

VASBETONÉPÍTÉS

CONCRETE STRUCTURES

JOURNAL OF THE HUNGARIAN GROUP OF *fib*



Almási József – Zeleny Lajos

EGY ENERGIAKÖZPONT TARTÓSZERKEZETI TERVEZÉSÉNEK SAJÁTOSSÁGAI

26

Dr. Szalai Kálmán

AZ OSZTOTT BIZTONSÁGI TÉNYEZŐS MÉRTEZÉS BEVEZETÉSE MAGYARORSZÁGON AZ 1949/51 ÉVEKBEN

35

Dr. Móczár Balázs – Dr. Mahler András –
Polgár Zsuzsanna

TALAJ ÉS SZERKEZET KÖLCSÖNHATÁSÁNAK ÖSSZEHASONLÍTÓ VIZSGÁLATAI VASBETON LEMEZALAPPAL KÉSZÜLŐ VÁZAS ÉPÜLETEK ESETÉN

41

SZEMÉLYI HÍREK

**Dr. Kisbán Sándor köszön-
tése 65. születésnapjára**
Dr. Tariczky Zsuzsanna
**köszöntése 75. születés-
napjára**

47

fib BULLETINS

48

2014/2

XVI. évfolyam, 2. szám



Kompetenciánk a referenciánk.

„A sokéves tapasztalatot új ötletekkel ötvözni:

A legnagyobb és legbonyolultabb

ez a kihívás a számomra”, Lachmann Botond, főmérnök

műtárgyaknál is.

www.meva.hu

... Sokkal több, mint
zsalu

 **meva**

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. Kopecskó 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

Mérnökgeológia Tanszék

1111 Budapest, Műegyetem rkp. 3.

Tel: 463 4068 Fax: 463 3450

E-mail: fib@eik.bme.hu

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

Az internet verzió

technikai szerkesztője: 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:

Hoover dam és Hoover bridge Nevada

és Arizona határán a Colorado folyón (USA)

Fotó: Balázs L. György

TARTALOMJEGYZÉK

- 26** Almási József – Zeleny Lajos
**EGY ENERGIAKÖZPONT TARTÓSZERKEZETI
TERVEZÉSÉNEK SAJÁTOSSÁGAI**
- 35** Dr. Szalai Kálmán
**AZ OSZTOTT BIZTONSÁGI TÉNYEZŐS
MÉRETEZÉS BEVEZETÉSE MAGYARORSZÁGON
AZ 1949/51 ÉVEKBEN**
- 41** Dr. Móczár Balázs – Dr. Mahler András – Polgár Zsuzsanna
**TALAJ ÉS SZERKEZET KÖLCSONHATÁSÁNAK
ÖSSZEHASONLÍTÓ VIZSGÁLATAI VASBETON
LEMEZALAPPAL KÉSZÜLŐ VÁZAS ÉPÜLETEK
ESETÉN**
- 47** **SZEMÉLYI HÍREK**
Dr. Kisbán Sándor köszöntése
65. születésnapjára
Dr. Tariczky Zsuzsanna köszöntése
75. születésnapjára
- 48** *fib* **BULLETINS**
fib **Bulletin 70: Code-type models**
for concrete behaviour
fib **Bulletin 71: Integrated life cycle**
assessment of concrete structures

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 Vas-
betonipari Zrt., Pont-Terv Zrt., Strabag Zrt., Swietelsky Építő Kft., Uvater Zrt.,
Mélyépterv Komplex Mérnöki Zrt., Hídtechnika Kft., Betonmix Mérnökiroda Kft.,
CAEC Kft., Pannon Freyssinet Kft., Stabil Plan Kft., SW Umwelttechnik Ma-
gyarország Kft., Union Plan Kft., DCB Mérnöki Iroda Kft.,
BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszék,
BME Hidak és Szerkezetek Tanszék

EGY ENERGIAKÖZPONT TARTÓSZERKEZETI TERVEZÉSÉNEK SAJÁTOSSÁGAI



Almási József – Zeleny Lajos

A következőkben rövid áttekintést adunk az energiaépületek tartószerkezeti tervezési sajátosságairól, egy megépült energiaközpont tapasztalatait felhasználva. A cikk az energia- központok funkcióját és az ahhoz alkalmazkodó épületelrendezést, kialakítást, valamint a speciális terheléseket is bemutatja. Felhívja továbbá a figyelmet arra, hogy ilyen típusú épülettervezésnél a beépülő berendezésekből adódó követelmények „rugalmas befogadására” kell felkészülnie a statikus tervezőnek, illetve az általa tervezett szerkezetnek.

Kulcsszavak: Energiaközpont, funkció, általános elrendezés, speciális terhelések, csőfelfüggesztés, kazán, kémény, víztározó medence

1. BEVEZETÉS

Az energiaszolgáltatás növekedésével párhuzamosan egyre több szükség van településeket vagy gyáregységeket ellátó kisebb erőművekre, energiaellátó központokra.

Az energiaközpontok sajátos tervezési szemléletet igényelnek. Az épület fő funkciója az energiatermeléshez, vagy közvetítéshez szükséges gépészeti és elektromos berendezések befogadása. Ezek a berendezések nagymértékben függenek a beszállítóktól, akik a szerkezet tervezése során lehet, hogy még nem is ismertek, vagy ha igen, akkor is jó eséllyel változhatnak a berendezések árának függvényében. Így a szerkezet tervezése során fel kell készülni arra, hogy a gépészeti és elektromos berendezések, csővezetékek többször is megváltozhatnak, amik – jelentős terhelésük miatt – visszahathatnak a tartószerkezet egészére is. Ezért a szerkezet kialakításánál arra kell törekedni, hogy ezeket a változásokat a szerkezet legyen képes „befogadni” a berendezések szerelése, illetve akár a későbbi üzemeltetés során is.

Az alábbiakban egy gyár energiaközpontjának tervezési tapasztalatait megosztva igyekszünk rávilágítani az energiaközpontok szerkezettervezési sajátosságaira.

2. AZ ENERGIAKÖZPONT FŐBB FUNKCIONÁLIS RÉSZEI

Az energiaépület főbb funkciói többek között az alábbiak lehetnek:

- az iparterület fűtővízzel való ellátása, melyet nagyméretű kazánnal biztosítanak (egyenkénti súlya kb. 120 tonna), amihez kb. 50 m magas kémény is tartozik,
- a gyár tartalék árammal való ellátása generátorokkal (egyenkénti súlya kb. 30 t),
- transzformátorok számára helyiség biztosítása,
- a gyártósoroknál alkalmazott sűrített levegő előállításához szükséges kompresszorok elhelyezése,
- technológiai hűtővíz biztosítása nagyméretű medencékben (egyenként kb. 2000 m³)
- tűzvíz biztosítása oltáshoz

Az üzemeltetés során elsődleges szempont a funkciók zavartalan működésének biztosítása. A tervezés során mindent ennek a vezérelvnek kellett alávetni.

3. AZ ENERGIAKÖZPONT ÁLTALÁNOS BEMUTATÁSA

Az energiaközpont épületegyüttese általában három fő épületrészből áll, úgymint csarnok és víztározó központ, és a hozzá kapcsolódó kéményekből. A felsorolt funkciók befogadásához szükséges csarnoképület befoglaló mérete esetünkben: kb. 80 x 90 m (1. ábra).

A víz tárolására és hűtésére szükséges építmény 20 x 90 m alapterületű kiterjedésű (2. ábra).

Tűzvédelmi okok miatt a tartószerkezetek anyagát elsősorban vasbetonra célszerű választani.

A **csarnoképület** általában kétszintes és több funkció is elhelyezhető benne (3a-3d. ábrák), de a funkciótól függően a csarnok egyik része szilárd vasbeton födémmel, másik fele acélszerkezetű födémmel is kialakítható.

A cikk alapjául szolgáló megépült energiaközpont esetében a vasbeton födémmel fedett rész földszintjére kompresszorok a hozzájuk kapcsolódó tartályokkal, illetve egyéb oltóvízzel, hűtővízzel kapcsolatos gépészeti berendezések kerültek.

A **vasbeton födémcsarnokrész** emeletén kaptak helyet a transzformátorok és ezek kiegészítő berendezései, továbbá légkezelő berendezések és irodahelyiségek.

Az **acélszerkezetű födémmel ellátott** másik csarnokrészben a kazánok, a generátorok és kapcsolódó egységeik találhatók. Ez a terület szintén kétszintes, de itt a két szint azonos funkciója miatt jelentős számú, nagyméretű csőátvezetések vannak a szintek között, melyek pontos helyei és méretei a tervezés időszakában még általában nem ismertek. Így célszerűbb az osztófödém acélszerkezetből, illetve ezekre kerülő, könnyen bontható és átalakítható járőracsokból kialakítani.

A **víztározó központ** kb. 20 x 90 m alapterületű és 7,5 m magasságot kívánt meg és három medencéből áll: két hűtővíz- és egy tározómedencéből. A medencék a térszint felett helyezkednek el, és a csarnoktól el vannak választva, de a „kompaktság” érdekében a medencék és a csarnok szorosan egymás mellé épültek. Ebből adódóan a medencék vízzáróságának ellenőrzése, esetleges javítása külön problémaként jelentkezik, ha a medence építésének időpontja nem előzi meg kellő idővel a csarnoképítést. A gyakorlat azt mutatja, hogy a csarnoképület rendszerint előbb épül meg – az eltérő építési



1. ábra: Energiaközpont nézeti képe: nyugati és déli homlokzat

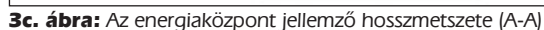


2. ábra: Vízvározó központ a csarnok mögött, északi és nyugati homlokzat

technológia miatt -, mint a hozzá közvetlenül kapcsolódó medence, így a vízzáróság biztosítása a betonszerkezettel önmagában szép célkitűzés lehet, de az építés során szükséges számos vízzáró munkahézag kialakítása, ellenőrzése és utólagos javítása (pl. injektálás) rendkívül nehézkessé vagy lehetetlenné válik. Ilyenkor belső fólia, vagy kent szigetelés alkalmazása is szükségessé válhat. A medencerész nagy hosz-

szúsága a medencék egymás közötti dilatációját is szükségessé teszi, ami a hűtővíz medencék közötti „hosszanti irányú” vízzáró átvezetését nagyban nehezíti (4-5. ábrák).

A kémények általában csarnokon kívül helyezkednek el, magassági méretük jelentősen meghaladja a csarnok magasságát, így a kazánokhoz való csatlakozásuk nem kevés gondot



4. ábra: A víztározó központ alaprajza és jellemző metszete



szerint. A kémények ma már többnyire acélszerkezetű köpenyűek, magasságuk 50 – 70 m között van, átmérőjük 3–4 m. Az alapozásuk vasbetonból készül.

A szerkezeti elemek **ön súlyán felül további állandó jellegű terhek** hatásával is számolni kell. Ilyenek például az egyes fix telepítésű gépek, berendezések, vagy a - nem ritkán 1 m körüli átmérőjű – folyadékkal telített - csővezetékek állandó jellegű terhei.

A hasznos terhek a funkciótól függően elég széles spektrumban fordulnak elő, így az egyenletesen megoszló részük 3–10 kN/m² érték között változik. Fontos azonban tudni, hogy az energiaközpont tényleges terhei csak igen ritka esetben lépnek fel egyenletes teher formájában, sokkal inkább koncentrált erők alakjában működnek a szerkezetre.

A koncentrált terhek értékei azonban nagyban függenek a berendezések típusától, úgyszintén a működési helyük is és ez rendszerint a beszállítók késői kiválasztása következtében már csak a csarnok tartószerkezetének felépülése után lesz ismert. Így a tényleges terhelésnek megfelelő igénybevételekre a tartószerkezet utólagos ellenőrzése feltétlen követelmény.

Esetünkben az épület tervezésekor figyelembe vett hasznos terhek az alábbiak voltak:

- Tető födémen: 3 kN/m² függesztett teher
- Közbenső födém, funkciótól függően: 5-10 kN/m² felületi + 3 kN/m² függesztett teher
- padlólemez: 40 kN/m² felületi vagy 100 kN koncentrált teher

Az épületsoporthoz tartozó kéményre tekintettel a **szélterhelést** és az adott építési területre jellemző szélviszonyokat is konkretizálni érdemes a Meteorológiai Szolgálatnál.

Esetünkben $v_{b0}=23,6$ m/s (~ 85 km/h) átlagos szélességgel számoltunk.

A felsorolt hasznos terheléseken túlmenően figyelembe kell vennünk **földrengésből adódó terhelést** az adott település talajgyorsulási referencia értékéből és az altalaj osztályból kiindulva. Az itt bemutatott példaépületnél a talaj gyorsulási tényezőjét (az MMK TT által javasolt 0,7-es csökkentő tényezőt is figyelembe véve)

$a_g=0,7 \times 0,12 \times 9,81 \text{ m/s}^2 = 0,824 \text{ m/s}^2$
értékre vettük fel.

Az energia központ működésekor nagy jelentőséggel bírnak a **technológiai csővezetékek terhei**, melyek számottevő átmérővel rendelkezhetnek és vízzel, vagy egyéb folyadékokkal is tölthetők. Ebből következően a csővezetékek több ponton való megtámasztása válik szükségessé, ami a vonalmenti teherből ismét pontszerűen átadó terhet eredményez, növelve az igénybevételeket. Ezen függesztett koncentrált terhelések esetünkben például 10-70 (!) kN között változtak. A függesztett terhek előfordulhatnak a tartók mezőközepén és a támasz közelében egyaránt. A függesztő pontok egymáshoz viszonyított távolsága akár 0,5 m, vagy kevesebb is lehet. „Naív elképzelésként” a gerendákon a felfüggesztésre alkalmas lyukak készülhetnek, de ezek többsége a valóságban nem kerül alkalmazásra, hanem egyedi függesztő megoldás szükséges (lásd a 11, 14, 15, 16 ábrákat).

Kiemelt figyelmet érdemelnek a **berendezések és az azok beszállítási (csere) útvonalán fellépő terhelések** nagysága az egyébként ezeken a helyeken figyelembe vett hasznos terhelésekhez képest.

A fentiek még azt is sugallják, hogy az üzemeltető számára készüljön egy „teher térkép”, amely segítséget nyújt számára az esetleges új berendezések telepítésénél, vagy meglévő berendezések más típusúra való cseréjénél, esetleges továbbfejlesztéseknél.

5. A CSARNOKÉPÜLET SZERKEZETI RENDSZERÉNEK BEMUTATÁSA

Az alábbiakban a csarnokszerkezet kialakításának általános megfogalmazása helyett az általunk tervezett konkrét csarnok szerkezeti rendszerét mutatjuk be, mint egy tipikus esetet. Tervezési szempontokat adunk továbbá az épület sajátosságához kapcsolódó tartószerkezeti elrendezésről.

5.1. A szerkezeti raszter tengelyeinek távolságára - célszerűen a funkciótól és technológiai rendszerek szabadhely-igényétől függően - 6 – 9 m közötti távolságok választhatóak az egyik irányban, míg a másik irányban nagy fesztávolságokkal, 12 – 18 m-rel lehet biztosítani az alátámasztásmentes, szabadon berendezhető teret. Esetünkben a hosszanti irányú raszterrendszer 6.0 x 7.25 m, illetve 9.0 x 7.25 m között változott, míg keresztirányban a földszinti részen 6 - 9 m és az emeleten 12 – 18 m nyílásméret értékek voltak jellemzőek a funkciótól függően. A szerkezet szintmagasságai 7,80 m (földszint), illetve 7,20 m (1.em.) volt. A tető főtartók lejtést adó kialakításuk az esővíz elvezetése érdekében.

5.2. A csarnok alapozásául a homokos, homokos-kavics altalaj- és terhelési viszonyoknak megfelelően sík alapozást választottunk: vasbeton tömbalapok kehelynyakakkal (6. ábra), illetve sávalapok a falak alatt. Az alaptestek alatt a teherbíró talajrétegig soványbeton kitöltést, illetve a medence sávalap-



6. ábra: Elkészült kehelynyakak és az összekötő talpgerendák vasalása



7. ábra: Lesüllyesztett fogadóakna alaplemezeinek vasalása szádfallal védett árokban

jai alatt soványbetonnal kiöntött kútalapozást alkalmaztunk. A földrengés elleni védelem szempontjából biztosítandó az alapozás megfelelő vízszintes síkbeli merevsége. Ennek megoldását – az MSZ EN 1998-1 4.2.1.6. (3)-at figyelembe véve - az alaptestek mindkét főirányban alkalmazott összekötésével alakítottuk ki. Az összekötés lehetséges talpgerenda rendszerrel, vagy alap- (padló-) lemezzel is. Esetünkben mivel a padlólemez távolsága a megengedett 1,0 m-es távolságnál több volt az alapozási síkhoz képest (lásd MSZ-EN 1998-5/5.4.1.2 pont), a talpgerendákkal való összekötést választottuk (6. ábra).

Az épület be- és kimenő közműkapcsolata két, a padlószint alá süllyesztett nagyméretű fogadóakna segítségével valósult meg. Szerencsétlen esetben a magas talajvíz erősen megnehezíti az építési körülményeket, lokális vízzárás kiépítésével (szádpadlóval körülfalt munkatér) lehetővé válik ezen szerkezet megépítése is (7. ábra).

5.3. A vázszerkezet előregyártott oszlopai

A **függőleges teherhordó szerkezeteket** előregyártott vasbeton oszlopok, illetve félig előregyártott, ún. pakettfalak alkották. A 30 cm vastag pakettfalak két külső előregyártott kerge 5, ill. 6 cm vastagságban készült, melyet speciális trigonrácsok kötnek össze, a közöttük lévő belső magot a helyszínen betonozták ki, meggyorsítva ezáltal a helyszíni munkákat (8. ábra).

A két szint magas csarnok esetében az oszlopok (50 x 50 cm) előregyártással készültek (9. ábra), melyeknek építési állapotban a vízszintes terhekkel szembeni merevségét a kehelyalapokba történő befogás jelentette.



8. ábra: Előregyártott vasbeton pakettfal beemelése



9. ábra: Előregyártott vasbeton elemek szerelése

Az oszlopok tervezési sajátosságai: Az előzetes gépészeti adatszolgáltatásnak megfelelően az oszlopok oldalába Halfensíneket építettek be a csővezetékek tartására szolgáló segéd-tartók kapcsolódásához. A tényleges csőterhekből származó reakció erők azonban jóval meghaladták ezen szerelvények teherbírását, így a segéd- tartók oszlopokhoz való kapcsolatát utólag átfűrt, hüvelyeken átvezetett csapos rögzítésekkel kellett pótolni (11. ábra).

5.4. A vízszintes teherhordó szerkezetek

A közbenső szint födémgerendái a kétszintes oszlopok oldalkonzolaira, vagy az egyszintes oszlopok tetejére támaszkodnak. Az oszlopok és gerendák egymáshoz való rögzítését – a földrengésterhelésből adódó erők felvételére alkalmas módon - hüvelyen átvezetett csapok segítségével valósítottuk meg. A hüvelyek méretét az elérhető méretpontosságból, illetve a fellépő vízszintes erők felvételéhez tartozó csapátmérőhöz alkalmas módon választottuk meg. A hüvelyek körüli üreget nagyszilárdságú cementhabarccsal (C40) öntötték ki.

A tetőgerendák az oszlop fejekben kiképzett villákba ültek fel (10. ábra), mind az építési, mind a végleges állapotban szükséges stabilitás biztosítása érdekében. A szélterhen túlmenően működő földrengés teherből fellépő „leborító” erő felvételéhez a villás oszlopszárak csavaros átkötésére is szükség volt. Ezen csavaros átkötés kialakítása és méretpontos gyártása komoly fejtörést és precizitást kívánt meg a szerkezeti elemek gyártójától, valamint az elemek összeszerelését végző kivitelezőtől, amit végül is – az előzetes tiltakozás ellenére - siker koronázott.

A közbenső szintek a funkciótól függően különböző kialakításúak.

5.4.1. Tűz-, és funkció elválasztó födém esete:

Előregyártott vasbeton főtartóra támaszkodó előregyártott kéregpanelek, majd monolit felbeton szerkezet épült meg.

A födémtervezés sajátosságai: a tervezés során a gerendáknál sor került ugyan csőfelfüggesztési pontok kialakítására, de ezeknek a helyeknek a száma, illetve teherbírási igénye a gépészeti munkák kivitelezése során jelentősen megnőtt. Ezekre a helyekre speciális függesztő szerelvényeket kellett utólag tervezni, melyek a függesztett terheket megfelelően képesek viselni (11. ábra). A födémpaneleknel szintén számos utólagos gépészeti áttörés vált szükségessé. Ezekre előre felkészülve érdemes az ilyen típusú épületeknél bizonyos teherbírási tartalékot képezni. Az utólag vágandó födém nyílások és azok helyzetének előzetes ismeretének hiánya miatt az alulbordás födémgerendák fejlemezének figyelembe vétele nélküli tervezése indokolt.

5.4.2. Azonos funkciójú, elválasztó födém esete

A csarnokban a fűtőközpont két szinten helyezkedik el. Az alsó szinten kaptak helyet a nagyméretű kazánok, a felső szinten pedig a hőcserélő, a különböző elosztó-, gyűjtő-, füst-elvezető csőrendszerek. A tartószerkezet-tervezés időszakában csak annyit lehetett tudni, hogy itt nagy mennyiségű, nagy átmérőjű csövek átvezetésére lesz szükség, ezek pontos helye és mérete azonban még nem állt rendelkezésünkre. Így célszerű volt könnyen átalakítható födém tervezése, amire az acélgerendákra helyezett acél járórács tűnt a legalkalmasabbnak

10. ábra: Előregyártott vasbeton oszlop villás fejkialakítása





11. ábra: Gépészeti csövek utólagos felfüggesztése vasbeton gerendára

(12, 13 ábrák). A csőrendszerek átvezetéséhez egyrészt utólag könnyen beépíthető elosztó acéltartók elhelyezését, továbbá a járórácsok tetszőleges helyen történő felvehetőségét, cserélhetőségét biztosítani kellett. Az átalakított (kivágott) járórácsok biztonságos és folyamatos megtámasztására külön gondot kell fordítani a balesetveszély elkerülése érdekében.

A tervezés sajátossága: Tudatosítani kell a társtervezőkkel, hogy a járófelület, azaz itt a járórács nem tartozéka a födém tartószerkezetének. Tehát a gépek, berendezések letámasztását úgy kell megtervezni, hogy azok közvetlenül csak a teherhordó acélgerendát terheljék. Mivel ezeken a területeken jellemzően pontszerű megtámasztások találhatók, arra is ügyelni kell, hogy a sűrűn elhelyezett acélgerendáknál ne csak egy gerendát terheljünk, hanem – pl. teherelosztó gerendák beiktatásával – minél jobban terítsük szét a terheket. Tehát szükséges, hogy



12. ábra: Acélszerkezetű elválasztó födém



13. ábra: Acélszerkezetű elválasztó födém alulnézetből

újabb alátámasztó gerendák utólagos beépítése konstruktív módon megvalósítható legyen. Ezáltal elkerülhető a szomszédos gerendák közötti nagy lehajlás különbség is. Minden esetben szükséges az eredeti tartószerkezet teherbírásának utólagos ellenőrzése, illetve szükség esetén annak megerősítése.

5.4.3. Tetőfödém esete

A tetőszerkezet 12-18 m fesztávolságú, előregyártott feszített vasbeton főtartókból, az ezekre támaszkodó szintén előregyártott vasbeton fióktartókból és trapézlemez fedésből áll (14. ábra).

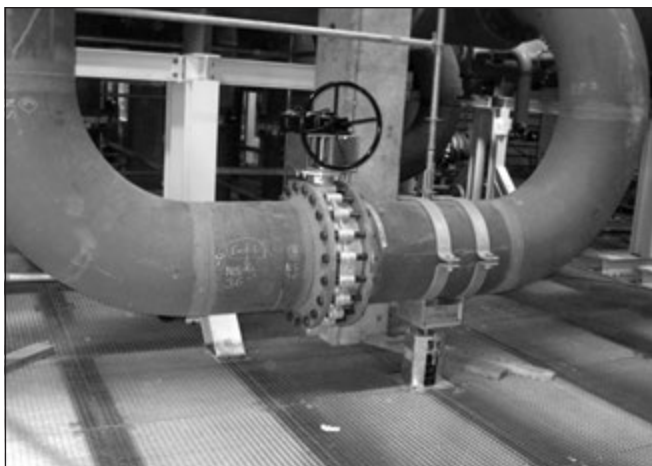
A tervezés sajátosságai. A tetőszerkezetnél szintén jelentős függesztett terheléssel kellett számolni a tervezési időszakban. A függesztett terhelések pontos helyei és értékei azonban csak közvetlenül a gépészet szerelése előtt véglegesedtek. Továbbá a tervezésnél figyelembe vett egyenletesen megoszló terhelés helyett jellemzően koncentrált, de nagyobb intenzitású terhek kerültek felfüggesztésre. (15. ábra) A tartókat ellenőrizni



14. ábra: Feszített tetőgerenda a gépészeti csövek felfüggesztő szerelvényeivel



15. ábra: Gépészeti csövek felfüggesztése előregyártott feszített tartóra



16. ábra: Gépészeti csövek „rugózó” letámasztása acélszerkezetű födémre

kell a végleges terheléseket figyelembe véve. További gondot jelenthet, hogy – gépészeti területről lévén szó – hosszú, elágazó, „tekergő” csővezetékekkel van behálózva az egész épület, amely csövek helyenként a födémre vannak támasztva, illetve helyenként a tetőgerendához vannak függesztve. A nagy átmérőjű acél csővezetékek merevsége elég nagy ahhoz, hogy közvetíteni tudja az erőket a tetőszerkezet és a födém között, ami a tehermegoszlás bizonytalanságát idézheti elő. Az adatszolgáltatásként kapott csőterhelések általában nem veszik figyelembe azt, hogy a födém (vagy tető) lehajlása esetén a másik szerkezetre többlet teher adódhat. Ezen többlet terheléseket már a tervezési fázisban figyelembe kell venni: a csöveket lehetőleg csak egy tartószerkezetre terheljük (vagy csak a födémre, vagy csak a tetőre), célszerű a tartószerkezetek lehajlását jelentősen korlátozni, vagy ilyen esetekben a gépészeti rendszerekbe kompenzátorokat kell beépíteni, amik meggátolják a teher közvetítését a független szerkezeti elemek között.

A födémek tervezésénél nem csak a berendezések végleges helyét kell figyelembe venni, hanem gondolni kell a telepítéskor, illetve csere esetén szükséges beszállítási útvonalak kellő teherbírásának biztosítására. Ehhez a megrendelővel/beszállítóval való szoros együttműködés, kommunikáció szükséges.

Esetünkben nem kevés gondot jelentett és többlet költséget okozott a tetőn végig húzódó szellőző csatorna utólagos kialakítása, mivel ennek részletes követelményei a tetőfödém szerkezeti tervezésénél nem voltak rögzítve.

5.5. Padlólemez esete

Estünkben a padlólemez jellemző vastagsága 30 cm. Nagyobb terhelésű helyeken, illetve a beszállítási útvonal mentén 50 cm vastag monolit vasbeton lemezt alkalmaztunk, kellően tömörített altalajra ($E_1 = 60\,000\text{ kN/m}^2$) és kavicságyazatra ($E_2 = 120\,000\text{ kN/m}^2$) fektetve.

A tervezés sajátossága. A padlólemez vastagságának meghatározásakor a terhelések végső helyzetén túlmenően figyelembe kell venni a gépek beszállítási útvonalát is mind telepítéskor, mind az esetleges gépcserék esetén. Ugyanígy figyelembe kell venni a karbantartó gépek (pl. daruk) helyigényét, illetve terheit is, amik ugyan várhatóan csak ritkán fordulnak elő, de jelenlétükkel számolni kell.

5.6. A csarnok merevítő rendszere függőleges síkú merevítő falakból és vízszintes síkban elhelyezett merevítő rácsosozásokból, illetve vasbeton födémhárcsából áll.

A tervezés sajátossága. Mint a többi szerkezeti elemnél, itt is számolni kell a nagyatmérijű gépészeti csővezetékekkel,



17. ábra: Előregyártott oszlop és monolit felbeton összeépítése

amelyeket a falakon, illetve a merevítő rácsosozások között (vagy épp rajtuk keresztül) utólag át kell vezetni. Ez ellen való legjobb védekezés szintén a már előre betervezett teherbírási tartalék. Ennek hiányában utólagos megerősítések válhatnak szükségessé.

Az előregyártott kéregelemek felhasználásával megvalósult „födémhárcsák” és a függőleges elemek együttműködése érdekében a födémperemeken „koszorú” vasalás kialakítása szükséges.

6. A VÍZTÁROZÓ KÖZPONT SZERKEZETI RENDSZERÉNEK BEMUTATÁSA

6.1. A víztározó központ főbb egységei: két hűtővíz- és egy tározó medence, továbbá az ezeken belül lévő, kisebb méretű, elrekesztett tározók. (4. ábra) Az épület „kompaktsága” megőrzése érdekében a víztározó medencék közvetlenül a csarnok mellett helyezkednek el.

Alaprajzilag a medencék egy vonalban helyezkednek el: két szélén a hűtővíz medencék, közöttük pedig a tározó medence. A medencék egymástól dilatációval el vannak választva, a műtárgyak jelentős hosszúsága miatt, de technológiai okokból csövekkel vízzáróan össze vannak kötve.

6.2. Esetünkben a három medencének közös alapozása van: kútalapozással gyámolított gerendarács szerkezet. A kútalapok Ø150 cm átmérőjűek, és a felszerkezetről érkező terheléshez igazodva a tengelytávolságuk kb. 3–4 m. A köpeny által körülzárt tér 2.5 m mélységben soványbetonnal van kitöltve. Az ezekre kerülő gerendarács keresztmetszeti mérete a süllyedés különbség elkerüléséhez igazítva 1.60 x 0.75 m méretűre adódott. A gerendarácsosozásra a medencék 40 cm vastag vasbeton alapelemeze közvetlenül fekszik fel.

A tervezés sajátosságai. A technológiai medencék alatt jellemzően sok gépészeti csővezeték kerül elhelyezésre. Ezeket a csöveket jó minőségű, időtálló anyagokból kell készíteni, hiszen ezek cseréje, javítása nem, vagy csak nagyon nehezen oldható meg. A nyomás alatti vezetékek védőcsővezése megóvhatja az alapozást a kimosódástól egy esetleges csőtörés esetén is. A medencék alatt fagygátló kavicsréteget kell elhelyezni, melynek lényege, hogy speciális szemcseszerkezete miatt ne szívja fel a vizet, illetve a belekerült vizet engedje át, ugyanakkor jól tömöríthető is legyen.

6.3. A hűtőmedencék egyenként kb. 1860 m³ vizet képesek tárolni, alapterületük egyenként kb. 33 x 14.5 m, maximális



18. ábra: Vízáró kapcsolat kialakítása alaplemez és fal között

vízmagasság: 4,80 m. A medencefalak 30 cm vastag monolit vasbetonból készültek, felülről részben nyitottak, közbeni részekben a medence hosszirányú falai keresztfalakkal is össze vannak kötve. A medencék nyitott részei felett, acélgerendákra ültetve helyezkednek el az egyenként kb.30 t súlyú hűtőtornyok.

6.4. A tározó medence kb. 1060 m³ víz tárolására alkalmas, alapterülete kb. 18,8 x 14,5 m, maximális vízmagasság: 3,90 m. A medencefalak 30 cm vastag monolit vasbetonból készültek, felülről zártak.

6.5. A medencék tervezési sajátossága. Funkciójából adódóan a medencéknél legfontosabb feladat a víz megtartása, ezért mind a medence egyes szerkezeti részeinél (alaplemez, oldalfal), mind a szerkezeti elemek csatlakozási csomópontjainál a vízárás biztosítása a fontos (18. ábra).

A vasbeton falak tervezésénél a mértékadó szempont a repedés korlátozottsága volt. Ez határozta meg a fal vasalását. Az erős vasalás alkalmazása a kritikusabb helyeken vált szükségessé, így alaplemez-fal csatlakozásánál ahol a különböző idejű betonozás miatt az alaplemez mint külső kényszer gátolja a fal szabad zsugorodását, illetve a fal felső részén, ahol a hőmérsékleti hatások fokozottan érik a szerkezetet, további vasaláserősítések voltak szükségesek.

A medencéknél a betonozási ütemeket előre meghatároztuk. Így tudtuk biztosítani, hogy a munkahézagok a kisebb igénybevételű szakaszokba essenek. A munkahézagoknál két sor duzzadó szalag biztosítja a vízárast, melyből az egyik szalag szükség esetén utólag injektálható. A falzszalagzatnál vízáró átkötő elemeket alkalmaztunk, melyeket utólag lezártak. A medencék közötti csövek, vízáteresztő nyílások mind-mind vízáró kivitelben kellett, hogy elkészüljenek, pontos csomóponti tervek alapján.

Nagyon fontos szempont a medencék tervezésénél, hogy utólag ellenőrizhetőek legyenek, nincs-e szivárgás a falakon, alaplemezen. Jelen esetben sajnos a medence közvetlenül a csarnoképület mellé épült, így egyik oldalról gyakorlatilag utólag ellenőrizhetetlen egy esetleges szivárgás. Bár erre már a tervezési fázisban felhívtuk a megrendelő figyelmét, a feszes határidők miatt már nem volt lehetőség ennek a korrigálására.

A gondos tervezés és kivitelezés mellett is azonban helyenként észrevehetőek voltak szivárgások (pl. zsaluátkötési helyeken). Ezek a szivárgások ugyan injektálással egyszerűen megszüntethetőek voltak, de a fent említett ellenőrizhetetlenség miatt a biztonságos üzemelés érdekében a megrendelő kívánságára az összes medencét utólagos, kent, belső szigeteléssel látták el. Ez a jelentős szigetelési költség megtakarítható, ha a medencék teljesen körbejárhatóak, ellenőrizhetőek.

7. A KÉMÉNYEK SZERKEZETI RENDSZERÉNEK BEMUTATÁSA

Az új energia központok kéményei manapság jellemzően acélszerkezetű köpenycsőből és benne vezetett füstcsövekből, valamint vasbeton alapozással készülnek.

Esetünkben a kémény jellemző méretei: h=55m magas, Ø3.30 m átmérőjű acélszerkezetű cső.

Alapozása: tömbalapozás. A felborulás elleni állékonyság biztosításához szükséges vasbeton tömbalap bennfoglaló méretei: 7,85x7,85x3.0 m (19. ábra).

A tervezés sajátosságai. A szabadon álló kémények tartószerkezeti tervezése mind a terhek felvételénél, mind a szerkezeti elemek vizsgálatánál eltér a „hagyományos” magasépítési szerkezeteknél megszokottaktól:

A kéménynél figyelembe vett terhek:

- szélteher magasság mentén változó intenzitással és speciális „tulajdonságokkal” mint
 - o statikus szélteher
 - o keresztirányú szélteher (1. rezgésalakra)
 - o szélteher kritikus szélsőbesség esetén
 - o dinamikus szélteher
- szeizmikus terhek (ezekből rendszerint kisebb igénybevételek adódnak, mint a szélteherből a kémény kis súlya miatt). A kéménynél vizsgált tartószerkezeti elemek:
- Kémény (acél szerkezetű) felépítményének globális ellenőrzése
- Kémény részleteinek ellenőrzése
 - o rókatorok ellenőrzése
 - o kémény toldásának ellenőrzése
 - o a kéményt és a kazánt összekötő csövet alátámasztó állvány ellenőrzése
 - o lehorgonyzás ellenőrzése
- Kémény alapozásának ellenőrzése

A kéményháj (cső) ellenőrzésénél a fent felsorolt teheresetekben vizsgáltuk a szerkezet teherbírási ellenállását (a hengerháj hajlítását), a köpeny horpadását, illetve fáradásvizsgálatot is végeztünk.

A kéményt – jelentős magassága miatt – több részből kellett összeépíteni, ezeknek a toldásait is ellenőrizni szükséges.

A különböző torokcsövek bekötésénél a statikus terhekre való feszültségellenőrzéseken túlmenően helyi fáradásvizsgálatokra is szükség van.

Az alapozásnál, a látszólag egyszerű szerkezet (betonkocka) tervezésénél a tartószerkezeti szempontokon túlmenően több dologra is előre kell gondolni. A 3 m magasságú tömböt a különböző szerelvények beépítése miatt több ütemben kellett

19. ábra: Kémény tömbalapjának vasszerelése



betonozni. A tömb vasalásának szerkesztésénél figyelembe kellett venni, hogy az egyes munkahézag szinteken közlekedni, szerelni lehessen, ugyanakkor az alaptömb teljes magasságában összefüggően is „össze legyen vasalva”. További problémát jelentett, hogy az alapozásról induló acélkémény indító szerelvényét (80 db menetes tőcsavar) igen nagy pontossággal kellett elhelyezni mind alaprajzi, mind magassági, mind tájolási értelemben, ami a betonozás alatt sem mozdulhatott meg. Emiatt a fogadószerelvényt speciálisan ide legyártott, merevítő gyűrűkkel és diafragmákkal láttuk el, amelyeken a finom állíthatóságot is biztosítottuk.

Az alapozás földmunkája során az altalaj fellazulása bekövetkezhet, ezért ennek visszatömörítése és annak egyenletességének ellenőrzése szintén követelmény.

8. ÖSSZEFOGLALÁS

A fentiekben egy általunk tervezett energiaközpont tervezési tanulságait ismertettük. A cikkből kitűnik, hogy a tartószerkezet tervezési fázisában az összetett technológiából adódóan a terhelések pontos és végleges felvétele nehézségekbe ütközik. A rendszerint egyenletesen megoszlóan megadott terhelések valójában koncentrált erők formájában működnek. Így cél-szerű és szükséges a tartószerkezetek teherbírásában „ésszerű tartalékot” képezni.

Fontos szempont a tartószerkezet „átalakíthatóságát”, a technológiai berendezésekhez és a vezetékekhez való igazít-

hatóságát a tervezésnél szem előtt tartani, mert általában a tartószerkezet tervezésének időszakában az energia központ „gépészeti tervezése” igencsak vázlatos. A berendezések elhelyezése, azok helyes működéséhez tartozó tartószerkezeti követelmények csak később válnak ismertté.

A tervezési feladat növekedésével is számolni kell egy általános csarnokszerkezet tervezésének esetéhez képest, ha másért nem is, a technológia végleges kiépítéséből adódó terhelések utólagos ellenőrzésének szükségessége okán.

Dr. Almási József (1940) okl. építőmérnök (1964), műszaki doktori fokozat (1972). 29 éves oktatás a BME Vasbetonszerkezetek Tanszékén, több, mint 200 szakvélemény készítése, 1995 óta a CAEC Kft. ügyvezetője. 2002-ben Palotás-díjjal kitüntetve. A BME címzetes egyetemi docense. A **fib** Magyar tagozatának tagja.

Zeleny Lajos (1976) okleveles építőmérnök (2000), azóta tervezőmérnök a CAEC Kft-nél.

STRUCTURAL DESIGN FEATURES OF AN ENERGY CENTRUM

József Almási – Lajos Zeleny

The energy centers require special planning approach. In the design phase the exact place and value of the loads are not known, because of the complex technology (mechanical, electrical, structural technology). The analyzed distributed loads in the practice are often one or more concentrated loads. Because of this the designer should plan with a reasonable reserve.

An important aspect to take into account the „adaptability” of the structure in the design process due to the flexible placing of equipments and pipelines. The designer should be prepared for an increased design task (compared to an average warehouse), e.g. because of the re-checking of the “as-build” situation compared to the designed situation.

AZ OSZTOTT BIZTONSÁGI TÉNYEZŐS MÉRETEZÉS BEVEZETÉSE MAGYARORSZÁGON AZ 1949/51 ÉVEKBEN



Dr. Szalai Kálmán

Az osztott biztonsági tényező (félvalószínűségi) méretezési eljárást alkalmazó Eurocode biztonsági szintjét a kelet-európai korábbi tapasztalatok hitelesítik. Az eljárás magyar, illetve kelet-európai bevezetése a negyvenes évek végén, az ötvenes évek elején és annak többmenetes finomítása évtizedeken át, korszakalkotó jelentőségű volt. Az Eurocode a kelet-európai előzményeinek megteremtésében kiemelkedő szerepet töltek be annak idején a szovjet-orosz Alekszej Gvozgyev (1997-1986), a magyar Menyhárd István (1902-1969), Mistéth Endre (1912-2006) és később, Kármán Tamás (1930-2002). Az alábbi történeti áttekintést mestereire és barátjára való emlékezésnek is szánja a szerző.

Kulcsszavak: fél-valószínűség; osztott biztonsági tényező; kárhányad; vállalható kockázat

1. BEVEZETÉS

A magyarországi, illetve a kelet-európai országok XX. század második felében alkalmazott tervezési gyakorlatának tapasztalatai az EU-országok számára jól hasznosítható adatbázist jelentettek. A magyar előírások a félvalószínűségi méretezési elvre épülnek. Az erőtan követelmények teljesülését immár öt évtizede a MSZ-szabályzatok szerint az osztott biztonsági tényező eljárással kell vizsgálni. A tervezés alapjául szolgáló, MSZ-méretezési eljárás az alapelveket tekintve tehát teljességgel azonos az EC által bevezetett eljárással. Az alábbiakban áttekintést adunk az osztott biztonsági tényező méretezési eljárás kialakulásáról, az ötven évi alkalmazás tapasztalatairól, különös tekintettel a betonszerkezetek területén.

2. AZ OSZTOTT BIZTONSÁGI TÉNYEZŐS RENDSZER KIALAKULÁSÁNAK ELŐZMÉNYEI

2.1 A méretezési módszerekről általában

Kezdetben elsősorban az építési tapasztalatokra támaszkodva, számítás nélkül vagy egészen kezdetleges számítással határozták meg az építmény L méreteit. Az elemi szilárdságtan kifejlődésével, tapasztalatok alapján (bevált) adatok felhasználásával feszültségszámítást végeztek az ún. *megengedett feszültségek módszere* keretében. Az évek során a terhek mértékét fokozatosan csökkentgették ill. a megengedett feszültséget növelgették, s ezzel a szerkezet L_0 optimális méreteit mintegy „felülről” közelítették meg (Bölcskei, 1969).

Az erőtan ismeretek és az építési tapasztalatok bővülésével, továbbá az ellenőrzött ipari módszerek elterjedésével párhuzamosan a szerkezet teherbírásának megbízhatóbb meghatározása vált lehetővé, illetve szükségessé. Ennek a fejlődésnek

eredménye a képlékenységtan, ill. a törésméletek kifejlődése lett, ami együtt járt a laboratóriumi töréses vizsgálatok elterjedésével. A szerkezet T_i teherbírása az idők során egyre inkább megbízhatóbban meghatározhatóvá vált. Az elméleti és kísérleti tapasztalatok bővülésével a szerkezet tervezett ellenállását, ill. a számításba vett terhek értékeit fokozatosan csökkentgették, s ezzel az építmény T_{opt} optimális teherbírását felülről közelítették meg (Bölcskei, 1969).

A külső és belső erők szempontjából a törési állapoton alapuló eljárások általában nem feszültségek, hanem igénybevételek, ill. egyes esetekben terhek kimutatására kerül sor. Kezdetben a törési teherbírás értékének egy hányadát tekintették a használat szempontjából mértékadónak. Ezt a módszert nevezik *törési biztonságon alapuló eljárásnak* (Szalai, 1974).

Az optimális teherbírás közelítésével párhuzamosan kialakul, hogy egyes esetekben nem a törési teherbírás, hanem valamely ezzel szorosan kapcsolatban nem lévő, egyéb szerkezeti elváltozás teszi a szerkezetet használhatatlanná. Ez a megfontolás eredményezte azt, hogy a szerkezetek méretezési gyakorlatában a *határállapotok módszere* került előtérbe. Ekkor a szerkezet használhatatlanná válásának kimutatásához a lehetséges határállapotok kialakulásának lehetőségeit vizsgálják, és a szerkezeti méretek szempontjából a kedvezőtlenebb elváltozást tekintik mértékadónak (Gvozgyev, 1949).

2.2 A biztonsági tényező méretezési eljárások kialakulása

A 2.1. pontban hivatkozott hagyományos (determinisztikus) eljárásoknak közös tulajdonsága, hogy az építmények létesítésében, üzemeltetésében meglévő bizonytalanságok figyelembevételére biztonsági tényezőket alkalmaznak. Az idők során a biztonsági tényezőknek kétféle rendszere alakult ki (Szalai, 1974), amelyeket

- egyetlen biztonsági tényező, ill.
- osztott biztonsági tényezőrendszernek szokás nevezni.

Egyetlen biztonsági tényezőt alkalmaz a megengedett feszültségek módszere és kezdetben a törési biztonságon alapuló eljárás is.

A méretezés alapösszefüggése itt

- a megengedett feszültség módszernél

$$\sigma_{\max}(S_m, L_m) \leq \sigma_{adm} = \frac{R_m}{\gamma_1}$$

- a törési biztonságon alapuló eljárás első változatánál

$$S(F_m, L_m) \leq \frac{R(R_m, L_m)}{\gamma_2}$$

formában adható meg. A fenti kifejezésekben

$\sigma_{\max}$ - rugalmasságtan elvei szerint számított legnagyobb feszültség;

σ_{adm} - az anyag szilárdság jellemzésére szolgáló megengedett feszültség;

S_m, L_m és R_m - a teher (igénybevétel), a geometriai méret, ill. a szilárdság várható értéke;

S, R - az F_m teherből és az L_m geometriai méret, továbbá az R_m szilárdság várható értékéből a törésmélettel meghatározott teher, illetve teherbírás várható értéke.

γ_1, γ_2 - az egyetlen biztonsági tényező, mely az anyagtól ill. a szerkezettől függően általában különböző és időben változó értékű volt.

Osztott biztonsági tényezőket alkalmaz a határállapotok módszere. A határállapotok módszerénél a méretezés alapösszefüggése

$$Y_s(\gamma_F \cdot F_m, L_m) \leq Y_R\left(\frac{R_m}{\gamma_R}, L_m, H_a\right)$$

alakban írható fel, ahol a fent ismertetett jelöléseken túl

γ_F, γ_R - az osztott biztonsági tényezők, a teher és a teherbírás esetén, melyek teher- és anyag típusokként általában változó mértékűek voltak.

Y_s ill. Y_R - az L_m geometriai adatok alapján a F_m külső teher (igénybevétel) ill. R_m teherbírás (szilárdság) várható értékéből és a γ_F és γ_R figyelembevételével számítható mértékadó igénybevétel, ill. határigénybevétel;

H_a - a határállapotok azon esetei (alakváltozás, repedés stb.), amikor a szerkezet használatát gátló elváltozásban a szilárdság nem játszik döntő szerepet.

2.3 Az osztott biztonsági tényezők Mayer szerinti értelmezése

A biztonsági tényezők célja a méretezési eljárásokban az, hogy a szerkezetre működő hatásokban és a szerkezet teherbírásában szerepet játszó paraméterek bizonytalanságainak következményeit korlátozza. A matematikában elért eredmények alapján az építéstudománnyal foglalkozók - a geodéziai hibabecslés alapján - már igen régen felfigyeltek arra, hogy a szerkezeti paraméterek tulajdonságai valószínűségelméleti törvényekkel írhatók le a legmegbízhatóbban. M. Mayer könyvében (Mayer, 1926), már 1926-ban Jordán Károly magyar matematikus eredményeire hivatkozva, normál eloszlás feltételezésével kifejti, hogy a teherbírásban szerepet játszó paramétereknél (pl. méretadatok, a önsúly, az esetleges teher, a szilárdság) a háromszoros szórás figyelembevételével állapítható meg a számításba veendő Y_{sz} érték (Mayer jelöléseit használva):

$$Y_{sz} = D \pm 3M$$

ahol D az adott paraméter várható értéke, M pedig annak szórása.

Méretezés elméletben történeti jelentősége volt annak is,

hogy Mayer könyvében javaslatot találunk a több független valószínűségi változót (paramétert) tartalmazó

$$X=f(l_1, l_2 \dots)$$

teherbírás vagy teher adott küszöbértékének meghatározására. Eszerint egy adott X paraméter szórásának meghatározása matematikailag

$$M = \sqrt{\left(\frac{\partial f}{\partial l_1} \cdot m_1\right)^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial l_2} \cdot m_2\right)^2 + \dots}$$

módon határozható meg. A számításba vehető küszöbérték pedig

$$X_k = X \pm 3M$$

ahol X a teherbírás, vagy teher várható értéke. Mayer a könyvében konkrét mérési eredmények feldolgozásának közlése után javaslatot tesz az osztott biztonsági tényezők értékeire is. $A \pm 3$ -szoros szórás figyelembevételével kiszámított értéket Mayer azért tekinti elfogadhatónak, mert mint írja: gyakorlati értelemben ezen a tartományon belül található az esetek 100%-a (pontosabban, mindkét végletet figyelembe véve az esetek 99,73%-a).

Érdekes adat, hogy a háromszoros szórás értékek mérlege-lése alapján Mayer

- az esetleges teherre 1,30,

- az önsúlyra - általában 1,15, vasbetonra 1,25

- hó teherre 2,00

értéket javasol figyelembe venni. A betonszilárdság számításba veendő értékénél azonban a szerző nem elégszik meg a háromszoros szórás levonásával. A javaslata ezen felül - feltehetően az addig „bevált” méretekhez való igazodás érdekében - még egy 2-es osztó felvételét is tartalmazza. A betonszilárdság számításba veendő σ_d értéke tehát Mayer szerint:

$$\sigma_d = \frac{D - 3m}{2}.$$

3. TUDOMÁNYTÖRTÉNETI ELŐZMÉNYEK

3.1 A Mayer-féle módszer kelet-európai bevezetésének történelmi előzményei

A Mayer-féle javaslat mint általában minden lényeges változtatás évtizedeken keresztül a gyakorló mérnökök ellenállásába ütközött. Ez természetes és napjainkban is így van. A szerkezettervezés ugyanis hagyományokra épülő, felelősségteljes mérnöki munka, és a gyakorló mérnök bevált módszerein általában nem szívesen változtat. A kongresszusokon, irodalmi közleményekben megnyilvánuló és gyökeres módosítást indokoló kutatási eredmények gyakorlati bevezetésére normális helyzetben kicsi a fogadókészség. A biztonságot is érintő, a hagyományt gyökeresen módosító új eljárás bevezetéséhez rendkívüli helyzetre van szükség. Ilyen rendkívüli helyzet alakult ki például a II. világháború alatt az akkori Szovjetunióban, majd a kelet-európai országokban a háború után (és most Nyugat-Európában, az EU létrejöttével).

A Szovjetunióban 1942-ben adták ki azt a Műszaki Utasítást, amelyben a Mayer-féle javaslatot olyan módosítással vezették be, hogy a szilárdság R_d számítási értékének képzésénél a 2-es osztót elhagyták. A kockázat közvetlen megjelenítéséhez, nem kevésbé annak megnöveléséhez és hallgatólagos elfogadtatásához háborús helyzetre és ennek megfelelő rendkívüli állapotra volt szükség.

A Mayer-féle felfogásra épített szabályzatot a világon először Magyarországon vezették be 1950-ben (Kazinczy, 1914, 1942), (Gyengő, Menyhárd, 1960). A bevezetéshez szükséges rendkívüli helyzetet pedig a szovjet példa átvételére ösztönző politikai elvárás teremtette meg. A nemzetközi tudományos társaságokban és a hazai tudós személyiségek által korábban (Mayer, 1926, Kazinczy, 1914, 1942) kiművelt új méretezési eljárást jól ismerte Menyhárd István. A jól tájékozott szakmai elit csúcán lévő Menyhárd István felismerte a rendkívüli helyzetet és szovjet példa követésére való hivatkozással javasolta a Gvozgyev (1949) által pontosított Mayer-féle felfogás magyar szabályzatként (MSZ'50) való bevezetését. A szovjetorientált hatalom a javasolt szabályzatot bevezette. Az akkori új magyar szabályzat biztonsági szintje megközelítően azonos volt, vagy alig volt kisebb, mint a megengedett feszültséges eljárásban alkalmazott korábbi (Korányi, 1949).

Tudománytörténeti érdekesség, hogy amikor a fenti háborús utasítást a Szovjetunióban 1952/53-ban országos (GOSZT) szabványként javasolták bevezetni, a konzervatív ellenzők politikai és szakmai oldalról támadták a tervezetet. Annak védelmében Gvozgyev professzor egyik legfontosabb érve (e cikk szerzőjének jelenlétében), az MSZ'50 szabvány kedvező tapasztalataira való hivatkozás volt. A szovjet szabályzat elfogadását követően a többi kelet-európai ország is sorra elfogadta a Mayer-féle ötletre épülő szabályozási elvet. További érdekesség, hogy az EC jelenlegi biztonsági szintjének kialakításánál a hetvenes évek végén 35 ország közreműködésével készült próbaszámítások eredményei alapján, a szerzők hivatkoztak a kisebb biztonsági szintet képviselő magyar szabványokra.

3.2 Valószínűségelméleti előzmények

A Mayer-féle osztott biztonsági tényezős eljárást a határállapotokra épített módszerként vezették be. Ezt a méretezési eljárást később félvalószínűségi módszernek nevezték el. A félvalószínűségi (vagyis csak részben valószínűségelméleti alapon álló) módszer lényegében azt jelenti, hogy a nem kívánt állapot (teherbírás kimerülése, használhatóság korlátozottsága, stb.) kialakulásának valószínűségét optimális szinten választják meg, az osztott biztonsági tényezőket pedig ennek figyelembevételével írják elő a szabályzatok.

A határállapotok módszere az építéstudomány korábbi eredményeinek rendkívül célravezető rendszerezése ill. továbbfejlesztése volt. A Gvozgyev által kidolgozott határállapotok módszerét megelőzően (Gvozgyev, 1949):

- a matematikai statisztika és valószínűségelmélet mérnöki alkalmazásának kezdeti próbálkozásai megtörténtek;
- a szerkezetek teherbírásának ill. vasbeton esetében a rugalmassági határon túli viselkedésének számításba vételére alkalmas képlékenységtani törési elméleti eljárások kialakultak;
- a használatos (egyetlen biztonsági tényezős) méretezési eljárások keretén belül a mennyiségi változtatás lehetőségei kimerültek;
- a háborús erőfeszítések és veszteségek gazdasági kényszerként jelentkeztek az anyagok ill. a szerkezetek teherbírásának jobb kihasználása érdekében.

A valószínűségelmélet és matematikai statisztika különösen az ötvenes évek elején, a matematikának viszonylag fiatal részterülete volt. A XVI. és XVII. században B. Pascal és P. Fermat az akkor divatos szerencsejátékokkal kapcsolatosan tisztázták a valószínűségelmélet alapelveit. Bernoulli, Laplace, Gauss, Moivre egy-egy lényeges tétellel és fogalommal gazdagították a valószínűség-számítást. Poisson és Markov voltak a sztohasz-

tikus folyamatok elméletének megalapítói. A matematikai statisztika nagy tudósa K. Pearson és A. N. Kolmogorov volt. A matematikai statisztika és a valószínűségelmélet kezdeti mérnöki alkalmazását említett munkájában M. Mayer végezte el feltehetően Jordán Károly magyar matematikus szellemi ráhatásának eredményeként (Mayer, 1926).

A valószínűségi számítás első mérnöki alkalmazásának sorában találjuk Kazinczy Gábor magyar tudóst is. Kazinczy 1942-ben megjelent, mérnök továbbképzői előadásait tartalmazó (Kazinczy, 1942) kiadványában Mayer és Jordán nyomán kifejti a valószínűségelméleten alapuló általános elképzeléseit. E szerint normál eloszlás feltételezésével meg lehet állapítani a törés valószínűségét és a szerkezetet úgy kell méretezni, hogy a létesítmény hozama – a karbantartást és felújítást is beszámítva – maximális legyen (Mihailich, Haviár, 1966).

3.3 A képlékenységi méretezés kezdete

A tartószerkezetek törési teherbírásának képlékenységtani alapon történő vizsgálatban kiemelkedő nagy alakja volt a magyar Kazinczy Gábor.

A Betonszemle 1914. április, május, júniusi számaiban jelent meg Kazinczy Gábortól „Kísérletek befalazott tartókkal” című munkája (Kazinczy, 1914). A cikk nagy jelentőségű volt, mert ott történik először utalás az anyag képlékeny viselkedésének szerepére a teherbírásban. E cikkben Kazinczy kifejti a folyási mechanizmus és a képlékeny csukló jelenségét, megemlítve, hogy

„...egy befalazott tartó akkor hajolhat be, ha három helyen a feszültség legalább akkora, mint a folyási határ...”

A képlékeny csuklóról Kazinczy kifejti:

„...a gerenda úgy működik, mintha a szóban forgó helyen csuklók volnának, vagyis ezeken a helyeken a nyomaték értéke ugyanakkora marad mint volt, amikor a vas a folyási határt elérte...”

Kazinczy Gábor további munkáinak egész sora foglalkozik a képlékenységtan elvei szerinti méretezés problémáival.

4. VASBETON SZERKEZETEK HATÁRÁLLAPOTOKON ALAPULÓ MÉRETEZÉSÉNEK BEVEZETÉSE KELET-EURÓPÁBAN

4.1 A Menyhárd-féle szabályozás

A vasbetonszerkezetekre vonatkozó, a **törési állapot**on alapuló és (továbbra is) egyetlen biztonsági tényezőt használó számítási eljárást az akkori Szovjetunióban 1938-ban emelték országos szabvány szintjére.

A módszer lényege az, hogy a vasbeton III. feszültségi állapotának feltételezésével a szilárdság várható értékével számolnak. Az előírások szerint bizonyos esetekben számításba vehető a képlékeny igénybevétel-átrendeződés. A szerkezet kimutatott teherbírását az egyetlen biztonsági tényezővel csökkentik. E biztonsági tényező értéke azonban változó volt az állandó és az esetleges teher viszonyától, ill. a vizsgált szerkezet jellegétől függően 1,5 és 2,2 értékek között.

A törési állapoton alapuló módszer és a Mayer-féle felfogás háborús viszonyokban történt alkalmazásának tapasztalataira támaszkodva 1949-re lényegében kialakult a határállapotokon alapuló új méretezési eljárás. A magyar építéstudomány kiválóságai, Menyhárd (1951), Korányi (1949) és mások a

Szovjetunióból hazatért magyar szakemberek – elsősorban Hilvert Elek – közvetítésével értesültek a szovjet előírásokról. Erről a körülményről Menyhárd így ír (sajnálatosan ma kevesek által ismert) könyvében:

„...A Szovjetunió magasépítési vasbetonszabályzatának 1950. évi Tervezete elkészült. Irodalmi közleményekből ismerjük ennek részleteit. Az új szabványtervezet már e fejezetekben elmondott elvek (a szerző megjegyzése: a határállapotok módszeréről van szó) teljes figyelembevételével készült...”

Menyhárd ebben a határállapotok módszerét bemutató könyvében – továbbfejlesztvén a Gvozgyev-féle kutatás addigi eredményeit – a biztonság korszerű megfogalmazását is megadja. Eszerint: a biztonság a szerkezet tönkremeneteli valószínűsége az ellenállás- és teher sűrűségfüggvény-különbség negatív szakaszának területe.

Érdekes hivatkozás található Menyhárd könyvben a szovjet vízepítési létesítményekre vonatkozó új előírásokra:

„...a szovjet előírások meg is adják építménycategóriák szerint a szerkezet állékonyosságának valószínűségét kifejező számot és számítási módjuk is alkalmazkodik ezekhez a kategóriákhoz. Így pl. I. oszt. építményeknél az állékonyság valószínűségét 1/2500-ra írják elő, II. oszt. építményeknél 1/740-re, III. oszt. építményeknél 1/250-re. Az építményeket a szerint kell I., II., vagy III. osztályúnak minősíteni, hogy milyen nagy az az érdek, amit az építmény érint. Így pl. egy völgyzárógát nyilván I. oszt. építmény, mert tönkremenetelére igen nagy érdekeket érint, árvíz okozta pusztulás, energiaszolgáltatás megszűnése lehet a következménye. Ugyanezen gát fenékiürítőjének zsilipje III. osztályúra tervezhető, mert ha baj történik vele, nem okoz nagyobb kárt, mint saját értéke...”

4.2 A Gvozgyev-féle szabályozás

A Gvozgyev-féle építéstudományi iskola képviselői Menyhárd könyvével egy időben ugyancsak kiadták a határállapotokon alapuló új méretezési módszerről írt indoklásukat [9]. A szerzők a könyvben ismertetik a határállapotokon alapuló módszer elvi alapjait és alkalmazását a vasbeton-, kő-, acél- és faserkezetekre egyaránt. A határállapotok (teherbírási, alakváltozási, repedés-tágassági) ilyen részletes ismertetése és indokolása az irodalomban itt szerepel először. Az osztott biztonsági tényezők teljes sora megjelenik e munkában és azok indokolása ma is jól hangzik.

A szerzők elvi állásfoglalása a határállapotok értelmezésével kapcsolatosan a következő:

„...a határállapotok szerinti számítás módszere a lehető legkisebb teherbírás kimutatását célozza...”

Az anyagszilárdság legkisebb (számítási) értékét a szerzők a M. Mayernél [4] találhatók

$$R_d = R_m - 3 s_R$$

képlettel határozzák meg országos adatok alapján (ahol R_m – a várható érték, s_R – a szórás). Ennek alapján bevezetik az ún. egyneműségi tényezőt, melyet

$$k = \frac{R_d}{R_m} = 1 - 3 \frac{s_R}{R_m}$$

formában adnak meg (a beton esetében Mayernél szerepelt 2-es osztás tehát elmaradt). A k egyneműségi tényezők

- beton esetén $k=0,55-0,65$;
- acél esetén $k=0,85-0,90$;
- kő- és téglá esetén $k=0,40-0,60$;
- fa esetén $k=0,44-0,75$.

Az R_m értéke beton esetén a hasábszilárdságot, acél esetén pedig a folyási határt jelenti.

A teherbírási határállapotok vizsgálatánál a teher lehetséges legnagyobb értékét kell figyelembe venni, melyet a teher ún. normatív (másként: alapérték) értékének, adott biztonsági tényezőivel való szorzása útján lehet megkapni. Egyéb (használhatósági) határállapotok esetén a normatív (alapértékű) terheket kell számításba venni.

5. A VÁLLALHATÓ KOCKÁZAT MÉRTÉKÉRE VONATKOZÓ HAZAI KUTATÁSOK EREDMÉNYEI

5.1 Félvalószínűségi módszer

A határállapotok módszerének gyakorlati bevezetése részletes és széleskörű elméleti és kísérleti jellegű kutatást indított el világszerte. Ebben a kutatómunkában tevékenyen működtek közre a magyar építéstudomány képviselői is (Kármán, 1987; Mistéth, 1974, 2001; Mihailich, Haviár, 1966; Palotás, 1967; CEB, 1968; Bölskei, Dulácska, 1974; Szalai, 1987; Bódi, Dulácska, Deák, Korda, Szalai, 1989; Deák, 1992; Korda, 1998; Lenkei, 1966; Kovács, 1992, 1997; Szalai, Farkas, Kovács, 2002).

A kielélt vélemény szerint, a félvalószínűségi módszer lényegében azonos a határállapotok módszerével, de azzal a finomítással, hogy itt a tönkremenetel várható értékét az optimális mértékkel országos szinten választják meg; az osztott (parciális) biztonsági tényezőket a vállalható kockázatból kiindulva, a valószínűségelmélet és a matematikai statisztika eszköztárával határozzák meg.

5.2 A Kármán T. és Mistéth E. féle optimális, vagy vállalható kockázat

A félvalószínűségi eljárás keretében alkalmazott biztonsági tényezőket a nem kívánt állapot előfordulásának valószínűségéből, illetve a vállalható (vagy optimális) kockázatból kiindulva állapították meg (Kármán, 1987, 2001), (Mistéth, 2001). A vállalható kockázatot az esetleges tönkremenetelkor keletkező (közvetlen és közvetett) anyagi károk, a személyi sérülésből eredő károk, az elmaradt haszon és a helyreállítási költségek mérlegelésével lehet meghatározni.

Az optimális, vagy vállalható kockázat meghatározását Kármán T. és Mistéth E. a teljes költségek

$$C = C_0 + C_1 + p_r \times D$$

függvényének minimumát vizsgálva kereste. Az összefüggésben C_0 a tartószerkezet építési költsége, C_1 a fenntartási költség, D a p_r valószínűséggel bekövetkező tönkremenetellel járó kárösszeg, amely tartalmazza a személyi sérülésekkel járó veszteséget és az elmaradt hasznot. A tervezett T élettartam $0 \leq t \leq T$

teljes idejére vonatkozóan Mistéth szerint a megfelelőség mértéke:

$$\Pr ob[R(t) - S(t) = \Delta(t) \geq 0] \geq (1 - p_r).$$

A teljes költségek minimumához tartó p_{opt} optimális, vagy vállalható kockázat pedig:

$$p_{opt} = \frac{1}{b \cdot \delta} \quad (\text{Kármán Tamás}),$$

$$p_{opt} = \frac{2,3}{b_1} \left(\frac{D}{C_0} + 1,5 \right) \quad (\text{Mistéth Endre}).$$

A fentiekben

t - az építmény kora;

T - a szerkezet tervezett élettartama;

R(t) ill. S(t) – a teherbírás, ill. a teher t időpontban működő tényleges értékei;

$\delta = D/C_0$ – a kárhányad;

D - az építmény esetleges tönkremenetelekör bekövetkező közvetlen és közvetett anyagi és személyi veszteséggel járó kárérték;

C_0 - tartószerkezet építési költsége;

b - az építmény használati feltételeitől és anyagától, továbbá a vizsgálati modelltől függő tényező, amelynek átlagos értéke Kármán szerint $b = 80$ (Kármán, 1965, 1987),

b_1 - az építőanyag szilárdságának szórásától függően Mistéth szerint (Mistéth, 2001), 0,03-0,10 között változik.

5.3 A Kármán-féle elegendő biztonság

Az optimális, vagy vállalható kockázat fogalmának és számszerű értékének elfogadottá tétele érdekében Kármán megfogalmazta, hogy a tartószerkezetnél nem az „abszolút”, hanem csak az *elegendő biztonság* megteremtése lehet a cél. Az elegendő biztonság a szerkezet azon képességét jelenti, amely az élettartam alatt meghatározott megbízhatósággal biztosítja a rendeltetésszerű használatot. Minél nagyobb ez a megbízhatóság, annál nagyobb a szerkezet biztonsága és annál kisebb a tönkremenetel valószínűsége.

A tartószerkezeti optimális kockázat (p_{opt}) meghatározásához a világon először, Kármán T. veszi figyelembe a tartószerkezet esetleges tönkremenetelével járó emberi veszteségeket (Kármán, 1965, 1987). Az *optimális kockázat mértékének*, s benne az emberi veszteségek meghatározásának módját Kármán (1964-ben készített tanulmánya alapján) az 1968-ban rendezett barcelonai CEB konferencián ismertette. A személyi sérülésekből eredő kár fogalmának és értékének meghatározására vonatkozó Kármán-féle felfogást akkor a vallásos és ateista meggyőződésű kutatók és hivatalos emberek egyaránt általános felháborodással fogadták, itthon és külföldön, keleten és nyugaton. A tönkremenetellel járó emberi veszteség ugyanis szubjektíve felbecsülhetetlen, végtelenül nagy. A társadalom egészét érintő kárt azonban a tartószerkezeti biztonság meghatározásához értékelni kell és lehet, hangsúlyozta Kármán. A munkaképesség teljes elvesztésével, vagy éppen halállal járó kár értéke Kármán szerint a fejlett országok negyvenévi bruttó nemzeti összjövedelemének egy főre számított (diszkontált) értéke. Másiként: negyven évi munkaképes időszak alatt létrehozható, a baleset következtében kieső bruttó nemzeti összjövedelem, egy főre eső összege. Az így számított érték nagyságrendjében megfelelt annak amit a repülőgépi balesetek után a nyugati biztosító társaságok egy főre akkor kifizettek. Évtizedeknek kellett eltelti ahhoz, hogy Kármán elmélete általánosan elfogadottá váljon.

Az elegendő biztonság p_{opt} mértéke az egyes építményekre, de egy épület különböző részeire is általában eltérő. A Kármán vizsgálatok szerint, magasépítési szerkezetek eseté a kárhányad értéke átlagosan: $d = 125$, s ennek megfelelően az elegendő biztonság, mint vállalható kockázat $p_{opt} = 10^{-4}$, amelyhez $b_{opt} = 3,719$ értékű biztonsági index rendelhető. Figyelemre méltó, hogy az „Eurocode 1: A tervezés alapjai és a tartószerkezeteket érő hatások” szabványban e két érték: $0,735 \times 10^{-4}$ és 3,8).

6. SZABÁLYOZÁS-TÖRTÉNETI ÖSSZEFOGLALÁS

A babiloni és más építési tragédiák nyomán szükségszerűvé vált Kr.e. XX. században Hammurabbi szabályozó-büntető jellegű törvényeinek megjelenése. Az építési költségek csökkentése érdekében a korabeli mesterek ugyanis előszeretettel csökkentették a méreteket, vagy mellőzték a tartósabb és nagyobb szilárdságú anyagokat. A szerkezetek biztonsága ezért fokozatosan csökkent és szaporodtak a balesetek. A balesetek és azok következményeinek kivizsgálása, illetve feldolgozása, megmozgatta a kutatók fantáziáját. Galilei és Newton munkásságát követően az építéstudomány központi témája lett a tartószerkezetek megfelelő, szükséges és elegendő, vagy optimális biztonságának keresése. A Kr.u. XIX. század végén és a XX. század elején a szabályzatok a szerkezetek erőtanai megfelelőségét a rugalmas állapot feltételezésével és az egyetlen biztonsági tényezőt használó ún. megengedett feszültségekre támaszkodva igényelték igazolni. Az egyre csökkenő méretek és merészebb megoldások alkalmazásával párhuzamosan a használati állapotokra épült rugalmas számítási modell kiegészítéseként előtérbe került a törési állapot vizsgálata. A magyar Kazinczy (1914) rugalmas-képlékeny anyagmodell alkalmazásával vizsgálta a két végén befalazott acélgerenda teherbírását. A német Mayer (1926) az osztott biztonsági tényezős eljárás alkalmazására tett javaslatot. A szerkezetépítő statikus sajátos felelőssége miatt, e kezdeményezések szabályzati alkalmazását egy időre elhalasztották. A szovjet-orosz Gvozgyev (1946) a teherbírasi és használhatósági határállapotok vizsgálatára épülő eljárás alkalmazását indítványozta. A II. világháborút követő ötvenes évek elején, a sajátos gazdasági-politikai helyzetben Menyhárd István vezetésével az osztott biztonsági tényezős méretezési modell alkalmazására tértünk át hazánkban. A szabályozás következményeként Magyarországon kezdetét vette a tartószerkezeti biztonság fokozatos csökkentésének időszaka (1955-1986) (CEB, 1978). Az EC biztonsági szintjének kialakításánál a kelet-európai tapasztalatokat hasznosíthatták (többek között) azzal, hogy a teherbírasi határállapot vizsgálatánál a tartós és ideiglenes tervezési állapotokhoz előírt egyetlen tehercsoportosítást kisebb parciális és egyidejűségi tényezőket használó alternatív tehercsoportosítással cserélték fel. A teherbírasi határállapot vizsgálatához előírt (általában kisebb) igénybevétel jelentős költségmegtakarítás az eddigiekben majdnem kizárólag a megengedett feszültséges eljárást használó EU-országok számára (Szalai, Farkas, Kovács, 2002; Farkas, Kovács, Szalai, 2002).

6. HIVATKOZÁSOK

- Bódi I., Dulácska E., Deák Gy., Korda J., Szalai K. (1989), „Statikusok könyve Magasépítés, 5. Fejezet”, Műszaki Könyvkiadó, Budapest
- Bölskei E. (1969), „Építmények biztonsága”, Műszaki Tudomány 413-4. Budapest
- Bölskei E., Dulácska E. (1974), „Statikusok könyve”, Műszaki Könyvkiadó, Budapest
- CEB (1978), „Trial and Calculations based on the CEB/FIB Model Code for Concrete Structure” CEB Bulletin d' Information, London, 14 and 15 November 1978
- Deák Gy. (1992), „Stochasztikus szemlélet a használati állapot vizsgálatánál”, BME Építőmérnöki Kar Vasbetonszerkezetek Tanszéke Tudományos Közleményei. Ankét Dr. Mistéth Endre tiszteletére, Budapest, pp. 48.-59.
- Farkas, Gy., Kovács, T., Szalai, K. (2002), „Synthesis of safety levels approved in East- and West-Europe in the Eurocode” előadás fib-Congress Osaka, Japán
- Gyengő T., Menyhárd I. (1960), „Vasbeton szerkezetek elmélete, méterezése és szerkezeti kialakítása”, Műszaki Könyvkiadó, Budapest
- Gvozgyev, A. (1949), „A szerkezetek teherbírásának számítása a határegyen-súly alapján” Moszkva, Gosztrojizdat (oroszul)

- Kazinczy G. (1914), „Kísérletek befalazott tartókkal”, Betonszemle 1914 II. évf. 4., 5. és 6. szám, pp. 68-71., pp. 83-87., pp. 101-104.
- Kazinczy G. (1942), „Az anyagok képlékenysége jelentősége a tartószerkezetek teherbírása szempontjából”, Egyetemi Nyomda, Budapest
- Kármán T. (1965), „A teherhordó szerkezetek optimális biztonságáról”, ÉTI jelentés. Budapest
- Kármán T. (1987), „A tartószerkezet biztonság emberi tényezői”, Közlekedéscépités- és Mélyépítéstudományi Szemle XXXVII. évf. 1987/8, pp. 326.-333.
- Keldis, V. M. (társszerzőkkel) (1951), „Építési szerkezetek számítása határlapok alapján”, Moszkva, Leningrad. Állami Építési Kiadó, (oroszul)
- Korányi I. (1949), „A szerkezetek biztonsága” Magyar Közlekedés, Mély- és Vízépítés. 1949/2, pp. 76.-85.
- Korda J. (1998), „A -eloszlásfüggvény alkalmazása kísérletben a beton szilárdságának jellemzésére”, BME Építőmérnöki Kar Vasbetonszerkezetek Tanszéke Tudományos Közleményei, Budapest, pp. 87.-91.
- Korda J., Szalai K. (1973), „A szerkezeti betonok szilárdsági követelményei és minősítésük”, Mélyépítéstudományi Szemle. 1973/3, pp. 117.-125.
- Kovács B. (1997), „A „nyírt fal” modell”, BME Építőmérnöki Kar Vasbetonszerkezetek Tanszéke Tudományos Közleményei, Budapest, 1997. Pp. 113.-119.
- Kovács, B. (1992), „Stiffening analysis of buildings erected in the IMS system”, Technical University of Budapest. Department of Reinforced Concrete Structures
- Lenkei P. (1966), „Törési határfeltételek vizsgálata vasbetonlemezek törésvonalai mentén”, ÉTI Tudományos közlemények 55, Budapest
- Lenkei P., Szalai K. (1994), „Hungarian Experience and EUROCODE 2”, Proceedings of Workshop. Technical University, Prague, Oct. 20. and 21. 1994. pp. 114-122.
- Mayer, M. (1926), „Die Sicherheit der Bauwerke und ihre Berechnung nach Genzkräften anstatt nach zulässigen Spannungen”, Verlag von Julius Springer, Berlin
- Menyhárd I. (társszerzőkkel) (1951), „Vasbetonszerkezetek új méretezési módja. A biztonsági tényezőkön és a törési elméleten alapuló számítási módszer”, Építőipari Könyv- és Lapkiadó Vállalat, Budapest
- Mihailich, Gy., Haviár (1966), „A vasbetonépítés kezdete és első létesítményei Magyarországon”, Akadémiai Kiadó, Budapest
- Mistéth E. (2001), „Méretezésmélelet”, Akadémiai Kiadó, Budapest
- Mistéth E. (1974), „Az erőtan méretezés valószínűségelméleti alapon”, ÉTK, Budapest
- Palotás L. (1967), „Vasbetonépítéstan”, Tankönyvkiadó, Budapest
- Szalai K. (1974), „Vasbetonszerkezetek méretezés-elméletének egyes kérdései”, Mélyépítéstudományi Szemle, 1974/7, Budapest
- Szalai K. (1996): „Vasbetonszerkezetek”, Műegyetemi kiadó, Budapest
- Szalai K., Farkas Gy., Kovács T. (2002), „A teherhordó szerkezetek kelet- és nyugat-európai biztonsági szintjeinek optimalizálása az EC előírásokban”, Közúti és Mélyépítési Szemle, 2002/5. pp. 203-210.

Szalai Kálmán (1930), okl. mérnök (1953), DSc (1976), ny. egyetemi tanár, professzor emeritus a BME Hidak és Szerkezetek Tanszéken. Kutatási területei: méretezésmélelet, vasbeton szilárdságtan, minőségellenőrzés, meglévő szerkezetek felülvizsgálata, betonszerkezetek megerősítése és korrózióvédelme, nagyszilárdságú és nagy teljesítőképességű betonok. A *fib* Magyar Tagozat tagja.

BETONTECHNOLÓGUS SZAKIRÁNYÚ TOVÁBBKÉPZÉSI SZAK 2014. SZEPTEMBERTŐL

A betontechnológia jelentősége nagyon megnövekedett az elmúlt időszakban egyrészt a betonnal szembeni fokozott elvárások (pl. nagy szilárdság, tartósság, veszélyes hulladékok tárolása, stb.), másrészt a speciális igényeket kielégítő betonok megjelenése, harmadrészt az európai szabványok megjelenése miatt. Ennek megfelelően a betontechnológia óriási érdeklődésre tart számot. A diplomával záruló Betontechnológus Szakirányú Továbbképzés megszervezése révén a BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszéke a betontechnológia körébe tartozó legújabb ismeretek átadásával kívánja segíteni a praktizáló kollégákat. Saját, jól felfogott **érdekében minden cégnek kell legyen jó betontechnológusa.**

A továbbképzés célja, hogy a résztvevők megszerezzék a legfrissebb betontechnológiai ismereteket. A tanfolyam során a hallgató elmélyedhet a betontechnológiai módszereken kívül a speciális tulajdonságú betonok témakörben, a betonalkotók anyagtani kérdéseiben, építőanyagok újrahasznosításában, 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 előregyártás kérdéseiben, a minőségirányítás és minőségbiztosítás módszereiben és áttekintést kap a vasbetonépítésben megjelent legújabb anyagokról. Mindezeket jogi, gazdasági és vezetésméleleti kérdések egészítik ki. A tananyag egymásra épülő rendszerben tekinti át a betontechnológiához szükséges összes ismeretanyagot.

A továbbképzéshez való felvételhez **a műszaki felsőoktatás területén legalább alapképzésben szerzett mérnöki oklevél** szükséges. A sikeres záróvizsga alapján végezetül **betontechnológus szakmérnöki oklevél** kerül kiállításra.

A képzés levelező rendszerben folyik félévenként 3-3 konferenciahéten (általában hétfő de. 10⁰⁰-tól csütörtök 16⁰⁰-ig), és az utolsó félévben szakdolgozatot kell készíteni. A képzés hossza 4 félév amire BSc ill. MSc diplomával is lehet jelentkezni. A tanfolyam részletes leírása és jelentkezési lap a www.epito.bme.hu/eat honlapon a *Hírek, események* címszó alatt található ill. kérhető a titkarsag@eik.bme.hu címről.

A jelentkezéshez le kell adni a végzettséget igazoló oklevél másolatát, 2 db igazolványképet, eredeti hatósági erkölcsi bizonyítványt és szakmai önéletrajzot. További információ, ill. kérdés esetén: Sánta Gyuláné (tel: (1) 463-4068).

TALAJ ÉS SZERKEZET KÖLCSÖNHATÁSÁNAK ÖSSZEHAISONLÍTÓ VIZSGÁLATAI VASBETON LEMEZALAPPAL KÉSZÜLŐ VÁZAS ÉPÜLETEK ESETÉN



Dr. Móczár Balázs – Dr. Mahler András – Polgár Zsuzsanna

A lemezalapok méretezése, modellezése, az ágyazás (ágyazási tényező) felvétele mind a mai napig nem tisztázott teljes körűen és sok vitára ad okot a tartószerkezeti és geotechnikai tervezők körében. A hazai gyakorlatban jellemzően rendelkezésre álló tartószerkezeti tervező szoftverek az altalaj, mint rugalmas ágyazást veszik figyelembe. Összehasonlító vizsgálatokat végeztünk egy vasbeton vázas épület esetében egyrészt a PLAXIS 3D szoftverrel (mely alkalmas térben a talaj (mint kontinuum) és a szerkezet együttes vizsgálatára), valamint a hazai tervezői gyakorlatban leggyakrabban használt Axis VM szerkezettervező szoftver felhasználásával. Az elvégzett széleskörű vizsgálatok alapján számos megállapítást és javaslatot fogalmaztunk meg a lemezalapok méretezésére vonatkozóan.

Kulcsszavak: lemezalap, 3D PLAXIS végeselemes modellezés, Axis VM rugalmas ágyazás

1. BEVEZETÉS

A végeselemes szoftvereknek a hazai szerkezettervezési gyakorlatban való mindennapos alkalmazása megteremti azt az igényt, hogy az eddig összegyűjtött ismeretek a talajösszlet és a szerkezet együttes viselkedéséről olyan formában is rendelkezésre álljanak, ami egyszerűen felhasználható a modellezés során. Az eddigi eredmények bővítését és pontosítását pedig lehetővé teszi a speciális geotechnikai szoftverekkel végzett modellkísérletek és a nagyberuházások során egyre gyakrabban készülő monitoring vizsgálatok eredményei.

Kutatásunk egyrészt arra irányult, hogy egy adott szerkezet-típust - lemezalapozással készülő többszintes vasbeton vázas épület – vizsgálva, egy, a talajtömeget pontosabban modellező geotechnikai szoftverrel (PLAXIS 3D Foundation) végzett paramétervizsgálatokon keresztül jobban érthetővé tegye a talaj és szerkezet kölcsönhatását.

A hazai gyakorlatban a szerkezettervezők leggyakrabban az Axis VM szoftvert használják a többszintes vasbeton vázas épületek statikai méretezésére. A később iroda, parkolóház vagy lakóépület funkciót ellátó egységek jelentős számú esetben lemezalapozással készülnek. Ennek megfelelően a talajtömeg, mint felületi támasz jelentkezik a szerkezet modelljében, így a szoftverben egy rugóállandóval jellemzett, adott eloszlású ágyazatként vehető figyelembe. A gyakorlatban legtöbbször a Winkler-féle javított ágyazatnak megfelelő eloszlást vesznek figyelembe, ahol az ágyazási tényező alapértékét a karakterisztikus pontban számított átlagos talpfeszültség és süllyedés hányadosaként számolják.

Ezek alapján a kutatás másik fő része volt, hogy PLAXIS szoftverrel végzett modellkísérleteinket alapul véve vizsgáltuk ugyanazon problémára az Axis VM szoftverrel kapható eredményeket. Ezzel kimutattuk, hogy az eltérő modellezési, számítási környezet jelentős eltéréseket okozhat, valamint, hogy a gyakran alkalmazott, egyszerűsített méretezési módszerek a biztonság és a gazdaságosság kárára való közelítéseket

is tartalmaznak, így felülbírálatuk szükséges. A kutatás során azonban nem volt cél eldönteni, hogy az egyes szoftverek közül melyik ad jó eredményt, ezt csak valóságos szerkezetek monitoring eredményeinek segítségével lehetne megtenni. A fő eredmény a tendenciák felállításában és a különböző eredmények egymáshoz viszonyításában rejlik.

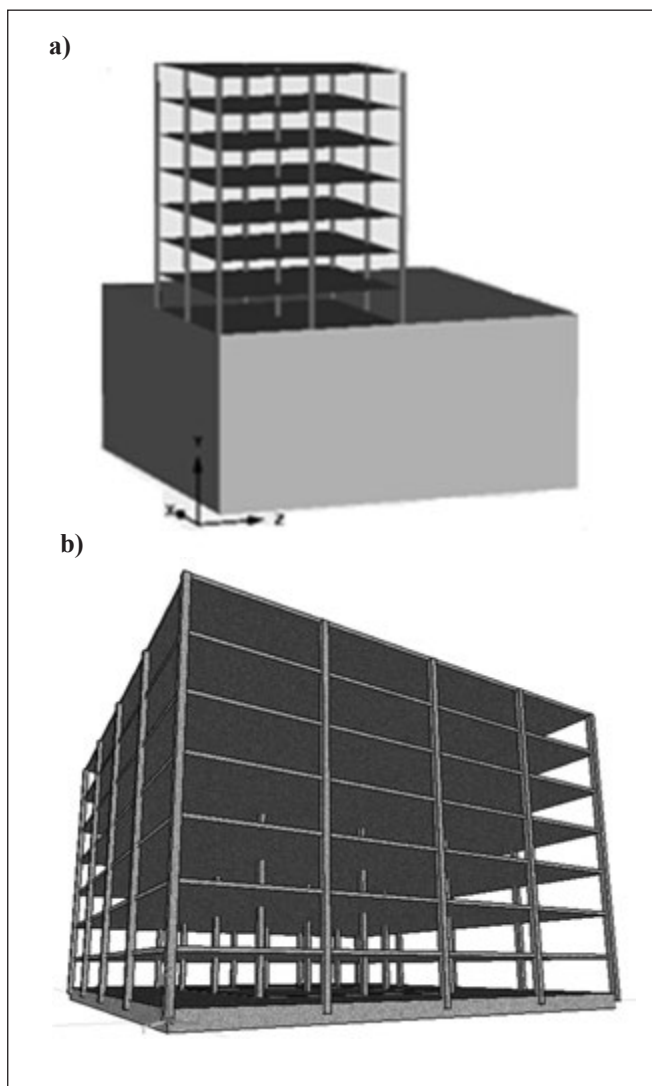
2. A VIZSGÁLT PROBLÉMA BEMUTATÁSA

A kutatás alapját egy, az 1. ábrán látható kialakítású, 32x32 m-es befoglaló méretű, földszint+7 szintes, szimmetrikus elrendezésű, felszínen fekvő alaplemezzel készülő vasbeton pillérvázas épület és az ennek megtámasztást nyújtó talajtömeg együttes vizsgálata képezte.

A modellezésére a PLAXIS 3D Foundation geotechnikai végeselemes célszoftver volt alkalmas, amely a talajtömeg viselkedését a laboratóriumi és helyszíni talajvizsgálatok során meghatározott paraméterek alapján kontinuumként képes leírni, emellett több elemből összeállítható felszerkezet építhető fel benne. Mindezeket térben képes kezelni, így a feszültség-szétterjedés, ennek következtében pedig a létrejövő alakváltozások és igénybevételek a valóságoshoz jobban közelítenek.

A modell (1. ábra) főbb paraméterei:

- szintmagasság: 3 m
- pillér raszterek távolsága: 8 m
- pillérek keresztmetszete: 40x40 cm
- földemek vastagsága: 25 cm
- alaplemez vastagsága: 40-60-80-100 cm
- merevítőfal vastagsága: 0 vagy 25 cm
- megoszló teher: közbelső földemek 3,5 kN/m², záróföldem 4,0 kN/m²
- elemkapcsolatok: a pillér-földem kapcsolatok minden esetben merev kialakítású



1. ábra: PLAXIS 3D (a) és Axis VM (b) geometriai modell

Hangsúlyozandó, hogy az épület geometriai kialakítása és méretei a modellben a valóságos épületekhez közeli, állandó értékek (az alaplemez vastagságát kivéve), így egy adott, állandó épületmerekvességét képviselnek, a konkrét értékeknek azonban nincs szerepe.

A különböző talajparaméterek hatásának vizsgálata érdekében négy különböző, jellemző hazai, homogén talajtípusra végeztük el a modellkísérleteket. Ezek jellemzőit az 1. táblázatban látható értékekkel vettük figyelembe (Móczár-Szendefy, 2013).

1. táblázat: Talajfizikai jellemzők (KT=közepesen tömör, M=merev)

talajfizikai jellemző	vizsgált talajok			
	homokos kavics	homok	homokos iszap	közepes agyag
állapot	KT	KT	KT	M
nedves térfogatsúly (kN/m^3)	19	18	19	19
hatékony telített térfogatsúly (kN/m^3)	10	9	10	10
belső súrlódási szög ($^\circ$)	37	31	22	15
kohézió (kPa)	0	0	20	40
összenyomódási modulus (MPa)	35	18	11	9

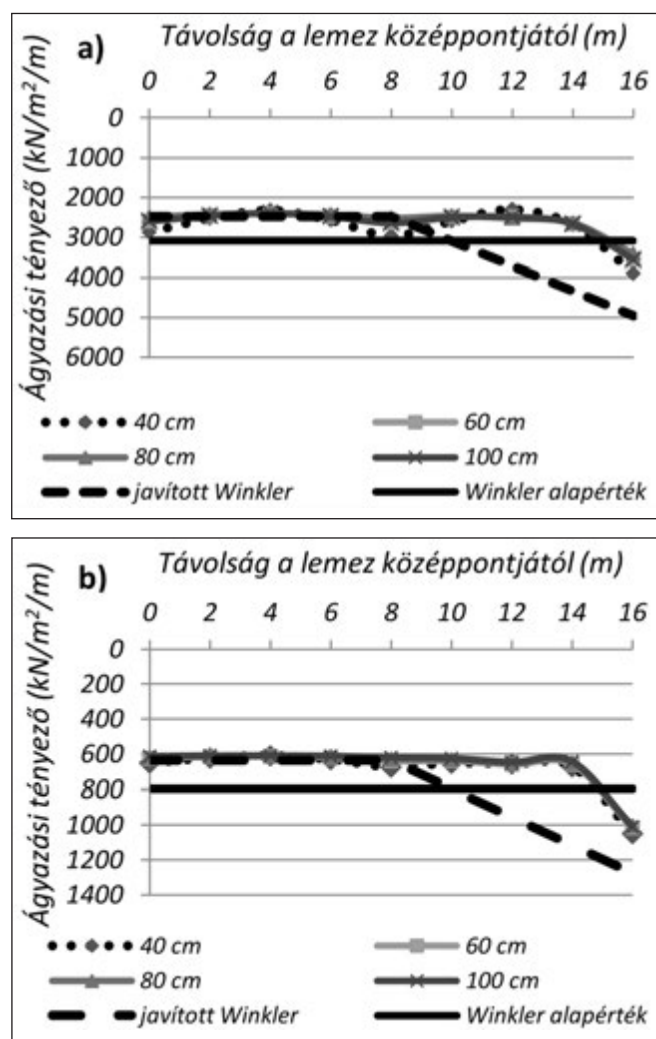
3. PARAMÉTERVIZSGÁLATOK

A felépített modellen négyféle paramétervizsgálatot készítettünk kétféle talajmodellel (Mohr-Coulomb (MC) és Hardening Soil (HS)). Ezek során a talajjellemzők (4 féle talajtípussal), a modellmélységnek (7 különböző határmélység elméletet figyelembe véve (Jegorov, Jáky, Jegorov és Malikova, DIN1054 és MSZ15004-1989, valamint Széchy és Varga), azaz a feszültségterjedés lehatárolásának, az alaplemez merevségének (40-60-80-100 cm vastag lemezzel) és az alsó szinten körbefutó merevítő fal beépítésének hatását vizsgáltuk. A modellkísérleteknél minden esetben az alaplemez süllyedésének, a talpfeszültségeknek, az alaplemez fajlagos nyomatéki igénybevételeinek és a szerkezeti födémek igénybevételeinek alakulása képezte az összefüggések megállapításának alapját. A nagyszámú modellkísérlet és az eredmények közelítő módszerrel való összevetésével a következő, Széchy (1952) és Dulácska (1982) által is részben ismertett, eredményeket kaptuk (a területi korlátokra való tekintettel az eredmények részletes ismertetésére nincsen lehetőség):

- a talaj és szerkezet együttes viselkedését a talaj oldaláról alapvetően az alakváltozási paraméterek határozzák meg, a nyírószilárdsági paraméterek hatása nem jelentős (vagyis a talaj nyírószilárdsági paramétereinek esetleges nem megfelelő felvétele gyakorlatilag nem befolyásolja a lemezalap igénybevételeit, elmozdulásait; annak csak a lemezalap alatti talaj törési tönkremeneteli szempontjából (GEO teherbírási határállapot) van jelentősége, amely azonban ritka esetben mértékadó);
- a modell(vagyis határ)mélységnek a talajtípustól függetlenül gyakorlatilag nincs hatása a relatív süllyedésekre és igénybevételekre, viszont az abszolút süllyedéseket jelentősen befolyásolja;
- kisebb összenyomódási modulussal rendelkező talajok esetén jelentősen kisebbek a relatív süllyedések, a talaj szétosztja a koncentrált terhekből adódó többletfeszültségeket;
- egyre merevebb alaplemez esetén egyre csökken a koncentrált terhelésből származó relatív süllyedések nagysága, a süllyedéseloszlás egyre jobban megközelíti a tisztán megoszló teherrel terhelt lemezekre jellemző alakot;
- hajlékony lemezek esetén az igénybevételek lefutása a talajtípustól (és az összenyomódási jellemzők értékétől) függetlenül alakul;
- a lemez merevségének növelésével a szemcsés és kötött talajokon fellépő igénybevételek nagysága egyre inkább eltér egymástól, a kötött talajokon nagyobb negatív, viszont kisebb pozitív igénybevételek keletkeznek, azaz a nyomatéki ábra alakját megtartva tolódik a negatív nyomatékok irányába;
- a lemezvastagság növelésével az igénybevételek nagysága is növekszik;
- a lemezvastagságnak nincs jelentős hatása födémek igénybevételeire;
- az alsó szinten, a lemezszélen körbefutó merevítő falnak csak a lemez szélső szűk tartományában van hatása a süllyedés- és igénybevétel-eloszlásra;
- a merevítő fal hatása az ágyazási tényező szempontjából elhanyagolható mértékű eltérést mutat a „tisztán” pillérvázaz épülethez képest.

Az egyik legjelentősebb kutatási eredményt az ágyazási tényező eloszlásának és nagyságának vizsgálatokor kaptuk. A PLAXIS szoftverrel pontosan számítható talpfeszültség és süllyedés hányadosaként kapott ágyazási tényező (melyet – az összehasonlíthatóság kedvéért – csak mechanikus alapon lehet kiszámolni) eloszlása az alaplemez egy metszetében, homokos

kavics és agyag talajra, a lemezvastagság függvényében a 2. ábrán látható. Az ábrán feltüntettük a Winkler-féle ágyazat alapértékét és a javított Winkler-féle ágyazatnak megfelelő eloszlást, amely szerint az ágyazási tényező alapértékének 0,8-szorosát ajánlott figyelembe venni a lemezszélesség felének megfelelő belső tartományban, míg a lemezszélen (a teljes szélesség $\frac{1}{4}$ -e) az alapérték 1,6-szorosáig lineárisan növekvő érték felvétele javasolt. Az ágyazási tényező alapértékét a karakterisztikus pontban Kany módszere alapján számított átlagos talpfeszültség és a süllyedés hányadosaként számítottuk. Az elmélet lényege a süllyedést okozó többletfeszültségek mélységbeli lehatárolásán alapul, azaz annak a határmélységnek a megállapításán, amely felett elhelyezkedő talajzóna összenyomódást szenved a terhek hatására. A modellezés során jelen feladatra több különböző határmélység-elmélet eredményeit és a gyakorlati tapasztalatokat felhasználva 15 méteres határmélységet határoztunk meg, amivel a további eredményeket is számítottuk.



2. ábra: Ágyazási tényező eloszlása az alaplemez lemezközépi metszetében a lemezvastagság függvényében a) homokos kavics és b) agyag általaj esetén

Ezek alapján a következő megállapítások tehetőek:

- az ágyazási tényező eloszlása független a talaj típusától, annak szerepe csak az ágyazási tényező abszolút értékében van (vagyis minél puhább az altalaj, annál kisebb lesz az átlagos ágyazási tényező is);
- az igen hajlékony alaplemeztől eltekintve az ágyazási tényező értéke egy adott talaj esetén nem függ az alaplemez vastagságától;
- a PLAXIS szoftverrel és a Winkler-féle javított ágyazási té-

nyező módszerrel kapott átlagos ágyazási tényező (melyet „klasszikus” süllyedésszámítás alapján határoztunk meg ugyanolyan határmélység figyelembe vételével) jó egyezést mutat a lemez belső felében;

- a javított Winkler-féle ágyazási eloszlástól eltérően a talpfeszültség és az ágyazási tényező értéke az alaplemez csak egy szélső szűk tartományában, a lemezszélesség $\frac{1}{16}$ -ában növekszik meg, és ekkor sem éri el a Winkler-féle ágyazattal kapott értéket;
- az ágyazási tényező értéke az alaplemez szélső szűk tartományát kivéve konstansnak tekinthető;
- a szemcséstől a kötött talajok felé haladva a szélső és belső tartomány közötti ágyazási tényező aránya a következőképpen alakul (minél merevebb a talaj, annál kisebb a különbség):

2. táblázat: Ágyazási tényező lemezközéphez viszonyított értéke a lemezszélen

homokos kavics	homok	homokos iszap	közepes agyag
1,3-1,4	1,3-1,4	1,4-1,6	1,5-1,7

4. KÜLÖNBÖZŐ ÁGYAZÁSI ELOSZLÁSOK ÖSSZEHA-SONLÍTÁSA

Az eddigi eredmények tükrében kutatásunk a továbbiakban arra irányult, hogy a hazai szerkezettervezési gyakorlatban leggyakrabban alkalmazott Axis VM vége-seleemes szoftverben egyszerűen modellezhető, különböző eloszlású ágyazatokkal kapható eredmények hogyan viszonyulnak a PLAXIS szoftverrel kapott eredményekhez.

Három különböző közelítő ágyazati eloszlást vizsgáltunk, ahol az ágyazási tényező alapértékét (C), a már említettek szerint, a karakterisztikus pontban számított átlagos talpfeszültség és süllyedés hányadosaként képeztük. Itt jegyezzük meg azt, hogy minden esetben egységesen a terhek tervezési értékével számoltunk (igénybevételeket és süllyedéseket is) a könnyebb kezelhetőség kedvéért – a cél az eloszlások tendenciájának bemutatása volt.

Az így kapott ágyazási tényező alapértékből az eloszlásokat a következőképpen vettük figyelembe (3. ábra):

1. típus: az alaplemez teljes felülete alatt az átlagos ágyazási tényezőt alkalmazva
2. típus: a javított Winkler-féle ágyazási eloszlás által javasolt 0,8 C értéket a belső (16 m) és 1,6 C értéket a külső (7 m) tartományban alkalmazva
3. típus: az előző eloszlást jobban közelítve a javított Winkler-féle ágyazathoz: a belső (16 m) tartományban 0,8 C értéket alkalmazva, míg a külső tartományt két részre osztva – úgy, hogy az átlagos ágyazási tényező megegyezzen a javasolt értékek átlagával – a belsőhöz közelebbi 4 méter szélességű tartományban 1,0 C, míg a lemezszéle-re eső 3 méter szélességű tartományban 1,4 C értéket alkalmazva

A 2. és 3. típusú modellel végzett futtatások azonban rámutattak arra, hogy az alapvetően magasépítési szerkezeti problémákra kidolgozott szoftver az alaplemez esetén jelentős, a valóságos viselkedésnek ellentmondó igénybevételecsúcsokat eredményez a lemezszéleken és a sarkokban. Ennek oka, hogy az ágyazási tényezővel történő számítás nem veszi figyelembe az itt tapasztalható feszültség-szétterjedés hatását. A közelítés javítható, ha a lemezszélen és a sarkokban az ágyazási tényező alapértékét növeljük: a program készítőinek ajánlása alapján, a sarkokban négyszeres, a lemezszéleken pedig kétszeres értékek felvételével. A később bemutatott eredményeket már az így pontosított ágyazattal kaptuk. A közelítő ágyazatok

mellett vizsgáltuk az összehasonlíthatóság kedvéért a PLAXIS modell eredményeiből közvetetten számított ágyazási kialakítást is (4. típusú ágyazat). A végeleemes hálózat sűrűségéből következően az ágyazási tényezőre 2x2 méteres raszterben számítottunk értékeket az adott pontban fellépő talpfeszültség és süllyedés hányadosaként, vagyis az ágyazási tényező-eloszlást „mesterségesen” állítottuk elő. Ennek megfelelően az Axis VM modellben a felületi támasz megadása szintén 2x2 méteres raszterben felosztott tartományok segítségével történt, fél raszternyi eltolással. Azaz egy 2x2 méteres tartományra megadott ágyazási tényező a tartomány középpontjában számított talpfeszültség és süllyedés hányadosaként állt elő. A pontonként számított ágyazási tényező-értékek átlagolásával kapható átlagos ágyazási tényező összehasonlítása a javított Winkler-ágyazat értékeivel a 3. táblázatban látható. Összehasonlíthatóság kedvéért – mivel a Winkler ágyazási együttható független a lemez vastagságától – a Plaxisból számított ágyazási együttható a négy különböző lemezvastagság esetén számított érték átlaga (HS modellel történt számítás esetén).

3. táblázat: Közelítő módszerrel és végeleem módszerrel kapható átlagos ágyazási tényező a négy talajtípus esetén (kN/m²/m)

módszer	vizsgált talaj			
	homokos kavics	homok	homokos iszap	közepes agyag
Winkler	3097	1565	973	796
PLAXIS	3160	1524	926	724
eltérés	+2,0%	-2,4%	-4,8%	-9,0%

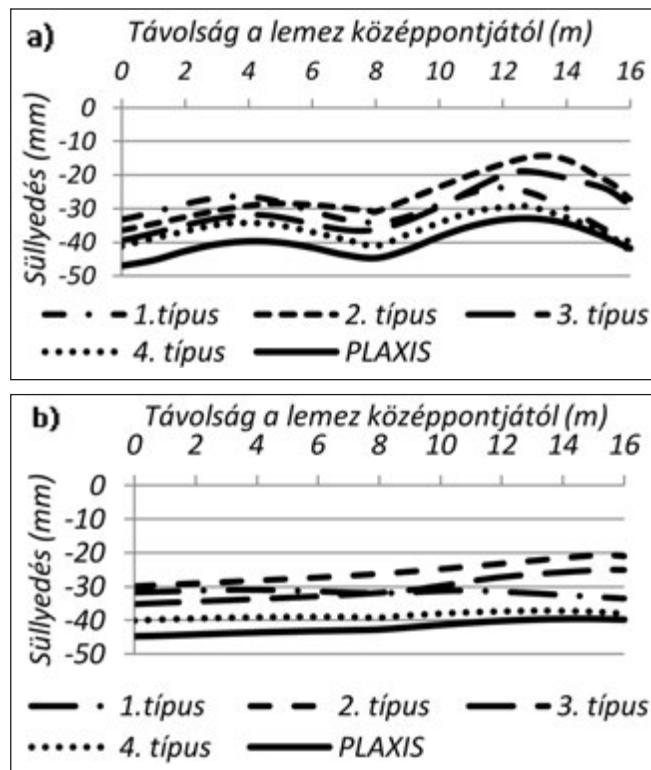
Látható, hogy az átlagos ágyazási tényező szempontjából a két módszer nagyon hasonló eredményeket ad, valamint megállapítható, hogy minél merevbb a talaj, annál jobb az egyezőség.

A különböző ágyazati eloszlásokkal a hajlékony (40 cm vastagságú) és merev (100 cm vastagságú) alaplemezekon végzett modellkísérletek eredményei alapján, az alaplemez közepén felvett metszetben hasonlítottuk össze a süllyedéseket és a fajlagos nyomatéki igénybevételeket.

A) A süllyedések alakulása

Az eredményekből megállapítható, hogy mind hajlékony (4/a. ábra), mind merev (4/b. ábra) alaplemez esetén összességében a legjobb egyezést az eloszlás tekintetében a PLAXIS eredményekből közvetlenül számított 4. típusú ágyazat adja vissza, de látható, hogy a süllyedések abszolút értékben így is minden esetben kisebbek. Ennek magyarázata az eltérő modellezési környezetben rejlik, a rugalmas ágyazat minden

esetben kisebb elmozdulásokat eredményez a kontinuumként kezelt talajtömeggel szemben. A PLAXIS-sal kapott eloszlást leginkább a 3. típusú ágyazat követi, de abszolút értékben jelentős az eltérése. A korábbi eredményeket igazolja, hogy az 1. típusú, teljes felületen azonos értékkel megadott ágyazat csak a lemez szélső 2-3 méteres tartományában mutat jelentős eltérést a süllyedések lefutásában.



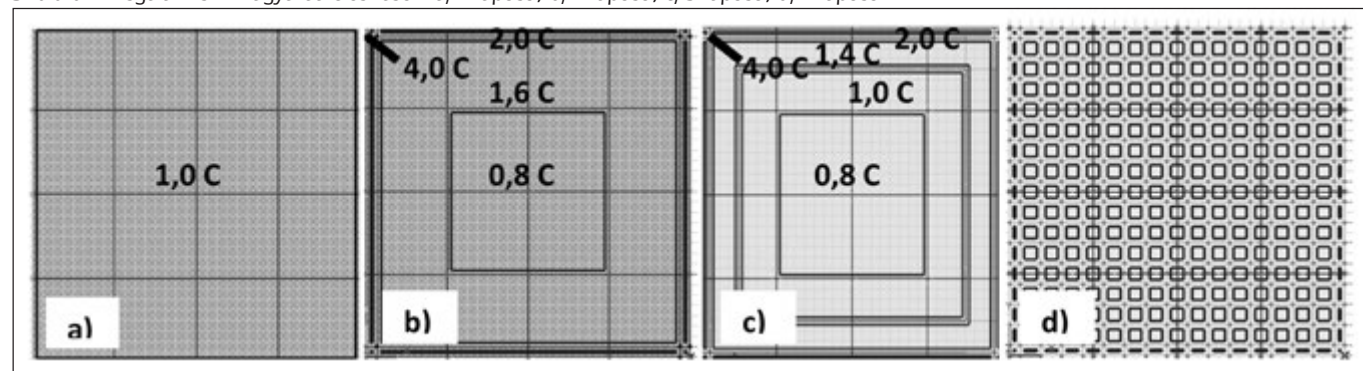
4. ábra: PLAXIS – Axis VM: Alaplemez süllyedéseloszlása lemezközépi metszetben különböző ágyazatokkal a) 40 és b) 100 cm vastag lemez esetén homokos kavics altalajon

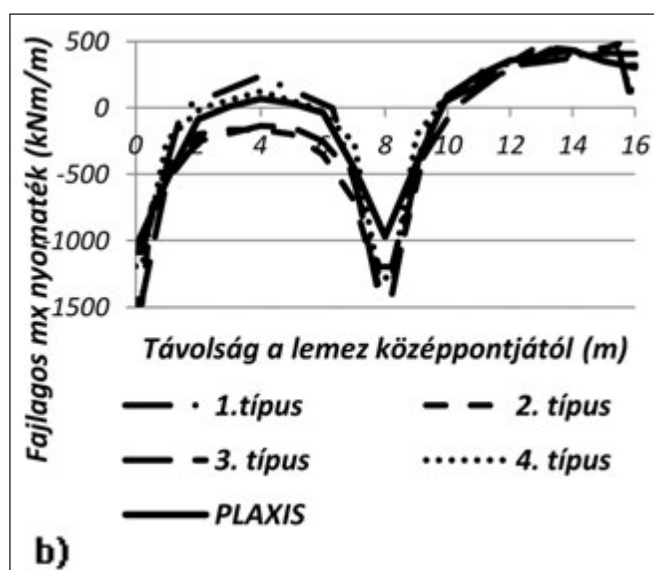
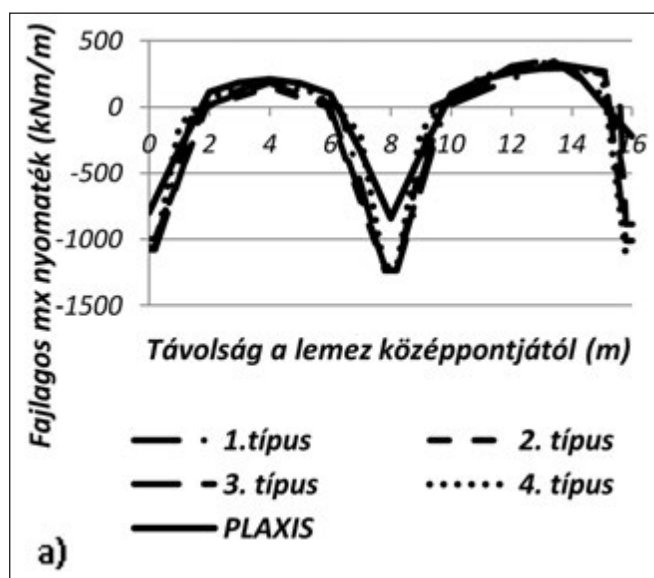
Agyag talaj esetére is ezek a tendenciák adódnak, azonban az eloszlásban megfigyelhető eltérések kisebb mértékűek, ugyanis a korábban látott eredményeknek megfelelően dominál a merev talaj „elosztó” tulajdonsága, így az ágyazatnak kisebb a szerepe a süllyedéseloszlás szempontjából.

B) Az alaplemez fajlagos nyomatéki igénybevételének alakulása

A fajlagos nyomatéki igénybevételeket tekintve szintén megállapítható, hogy hajlékony (5/a. ábra) és merev (5/b. ábra) lemez esetén is a 4. típusú (PLAXIS-ből közvetetten számított) ágyazat adja vissza leginkább a PLAXIS eredményeket mindkét talajtípus esetén. A homokos kavics esetén hajlékony és merev lemeznél, valamint agyagnál a hajlékony lemeznél is jó közelítést ad az 1. típusú ágyazat, viszont merev talajon

3. ábra: Vizsgált Axis VM ágyazati eloszlások: a) 1. típusú; b) 2. típusú; c) 3. típusú; d) 4. típusú





5. ábra: PLAXIS – Axis VM: Alaplemez fajlagos mx nyomatéki igénybevétel eloszlása lemezközépi metszetben különböző ágyazatokkal a) 40 cm vastag lemez esetén, homokos kavics altalajon b) 100 cm vastag lemez esetén, agyag altalajon

fekvő merev lemeznél (5/b. ábra) igen nagy eltérés mutatkozik.

A különböző ágyazási eloszlások vizsgálatából a következők állapíthatók meg:

- a süllyedések és igénybevételek PLAXIS szoftverben kapott eloszlása, valamint abszolút értéke Axis VM szoftverben csak igen részletes ágyazati felosztással közelíthető meg jól;
- hajlékony lemez és kis merevségű talaj esetén a nyomatéki igénybevételek eloszlására és értékére (kivétel a negatív nyomatéki csúcsokat) jó közelítést ad a teljes felületen azonos merevséggel megadott ágyazat, viszont a süllyedések tekintetében a lemez többi részéhez képest a lemezszélen (2-3 m) kisebb süllyedés kapható;
- merev lemez és merev talaj esetén a teljes felületen azonos merevséggel megadott ágyazat igen rosszul közelíti a PLAXIS eredményeit;
- a fajlagos nyomatéki igénybevételek szempontjából a lemezközéphez közelebb eső lemezsáv a legkritikusabb, főként merev lemez esetén igen nagy eltérés mutatkozik az egyes ágyazatok és egyes szoftverek eredményei között is.

5. MEGÁLLAPÍTÁSOK

Az eredmények tükrében látható, hogy az alakváltozások, süllyedések tekintetében nem mutatkoznak jelentős eltérések az eloszlások tekintetében, ugyanakkor a PLAXIS-sal számított mozgások tendenciózusan nagyobbak, mint a közelítő feszültség- és süllyedés- számítási módszerekkel kapott értékek, különösen a külső lemezsáv tekintetében. Jelentősebb eltérés mutatkozik ugyanakkor az igénybevételek, az alaplemezben ébredő nyomatékok tekintetében: PLAXIS-sal számítva a pillérek alatt lényegesen kisebbek a nyomatéki csúcsok, vagyis ehhez viszonyítva az Axis túlméretezéshez vezet, ugyanakkor a lemezközéphez közelebb eső lemezsáv esetében (főként merev lemez esetén) igen nagy eltérés mutatkozik az egyes ágyazatok és egyes szoftverek eredményei között is és sok esetben a PLAXIS-sal kaptunk nagyobb igénybevételeket.

Az is megállapítható, hogy az Axis VM szoftverben kisebb mértékben érvényesül a talaj alakváltozó-képességének hatása az igénybevételek alakulásában, mint a PLAXIS szoftverben.

A vizsgálatok azt is igazolták, hogy ágyazási tényező eloszlása független a talaj típusától (azok talajfizikai jellemzőitől), annak szerepe csak az ágyazási tényező abszolút értékében van, valamint az igen hajlékony alaplemeztől eltekintve az ágyazási tényező értéke egy adott talaj esetén nem függ az alaplemez vastagságától.

A PLAXIS számítások azt mutatják, hogy a közvetetten számított ágyazási tényező a lemezszélen csak egy szűk tartományban növekszik meg, a javított Winkler-ágyazatnál feltételezett 1/4-től eltérően csak a lemez szélességének 1/16-ában figyelhető meg fokozatos növekedés és e szűk tartománytól eltekintve az ágyazási tényező értéke konstansnak tekinthető.

A korábbiakban összefoglalólag vázolt eredmények felhívják a figyelmet arra, hogy az eltérő modellezési, számítási környezet jelentős eltéréseket okozhat ugyanazon probléma vizsgálata esetén. Ebből az is következik, hogy egy adott modellkörnyezetben (szoftverben) lefolytatott paramétervizsgálat eredményeinek alkalmazása egy másik környezetben nem feltétlenül vezet jó eredményre. Egy konkrét probléma vizsgálatának eredménye jó alapot nyújthat egy másik feladatnál is, de az itt tett megállapítások természetesen nem általánosíthatóak. A kutatás során nem volt cél eldönteni, hogy az egyes szoftverek közül melyik ad jó eredményt, ezt csak valóságos szerkezetek monitoring eredményeinek segítségével lehetne megtenni. Megállapítható azonban, hogy a gyakran alkalmazott egyszerűsített méretezési módszerek a biztonság és a gazdaságosság kárára való közelítéseket is tartalmaznak, így felülbírálatuk szükséges.

6. HIVATKOZÁSOK

- Dulácska E., Fekete S., Varga L. (1982), „Az altalaj és az építmény kölcsönhatása”, Akadémiai Kiadó, Budapest
- Egorov, K. E., Malikova, T. A. (1975), „Settlement of foundation slabs on compressible base” 5th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Bangalore, Vol 1. pp.187-190
- van Langen, H. (1991), „Numerical analysis of soil-structure interaction”, PhD dissertation, Delft University of Technology
- Lopes, F. R. (2000), „Design of raft foundations on Winkler springs”, In: Hemsley, J. A. (ed.): *Design applications of raft foundations*, Thomas Telford Ltd., London, U.K.
- Móczár B., Szendefy J. (2013), „Sík alapok teherbírásának egyszerűsített számítása az Eurocode 7 elveinek figyelembevételével”, *Vasbetonépítés* 2013/1 szám pp. 20-26.
- Rózsa L. (1977), „Alapozás kézikönyv”, Műszaki Könyvkiadó (Jáky határmélység elmélete, -237.o.)

Széchy K. (1952), „*Alapozás I-II*”, Közlekedési Kiadó, Budapest
 Széchy K., Varga L. (1971), „*Alapozás I. kötet*”, Műszaki Könyvkiadó, Budapest
 MSZ EN 1990:2005 (Eurocode: A tartószerkezetek tervezésének alapjai)
 MSZ EN 1990:2002/A1:2008 (Eurocode: A tartószerkezetek tervezésének alapjai)
 MSZ EN 1991-1-1:2005 (Eurocode 1: A tartószerkezeteket érő hatások. 1-1. rész: Általános hatások. Sűrűség, önsúly és az épületek hasznos terhei)
 MSZ EN 1991-1-3:2005 (Eurocode 1: A tartószerkezeteket érő hatások. 1-3. rész: Általános hatások. Hóteher)
 MSZ EN 1997-1:2006 (Eurocode 7: Geotechnikai tervezés. 1. rész: Általános szabályok)
 MSZ 15004-1989
 DIN 1054
 Plaxis 3D Foundation Version 2: Brinkgreve R.B.J. – Swolfs W. M. (ed.) (2007), „*PLAXIS 3D Foundation Version 2 Manual*”, PLAXIS bv, Delft, Netherlands
 Axis VM 12 R1a: Inter-CAD Kft. (2013), „*Axis VM 12 felhasználói kézikönyv*”

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

Dr. Mahler András (1977) okl. építőmérnök, PhD, egyetemi docens, a BME Geotechnikai Tanszék oktatója. Fő érdeklődési területei: talajviselkedés véges elemzés modellezése, talajjellemzők helyszíni és laboratóriumi meghatározása, talaj és szerkezet kölcsönhatása. Az MSZT/MB 126 „Különleges alapozások” műszaki Bizottságának tagja. Az ISSMGE és a Magyar Geotechnikai Egyesület tagja.

Polgár Zsuzsanna (1990) okl. építőmérnök (MSc), a témában írt TDK dolgozatával elnyerte az MMK Geotechnikai Tagozatának különdíját. Fő érdeklődési területei: speciális mélyépítés, talaj és szerkezet kölcsönhatása.

COMPARITIVE TESTS OF SOIL AND STRUCTURE INTERACTION IN CASE OF FRAME STRUCTURES WITH RAFT FOUNDATION

Balázs Móczár – András Mahler – Zsuzsanna Polgár

Design and modelling of raft foundations, and choosing the value of vertical subgrade reaction is still an actively discussed topic in geotechnical and structural engineering. In the everyday practice the soil-structure interaction is mostly taken into account by using the theory of ‘beam on elastic foundation’ where the soil is substituted by certain set of subgrade reaction coefficients. Finite element analyses of a building have been performed using a geotechnical software (Plaxis 3D) which is capable of considering the subsoil as a continuum, and a structural software (Axis VM) which uses the concept of ‘beam on elastic foundation’. The evaluation of the results and recommendation for the everyday practice is summarized in this paper.

DR. KISBÁN SÁNDOR KÖSZÖNTÉSE 65. SZÜLETÉSNAPOJÁRA



1949-ben született Szegeden. A szegedi Radnóti Gimnáziumban érettségizett. 1973-ban a Budapesti Műszaki Egyetemen diplomázott, okleveles híd- és szerkezetépítő mérnökként. Munkáját tervezőként az ÁÉTV-nál (Általános Építettervező Vállalat) kezdte. 1975-től az Uvater Hídirroda nagy fesztávú acél-szerkezeti hídosztályának tervező, majd vezető tervező mérnöke. 1977-1981 és 1983-84 között két alkalommal a Víziterv közvetítésével az Algériai Vízügyi Minisztériumban dolgozott szakértőként. 1986-ban a BME Acélszerkezeti Tanszékén dr. tech. címet szerzett ferdekábeles hídszerkezetek témakörben. 1988-91 között a Beton- és Vasbetonipari Műveknél mint műszaki főtanácsos dolgozott. 1994-2001 között a PEM Acélsarnok Kft.-nél vállalkozási igazgató.

Számos szakcikk szerzője, szakmai konferenciák rendsze-

res előadója. Részt vett a szegedi Bertalan Lajos Tisza-híd, az újvidéki ferdekábeles Duna-híd, a tiszapalkonyai közúti Tisza-híd tervezésében, a budapesti Árpád híd szélesítésében és a Lágymányosi híd előkészítésében. 2002-től a CÉH Zrt. hídszakági főmérnökeként bekapcsolódott az M0 Megyeri híd tervezési munkáiba. Irányításával, aktív tervezői és fejlesztői munkája révén készültek el a magyarországi első ferdekábeles híd hazánkban eddig még nem alkalmazott szerkezeti kialakításai, statikai és dinamikai számításai, a 100 m magas vasbeton pilonszerkezetek, a híd szabadszerelése, a ferdekábelek feszítése és végső beszabályozása. Kiemelkedő szakmai tevékenységének elismeréseként Gábor Dénes díjjal (2008) és Széchenyi-díjjal (2009) tüntették ki. Nevéhez fűződik továbbá az M0 autópálya keleti szektor több jelentős hidjának, az M31 autópálya és az M6 autópálya Szekszárd – Bóly szakasz több völgyhídjának tervezése. Tagja a Magyar Mérnöki Kamarának, a Közlekedéstudományi Egyesületnek, a **fib** Magyar Tagozatának, valamint az IABSE-nek.

T. H.

DR. TARICZKY ZSUZSANNA KÖSZÖNTÉSE 75. SZÜLETÉSNAPOJÁRA



1939. december 13-án Budapesten született. 1958-ban jeles eredménnyel érettségizett a budapesti Fazekas Mihály Gimnáziumban. Matematika-fizika tanár szeretett volna lenni, de nem vették fel az egyetemre, mint hasonló társait abban az időben. Ennek ellenére diplomát szerzett a Műszaki Egyetem Építésmérnöki Karának esti tagozatán 1969-ben, majd 1978-ban az egyetem Építőipari minőségvizsgáló szakán. 1982-ben védte meg műszaki doktori disszertációját a nagyszilárdságú helyszíni betonok technológiai kérdéseiről.

Tanulmányai mellett dolgozott az Építéstudományi Intézet minősítő tagozatán, majd jogutódjánál az Építőipari Minőségvizsgáló Intézet Anyagvizsgáló Osztályán. Ebben az időben a méréseket, vizsgálatokat mindenki maga végezte. Így megtapasztalhatta, hogy milyen eltérések, hibák fordulhatnak elő az anyagban, és a vizsgálatoknál. Ezt a gyakorlatot hasznosította a későbbiekben, amikor néhány évig a Nemzeti Akkreditáló Testület auditoraként tevékenykedett, de hasznos volt a kivitelezésben végzett munkája során.

A kivitelezéssel a Vízügyi Építő Vállalat Tisza II. építkezésén ismerkedett meg. A laboratóriumot vezette, betontechnológiát tervezett, betongyárakat üzemeltetett.

1972 augusztusában került a Hídepítő Vállalathoz, hogy megszervezze a vállalat minőségellenőrző rendszerét. A hídepítés területén a technológia tervezése, a vizsgálatok alapján történő minősítés ekkor vált igénnyé. A hídepítés helyszínen előregyártott hídtartóinak (1972-1980), a szabadon szerelt, a szabadon betonozott (1975-1992) és betolt technológiájú hídak (1989-1999) betontechnológiáit gondos kísérleti munkával készítette elő. Ebben az időben az alapanyagok kiválasztása igen sokféle választékból történt. A korlátozott lehetőségek azonban sokféle tapasztalatot eredményeztek, melyre a későbbiekben építeni lehetett.

Munkája során fontos szerepet játszott az oktatás. Oktatta

a hídepítő szakmunkásokat, művezetőket, minőségellenőröket a betontechnológia, a feszítés rejtjelmeire, a szükséges vizsgálatok szakszerű elvégzésére, vezetőit az új előírások, szabályozások ismereteire. Oktatta felkérésre a cementgyárak, kavicsbányák, betonüzemek, illetve a beton felhasználók dolgozóit. Ezeket az előadásokat személyes példa, tapasztalat tette érdekessé. Mennyire voltak eredményesek? Talán az, hogy újra, meg újra volt rá igény.

Az MSZ 206-1: 2002 Betonszabvány megjelenését követte annak hazai bevezetése. E munkában is szívesen vett részt. A Magyar Betonszövetség keretében az új előírásokat, az alkalmazásokat is ismertette. Munkáját a szakma egyéb kitüntetései mellett a Magyar Betonszövetség „Dombi József-díjjal (2007), Magyar Betonszövetségért érdeméremmel és oklevéllel (2009) ismerte el.

Szerencsés embernek érzi magát, mert mindig olyan munkát végzett egész élete során, ami érdekelte. Az elismeréseken túl, külön megtiszteltetésnek érzi, hogy az 1977-ben Kassán rendezett feszített beton konferencián, német nyelven tarthatott előadást az első magyarországi szabadon szerelt híd építését megelőző kísérleti munkáról, majd 1981-ben a VI. Nemzetközi Melment-Symposiumon Münchenben, a Melment L10 betonadalékszer alkalmazásáról az első magyarországi szabadon betonozott híd építésénél.

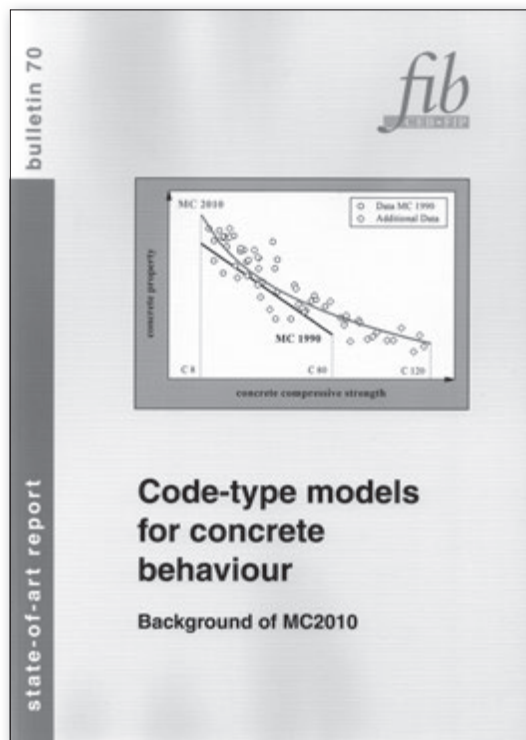
Közel 50 évi folyamatos, lelkes munkáját 2008-ban a Hídepítő Zrt műszaki főtanácsosaként fejezte be. A szakma azonban még igényelte munkáját, oktatást szervezett, előadásokat tartott, esetenként felkérésre szakmai cikkekben közölte tapasztalatait, gondolatait.

Nem lett fizikatanár, de az anyagvizsgálatok, a betonkeverékek alapanyagainak kiválasztása, keverékek összeállítása pótolta a kísérleteket, és megmaradt az előadásokra való felkészülés és az oktatás izgalma is.

Kedves tagtársunknak jó egészséget, boldog nyugdíjas éveket kívánunk.

T. H.

fib Bulletin 70:
Code-type models for
concrete behaviour



Category: State-of-art report
ISBN: 978-2-883494-110-6

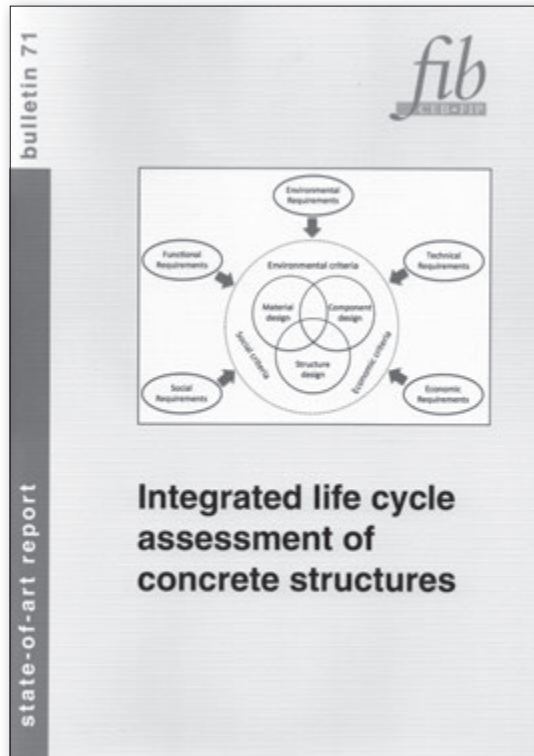
Abstract:

fib Model Code 2010 represents the state-of-the-art of code-type models for structural behaviour of concrete. It comprises constitutive relations and material models together with the most important explanatory notes. However the underlying normative work, i.e. the fundamental data as well as the considerations and discussions behind the formulas could not be given within the Model Code text. Based on various experiences gained after the publication of Model Code 1990 this lacking background information will lead in the following to numerous questions arising from Model Code users.

Consequently the present bulletin claims to conquer this general weakness of codes in a way to guard against any future misunderstandings of the Model Code 2010 related to its chapter 5.1 (Concrete). It discusses the given formulas in connection with experimental data and the most important international literature. The constitutive relations or material models, being included in MC1990 and forming the basis and point of origin of the Task Group's work, were critically evaluated, if necessary and possible adjusted, or replaced by completely new approaches. Major criteria have been the physical and thermodynamical soundness as well as practical considerations like simplicity and operability.

This state-of-the-art report is intended for practicing engineers as well as for researchers and represents a comprehensible summary of the relevant knowledge available to the members of the **fib** Task Group 8.7 at the time of its drafting. Besides the fact that the bulletin is a background document for Chapter 5.1 of MC2010, it will provide an important foundation for the development of future generations of code-type models related to the characteristics and the behaviour of structural concrete. Further it will offer insights into the complexity of the normative work related to concrete modelling, leading to a better understanding and adequate appreciation of MC2010.

fib Bulletin 71:
Integrated life cycle
assessment of concrete structures



Category: State-of-art report
ISBN: 978-2-88394-111-3

Abstract:

Concrete is after water the second most used material. The production of concrete in the industrialized countries annually amounts to 1.5-3 tonne per capita and is still increasing. This has significant impact on the environment. Thus there is an urgent need for more effective use of concrete in structures and their assessment.

The scope of activities of the **fib** Task Group 3.7 was to define the methodology for integrated life-cycle assessment of concrete structures considering main essential aspects of sustainability such as: environmental, economic and social aspects throughout the whole life of the concrete structure. The aim was to set up basic methodology to be helpful in development of design and assessment tools focused on sustainability of concrete structure within the whole life cycle. Integrated Life Cycle Assessment (ILCA) represents an advanced approach integrating different aspects of sustainability in one complex assessment procedure. The integrated approach is necessary to insure that the structure will serve during the whole expected service life with a maximum functional quality and safety, while environmental and economic loads will be kept at a low level. The effective application and quality of results are dependent on the availability of relevant input data obtained using a detailed inventory analysis, based on specific regional conditions. The evaluation of the real level of total quality of concrete structure should be based on a detailed ILCA analysis using regionally or locally relevant data sets.



Knorr Bremse -
Kecskemét



Turisztikai
központ - Baja

Előregyártott vasbeton-
elemekből álló vázszerkezetek
kivitelezése a tervezéstől a
szerkezet összeszereléséig.



Phoenix Mecano -
Kecskemét

A szerkezet kulcsa!



beton - star

BETON-STAR Univerzális Betonszerkezet Gyártó és Kivitelező Kft.
H-6000 Kecskemét, István király körút 24.
Phone: 00 36 76 414 660
E-mail: betonstar@betonstar.hu
web: www.betonstar.hu



ÉMI-TÜV

Válassza a biztonságot
Teremtsen értéket

Az ÉMI-TÜV SÜD csapata

műszaki szolgáltatásaival sikerré
kovácsolja munkáját a minőségügy és
a biztonságtechnika területén

Vizsgálat, ellenőrzés, tanúsítás, megfelelésértékelés és szakértői tevékenység az alábbi területeken

- Építési termékek (betonok, falazó elemek, beton termékek, előregyártott vasbeton termékek) üzemi gyártásellenőrzésének alapvizsgálata és felügyelete, ÜGYE tanúsítása
- Tartószerkezetek, épületszerkezetek
- Projektorientált komplex minőségbiztosítási rendszerek kiépítése és működtetése
- Új laboratóriumi nagyminta kísérletek
- Épületenergetikai tanúsítvány
- Lifttek, mozgólépcsők, színpadtechnikai berendezések
- Építő-, emelő- és anyagmozgató gépek
- Nyomástartó berendezések, kazánok, gázpalackok
- Hegesztési technológiák, hegesztők, hegesztő üzemek
- Tervellenőrzés
- Fogyasztási cikkek, műszaki, könnyűipari és élelmiszeripari termékek
- Nemzeti és nemzetközi akkreditáció alapján minőségügyi rendszerek ellenőrzése, tanúsítása minőségirányítási rendszer, környezetirányítási rendszer, MEES, MEBIR, autóipari minőségirányítási rendszer TS 16949, EMAS
- Képzések a minőségbiztosítás és biztonságtechnika területén