámasztó hatását érdemben befolyásolják (a befogott tartó hajlítási alakváltozása a csuklós kialakításnak mindössze ~ötöde), amit a korábbi módszerekkel nem tudunk figyelembe venni.

Eljárásunk általánosítható továbbá FRP köpenyek erőjátékának közelítő meghatározására is, hiszen az oldalirányú alakváltozások kompatibilitása ebben az esetben is szükségszerű követelmény, tehát alapelveink (az anyagra vonatkozó eltérések figyelembevételével) itt is felhasználhatóak.

5. MEGÁLLAPÍTÁSOK

Dolgozatunkban röviden bemutatuk a vasbeton oszlopköpenyezések hazai tervezési gyakorlatban elterjedt módszereit. Ismertettük az eljárások kiindulási feltevéseit és az összehasonlító számítások szempontjából érdekes képleteit.

Bemutattunk továbbá egy, a közelmúltban kidolgozott, az alakváltozások kompatibilitását figyelembe vevő eljárást. Ismertettük az elméleti alapokat és a számítás végrehajtásának elvi lépéseit.

Cikkünk második részében eljárásunk alkalmazásának gyakorlati lépéseit mutatjuk be és a számítási eredményeket összevetjük a korábbi eljárások szolgáltatott eredményekkel. A különböző módszerek alkalmazhatóságát kísérleti eredménnyel történő összehasonlítást követően értékeljük.

6. HIVATKOZÁSOK

- Considère A. (1903), „Experimental researches on reinforced concrete”, McGraw Publishing Company, New York
- Dulácska E. (1967), „A beton σ - ε diagramjáról” *Építés és Közlekedéstudományi Közlemények*, 1.6(1967). szám, pp.33-39.
- Dulácskáné Sz. I. (1971), „A vasbeton repedése in áthaladó acélbetétek ékhatása” *Építés-építéstudomány*, III. Évf. 1. szám, pp. 115-127.
- Dulácska E., Dulácskáné Sz. I. (1972), „Az előregyártott és a helyszíni beton csatlakozási felületének nyíróteherbírása” *Közlekedésépítés- és Mélyépítéstudományi Szemle*, XXII. Évf. 8. szám, pp.375-377.
- Dulácska E. (1983), „Falazott és betonszerkezetek vizsgálata és megerősítése” *Magyar Építőipar*, 1983/ 6. szám, pp.340-344.
- Dulácska E. (1998), „Téglából falazott szerkezetek statikai vizsgálata és megerősítése”, *MMK Tartószerkezeti Tagozat, Budapest*.
- Dulácska E. (2011), „Épületek tartószerkezeteinek diagnosztikája és rekonstrukciója”, *BME Szilárdságtani és Tartószerkezeti Tanszék, Budapest*.
- fib Bulletin 51- Structural Concrete- Textbook on behaviour, design and performance, second edition. 1, (2009).
- fib Model Code 2010
- Gábor P. (1969), „Bauxitbeton épületek állagbiztosítása”, ÉTI, Budapest
- Kármán T. (1910), „Mitől függ az anyag igénybevétele?”, *Magyar Mérnök- és Építész-Egylet Közlönye*, pp. 212-226.
- Kato, K. (1981) „Microcracks, deformation and properties of plain concrete”, *Proceedings, 5th International Congress on Fracture*, 22, pp 2275-2280.
- Kerkeni, N., Hegger J. (2001) „Bemessung von spritzbetonverstärkten Stahlbetonstützen unter beliebiger Belastung”, *Beton- und Stahlbetonbau*, 96, pp 708-715.
- Madaras B., Bódi I. (2002), „Vasbeton köpenyezéssel megerősített téglapillérek modellezése”, *BME Hidak és Szerkezetek Tanszékének Tudományos Közleményei V*.
- Mihailich Gy. (1922), „Vasbetonszerkezetek”, *Németh József Technikai Könyvkiadóvállalata, Budapest*
- Mihailich Gy. (1946), „Vasbetonszerkezetek elmélete és számítása”, *Németh József Technikai Könyvkiadóvállalata, Budapest*
- Otosen, N.S. (1979) “Constitutive Model for Short-Time Loading of Concrete”, *Journal of the Engineering Mechanics Division ASCE*, 105, pp 127-141.
- Palotás L. (1947), „A vasbeton”, *Magyar Építőmesterek Egyesülete, Budapest*
- Palotás, L. (1973) “A vasbeton elmélete”, *Akadémiai Kiadó, Budapest*.
- Saliger R. (1908), „Der Eisenbeton in Theorie und Konstruktion: Ein Leitfaden durch die neueren Bauweisen in Stein und Metall”, *A. Kröner, University of Michigan*
- TSZ 01-2013 Műszaki Szabályzat- Épületek megépült teherhordó szerkezeteinek erőtan vizsgálata és tervezési elvei
- Várdai A., Bódi I. (2015a), „Pillérköpenyezések együttdolgozó nyírócsapozásának méretezése”, *Magyar Építőipar*, 2015/1. szám, pp. 14-18.
- Várdai, A., Bódi, I. (2015b) “Térbeli feszültségek kialakulása vasbeton köpennyel erősített oszlopokban”, *Proceedings, XXII. Magyar Mechanikai Konferencia, Miskolc*.
- Várdai, A., Bódi, I., Madaras B. (2016) “A new approach for column jacket design”, *Proceedings, fib Symposium 2016, Cape Town- megjelenés alatt*.
- Varga L. (2004) „Vasbeton oszlop megerősítése injektált acélcsővel”, *Hidak és Szerkezetek Tanszéke Tudományos Közleményei, BME Hidak és Szerkezetek Tanszék, Budapest*.

DESIGN OF RC JACKETING- PART I- INTRODUCTION OF DESIGN METHODS

Attila Várdai - István Bódi - Botond Madaras

In our first article, the theoretical background of RC jacket-design is introduced. The commonly applied Hungarian design methods are explained. Also a new approach, developed by the Authors is introduced, which makes possible the more accurate calculation of the strength-increase of a strengthened column. In our second article, the application of our new approach is introduced. Calculation results are compared with experiments and the commonly used design methods to verify the enhanced accuracy.

Várdai Attila (1985) okleveles építőmérnök, műszaki szakértő, az ÉMI-TÜV SÜD Kft. Építőipari Szolgáltatások Osztályának vezetője, levelező tagozatos doktorandusz a BME Hidak és Szerkezetek Tanszékén. A fib meglévő vasbetonszerkezetek vizsgálatával foglalkozó, COM3 jelű munkabizottságának tagja. Fő érdeklődési területe a szerkezet-megerősítések elméleti vizsgálata és modellezése, vasbetonszerkezetek tervezése és felülvizsgálata.

Dr. Bódi István (1954) építőmérnök, matematikus szakmérnök, PhD, egyetemi docens a BME Hidak és Szerkezetek Tanszékén. Kutatási területek: Vasbetonszerkezetek és hagyományos épületszerkezetek rekonstrukciója és megerősítése, faszervezetek csomópontjainak modellezése. Az ACI (American Concrete Institute), az ACI 423-as számú albizottság „Előfeszített beton”, a fib Magyar Tagozata és a Magyar Mérnöki Kamara tagja. Az „Eurocode 5 - MSZ NAD (Faszervezetek)” szabványügyi bizottság elnöke. A „Schweizerische Arbeitsgemeinschaft für das Holz” tagja.

Madaras Botond (1976) okleveles építőmérnök, ügyvezető, ÉMI-TÜV SÜD Kft. A Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem mesteroktatója. A fib Magyar Tagozatának tagja. Fő érdeklődési területe: szerkezetek modellezése, szerkezeti elemek megerősítésének elméleti és gyakorlati kérdései. Megvalósult szerkezetek vizsgálata, tartóssága, nagymintakísérletek tervezése.

BUDAPESTI MÉLY MUNKATÉR-HATÁROLÁS 2D ÉS 3D NUMERIKUS BACK-ANALÍZISE



Dr. Móczár Balázs – Csapody Gergő – Szepesházi Attila

A 2012-2014 között megvalósult Eiffel Palace Irodaház esetében építési állapotban a 27 méter magasú karcsú falazat acélszerkezettel történő megtámasztásának „árnyékában” készült el egy 16 méter mély munkagödör több sorban horgonyzott munkatér-határoló részfala. A részfalas munkatér-határoló szerkezet kivitelezés ideje alatt a szerkezet elmozdulás értékeit dokumentálták, így ezeket összevethettük a 2D és 3D numerikus szoftverek segítségével nyert értékekkel. A következőkben bemutatjuk, hogy a szerkezet és az altalaj együttes modellezésével (korszerű, komplex anyagmodellek használatával) a valóságot nagyon jól megközelítő eredmények érhetőek el.

Kulcsszavak: back analízis, AXIS VM, GEO5, PLAXIS, végelelemes modellezés, munkatér-határolás, horgonyzott részfal

1. BEVEZETÉS

A 2012-2014 között megvalósult Eiffel Palace Irodaház projektje jelentős kihívást jelentett a speciális mélyépítési munkákat kivitelező HBM Kft. számára. A megmaradó műemléki homlokzat mögött kialakított ~16 m mélységű munkatér-határolás mind tervezési, mind kivitelezési szempontból egyedi feladatot jelentett. A kivitelezés során kiterjedt mozgásmérési rendszert üzemeltettek: a műemléki homlokzat, valamint a szomszédos épületek mozgásait klasszikus geodéziai módszerekkel, a részfalas munkatér-határolás mozgásait pedig inklinométeres mérőkúttal ellenőrizték a földmunka előrehaladásával párhuzamosan.

Ezen mozgásmérési eredmények értékes kutatási alapot jelentenek. A feladat nehézségét az adja, hogy egy kutatási igényű vizsgálat a horgonyzott részfal és az acél állványzattal megtámasztott homlokzat együttes modellezését igényli, mivel azok kölcsönhatásai alapvetően befolyásol(hat)ják a szerkezetek viselkedését. Az ún. általános végelelemes szoftverek (pl. Ansys, Midas stb.), amelyek elméletileg, mind a felszerkezet, mind a talaj-szerkezet kölcsönhatásának magas szintű modellezésére alkalmasak, egyrészt a rendelkezésre álló informatikai kapacitás további fejlesztését igénylik egy ilyen léptékű feladat leírására, másrészt a gyakorlati alkalmazáshoz egyelőre azok túl összetettek, költségesek. Kutatásunk középpontjába ezért olyan szoftvereket helyeztünk, amelyek a gyakorló mérnök számára is jellemzően elérhetőek és alkalmazhatóak, ezért vizsgáltuk az AXIS VM, a GEO5 és a PLAXIS 2D kínálati lehetőségeket. A gyakorlati munka jelenlegi lehetőségein túlmutatóan alkalmaztuk a PLAXIS legújabb, teljes 3D változatát is. A PLAXIS 3D alapvetően geotechnikai célokra kidolgozott célszoftver, amely az utóbbi 3-4 évben megjelent fejlesztéseinek köszönhetően már egyre kedvezőbb lehetőséget biztosít a tartószerkezeti elemek megfelelő modellezésére is. Mindez egy a felhasználóbarát szoftveres környezettel párosul, ami miatt joggal bízhatunk abban, hogy néhány éven belül a tervezés szerves részét képezheti a szoftver az ilyen nagy léptékű, szofisztikált modellezést igénylő feladatok esetén is.



1. ábra: Szerkezetépítési munkálatok a munkagödörben

2. AZ EIFFEL PALACE PROJEKT BEMUTATÁSA

2.1 Az épület történetének rövid ismertetése

A vizsgált épület Budapest V. kerületében található a Nyugati téri felüljáró lábánál. A falazott szerkezetű épület a Légrády testvérek megrendelésére 1894-ben készült el mindössze 10 hónap alatt. A többek között nyomdaként is üzemeltetett épület a rendszerváltás után használaton kívülre került. Végül 2012-ben új, impozáns irodaházzá történő átalakítás tervezésére került sor. A kész épületet 2014. tavaszán adták át.

A beruházás műszaki különlegessége, hogy a műemléki értékkel bíró homlokzatot megtartották, de a mögötte lévő tartószerkezetet elbontották és egy új, korszerű irodaházat terveztek 5 szintes mélygarázzsal. Jelen cikk elsősorban a munkatér-határolási munkarész vizsgálatára koncentrál. A vizsgálat kiindulási adatait a projekt bontási, homlokzatmegtámasztási és mélyépítési munkáit kivitelező HBM Kft. bocsátotta rendelkezésünkre.



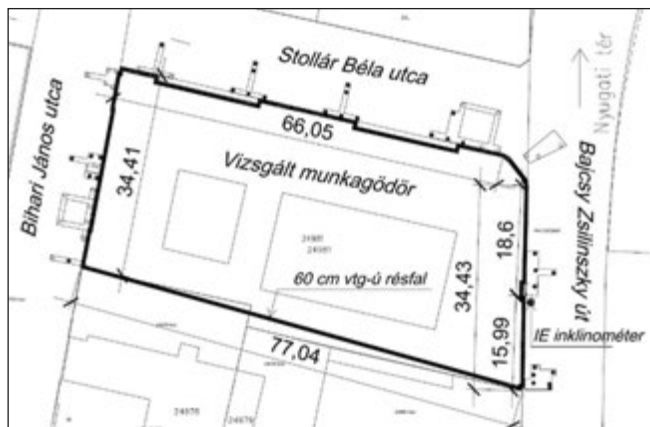
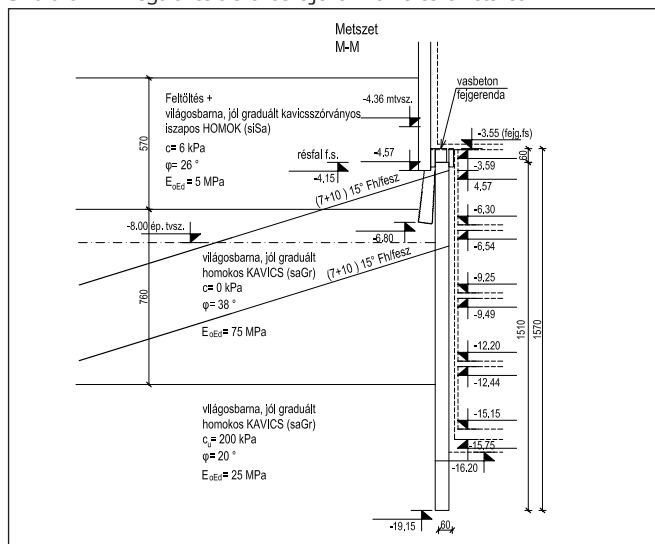
2. ábra: Az acél szerkezettel megtámasztott homlokzati falazat

2.2 A mélygarázs kivitelezési munkái és a kapcsolódó mozgásmérések bemutatása

A bontási munkálatokat csak azt követően lehetett megkezdeni, hogy a megmaradó ~27 méter magas homlokzati falazatot egy, a CEOS Kft. által tervezett, melegen hengerelt acélprofil gyártmányokból helyszínen csavarozott, nagy teherbírású nehézállvánnyal megtámasztották, hogy annak állékonysága az épület belső szerkezetének elbontása után is biztosított legyen. A bontás során a megtámasztott homlokzat és a kapcsolódó szomszédos épületeket folyamatos geodéziai kontroll alatt tartották. A bontási munkálatokat követően kezdődhetett meg a megmaradó falak jet-grouting technológiával való alapsík-mélyítése, majd a ~75m×36m befoglaló méretű, közel trapezoid alaprajzú, jellemzően ~16m mélységű munkagödör elhatárolását biztosító, 60cm vastag résfal kivitelezése. A Taupe Kft. által tervezett két-, illetve három sorban horgonyzott monolit vasbeton résfal munkatér-határolás készült. A sarkokban acéleső támaszok biztosították a fal ideiglenes megtámasztását.

A megtartott homlokzat mozgásmérési eredményei alapján elmondható, hogy az ideiglenes acél állványzat kellő megtámasztást biztosított, mivel csak igen kismértékben növekvő, munkagödör irányú mozgások alakultak ki, amelyek nem nevezhetőek számottevőnek (max. 1,0-1,5 cm). A Bajcsy-Zsilinszky úti résfalszakasz közepén egy inklinométer csőkút került telepítésre, így lehetőség nyílt a résfal földkiemelési szintekhez illeszkedő mozgásmérésére. A monitoring tevékenységet a HBM Kft. megbízásából a S&S Geotechnika Kft. végezte. A

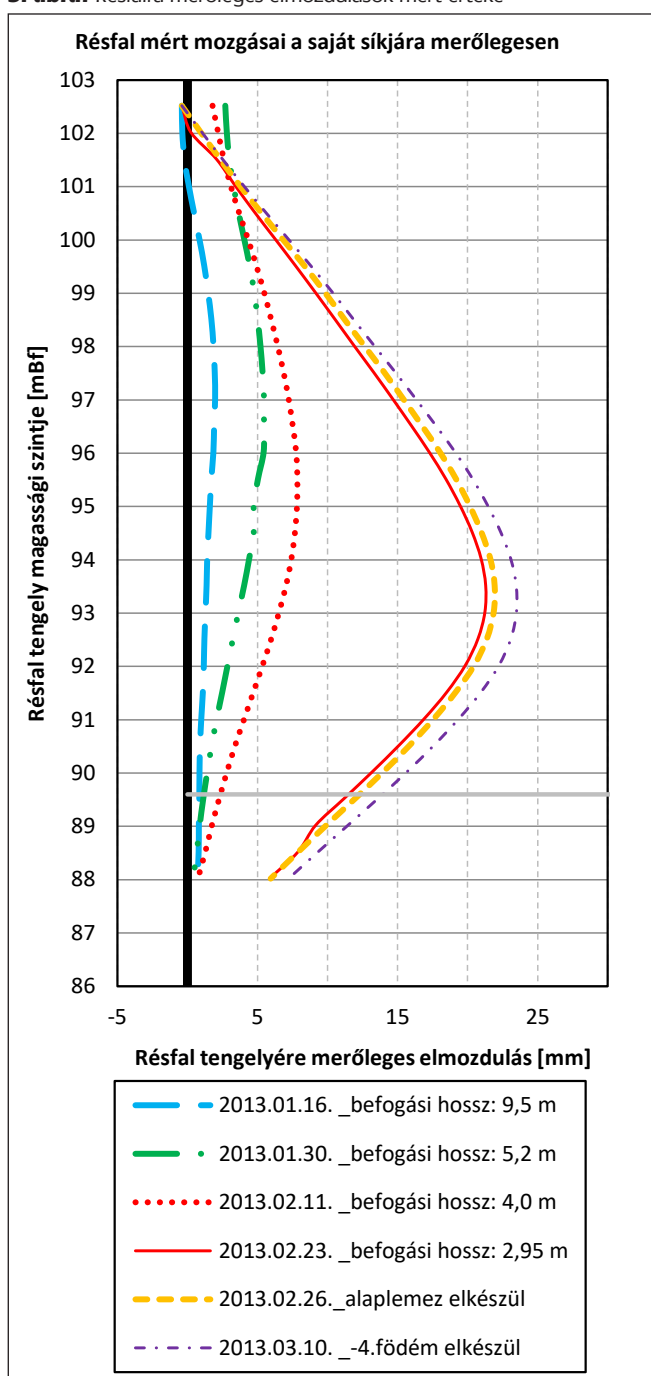
3. ábra: A vizsgált résfalszakaszt jellemző keresztmetszet



4. ábra: A munkatér-határoló szerkezet geometriája

résfal mozgásmérési eredményeit az 5. ábra mutatja. Látható, hogy a földkiemelés előrehaladtával növekvő elmozdulások kezdetben alig növekedtek, majd két mérés között eltelt 12

5. ábra: Résfalra merőleges elmozdulások mért értéke



nap alatt kialakult a teljes bemozdulás mintegy két harmada, amikor a földmunka szintje elérte az ~10 méteres mélységet, mikor a fal befogott szakasza ~3m-re csökkent. Fontos megjegyezni, hogy a méréseket egészen az alaplemez feletti első garázsödém beépítéséig folytatták, mivel a mozgások a kedvezőbb megtámasztási viszonyok ellenére sem álltak meg. Így a maximális résfal tengelyére merőleges elmozdulás végértéke 24 mm-re tehető. A réstalp nem maradt mozdulatlan, kb. 5-6 mm-t mozdult a munkagödör irányába, jelezve, hogy nem alakult ki tényleges befogás, hanem ún. támaszkodó falról beszélhetünk. A munkatér-határoló szerkezet síkjában véve a vártaknak megfelelően kellő merevségűnek bizonyult, így az mozgásmentesnek tekinthető.

Fontos kiemelni, hogy a földkiemelés befejezése, az alaplemez és a felette levő földem kivitelezése között alig két és fél hetes időtartam nem lehet elegendő ahhoz, hogy a fal befogását biztosító agyagtalaj teljes konszolidációja lejátszódjon és vele a résfal teljes mozgása kialakulhasson. Ugyanakkor a falmozgások növekedési ütemének jelentős lassulása alapján úgy véljük, hogy az elméleti 100%-os konszolidációnak megfelelő falmozgások – melyek a bemutatásra kerülő numerikus számítások eredményeként adódnak – nagy hányada már a mérési időszakban kialakult. Ezek alapján úgy döntöttünk, hogy az utolsó, 2013.03.10-i mérési adatsort hasonlítjuk össze számítási eredményeinkkel.

3. AZ ELVÉGZETT NUMERIKUS BACK-ANALÍZIS VIZSGÁLATOK

A bevezetőben említett célokkal vágtunk neki a mozgásmérések back-analízisének, felhasználva a bemutatott mozgásmérési eredményeket, valamint a szintén a HBM Kft. által rendelkezésünkre bocsátott megvalósulási terveket, talajfeltárási eredményeket és egyéb műszaki specifikációkat. Terjedelmi okok miatt a talajvizsgálatok értelmezésének módját csak a különböző talajmodellek felépítése kapcsán érintjük.

Az alábbi modelleket építettük fel:

- Komplex 3D modell az AXIS VM 13 szoftverrel, mely tartalmazza az acél állványzat, a homlokzati falazatot, valamint a vasbeton résfal szerkezetet. A talaj-szerkezet kölcsönhatás a vasbeton résfal rugalmas ágyazásával és elméleti úton meghatározott földnyomások mint terhek felvételével történt.
- 2D GEO5 modell, mely a résfalat, mint rugalmasan ágyazott gerendát tartalmazza. A résfalon működő földnyomásokat a szoftver iteratív módon a résfal mozgásai alapján határozza meg. A homlokzat és állványzat mint terhelés jelenik meg a modellben.
- 2D PLAXIS modell, mely a 2D GEO5 modellel szemben a talajelemeket is véges elemekkel modellezi. A talaj modellezésére a felkeményedő, Hardening Soil (HS) és a legkorszerűbb, kis alakváltozások tartományár-a is kiterjesztett Hardening Soil Small (Hssmall) anyagmodelleket használtuk. A felszerkezet a modellben a térszín alatti tárcsával modellezett pincefalazatként, illetve az azon működő terhelési és alakváltozási kényszerek formájában jelenik meg.
- 3D PLAXIS modell, melyben a résfal, mint 3D tartószerkezet jelenik meg, hasonlóan az AXIS VM-mel készített modellhez, ugyanakkor a talaj oldalán a 2D PLAXIS modellnél már felsorolt korszerű talajmodellekkel dolgoztunk. Az állványzat, mint rácsrúdhálózat, a téglafal pedig, mint héjelem elméletileg modellezhető lenne, de mint a szoftver első komoly próbája, ettől egyelőre eltekintettünk,

és a térszínen „elvágtuk” a homlokzati falat és a felső síkján működtettük az AXIS modell alapján meghatározott reakcióerőket. Hasonlóan beépítettük a modellbe az állványzat alapozását is.

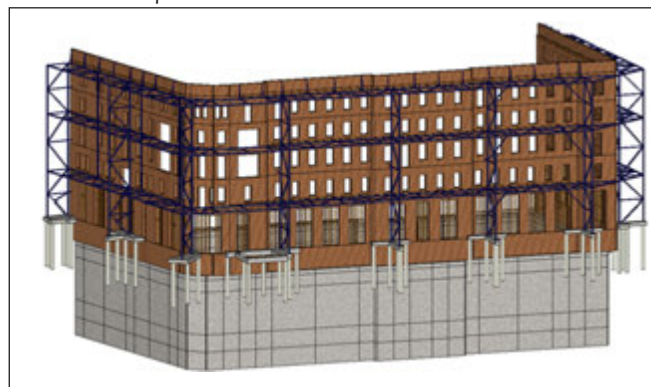
4. AXIS VM 13 3D NUMERIKUS MODELLE

A magyarországi viszonylatban talán legszélesebb körben alkalmazott statikai szoftverben, az AXIS VM 13-ban előállított komplex 3D modell a 6. ábrán látható. Ezzel a modellel a felszerkezet merevségváltozásai (megtámasztási pontok, faláttörések stb.) kellő pontossággal modellezhetőek, ez által a felszerkezetről leadódó teher a vizsgált keresztmetszetben egzaktabban számítható, mint egy egyszerű súlyelemzéssel lehetséges volna. Lényeges, hogy a mérési eredményeknek köszönhetően verifikálhatóvá vált ez a komplex modell. Fontos megjegyezni, hogy az igénybevételek nyilvánvalóan függenek a falazat süllyedéseitől is. A mozgásmérési eredmények ugyanakkor azt mutatták, hogy a falazat csupán vízszintes elmozdulásokat szenvedett a már korábban lejátszódó konszolidációt követően.

A megtámasztó acélszerkezet statikai vázát a megvalósulási tervek alapján építettük fel, míg a megmaradó homlokzati falazatot a bontási terveknek megfelelően modelleztük. A végeelem modell építése során jelentős kihívást jelentett a szerkezeti elemek tényleges viselkedésének modellezése. A megmaradó homlokzati falazatot a jelenlegi gyakorlatnak megfelelően homogén anyagként, héj elemekből építettük fel. A falazatot egy anizotrop anyagmodellel modelleztük, amely közelítőképpen azt hivatott figyelembe venni, hogy a falazat a valóságban diszkrét elemek sokasága és az elemek teherbírása szempontjából irányonként eltérő viselkedés várható (irányonként eltérő rugalmassági modulus).

Az állványzat és a falazat kapcsolata a kivitelezéskor, úgy került kialakításra, hogy az acélszerkezetre konzolokat hegesztettek fel, amelyekhez kapcsolódó szögacél profilokhoz már rögzíthetővé vált a falazatot hevederszerűen közrefogó fa gerendapár. A modell felépítése szempontjából ez volt a kritikus pont, hogy a falazat ne váljon sem instabillá, illetve ne biztosítson túlzott mértékű megtámasztást sem. Emiatt a héj elemek és az azokhoz viszonyítva **külponatosan elhelyezkedő** rúd elemekként modellezett fa gerendák közé az AXIS VM-ben vonal-vonal kapcsolati elemet definiáltunk. A falsíkra merőleges megtámasztás modellezése esetén nemlineáris rugókarakterisztikát alkalmaztunk a fal-gerenda egymáshoz viszonyított elhelyezkedéséhez kapcsolódóan (összefeszülés, eltávolodás). Az eltolódási rugók falazat síkjával párhuzamos komponenseinek meghatározásakor tekintettel voltunk, hogy lokális értelemben az érintkezési felületek eltérő volta és a

6. ábra: A komplex 3D modell AXIS VM 13-ban



nem tökéletes felfekvési felület miatt eltérő mértékben tud csak „működni” a súrlódás. A felszerkezeti modellben az egyéb tartószerkezeti elemek modellezési szempontból rutin feladatot jelentettek.

A munkatér-határoló szerkezet esetében az AXIS VM jelenleg nem képes az egymásra ható nyomások módszerét alkalmazni. E szerint a felhasználónak kell a klasszikus módon meghatározni a földnyomás értékét, majd szintén manuálisan kell az elmozdulások függvényében iteratív úton azt változtatni, miközben az elmozdulások értéke nagymértékben függ a tervező által definiált ágyazási tényező értékétől. E szerint mind az ágyazási tényező, mind a földnyomás értékét csak iteratív úton lehet meghatározni, ellentétben a GEO5 szádfal ellenőrző moduljával. Az ágyazási tényező értékét számításba vettük a Monnet-diagram és Schmitt (1995) ajánlása szerint egyaránt. A mozgások elemzését tekintve előbbi alapján felvéve, majd azt fokozatosan módosítva jutottunk el a mérnöki szempontból megfelelő pontosságig. A számítások, valamint a mérési eredmények kiértékelését tekintve, a résfal középső részein joggal feltételezhető, hogy az aktív földnyomás alakult ki. A résfal felső, a fejtámaszával és a felső horgonysorral megtámasztott befogott szakaszán, viszont még lehetséges, hogy a nyugalmi földnyomás nem tudott egészen az aktív határállapothoz csökkenni. Azaz a modellben az ott működtetett aktív határállapothoz tartozó érték esetlegesen a biztonság kárára történő közelítés. A passzív földnyomás értékét közelítően az ágyazási tényezők értékének módosítása révén vettük számításba. A horgonyokat olyan eltérő (mélység, feszítőerő) merevségű pontszerű támaszokként definiáltuk, amelyek esetében szintén nemlineáris rugókarakterisztikával dolgoztunk. Az előfeszítő erőt a szerkezet/csomópont szempontjából, mint koncentrált nyomóerőt vettük figyelembe.

A felszerkezet esetében visszanyertük mind értékét, mind tendenciáját tekintve a mért elmozdulásmezőt, mint azt a 7. ábra mutatja. Azonban a szerkezet felső élén imperfekciós terhet kellett alkalmaznunk, amely azt volt hivatott reprezentálni, hogy modellünkben egy perfekt alakú szerkezetet vizsgáltunk. A valóságban azonban az építési helyzetben már egy konzolidált, kezdeti alakú hibákkal terhelt, tökéletlen szerkezet viselkedéséhez viszonyították a mérési eredményeket. A munkatér-határoló szerkezet esetében a számított deformációk szintén jó egyezést mutattak a mért eredményekkel. Azt ellenben kiemelnénk, hogy a számított elmozdulásokat a manuálisan felvett ágyazási tényező értéke nagyban befolyásolja.

5. GEO5 2D ÉS PLAXIS 2D MODELLEK

A hazai gyakorlatban munkatér-határolások méretezése jellemzően a rugalmas ágyazású gerendamodellt alkalmazó GEO5 program Szádfal ellenőrzése modul és a végeselemes technikát

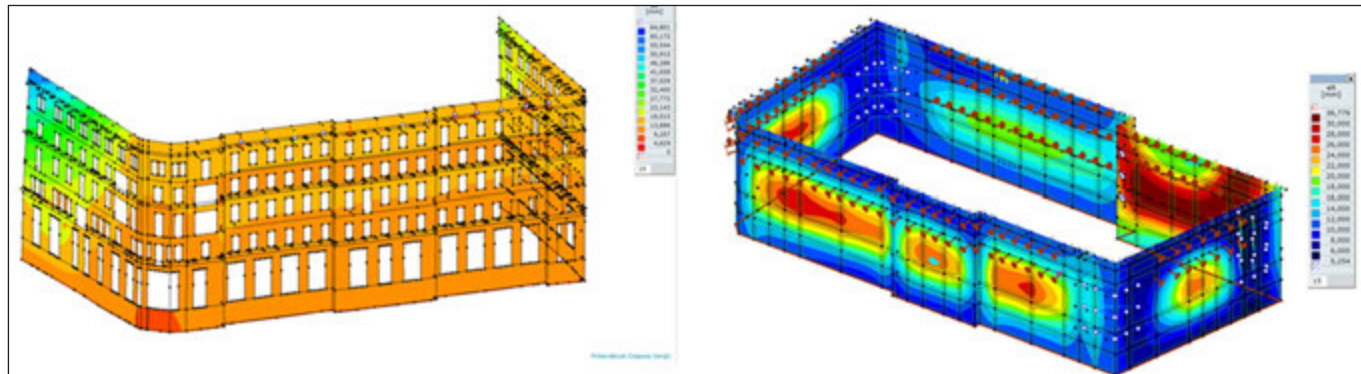
alkalmazó PLAXIS 2D alkalmazásával történik. PLAXIS 2D segítségével lehetőségünk nyílik a talaj, mint kontinuum vizsgálatára olyan korszerű és komplex anyagmodellek segítségével, amelyek figyelembe veszik a terhelés-tehermentesítés hatására, valamint az alakváltozás mértékének változásával bekövetkező talajmerevség változást. A GEO5 felszerkezetet legfeljebb, mint terhelés képes számításba venni, míg a PLAXIS 2D legfeljebb nagyon egyszerűsített síkbeli rácsrúd elemekkel képes a homlokzat és az acél állványzat modellbe építésére. A GEO5 a talajt ideálisan rugalmas-tökéletes képlékeny ágyazatként kezeli, a földnyomásokat pedig azok határértékeivel korlátozza le. A horgonyok ferde vagy vízszintes rugóként vehetőek figyelembe. Az ágyazási tényező felvételére már a 4. fejezetben kitértünk.

A PLAXIS 2D végeselemes talajmodellt elsősorban a telken készült CPT szonda eredményeit felhasználva építettük fel. Első lépésként a felső 5,7 méteres talajzónát iszapos homokként (ami magában foglalja a feltöltést is), valamint az alatta elhelyezkedő 7,6 méteres réteget homokos kavicsként definiáltuk, és HS-talajmodellt alkalmaztunk. Az alsó kemény, közepes agyagot HS és HS small anyagmodellel is modelleztük. A meglehetősen új HS small modell különösen ígéretes, többek között munkatér-határolások méretezése területén is, ahogy az a vizsgálat eredményeinek értékelése során még kitérünk. A talajmodell iránt részletesebben érdeklődőknek Benz (2007) munkája ajánlható. Az alkalmazott, kiemelt fontossággal bíró talajparamétereket a 1. táblázatban foglaltuk össze.

A PLAXIS 2D-ben a felszerkezet viselkedésének modellezését illetően a legkedvezőbb eredményeket akkor nyertük, ahogy arra az eredményeket bemutató fejezetben még kitérünk, amikor a felszerkezet merevségét a pincefalazat felső síkján egy olyan nemlineáris karakterisztikájú eltolódási rugóval modelleztük, amely a mért, illetve az AXIS VM-ben is számított nagyságú elmozdulást engedélyezte. A megmaradó pince falat és a lemélyített alaptestet egyetlen összevont elemként kezeltük a modellben. A falazat jellemzőit talajjellemzőkké transzformáltuk, és lineárisan rugalmas-tökéletesen képlékeny anyagmodellel (Mohr-Coulomb) modelleztük. A résfalat olyan gerenda elemként definiáltuk, amely mentén határfelületi elemet építettünk be (interface), amelynek segítségével a szerkezet mentén a környező talajtömeg megfelelő mértékben mobilizálódni tud. A résfal esetében alkalmazott beton (C30/37) esetében lineárisan rugalmas anyagmodellel dolgoztunk. A minél precízebb modellezés végett a Nyugati téri felüljárót, mint felszíni terhelést, illetve a talajban a feszültség-szétterjedést illetően, mint szigetelő elemet is beépítettük a fokozatos pontosítás eredményeként.

A modell beállításával kapcsolatosan megjegyezzük, hogy a talaj szilárdsági és merevségi jellemzői mellett a beton rugalmassági modulusának és ezzel összefüggésben a felszerkezet hajlítási merevségének értéke némileg bizonytalanságot

7. ábra: AXIS VM-ben számított elmozdulásmezők

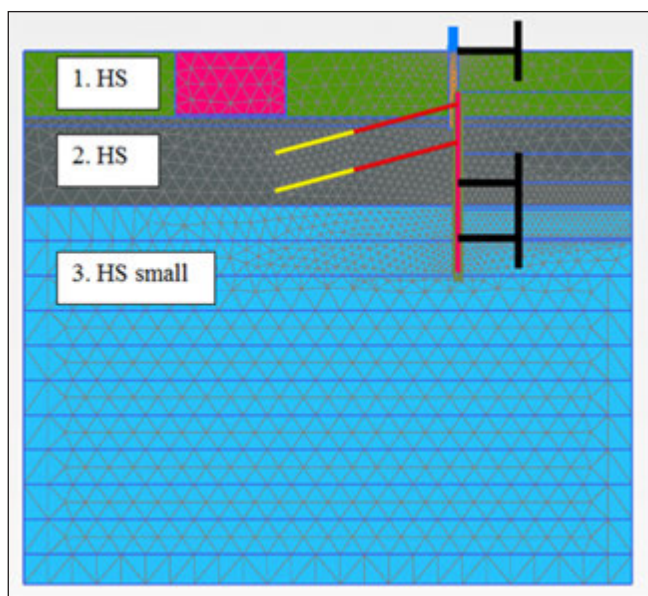


rejtjenek magukba. A bemutatott modellek felépítése során többváltozós paraméteranalízist végeztünk, melyek alapján ezen bizonytalanságok eredményekre gyakorolt hatásait vizsgáltuk. Ennek tapasztalatai alapján a modell kevésbé érzékeny a talajfizikai paraméterek ésszerű határokon belüli változásaira és a falmerevség bizonytalanságaira. A geotechnikai paraméterek átlagértékeinek bátor becslésére törekedtünk, míg a beton rugalmassági modulusa tekintetében elfogadtuk a gyakorlatban népszerű 19 GPa értéket. Hasonlóan a talajvíz szintjét is annak átlagértékével vettük számításba.

6. PLAXIS 3D MODELLEK

A 4. és 5. fejezetben bemutattuk az AXIS VM, valamint a GEO5 2D és PLAXIS 2D modellezési lehetőségeinek korlátait, amennyiben a felszerkezet-mélyalapozási szerkezet-talaj hármának együttes modellezésére van szükség. A PLAXIS 3D változata részben feloldja az előzők korlátait, hiszen térbeli modellek felépítésére ad lehetőséget (mind a talaj, mind a mélyépítési szerkezet véges elemekből építhető fel), korszerű anyagmodellekkel ötvözve. Mivel alapvetően nem tartószerkezetek vizsgálatára fejlesztették ki, így az AXIS VM-hez hasonló szofisztikáltságú felszerkezeti modell felépítése nem lehetséges vele. Jelen cikkben röviden érintjük a vizsgálat sorozat legfontosabb eredményeit. Részletesebb elemzés olvasható Szepesházi (2016) munkájában. A hagyományos tartószerkezeti modellezésben természetes a térbeliség számításba vétele, ugyanakkor mélyépítési szerkezetek, így munkatér-határolások esetében a 3D modellezés jelenleg a kutatás szintjén kezd terjedni, s csak kivételes projektek esetében alkalmazzák a tervezés során, pedig jelentősége évtizedek óta ismert. A 2D és 3D modellek összehasonlításával kapcsolatosan ajánlható Zdravkovic (2009) publikációja.

A PLAXIS 3D szoftverrel végül a fél munkagödört modelleztük, közel ~100.000 véges elem alkalmazásával. A modell peremén alkalmazott szimmetriatengely, tekintve a



8. ábra: PLAXIS 2D végeselemes modell felépítése

munkagödör geometriáját, elfogadható közelítés, hiszen az inklinométerrel mért, általunk vizsgált falszakasz teljes egészében szerepel a modellben. A 2D PLAXIS modellekhez hasonlóan a PLAXIS 3D modellben is HS talajmodellt alkalmaztunk a felső rétegekben, míg HS small anyagmodellt alkalmaztunk az alsó, a fal befogását biztosító agyagrétegben. A 3D modell esetében felmerül a kérdés, hogy a résfal merevsége miként modellezhető reálisan. A 2D modellek esetében ez a kérdés közömbös, hiszen a 2D gerendamodell alkalmazása lényegében azt jelenti, hogy a fal vízszintes irányú merevségét zérusnak tekintjük. Kézenfekvő lenne izotrop lemez alkalmazása, ugyanakkor a panelekben kivitelezett résfal 2,0-2,4m széles betonacél armatúrái csupán a fejgerenda síkjában vannak összekapcsolva és jellemzően ~2,5-3,0, ill. ~6m körüli rés paneleket szokás egybe betonozni, így a vízszintes értelmű hajlítási merevség mindenképpen kisebb a függőlegeshez viszonyítva.

1. táblázat: Vizsgálatok során alkalmazott talajfizikai paraméterek és anyagjellemzők (zárójeles paraméterek csak a HSsmall anyagmodellel végzett vizsgálatoknál került alkalmazásra)

Réteg száma, neve			1. iszapos homok	2. homokos kavics	3. kemény közepes agyag
Anyagmodell	model		HS	HS	HSsmall
Típus	type		Drained	Drained	Undrained B
Természetes térfogatsúly	γ_{unsat}	kN/m ³	19	20,5	21
Kezdeti húrmodulus	E_{50}	MN/m ²	5	75	25
Hézagtényező kezdeti értéke	e_{init}	-	0,8	0,45	0,55
Összenyomódási modulus	E_{oed}	MN/m ²	5	75	25
Tehermentesítési-újraterhelési modulus	E_{ur}	MN/m ²	15	300	125
A kezdeti vagy nagyon kis alakváltozásokhoz tartozó nyírási modulus	G_0	MN/m ²	- (48,00)	- (140,00)	300,00
A nyírási küszöbérték melyre $G_s=0,722G_0$	$\gamma_{0,7}$	-	- (2,51E-04)	- (0,0003)	1,00E-03
Mélységgel növekvő merevség hatványtényezője	m	-	0,6	0,5	1
Kohézió	c	kN/m ²	6	0	200
Súrlódási szög	φ	°	26	38	20
Dilatációs szög	ψ	°	0	8	0

Végül az alábbi négy falmodellt dolgoztuk ki:

- F1 – izotrop fal
- F2 – ortotrop fal, ahol a vízszintes falmerevség a függőleges 20%-a
- F3 – ortotrop fal, ahol a vízszintes falmerevség a függőleges 0,1%-a
- F4 – izotrop fal, ahol a réspanel csatlakozásokban ideális csuklót szerepeltettünk a fal teljes magassága mentén

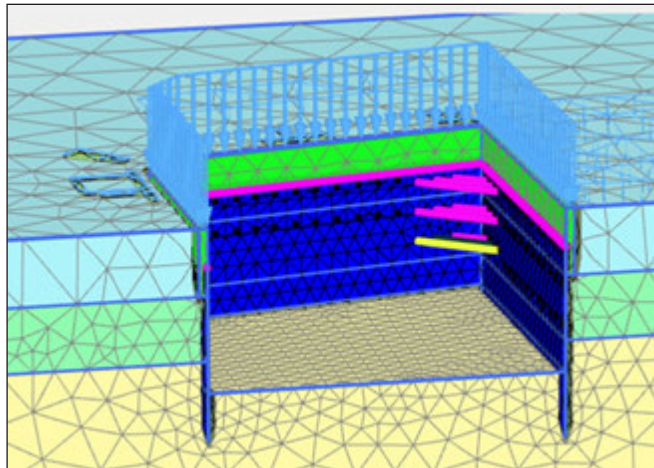
Az alábbi 10. és 11. ábra mutatja, hogy a 3D modellel adódó falmozgást és a munkagödör körüli talaj mozgását. Az ábrák jól szemléltetik, hogy a sarkokhoz közeledve miként épülnek le a mozgások, miként boltozódik át a talaj. A számított falmozgásokat és nyomatéki igénybevételeket a következő fejezetben mutatjuk be.

7. EREDMÉNYEK BEMUTATÁSA

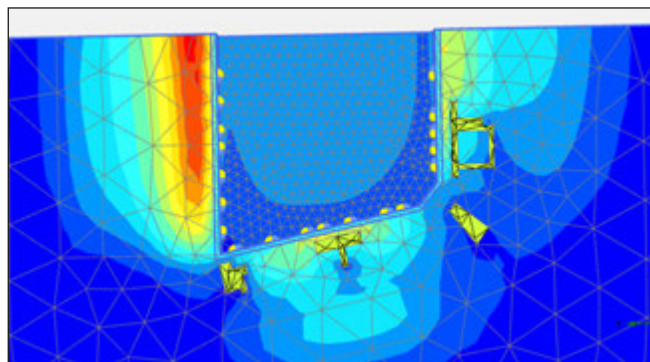
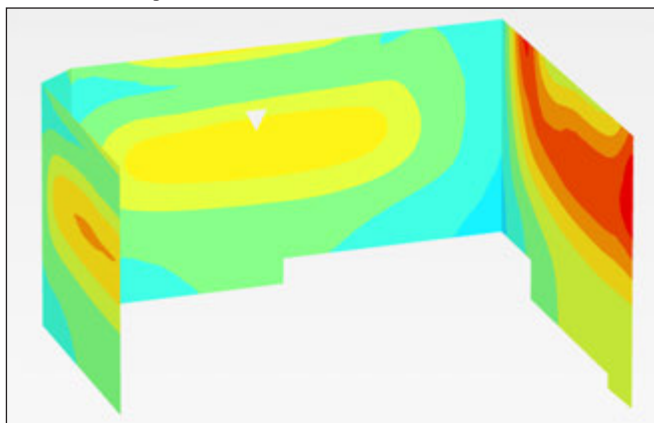
Az alábbiakban az inklinométerrel monitorizált metszetre a fenti modellekkel számított elmozdulásokat és nyomatéki igénybevételeket ismertetjük. A Geo5, PLAXIS 2D és AXIS szoftverekkel számított mozgásokat ismertető 12. ábrán látható, hogy a GEO5 modellel számított mozgások jó egyezést mutatnak a mért eredményekkel, bár a felső részén helytelenül „hátrafeszül” a fal. Előzetes várakozásunk, tekintettel a munkagödör viszonylag nagy mélységére az volt, hogy a GEO5 alul fogja becsülni a mozgásokat. A jó egyezés talán a vizsgált falszakasz viszonylagos rövidségének, a munkagödör szűk kialakításának, illetve abból adódóan a talaj térbeli átboltozódásának köszönhető. Az ábráról látható, hogy az AXIS VM-mel, igaz a vonatkozó fejezetben leírtak szerint mesterségesen, de elég korrektnek mondható mozgáskép állítható elő.

A 2D PLAXIS modellekkel számított görbékéről jól látszik a HS small talajmodell jelentősége, hiszen az agyagrétegre való

9. ábra: PLAXIS 3D végeeselemes modellje



10. ábra: A résfal PLAXIS 3D szoftverrel számított eredő elmozdulásmezője



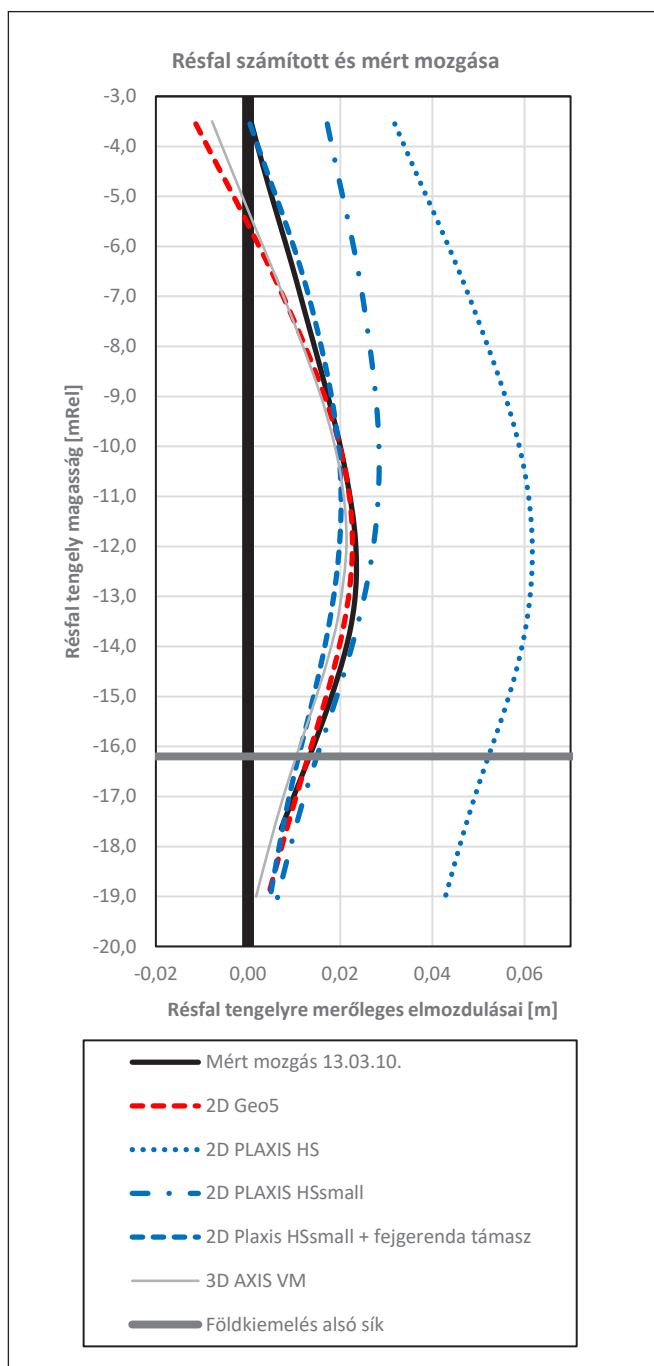
11. ábra: Teljes földkiemelés esetén a résfal környezetében PLAXIS 3D-ban számított eredő elmozdulásmező

alkalmazása kb. harmadára csökkentette az elmozdulásokat, így tökéletesen simulva a mérési eredményekre a fal alsó részén. Ugyanakkor a PLAXIS 2D modellel a fal felső része minden esetben jelentősen „bemozdult”. A különbség vélhetően abból adódik, hogy a szűk munkagödörben a fejezenda némileg megtámasztja és együttműködik a résfalpaneleket, mely azonban a 2D modellben legfeljebb egy rugalmas támaszszal vehető számításba. A GEO5 modellel a talaj rugókkal való modellezése és így a talaj tárcsaszzerű deformációinak elhanyagolása ellensúlyozta a fejezenda modellbeli hiányát. A fejezenda szintjén rugalmas támasz alkalmazva tökéletes egyezést sikerült elérnünk, mely beállítás eltérő falgeometriák, nagyobb oldalhosszak esetében vélhetően nem volna helyes.

Az eredmények értékelése kapcsán fontos ismételtlen megjegyezni, hogy a numerikus modellekkel a résfal teljesen „kikonzolidálódott” mozgásait határoztuk meg. Ahogy arra a 2.2. fejezetben röviden kitértünk, a kivitelezés gyors üteme erre a valóságban nem adott lehetőséget, így akár néhány mm-rel nagyobb mozgások is létre jöhetnek volna. A 12. ábrán látható eredményeket áttekintve, így arra a következtetésre juthatunk, hogy ezek a beállítások részben a gyors kivitelezés falmozgásra gyakorolt hatásait is számításba vesszük, de a valós talajfizikai jellemzők némileg kedvezőtlenebbek a modellben alkalmazottaknál.

A 13. ábra mutatja a PLAXIS 3D programmal és különböző falbeállításokkal számított mozgásokat, összehasonlítva a mért eredményekkel, valamint a PLAXIS 2D modellek eredményeivel. Látható, hogy a 3D modellben a fal vízszintes merevségei, előzetes várakozásainkkal ellentétben, nem befolyásolják érdemben a számított mozgásokat, de elég jelentősen csökkennek a mozgások a térbeli modell alkalmazásával. A 3D modellek eredményei azt sugallták, hogy a 2D modellek némileg félrevezettek néhány geotechnikai paraméter meghatározása során és túl optimista értékeket alkalmaztunk. A rendelkezésre álló adatok alapján legbizonytalanabb, ugyanakkor a számítások szempontjából legjelentősebb kérdései hogy a fal befogását adó agyagréteg viselkedése drénezett vagy drénezetlen, illetve, hogy milyen mértékű a túlkonzolidáltsága (és ebből adódóan a nyugalmi földnyomási tényezője). A 14. ábrán egy olyan 3D PLAXIS modell eredménye is szerepel, melyben az agyagréteg drénezett viselkedésű, nyugalmi földnyomási tényezője az első körben becsült értékhez képest ($K_{0x}=1,27$) némileg csökkentettük ($K_{0x}=1,00$). A számított eredmények így közeledtek a mérési eredményekhez.

A 15. ábra a különböző szoftverekkel számított nyomatéki igénybevételeket mutatja. Látható, hogy az AXIS „mesterséges” számításai adják a legnagyobb nyomatéki igénybevételeket. A PLAXIS egyszerű HS talajmodellel készített számításai és a GEO5 számítások jó egyezést mutatnak. A HS small anyagmodell bevezetése az elmozdulásokhoz hasonlóan az igénybevételekre is jelentős és kedvező hatást gyakorol. A 3D

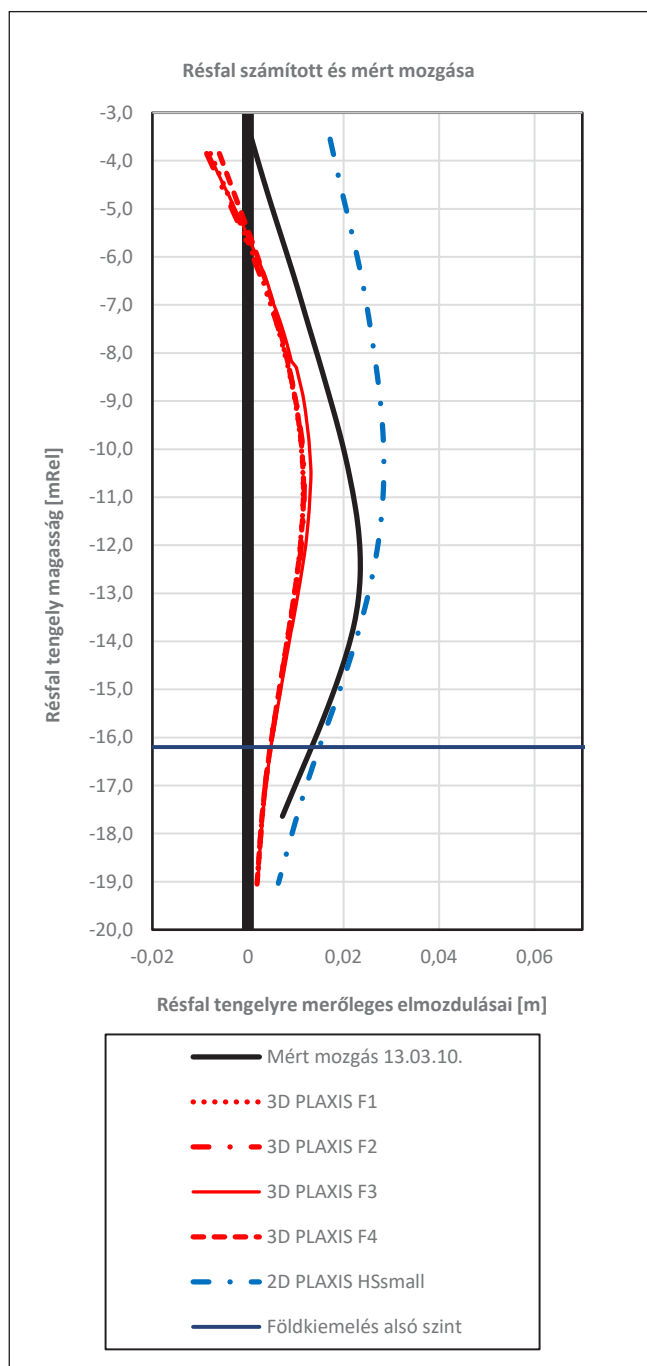


12. ábra: A részfal mért és különböző modellekkel számított elmozdulásai

PLAXIS modell falának nyomatóéki igénybevétele, köszönhetően részben a talaj térbeli átoltozódásának, de még inkább a fal kétirányú teherviselésének jóval alacsonyabb, mint bármely más modell esetében. Utóbbi elsősorban az alkalmazott térbeli falmerevség függvénye, melynek helyes beállítása egy részfal esetében további kutatást igényel.

8. MEGÁLLAPÍTÁSOK

A bemutatott számítási eredmények alapján látható, hogy a PLAXIS HS small anyagmodellje vagy az ahhoz hasonló egyre összetettebb talajmodellek, valamint a geotechnikai modellezésben még nem, de a PLAXIS 3D és a hasonló szoftverek fejlődésével lehetővé váló térbeli modellek alkalmazása jelentősen eltérő eredményeket szolgáltathatnak a gyakorlatban már elterjedt számítási módszerekhez képest. Ugyanakkor az új, a fentiek alapján akár karcsúbb szerkezetek tervezését is lehetővé tevő modellezési eljárások számos olyan beállítást is igényelnek, melyek megalapozott, szakszerű végrehajtásához

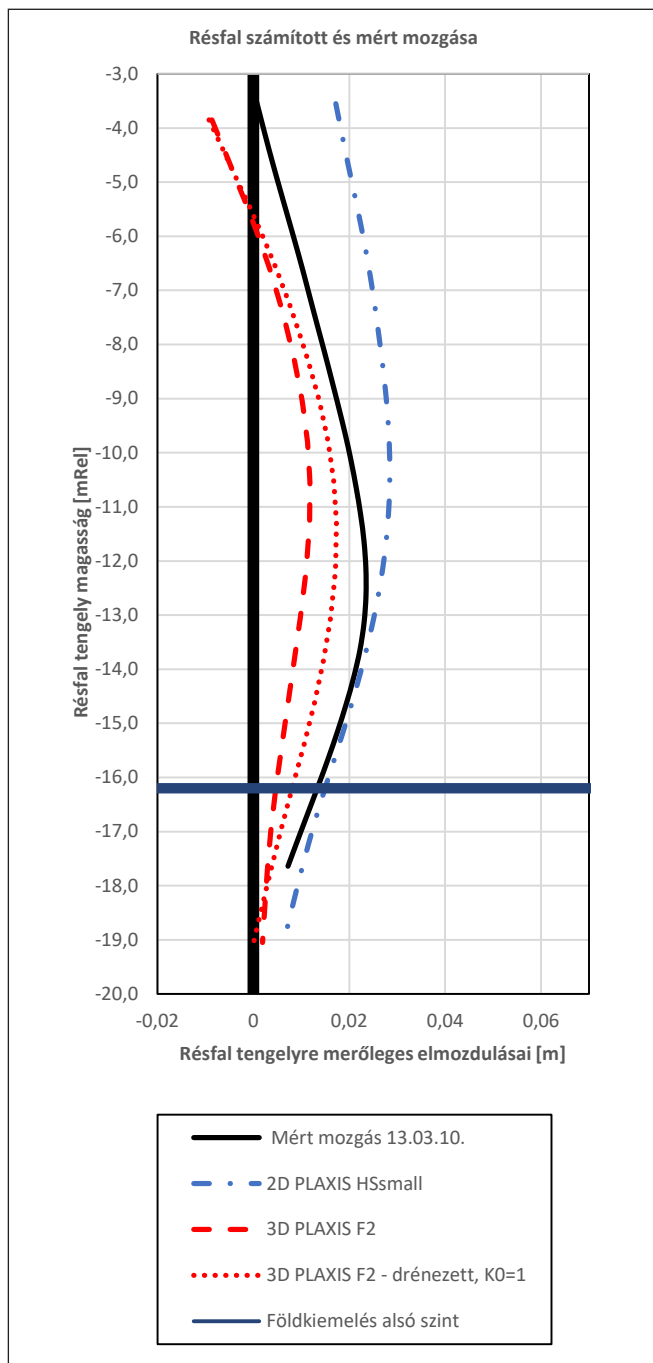


13. ábra: Maximális földkiemelés állapotában a PLAXIS 2D és különböző falbeállítású PLAXIS 3D modellel nyert mozgásképek

további kutatások szükségesek. A bemutatott témakörben a legfontosabb feladat a hazai talajok kis alakváltozások tartományában érvényes merevségi jellemzőire vizsgálata, valamint a részfalak helyes térbeli merevségi jellemzőinek vizsgálata.

9. HIVATKOZÁSOK

- Benz, Th. (2007), „Small-Strain Stiffness of Soils and its Numerical Consequences”, Stuttgart, University of Technology
- Plaxis 3D (2013), „Material Models Manual”, PLAXIS bv, Delft, Netherlands
- Plaxis 3D (2013), „Reference Manual”, PLAXIS bv, Delft, Netherlands
- Schmitt, P. (1995), „Estimating the coefficient of subgrade reaction for diaphragm wall and sheet pile wall design”, Revue Française de Géotechnique, N. 71, 2^e trimestre 1995, 3-10
- Szepesházi A. (2016), „Back-analysis of a deep excavation in Budapest”, Proceedings of ISSMGE 25th European Young Geotechnical Engineers Conference, Sibiu
- Zdravkovic, L. (2009) „Modelling deep excavations in 3D analysis”, Proceedings of ISSMGE International Seminar on Deep



14. ábra: Maximális földkiemelés állapotában a PLAXIS 2D és drénezett, csökkentett túllkonszolidáltságú PLAXIS 3D modellel nyert mozgásképek

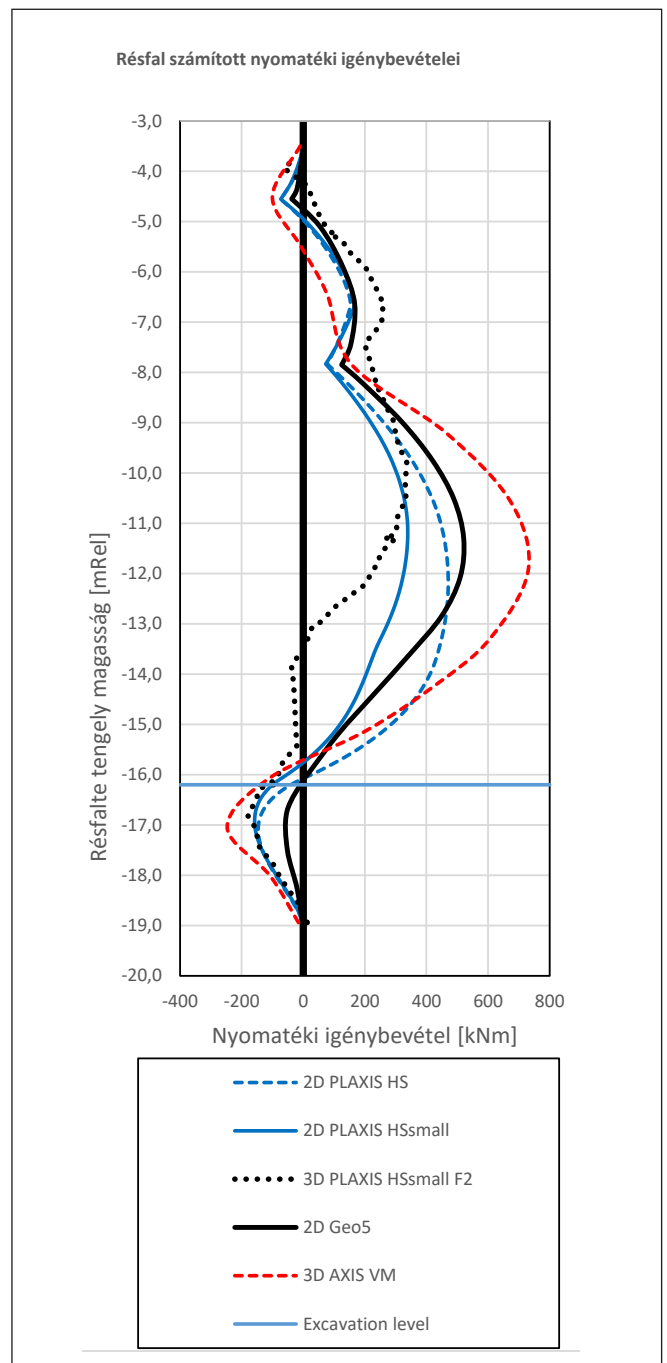
excavations and Retaining Structure, Budapest. (Szerk.: Mahler A., Nagy L.)

10. KÖSZÖNETNYILVÁNÍTÁS

Köszönettel tartozunk a HBM Kft.-nek, amiért rendelkezésünkre bocsátotta a fenti vizsgálatokhoz felhasznált dokumentumokat. Köszönjük Czup Zoltán és Meszlényi Zsolt lektor uraknak, hogy értékes javaslataikkal, meglátásaikkal segítették a cikk véglegesítését!

Dr. Móczár Balázs (1971) okl. építőmérnök, okl. igazságügyi szakmérnök, PhD, egyetemi docens, a BME Geotechnika és Mérnökgeológiai Tanszék oktatója. Fő érdeklődési területei: talaj és szerkezet kölcsönhatása, sík- és mélyalapozások, mély munkagödrök. Az MMK Geotechnikai Tagozat elnökségi tagja. Az MMK Geotechnikai Tagozat Szakértői Testület tagja. Az ISSMGE és a Magyar Geotechnikai Egyesület tagja.

Csapody Gergő (1990) okl. építőmérnök, DU-PLAN Mérnöki Iroda Kft. Fő érdeklődési területei: magasépítés, speciális mélyépítés, talaj



15. ábra: A részfal nyomatóki igénybevételei a különböző szoftverekkel számítva és szerkezet kölcsönhatása.

Szepesházi Attila (1988) okl. építőmérnök, a BME Geotechnika és Mérnökgeológia Tanszék PhD hallgatója. Fő érdeklődési területei: geotechnikai végelelemes modellezés, talaj és szerkezet kölcsönhatása, speciális mélyépítési technológiák.

2D & 3D NUMERICAL BACK ANALYSIS OF A DEEP EXCAVATION IN BUDAPEST

Dr. Balázs Móczár - Gergő Csapody - Attila Szepesházi

A 16 m deep excavation was completed in 2012 providing an underground car park for Eiffel Palace Office building opened in Budapest in 2014. The 27 m high historical masonry facade of the original building on the plot had to be preserved during the works making the multi-anchored diaphragm wall project a special challenge. 2D & 3D finite element back-analyses of the excavation were completed by comparing calculated diaphragm wall behaviour to ones measured by inclinometer pipes. A few well-known finite element software was used and evaluated based on the soil-structure interaction calculations' results.

Keywords: back-analysis, AXIS VM, GEO5, PLAXIS, finite element modelling, deep excavations, anchored diaphragm wall

MAGASÉPÍTÉSI VASBETON HÉJSZERKEZETEK AZ OKTATÁSBAN



Dr. Orosz Árpád

A fib (Nemzetközi Betonszövetség) Magyar Tagozatának 2016. június 9-i ankétján elhangzott előadás összefoglalása. Az ankétot a Pier Luigi Nervi kiállítás kapcsán „Magyarországi magasépítési héjszerkezetek” címmel rendezték meg.

1. JELENTŐSEBB MEGVALÓSULT MAGASÉPÍTÉSI HÉJSZERKEZETEK

A héjépítés magyarországi atyja: Menyhárd István
A 30-as években önálló irodája volt, itt dolgozott Bölcskei Elemér is. Világszínvonalú alkotása az 1941-ben épült Kelenföldi autóbusz garázs: ívekre támaszkodó, elliptikus paraboloid, konoid héjak. Építése idején világrekordnak számított.

1945 után az Ipartervben Menyhárd István vezetésével Kollár Lajos és munkatársai, Dulácska Endre a Buvátiban foglalkoztak héjakkal..

Jelentős alkotások:

- Székesfehérvári alumínium öntöde, elliptikus héj - tervező: Menyhárd István, Iparterv, zseniális kivitelezési módszer
- Kábel és Sodronykötélgár, előregyártott dongahéj – tervező: Mátrai Gyula, Iparterv
- Csepeli Szerszámgyár, elliptikus héjívek – tervező: Reisch Róbert, Iparterv
- Zsolcai elemgyár, dongahéj szerkezetű csarnok
- Kábel- és Sodronykötélgár, előregyártott dongahéj – tervező: Mátrai Gyula, Iparterv
- Székesfehérvári alumínium öntöde, hiperbolikus héj – tervezők: Menyhárd István,

Kollár Lajos, Iparterv

- Szolnoki ipari csarnok, feszített hullámhéj 1964 – tervező: Lőke Endre, Iparterv
- Pasaréti alumínium elliptikus paraboloid – tervező: Menyhárd István, Iparterv

Ezek az ipari csarnokszerkezetek a magyar héjépítéssel jellegzetes alkotásai. Az oktatásnak ezt a fejlődési irányt és alkalmazást figyelembe kellett vennie.

Reprezentatív héjépítéssel az ország adottságai miatt csak kisebb mértékben alakult ki. Jellemző, hogy a Kollár Lajos által tervezett, magas szintű elméleti munkával és laboratóriumi kísérletekkel alátámasztott Budapesti Sportcsarnok nem valósult meg, helyette egy Szovjetunióból importált szerkezetet alkalmaztak.

Néhány kisebb héjszerkezet épült a Balaton mellett és fürdőhelyeken.

2. A HÉJSZERKEZETEK ELMÉLETÉNEK FEJLESZTÉSE SORÁN KIEMELKEDŐ, NEMZETKÖZILEG IS ELISMERT EREDMÉNYEK, KÖNYVEK

- I. Menyhárd István: Héjszerkezetek elmélete I. és II. rész Mérnöki Továbbképző Intézet 1942-43.
- II. Szmodits (?) Kázmér: Héjszerkezetek statisztikája Akadémiai Kiadó 1953
- III. Bölcskei Elemér: Hajlított héjak általános elmélete Magyar Építőipar 1959
- IV. Pelikán József: Hártyszerkezetek Mérnöki Továbbképző Intézet 1963
- V. Márkus Gyula: Körszimmetrikus szerkezetek elmélete és számítása c. több nyelvre lefordított munkája, Műszaki Könyvkiadó 1964
- VI. Menyhárd István: Héjszerkezetek Műszaki Könyvkiadó 1966
- VII. Kollár Lajos, Dulácska Endre: Héjak horpadása c. könyv Akadémiai Kiadó 1975
- VIII. Csonka Pál: Héjszerkezetek Akadémiai Kiadó 1981

3. A HÉJSZERKEZETEK OKTATÁSA

A gyakorló mérnökök számára az 1940-es években, a Mérnöki Továbbképző Intézetben, Menyhárd István ismertette a héjszerkezeteket.

A nappali egyetemi oktatásban Palotás László kezdte el körszimmetrikus héjak oktatását, még tanrendszeren kívül.

A membrán és hajlított héjak oktatását a szerkezetépítő szakos Bölcskei Elemér vezette be, és a felületszerkezetek témakörébe tartozó ismereteket két tankönyvben foglalta össze: (A tankönyv elődjeként a Bölcskei – Orosz: Héjszerkezetek egyetemi jegyzet 1966-ban jelent meg.)

- Bölcskei – Orosz: Vasbeton faltartók, lemezek, tárolók Tankönyvkiadó 1972
- Bölcskei – Orosz: Héjak Tankönyvkiadó 1971

A tankönyvek anyagának megválasztása és tárgyalása az alábbi alapelveket vette figyelembe:

- Tervezőközpontú szemlélet mellett a megvalósítás kivitelezés módszerének ismertetése

- A szabványoktól független tárgyalási módszer
- A tankönyv és szakkönyv egyesítése, a továbbképzés a szakmérnökképzés segítése
- A nappali hallgatók vizsgakövetelménye csak az előadott ismeretanyag lehet
- A létesítmények üzemeltetésével, funkciójával kapcsolatos problémák tárgyalása, bemutatása

4. A TOVÁBBKÉPZÉS KERETÉBEN FOLYÓ OKTATÁS

Az 1960-as években a szakmérnökképzés beindítása során a héjak elméletét Menyhárd István ismertette, így a gyakorlatban dolgozó mérnökök szakmai ismeretei jelentős mértékben elősegítették a héjszerkezetek tervezését és megvalósítását.

A szakmérnökképzés egyik legjelentősebb eredménye, hogy a szerkezetépítő szakon végzett nappali hallgatók mintegy 25%-a szakmérnöki szakon diplomát, továbbá ezek 10-15%-a egyetemi doktori címet szerzett. Ennek a doktoranduszképzésben az a jelentősége, hogy a témák megválasztása ipari jellegű, az ipari kivitelezés fejlődését segíti.

A továbbképzés keretében bevezetett oktatásnak a héjépítés területén meghatározó szerepe volt.

5. ÖSSZEFOGLALÁS

Végeredményként megállapítható, hogy a magas (magyar?) héjépítés elsősorban az ipari termelés létesítményeit valósította meg. Megjelenése, kifejlődése elsősorban a hazai héjépítés atyjának, Menyhárd Istvánnak és az általa kialakított iskolának

köszönhető. A gyakorlati, ipari alkalmazás kényszere vezetett a nappali és szakmérnöki oktatásban való bevezetésére. A magyar mérnökök bebizonyították, hogy ha van építési feladat, akkor azt magas színvonalon, sikeresen képesek megoldani.

Mi legyen a nappali oktatásban a héjszerkezetek témakörben?

Az alapképzésben, minden építő szakon

- membránhéjak: körhenger, körkúp, gömbkupola, torznégyszög, héjívcek bemutatása
- hajlított héjak: körhenger, utalás a simuló körhengerrel való közelítésre
- kivitelezési alapelvek

A mesterképzésben

- membránhéjak általános elmélete
- hajlított héjak elmélete
- speciális héjak: hártyák, légsátrak
- tervezési elvek
- megvalósítási, kivitelezési módszerek
- a víz nyerésével, tárolásával, kezelésével kapcsolatos létesítményeknél alkalmazott felületszerkezetek
- egyéb, az előadó által kiválasztott néhány szerkezet
- az elméleti tárgyalás kiterjesztése a járműiparban, hajóépítésben alkalmazott héjszerkezetek irányába
- a közeli évtizedekben megvalósuló létesítmények tartószerkezeti rendszerei

BETONTECHNOLÓGUS SZAKIRÁNYÚ TOVÁBBKÉPZÉS A BME ÉPÍTŐMÉRNÖKI KARÁN 2017-2018

A BME Építőanyagok és Magasépítés Tanszék szervezésében induló négy féléves kurzusra várjuk az érdeklődő kollégák szíves jelentkezését

A betonnal szembeni fokozott elvárások (pl. nagy szilárdság, tartósság, veszélyes hulladékok tárolása stb.), a speciális igényeket kielégítő betonok kifejlődésének és az európai szabványok megjelenésének hatására a betontechnológia jelentősége egyre nagyobb hangsúlyt kap és érdeklődésre tart számot napjainkban.

A BME ÉMK *Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszék* a diplomával záruló **Betontechnológus Szakirányú Továbbképzése** a betontechnológia körébe tartozó legújabb ismeretek átadásával kívánja segíteni a praktizáló kollégákat. Saját, jól felfogott érdekében minden cégnek rendelkeznie kell jó betontechnológussal.

A továbbképzés célja, hogy a résztvevők megszerezzék a legfrissebb betontechnológiai ismereteket. Ennek érdekében a hallgatók a betontechnológiai módszerek mellett elmélyedhetnek a speciális tulajdonságú betonok témakörében, a betonalkotók anyagtanai kérdéseiben, az építőanyagok újrahaznosításában, a környezetvédelmi kérdésekben, a betonstruktúra elemzésében és annak hatásában a tartósságra, a diagnosztika nyújtotta lehetőségekben – aminek eredményei megfelelő javítási vagy megerősítési mód kiválasztását teszik lehetővé, a mély és magasépítési szerkezetek betontechnológiai szempontból jelentős tervezési és kivitelezési kérdéseiben –, a betongyártás és előregyártásban, a minőségirányítás és minőségbiztosítás módszereiben, valamint áttekintést kapnak a vasbetonépítésben megjelent legújabb anyagokról is a tanfolyamon.

Mindezen ismereteknek még fokozottabb jelentősége van az MSZ EN 206:2014 európai betoni szabvány és az MSZ 4798:2016 *“Beton. Műszaki követelmények, tulajdonságok, készítés és megfelelés, valamint az EN 206 alkalmazási feltételei Magyarországon”* szabvány megjelenése óta.

A tananyag egymásra épülő rendszerben áttekinti a betontechnológiához szükséges összes ismeretanyagot, valamint a hozzájuk kapcsolódó jogi, gazdasági és vezetélméleti kérdéseket.

A négy féléves képzés (legalább szakirányú BSc diplomával) levelező rendszerben történik – félévenként 3-3 konferenciahat általában hétfő 10.00-tól csütörtök 16.00-ig – amely az utolsó félévben szakdolgozat készítéssel zárul.

A következő tanfolyam kezdete: 2017. február.

Jelentkezési határidő: 2017. január 20.

A jelentkezéshez kérjük csatolja:

- a végzettséget igazoló oklevél másolatát,
- 2 db igazolványképet,
- eredeti hatósági erkölcsi bizonyítványt
- szakmai önéletrajzot.

További információ, ill. kérdés esetén forduljon Sánta Gyulánéhoz (tel: (1) 463-4068, e-mail: titkars@eik.bme.hu).

A tanfolyam részletes leírása és a jelentkezési lap a <http://www.em.bme.hu/em/betontechnologus> internetes oldalon található.

Dr. Balázs L. György, tanszékvezető, tanfolyamvezető tanár
balazs.gyorgy@epito.bme.hu

VILLANÁSOK A MŰVÉSZRŐL, A MÉRNÖKRŐL, A KREATÍV EMBERRŐL: MEDGYASZAY ISTVÁN RÓL



Gyukics Péter

Az elmélet és a gyakorlat, a haladás és a hagyomány, a mesterség és a művészet ellentétesnek vélt fogalmait birtokolta, ötvözte, harmonizálta egyéniségében. Ez tükröződik Medgyaszay nemzetközileg is elismert munkásságában.

1. KŐMŰVES SEGÉDBŐL ÉPÍTŐMŰVÉSZNÉ

Édesapja Benkó Károly kőművesből lett sokat foglalkoztatott építész, az első magyar cementgyár alapítója. Medgyaszay 1877-ben Benkó Istvánként született. 1906-ban gyakorló építészként vette fel az anyai ágról a Medgyaszay nevet.

Apja gyerekként sokszor magával vitte építkezéseire. Tizenhat éves volt apja korai halálkor. Emiatt korán részt kellett vállalnia családja fenntartásában. Kőművesinasként kezdett dolgozni. Ügyessége, rátermettsége révén rövid idő alatt kőművesként dolgozhatott, így tisztas megélhetést biztosított



1. ábra: Veszprém, színház

családjának. A Magyar Mérnök és Építész Egylet anyagi támogatása tette lehetővé tanulmányai folytatását. Egyetemi éveit a bécsi és budapesti Műegyetemen töltötte. Bécsben a korszak egyik legnagyobb hatású és leghaladóbb építészének, Otto Wagner mesteriskolájának kitüntetett növendéke volt. Bécsben figyelt fel a népművészet fontosságára is. Hazatérve az elsők között kezdte gyűjteni a népi építészet kincseit. Építőművészetében egyedülállóan ötvözte a legújabb szerkezeti elveket a népi hagyománnyal. Az Erdélyben és a Dunántúlon folytatott gyűjtés során a motívumokkal, építési megoldásokkal együtt tanulmányozta az emberek gondolkodását is, hogy megértse építési fogásait miértjéért. Ez tette lehetővé, hogy a népi motívumokat továbbgondolva, szervesen használva alkalmazza épületein.

2. ÉPÜLETEIBŐL

A magyar építész sikerét az 1908. májusában, Bécsben rendezett VIII. Nemzetközi Építészet-kongresszuson „A vasbeton



2. ábra: Veszprém, színház a nézőtér részlete

művészi formája” című korszakos előadása is alátámasztja. A kongresszuson a világ minden tájáról több mint ötszáz építész vett részt, köztük természetesen a magyar szakma színe-java is. Mi volt az előadás jelentősége? (Medgyaszay akkor 31 éves volt.)

„Ez volt azon ritka pillanatok egyike az egyetemes építőművészet történetében, amikor - Medgyaszay révén - a magyar építőművészet megelőzte Európa építészetét, sőt utat mutatott a Nyugatnak. Megszabta az eljövendő évezred új építőanyaga, a vasbeton művészi formálásának esztétikai alapelveit, annak rendjét - minden időkre örök érvényűen. És ezt nem csak elméletileg fejtette ki, hanem az akkor elkészült veszprémi színházról felvett fotóival be is mutatta.” (Bartha Zoltán: Őszinte és nyílt beszéd ...)

Ahogy Zielinski Szilárd sinkai vasbeton viaduktjának, úgy Medgyaszay veszprémi vasbeton színházának világszerepe sem ismert. Az elsőnek nevezett svájci Langwieser Viadukt építői Erdélybe mentek tanulmányozni Zielinski 1908-ban elkészült völgyhídját, ezzel elismerve annak elsőségét, azt, hogy a világon az első nagy fesztávolságú vasúti vasbeton hídja a sinkai volt.



3. ábra: Sopron, színház

Medgyaszay veszprémi vasbeton színházáról sem ismert, hogy az volt a világ elsőként vasbetonból épített teátruma. Holott már 1908-ban készen volt, míg az elsőnek tartott párizsi Théâtre des Champs-Élysées színház építése csak öt évvel később, 1913-ban fejeződött be.

No de ne búsongjunk. Mindkét vasbeton alkotásunk – a sinkai viadukt és a veszprémi színház – gazdagította a magyar építészetet, és háttérrel biztosított a továbbfejlődéshez!

Medgyaszay a veszprémi színház sikere alapján megbízást kapott a soproni színház átépítésére. Mindössze hat hónapja volt a bontásra és építésre! A határidőt tartani tudta és 1909. karácsonyára a munka elkészült.

Mi volt a feladat Sopronban?

A régi színház külső falait megtartva kellett az új épületet megalkotnia. Ám ez a megkötöttség javára vált, a belső tér praktikus átalakításával oldotta meg a feladatot. Az épületkülső és belső is emlékeztet a veszprémire, ám mégis egyedi. A népi motívumok szerves, a korhoz igazodóan feldolgozott változatainak alkalmazása, a páholsorokat tartó vasbeton konzolokkal a nézőtér földszinti terének bővítése mindkét városban megtalálható. A két színházban azonosak a gótikára emlékeztető előregyártott ablakkeretek, és az épületen fölül végigfutó kerámia-motívum sor. Ám Sopronban más az épület tömegének megformálása, a homlokzati sgrafitto (vakolatkép) és az épület összképe. Eltérés az is, hogy itt nem a semmiből kellett újat építeni. Volt, amit a főfalakon kívül meghagyott vagy visszaállított. Az előző épület főbejárata fölötti erkélyt építette vissza. Ebben ötvözte a hagyományt az újjal és a népiéből hozott formakincessel. Az erkélyt négy klasszikus oszlop tarja. Ezeket a dór oszlopokon függőlegesen végigfutó homorú vájatokat megtartotta / újra építette, ám az oszlopfejeket az új anyag követelményeinek megfelelően szűkítette. A

4. ábra: Sopron, a főbejárat feletti erkély



vasbeton esetében igen kicsiny, de nagyon pontosan kialakított felfekvés szükséges, szemben a klasszikus kőoszloppal, amely oszlopfőjének a törzsnél szélesebbnek kell lennie. A vasbeton oszlopfő díszítése az új anyag szabadon alakítható tulajdonságait tükröző, keleties motívum. Az erkélykorlát a népi eredetű ornamentikának / díszítésnek az új anyagban való megjelenítése.

A két színház után felépítette addigi tanulmányinak, népművészeti gyűjtőútjainak, gyakorlati és elméleti tapasztalatainak esszenciáját, a rárósmulyadi templomot.

Legegyénibb épülete; egyedi kompozíció, egyedi térformálás, különleges hangulat kívül és belül. Minden ízében vasbeton! A különálló torony, amely a körösfői templomtorony vasbetonba átköltött változata, nyaktaggal kapcsolódik a nyolcszög alaprajzú templomtérhez. A templom lefedésére gömbcikkelyes vasbeton kupolát tervezett. A gömbcikkelyes előregyártással készültek. Ezek összebetonozásával 8 cm vastagságú héjat hozott létre. Az, hogy az előregyártott elemeket az építkezésen, vagy másutt készítették, jelenleg még nem tisztázott. Ám ez az előregyártás tényén - ami akkoriban ilyen bonyolult térbeli alakzatoknál ritkaság volt - mit sem változtat. A nyolcszög sarkain halottak lelkét őrző angyalok állnak. Az épület sírbolt templomként és községi templomként is funkcionál. Az angyalok talapzataként betontömbök szolgálnak, és az azokat összekötő vasbeton abroncsokkal együtt valószínűleg részt vesznek a szerkezet erőjátékában is.

3. MEGÁLLAPÍTÁSOK

Pályája elején három rendkívüli, forradalmian új épületet alkotott. Mindhárom vasbetonból. Hogyan?

- Számításokkal igazolta és kihasználta az új építőanyag, a vasbeton tulajdonságait, a benne rejlő lehetőségeket.

- Bécsi és budapesti műszaki tanulmányai alapján korának legújabb szerkezeti megoldásait alkalmazta.

- Műszaki tudását, leleményét, gyakorlati tapasztalatit ötvözte művészi elképzeléseivel, invencióival.

- Egyedülállóan ötvözte a népi építészet hagyományait kora legújabb szerkezeti törekvéseivel.

- 2017-ben lesz születésének 140. évfordulója. Én műveinek művészi fotóival, azokból rendezett kiállítással és egy részletes cikksorozattal igyekszem Medgyaszayra, a méltatlanul elfeledett építőművészre felhívni a figyelmet.

5. ábra: Rárósmulyad, templom



For immediate release For immediate release For immediate release

Press contact: Marianne Fourie

marianne.fourie@epfl.ch

Tel.: +41 21 693 2749

13 January 2016

Secretary General David Fernández-Ordóñez

The *fib* is pleased to announce the appointment of Dr David Fernández-Ordóñez as its new secretary general.



fib Secretary General David Fernández-Ordóñez
Photo credit: Marianne Fourie

Dr Fernández-Ordóñez commenced his executive duties in Lausanne on 4 January 2016.

At the time of his appointment Dr Fernández-Ordóñez was Deputy Director of the School of Civil Engineers at the Technical University of Madrid. Earlier in his career he worked as Technical Manager for two Spanish producers of precast concrete. His experience in both the public and academic sectors makes him ideally suited to represent the members of the *fib*.

The *fib*'s new secretary general has been actively involved in the organization as a member since 1999 and was both a deputy of the Spanish delegation and Chair of *fib* Commission 6: *Prefabrication*.

Dr Fernández-Ordóñez also played important roles in ACHE (Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural) and the Juanelo Turriano Foundation, an educational institution in Madrid for the history of engineering.

About the *fib*

The Fédération internationale du béton (*fib*) / International Federation for Structural Concrete is a not-for-profit association founded in 1998 from the merger of the CEB (Comité euro-international du béton) and the FIP (Fédération internationale de la précontrainte).

VÖRÖS JÓZSEF 70. SZÜLETÉSNAJÁRA



Vörös József a MÁV Zrt. Pályavasúti Üzletág Pálya és Mérnöki Létesítmények Főosztály Mérnöki Létesítmények Osztályának nyugalmazott osztályvezetője.

Szakmai munkájában elsősorban a feszített vasbeton hidak építése dominált. Az első hazai, szabadon szerelt híddal kapcsolatos tevékenységét 1978-ban Álami Díjjal ismerték el.

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

1976 és 1979 között a Győri Távközlési Műszaki Főiskolán, 1991-től a Budapesti Műszaki Egyetem Építés-kivitelezési, valamint a Hidak és Szerkezetek Tanszékén volt előadó. Több éven keresztül oktatott a BME Mérnök-továbbképző Intézet műszaki ellenőr képzési kurzusain. Több mint tíz, magas színvonalú szakmai-tudományos konferencia szervezésében vett részt.

Újjászervezése óta tagja a Magyar Mérnöki Kamarának, részt vett a Közlekedési Tagozat minősítő bizottságának és a Tartószerkezeti Tagozat Hidász Szakosztály oktatási bizottságának munkájában. A Kamarában végzett munkájáért 2003-ban Csány László-díjat kapott.

Több, mint negyven cikke jelent meg különböző szakmai tudományos folyóiratokban, és számtalan előadást tartott hídépítéssel összefüggő témakörökben. A Korszerű vasút, korszerű vasúttechnika, a Magyar vasút 150 éve című szakkönyv, a Vasúttechnikai kézikönyv és még számos tudományos ismeretterjesztő mű társszerzője, a Vasúti hidak... kötetek sorozatszerkesztője, a Vasúti hidak és műtárgyak könyv írója.

Elismert, színvonalas szakmai folyóiratok szerkesztésében vesz részt, felelős szerkesztője a Magyar Tudományos Művek

Tára által akkreditált Sínek Világának, továbbá szerkesztői-bizottsági tagja a Vasbetonépítés című szakmai folyóiratnak.

Részt vett a nagy sebességre alkalmas vasúti híd provizóriumok hazai kifejlesztésében, gyártásában és bevezetésében.

1997 és 2000 között közreműködött Közép-Európa leg-hosszabb vasúti völgyhídjára, az első hazai, szakaszosan betolt feszített vasbeton híd építésének előkészítésében, tervezésében és megvalósításában, valamint a bajai Duna-híd és a tiszauji Tisza-híd átépítésében.

Hidosztályvezetőként irányította a vasúti műtárgyak tervezését, felügyelte a kivitelezést és az üzemeltetést.

Tudományos tevékenységéért 1999-ben a Közlekedéstudományi Egyesület arany fokozatát, 2001-ben az Egyesület által alapított Jáky-díjat kapta.

Tagja a *fib* (Nemzetközi Betonszövetség) Magyar Tagozatának, ezen belül a Palotás-díj kuratóriumának. Kuratóriumi elnöke a Vasúti Hidak Alapítványának. Tevékenysége során a vasúti technikatörténet kutatásában és feldolgozásában, egyetemi hallgatók és gyakorló hidász szakemberek oktatásában és továbbképzésében, vasúti hidak közlekedésbiztonsági, műszaki és környezetvédelmi fejlesztésében szerzett érdemeket.

Szakmai, tudományos tevékenysége, a vasúti közlekedés fejlesztése érdekében végzett munkája elismeréseként 2007-ben a Magyar Köztársaság elnökétől a Magyar Köztársasági Érdemrend Lovagkeresztje kitüntetését vehette át.

2007 végén nyugállományba vonult, azóta a PREFLEX' 2008 Kft. ügyvezetőjeként jelentős, uniós pénzből megvalósuló projekteknél és nagyberuházások mérnöki feladataiban vesz részt. 2016-ban a Magyar Út és Vasúttügyi Társaság Milliareum Aureum (Arany Mérföldkő) kitüntetésében részesült.

Szeretettel köszöntjük születésnapja alkalmából, és kívánunk további sok sikert.

Träger Herbert és Balázs L. György

KOVÁCS ZSOLT 75. SZÜLETÉSNAJÁRA



1941. március 28-án született Budapesten. Diplomáját 1964-ben szerezte az Építőipari és Közlekedési Műszaki Egyetem Mérnöki Karán. Vasbetonépítési szakmérnöki oklevelet kapott a Budapesti Műszaki Egyetemen 1969-ben. Mérnöki tevékenységét 1964-ben kezdte az Út-, Vasúttervező Vállalatnál. 1976-tól irányítótervezőként dolgozott a Hídirodán, 1986-1987 között szakosztályvezető,

1987-1997 között a beosztása osztályvezető-helyettes, nyugdíjba vonulásáig hídszakági igazgató az Uvaterv Zrt.-nél.

Pályafutása során a hídtervezés különböző területein dolgozott és szerzett tapasztalatokat. Tevékenysége kezdetben elsősorban vasbeton és feszített beton szerkezetek tervezése volt. A Hídirodán végzett több mint negyven éves szakmai munkája során mindig az újszerű megoldások és szerkezetek kidolgozásában vett részt, illetve azok egyik kezdeményezője volt.

Tevékenyen közreműködött a korszerű hídépítési technológiák bevezetésében. Egyik irányító tervezője az első konzolosan, csúszó zsaluzattal épített feszített vasbeton hidaknak, mint a győri Kis Duna-híd, a csongrádi Tisza-híd.

Másik nagy szakterülete a szakaszos előretolással épülő feszített vasbeton hidak. Felelős tervezője az M1 autópálya ilyen technológiával épült Rába-hídjának és a szolnoki Holt Tisza-hídnak. A szabadbetonozás és a szakaszos előretolási technológia egy műtárgyon belüli együttes alkalmazásában vezető szerepet töltött be a szolnoki Szent István híd tervezésében. Közreműködött az M0 autópálya Soroksári-Duna balpályahíd, a cigándi Tisza-híd és számos autópálya műtárgy tervezésében. Felelős tervezője volt az Árpád-híd középső szerkezet felújításának. Az M3 autópálya ösvér felszerkezettű Tisza-híd főtervezését is ő végezte. Szakmai kihívást jelentett számára az M9 autótű szekszárdi Duna-híd tervezésének előkészítő munkája, tendertervének elkészítése, s annak főtervezői tevékenysége. Főtervezésében készültek az alapozások, pillérek és az ártéri hidak. Generál tervezője volt az M43 autópálya

Tisza-híd ajánlati tervének, amely híd ártéri szerkezetének kiviteli tervezését is irányította. Önálló munkája volt az M7 autópálya Mura-híd engedélyezési és kiviteli terve, majd az M44 autótűt Körös-hídjának engedélyezési és kiviteli terve. Közreműködött az M7 autópálya határhíd megvalósításának előkészítésében. Jelentős szerepet töltött be a horvát-magyar szakmai együttműködés kiépítésében. Az Ápád-hídon és a Rákóczi-hídon a villamospálya felújításának, illetve átvezetésének tervezését is ő irányította.

Munkája során több szolgálati szabadalom társszerzője volt. Tagja a KTE-nek és a **fib** Magyar Tagozatának. 40 éves szakmai munkássága elismeréseként 2004-ben Magyar Köztársasági Érdemrend Lovagkeresztje kitüntetését kapta.

A magam és munkatársai nevében elismeréssel gratulálunk több mint fél évszázados kimagasló szakmai tevékenységéhez. Magánéletéhez sok szeretettel kívánunk nagyon sok örömet és minél jobb egészséget.

V. L.

DR. BÉRES LAJOS 80. SZÜLETÉSNAJÁRA



A **fib** Magyar Tagozata tisztelettel köszönti a magyar betontudomány és technika kiváló fejlesztőjét, egyesületünk fennállása óta megbecsült tagtársunk jubiláris születésnapja alkalmából.

Béres Lajos 1959-ben szerzett mérnöki oklevelet. Már hallgató korában dolgozott demonstrátorként a Műgyetem Beton és Vasbeton Laboratóriumában. Ez vonzotta további tevékenységéhez. Teljes

aktív életpályája az Építéstudományi Intézethez kötődött. Tevékenységének középpontjában a szerkezeti anyagok kutatása és fejlesztése állt. Ezen belül is fő kutatási területe a betonok szilárdsági és alakváltozási állapotaihoz kapcsolódott. Az anyagvizsgálatok fejlesztésére új laboratóriumi eszközöket fejlesztett, és korszerű eljárásokat alkalmazott. Értékes eredményekre jutott a betonok tartós alakváltozásának és tönkremenetelének kutatásában. Tudományos munkásságának eredményeit hazai és nemzetközi szakfolyóiratokban és ÉTI tanulmányokban tette közzé. A betonok ismételt terhelésének tárgykörében írt kandidátusi értekezését 1988-ban védte meg.

Az alap kutatásban végzett széleskörű munkája mellett sok témája kapcsolódott újszerű építési rendszerek fejlesztéséhez. Ezek közül különösen jelentősek az előregyártott vasbeton szerkezetekkel kapcsolatos komplex tervezési-kísérleti vizsgálatai. A szakértői szakosztály vezetőjeként számos meghibásodott épület vizsgálatában, a hibák okainak feltárásában és a helyreállításmódjainak kidolgozásában személyesen is sok részt vállalt.

Az ÉTI osztályvezetői, majd műszaki igazgatói posztján jelentős szerepet töltött be. Nevéhez fűződik munkahelye kutatási-fejlesztési eredményei ipari alkalmazásának nagy része. Tapasztalatait a BME-n, ill. a Mérnöktovábbképző Intézet előadójaként adta át a fiatalabb nemzedéknek. Részt vett az MTA, az OMF B munkájában, hazai és nemzetközi szabványok létrehozásában. Két évtizeden át működött közre a KGST országok építési kutatásaiban és a magyar tagozat irányításában. Feladatokat vállalt a CEB, CIB, RILEM keretében, az ÉTÉ-ben, az MMK-ban és jelenleg is a **fib** Magyar Tagozatában.

Az 1990 utáni években a Kármán Tamással közösen alapított mérnöki iroda egyik vezetőjeként kamatoztatta szakmai tapasztalatait, szervezőképességét és közgazdasági ismereteit. Részt vett vállalatok átalakításában, privatizációjában, az új cégek tevékenységének felügyelőbizottsági ellenőrzésében. Másfél évtizeden keresztül külföldi bankok által finanszírozott magyarországi nagyberuházások pénzügyi-műszaki ellenőrzését is végezte. Napjainkban is rendszeresen vállal igazságügyi szakértői megbízást.

Béres Lajos szakterülete művelése mellett állandóan képezte magát a kapcsolódó tudományágakban. Három nyelvvizsga, közgazdaságtudományi képzettség, vállalatvezetői ismeretek szerzése mellett filozófiai és pszichológiai tanulmányok szélesítették tudását.

Kedves barátunk a magyar építőipar számára mindig hasznos, kedve szerinti tevékenységéhez további sikert, jó egészséget, családja körében sok örömet kívánunk.

T. G.



A Hídtechnika Kft. 1991-ben alakult.

Tevékenysége napjainkban:

- szigetelések (mélyépítés, magasépítés),
- korrózióvédelem (üzemi, helyszíni),
- sóvédelem,
- közlekedési, mélyépítési, magasépítési létesítmények komplett építési munkái (autópálya-hidak, felüljárók, mélygarázs),
- hidak és egyéb mérnöki létesítmények rehabilitációs munkái,
- környezetvédelmi létesítmények készítése (hulladéklerakók, hulladékgyűjtő szigetek),
- injektálások, betonlövési munkák, zajvédő falak építése és felújítása, ipari padlóburkolatok kialakítása,
- földművek készítése,
- szennyvízkezelési, szennyvízelvezetési rendszerek építése,
- vízepítési kivitelezés.

Hídtechnika Hídépítő Karbantartó és Szigetelő Kft.

1138 Budapest, Karikás Frigyes u. 20. • Tel.: 06-1-465-2329 • Fax: 06-1-465-2335

E-mail: hidtechnika@chello.hu

www.hidtechnika.hu

CONSOLIS

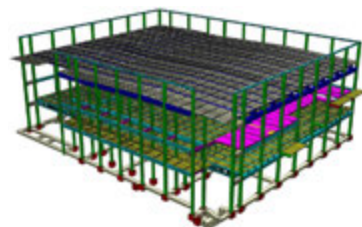
ASA

ASA Építőipari Kft.

Minőség és innováció az építésben

1036 Budapest, Lajos u. 78.

www.asa.hu



A szikszói Hell Quality Pack üzemhez több mint 100 db 40 m-es feszített tartót szállítottunk és szereltünk.



A pásztfői Eglo magasraktárnál 26 m hosszú pilléreket szereltünk bonyolult földépcsomópontokkal.



A szombathelyi stadion és sportkomplexum munkálatai gőzerővel folynak.



Az 5000 főt befogadó MTK stadion szerkezete is ASA termék.

A JÖVŐT ÉPÍTJÜK



A-HÍD ZRt.
H-1138 BUDAPEST
KARIKÁS FRIGYES U. 20.

www.ahid.hu



A-HÍD