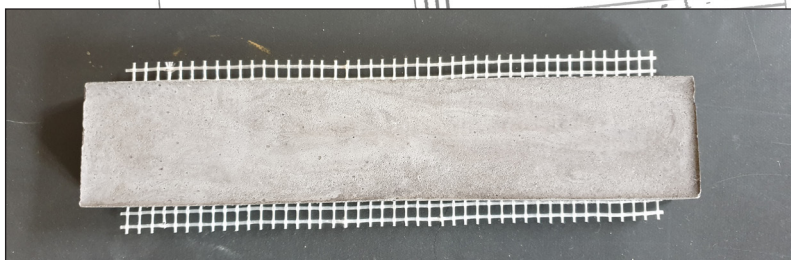
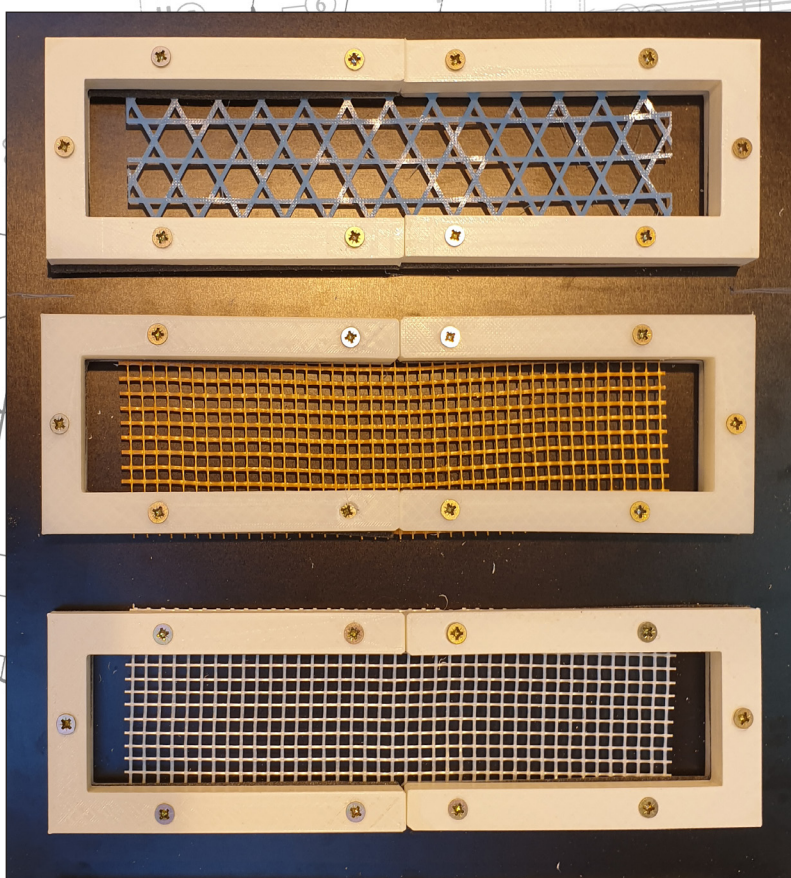
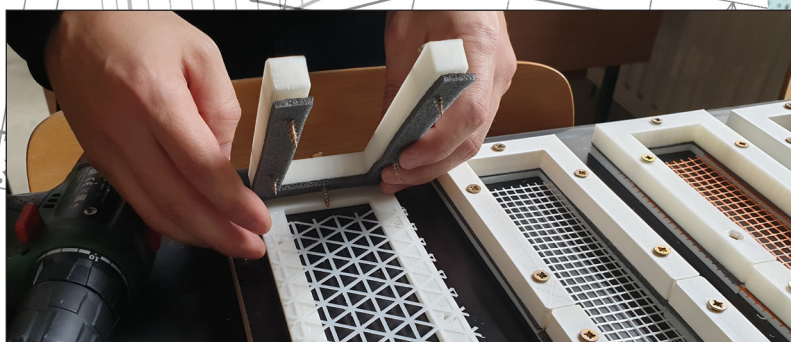


VASBETONÉPÍTÉS

CONCRETE STRUCTURES

JOURNAL OF THE HUNGARIAN GROUP OF *fib*

KASIK TAMÁS -
DR. SÓLYOM SÁNDOR -
DR. BALÁZS L. GYÖRGY

3D NYOMTATOTT HÁLÓVAL ERŐSÍTETT BETON

50

DR. ALMÁSI JÓZSEF -
VARVASOVSKY PÉTER

HOGYAN ALAKÍTSUK KI A STATIKAI ÁLLAPOTOT MEGHATÁROZÓ SZAKVÉLEMÉNYÜNKET

58

KANIZSÁR SZILÁRD -
DR. SZEPESHÁZI RÓBERT

TORONYHÁZAK ALAPREZGÉSI PERIÓDUSIDEJÉNEK BECSLÉSE A TALAJÁGYAZÁSOK FIGYELEMBEVÉTELÉVEL

68

SZEMÉLYI HÍREK

VÖRÖS JÓZSEF 75. SZÜLETÉS-
NAPJÁRA
ZSÖMBÖLY SÁNDOR 75. SZÜ-
LETÉSNAJÁRA
BARTA JÁNOS EMLÉKÉRE
(1968-2021)

78

fib BULLETIN 91, 92

80

2021/3

XXIII. évfolyam, 3. szám



BETONMIX

Szálerősítéssel betonok

Tervezés

Betontechnológia

Szakértés

Diagnosztika

Ipari padlók

Térbetonok

Betonszerkezetek

Hibajavítás

- optimális javítási technológia kidolgozása
- szakvélemény
- javítás kivitelezése, felügyelete



Georadar

- akár 6 méter mélységig
- geotechnikai anomáliák meghatározása
- aknák és üregek helyének meghatározása
- vasalás becslés

+36 30 377 8629

BETONMIX@BETONMIX.HU

WWW.BETONMIX.HU

VASBETONÉPÍTÉS

műszaki folyóirat
a **fib** Magyar Tagozat lapja

CONCRETE STRUCTURES
Journal of the Hungarian Group of **fib**

Főszerkesztő:

Dr. Balázs L. György

Szerkesztő:

Dr. Träger Herbert

Szerkesztőbizottság:

Barta János
Dr. Csíki Béla
Dr. Czoboly Olivér
Dr. Erdélyi Attila
Dr. Farkas György
Kolozi Gyula
Dr. Koris Kálmán
Dr. Kopecskó Katalin
Dr. Kovács Károly
Dr. Kovács Imre
Dr. Kovács Tamás
Lakatos Ervin
Dr. Lublós Éva
Mátyássy László
Dr. Móczár Balázs
Dr. Nehme G. Salem
Dr. Orbán Zoltán
Pisch Zsuzsanna
Polgár László
Dr. Sajtos István
Telekiné Királyföldi Antónia
Várdai Attila
Dr. Völgyi István
Vörös József

Lektorai testület:

Dr. Dulácska Endre
Királyföldi Lajosné
Madaras Botond
Dr. Madaras Gábor
Dr. Orosz Árpád
Dr. Szalai Kálmán
Dr. Tóth Ernő
(Kéziratok lektorálására más
kollégák is felkérést kaphatnak.)

Alapító: a **fib** Magyar Tagozata

Kiadó: a **fib** Magyar Tagozata

(**fib** = Nemzetközi Betonszövetség)

Szerkesztőség: BME Építőanyagok és
Magasépítés Tanszék

1111 Budapest, Műegyetem rkp. 3.

Tel: 463 4068 Fax: 463 3450

E-mail: fib@eik.bme.hu

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

Az internet verzió

technikai szerkesztője:

Bíró András, doktorandusz

Tervezőszerkesztő: Halmai Csaba

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: Nyomatott műanyag háló
kerül nyomtatott műanyag zsaluzatba, és
vegezetül betonba (Kasik Tamás Beton-
technológia Szakirányú Továbbképzés
Diplomamunkájának részlete)
Fotót készítette: Kasik Tamás

TARTALOMJEGYZÉK

- 50** KASIK TAMÁS - DR. SÓLYOM SÁNDOR -
DR. BALÁZS L. GYÖRGY
3D NYOMTATOTT HÁLÓVAL ERŐSÍTETT BETON
- 58** DR. ALMÁSI JÓZSEF - VARVASOVSKY PÉTER
**HOGYAN ALAKÍTSUK KI A STATIKAI ÁLLAPO-
TOT MEGHATÁROZÓ SZAKVÉLEMÉNYÜNKET**
- 68** KANIZSÁR SZILÁRD – DR. SZEPESHÁZI RÓBERT
**TORONYHÁZAK ALAPREZGÉSI PERIÓDUSIDE-
JÉNEK BECSLÉSE A TALAJÁGYAZÁSOK FIGY-
ELEMBEVÉTELÉVEL**
- 78** **SZEMÉLYI HÍREK**
VÖRÖS JÓZSEF 75. SZÜLETÉSNAPJÁRA
ZSÖMBÖLY SÁNDOR 75. SZÜLETÉSNAPJÁRA
BARTA JÁNOS EMLÉKÉRE (1968-2021)
- 80** **fib BULLETIN 91, 92**

A folyóirat támogatói:

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



Kasik Tamás - Dr. Sólyom Sándor - Dr. Balázs L. György

<https://doi.org/10.32969/VB.2021.3.1>

A XX. század végei gyártástechnológiák gyors fejlődése új gépek és technológiák megjelenését is eredményezte. Ezek közé tartozik az 1980-as években megjelent 3D nyomtatás is. Néhány évvel ezelőttig ez a technológia csak prototípus előállítására alkalmas gyártási folyamat volt. Azonban a 3D nyomtatók 2010-es évek elején szélesebb körű elterjedése lehetőséget adott a 3D nyomtatás új területekre történő beintegrálására és szerte ágazóbb ipari alkalmazására.

Ebben a cikkben rövid betekintés adunk a 3D nyomtatás világába és a 2020. őszi félévében Kasik Tamás által készített betontechnológus szakmérnöki diplomamunkába, melyben 3D nyomtatott hálókkel és szövetekkel erősített lemez alakú beton próbatestekkel végeztünk kísérleteket (konzulensek voltak: dr. Sólyom Sándor és dr. Balázs György).

Kulcsszavak: Additive Manufacturing, 3D nyomtatás, FFF nyomtatás, háló erősítés, szövet erősítés, diplomamunka

1. BEVEZETÉS

A 3D nyomtatás ötlete már az 1950-es években felmerült, de gyakorlati fogalomként csak 1980-ban vált, amikor dr. Hideo Kodama bejegyezte „3 dimenziós modell hőre keményedő polimerből történő előállítása”-ra vonatkozó szabadalmát, ami lényegében az első SLA (Stereolithography) nyomtató tervének elképzelése volt. Az első működőképes SLA nyomtatót szabadalmát azonban csak 1986-ban védette le Charles Hull a 3D Systems társalapítója.

Az 1990-es években több új szabadalom is megjelent, 2009-ben pedig az első FDM (Fused Deposition Modeling) nyomtató – termoplasztikus műanyag nyomtatás - szabadalmát is bejegyezték.

Az első 10 000 \$ alatti nyomtató 2004-ben jelent meg a piacon, és a gépek ára azóta is folyamatosan csökken.

Napjainkra már a középkategóriás, jó minőségű nyomtatók ára 100 000 Ft alá csökkent így bárki otthon, az íróasztala mellől képes előállítani készterméket.

Nap mint nap jelennek meg új típusú és felépítésű nyomtatók, valamint megjelentek a kerámia, fém-, étel- és betonnyomtatás gépei is, bár ezek még nem a mindennapos használatban.

A technológia gyors fejlődése miatt, egyes szakmai kifejezésekre a magyar nyelvben nem is születtek megfelelő fordítások, ezért ezeket a továbbiakban eredeti angol elnevezésük alapján mutatjuk be.

A 3D nyomtatás széleskörű elterjedése lehetőséget ad új innovációk kifejlesztésére. A diplomamunka is erre tett kísérletet.

2. GYÁRTÁSI TECHNOLÓGIÁK

A modern gyártási technológiák az alábbi három csoportba sorolható be:

Formative Manufacturing [FM]

Az alapanyagot előre elkészített formába juttatjuk, és így állítjuk elő a kész terméket (1. ábra).

Ezzel a módszerrel a nagy mennyiségben, kevés eszközzel,

olcsón lehet terméket előállítani. - a betonozás is ebbe a kategóriába tartozik. (Például kézi: korongozás, öntés; gépi: fröccsöntés, vákuumformázás.)

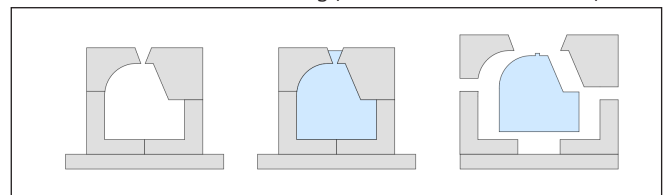
Subtractive Manufacturing [SM]

Alapanyagtömbből, kimunkálással állítjuk elő a készterméket. Viszonylag egyszerű formák nem nagy mennyiségben történő előállítására a legalkalmasabb, leginkább fémalkatrészek előállításra használjuk (2. ábra). A technológia hátránya, hogy nagy anyagvesztéssel jár. (Például kézi: faragás, vésés; gépi: esztergálás, marás, vágás.)

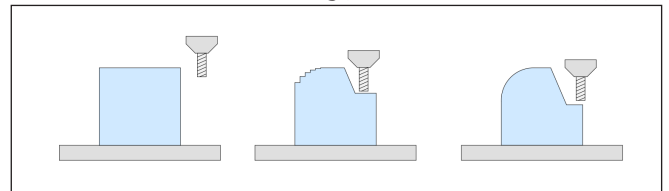
Additive Manufacturing [AM]

Az alapanyagot a késztermék alakjára formáljuk át (3. ábra). Kis számú, többnyire prototípus gyártásra vagy nagyon bo-

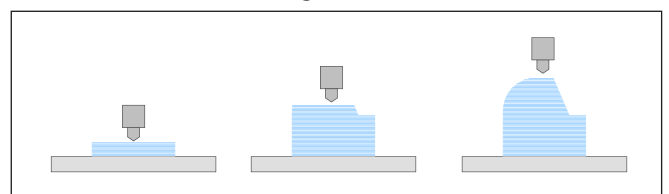
1. ábra: Formative Manufacturing (Ben, Filemon és Brian, 2017)



2. ábra: Subtractive Manufacturing (Ben, Filemon és Brian, 2017)

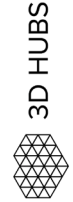
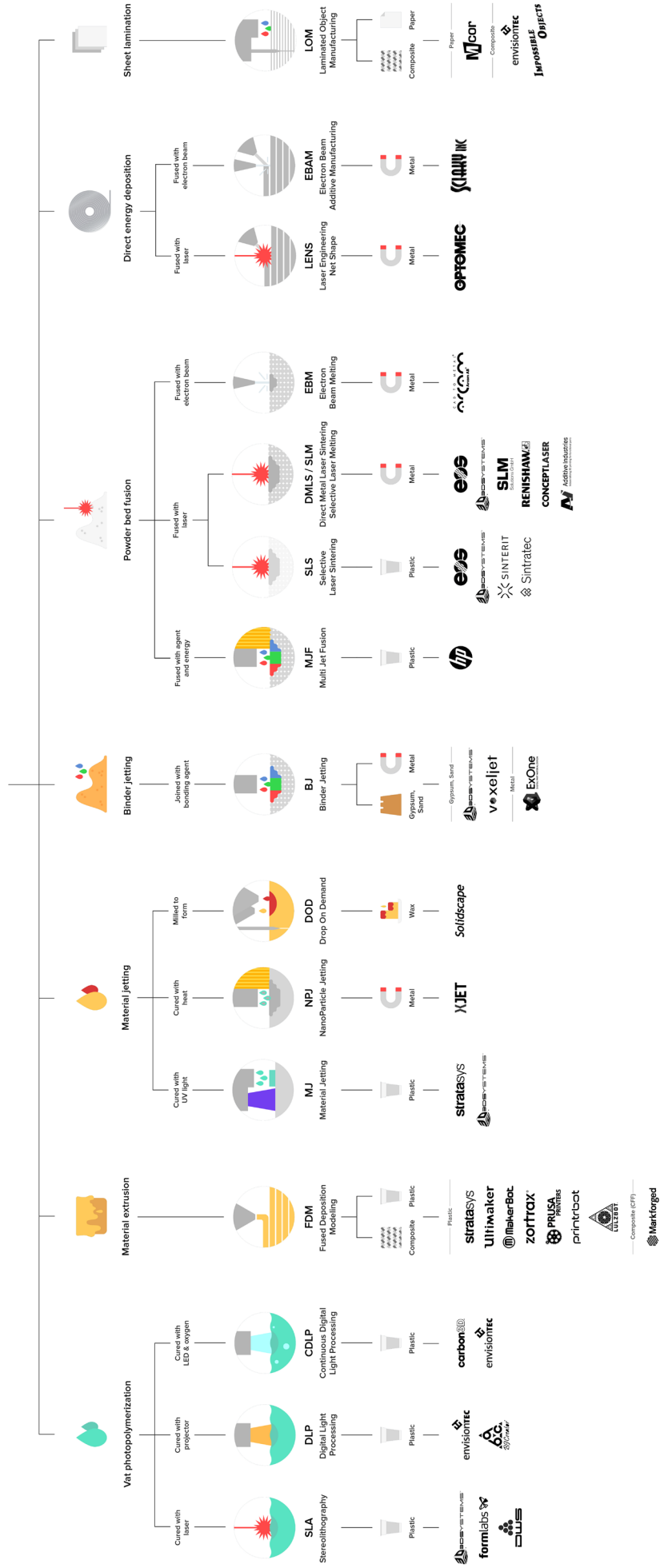


3. ábra: Additive Manufacturing (Ben, Filemon és Brian, 2017)



4. ábra: 3D nyomtatási technológiák (Sher, 2016)

ADDITIVE MANUFACTURING TECHNOLOGIES



Find out more at www.3dhubs.com/what-is-3d-printing

nyolult testek előállítására alkalmas módszer (például gépi: 3D nyomtatás)

Napjainkig a gyártási folyamatok többsége a *Formative Manufacturing* és *Subtractive Manufacturing* kategóriákba tartoznak, de a 20. század végén jelentős előrelépések történtek az *Additive Manufacturing* széleskörűbb elterjedésében is. Ennek az az oka, hogy amíg az előbbieket a sorozatgyártásban hasznosíthatók a leginkább, az utóbbi eddig inkább csak a prototípusgyártásban volt elterjedt.

Az *Additive Manufacturing* technológia hátránya azonban a másik két gyártási technológiához képest, hogy még azoknál a gyártási költségek a gyártandó elemek számával megegyezően exponenciálisan csökkentek, addig az *Additive Manufacturing*-el előállított termékek költsége minden elemnél azonos. Előnye viszont, hogy kisebb erőforrás igénye van és ezzel a technológiával – esetenként – az anyagvesztéséig nullára is csökkenthető.

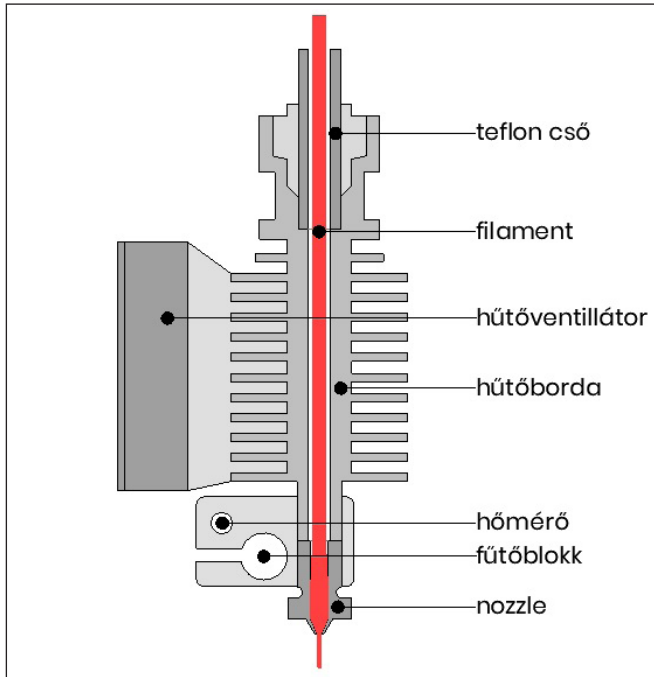
3. 3D NYOMTATÁS

Annak ellenére, hogy a 3D nyomtatási technológiák nagyban eltérnek egymástól, alapvető metodikájuk megegyezik. 3D nyomtatás során egy számítógép vezérelt gép, az alapanyagból

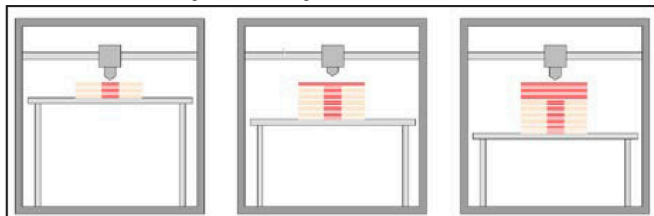
5. ábra: Filament tekerecs (Ultra Shop, 2020)



6. ábra: „Hotend” kialakítása



7. ábra: FDM/FFF nyomtatás folyamata



egy munkafelületre, X-Y síkon, rétegről rétegre építi fel (Z tengelyen) a készterméket és a rétegeket valamilyen módon egymáshoz köti. Ebből következően a végeredmény paraméterei sokban függenek a nyomtató szoftveres és hardveres adottságaitól.

A 3D nyomtatási technológiákról a 4. ábra nyújt áttekintést.

A leelterjedtebb és legolcsóbb nyomtatási mód a *Fused Deposition Modeling (FDM)* vagy *Fused Filament Fabrication (FFF)* (7. ábra).

Ez a technológia egy tekerceses szálanyagú műanyagból – másnéven filament-ből – történik a nyomtatás (5. ábra).

A műanyag szálát a nyomtató fejbe adagolja egy motor, ahol a fej „hotend” (6. ábra) nevű részébe kerül. Ez a szerkezet felel azért, hogy a filament a megfelelő hőmérsékletre (190-250 °C) felmelegedjen, megolvadjon és fűvókán (nozzle) keresztül a munkaasztalra juthasson.

Miután a műanyag elhagyta nyomtatófejet és rákerült az általában fűtött munkaasztalra, léghűtés segítségével gyorsan lehül és megdermed, így megtartva a réteg mintázat alakját.

4. 3D NYOMTATÁS FOLYAMATA

A 3D nyomtatás főbb fázisai az alábbiak:

CAD modell elkészítése

A nyomtatási folyamat legelső lépéseként a kívánt forma virtuális, CAD (Computer-aided design – „számítógép által támogatott tervezés”) modelljét kell előállítanunk.

Erre bármilyen 3D tervező program alkalmas lehet, például: Fusion 360, AutoCad, Archicad stb.

A modellt a választott nyomtatási módhoz érdemes optimalizálni, hogy elkerüljük a későbbi nyomtatási problémákat vagy esetleg a teljes nyomtatás meghiúsulását. Fontos ezért figyelembe venni a nyomtatáshoz használt hardware és software korlátait.

Az elkészített modellt a *Slicer* szoftverünknek (szeletelő programnak) megfelelő formátumba kell kiexportálnunk. Ez általában lehet stb. obj vagy 3mf formátum.

Nyomtatástechnológia és anyag megválasztása

Miután előállítottuk a modellt, el kell döntenünk milyen nyomtatási technológiával, illetve a technológiával kompatibilis anyagból akarjuk előállítani a kész terméket. Ez azért fontos mert különböző anyagok, különböző beállítással nyomtathatók, sőt ugyan az az anyag más nyomtatón más beállításokat igényelhet.

Modell felszeletelése

Az elkészített modelltől a szeletelő program segítségével nyomtatási rétegeket képezünk, amely alapján a nyomtató felépíti a tényleges fizikai elemet. Legismertebb szeletelő programok: Cura, Prusa Slicer, Simplify 3D.

Az anyagmegtakarítás érdekében a szeletelő program üreges testként kezeli a modelleket, azonban lehetőség van 100% anyag kitöltés vagy különböző mértékű belső merevítő rács létrehozására is.

Nyomtatás megkezdése – pl. műanyag nyomtatás esetén – előtt be kell állítanunk a következőket:

- Layer height a szeletelő síkok magasságát, vagyis a nyomtatott rétegek magasságát
- Line width a nyomtatási réteg szélessége, a nyomtatóból kinyomott műanyag-szál

szélességét (mérete és nyomtató fej fizikai mérete határozza meg)

- Wall thickness üreges modell falának vastagságát (a Line width egész számú többszöröse)
- Top and Bottom thickness = záró felületek vastagságát
- Infill belső merevítés (%-os beállítással)
- Speed nyomtatási és mozgási sebességét
- Temperature a munkasztal és a nyomtató fejhőmérsékletét
- Support modell alátámasztásának mértékét és paramétereit
- Cooling hűtés mértékét és időzítését
- stb.

G-code előállítás

A nyomtatási rétegek fizikai dimenzióit át kell konvertálnunk egy olyan nyelvre, amit a 3D nyomtató megért és letud követni. Ez a CAM (Computer-aided manufacturing – „számítógép által vezérelt gyártás”) gépek által használt nyelvrendszer a G-kód (G-code). A kód generálást a szeletelés után a szoftver végzi el.

Nyomtatási folyamat előkészítése

A nyomtatás megkezdése előtt a technológiának és anyagnak megfelelő intézkedéseket kell tennünk. Ebben a fázisban állítjuk be a megfelelő hőmérsékletet a nyomtatáshoz, betöltjük a nyomtatóba az alapanyagot és elvégzünk minden olyan lépést, ami garantálja a sikeres gyártást.

Nyomtatás

Nyomtatási folyamat közben nincs egyéb teendőnk, mint figyelni, hogy mindig rendelkezésre álljon elegendő alapanyag a gép számára és hogy megakadályozzuk bármiféle rendellenességet, ami befolyásolhatja a nyomtatási folyamat sikerességét.

Utókezelés

Utókezelés során eltávolítunk minden segéd alátámasztást, és minden esetlegesen kialakult hibát kijavítunk. Bizonyos anyagok igényelhetnek speciális utókezelést (pl: felület tisztítás, hőkezelés, UV kezelés).

5. DIPLOMAMUNKA ISMERTETÉSE

Jelen diplomamunka során azt vizsgáltuk, hogy van-e pozitív hatása a 3D nyomtatott háló és térrács erősítésnek a beton teherbírására és milyen arányban van ez a hatás a piacon kapható egyéb termékekkel.

Kísérletsorozatok

A diplomamunka során két kísérletsorozatot terveztünk meg és végeztünk el.

1. táblázat: Kísérlethez használt betonösszetétel

Anyag	Fajta vagy frakció	Tömeg, kg/m ³	Térfogat l/m ³
Adalékanyag	0/1 mm frakció	100.0%	461
Cement	CEM III/A 32.5 R-MSR	559	180
Mészkelet		203,4	76
Szilikapor		61	24
Víz	$m_w/m_c =$	39.9%	223
Adalékszer (cem. m%)	BASF Glenium C300	2.16%	12
	Sika 4R	0,23%	1,32
Levegő		--	23
Összesen		2277,7	1000

Az első kísérletsorozatban háló és textilerősítésű beton próbatestek hajlító-húzószilárdságát vizsgáltuk.

A második kísérletsorozatban a 3D nyomtatott térracssal kiegészített próbakockák nyomószilárdságát és törésképét elemeztük.

A vizsgálatokhoz az 1. táblázatban látható betonreceptúrát használtuk fel.

A kísérlethez a következő lista szerint 3-3 próbatest készült minden esetben. Összesen 36 db próbatest készült.

1. etalon, beton bármilyen erősítés nélkül
2. PLA négyszöggrács
3. PLA hatszöggrács
4. PLA dupla hatszöggrács
5. ABS négyszöggrács
6. ABS hatszöggrács
7. ABS dupla hatszöggrács
8. Dryvit üvegszövet háló
9. üvegszövet
10. bazaltszövet
11. szénszövet
12. szén-kevlárszövet.

Nyomtatott hálók

2. táblázat: Felhasznált filament tulajdonságai

Anyag neve	Szál átmérő mm	Szín	Ajánlott nyomtatási hőmérséklet:	Ajánlott munkasztal hőmérséklet
Sunlu PLA	1,75	Cián	190-220 °C	60-70 °C
Sunlu ABS	1,75	Fehér	220-240 °C	80-90 °C

A háló és rács nyomtatását egy Anycubic i3 Mega nyomtatóval végeztük. Hálók mintázat szerint négyzet, hatszöggrács és dupla hatszöggrács mintával kerültek kialakításra. (3. táblázat) A rácsszál szélesség a nozle (0,4 mm) háromszorosa, azaz 1,2 mm. Ez azt jelenti, hogy minden egyes rácsszál 3 párhuzamos nyomtatott szálból áll. A háló nyomtatási iránya, a háló hossz irányával megegyező. A nyomtatási réteg magassága (vastagsága) pedig 0,1 mm rétegmagassággal készült, össz magassága 0,3 mm, azaz 3 rétegben lett kinyomtatva.

Szövetek


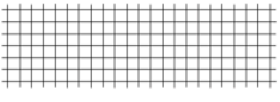
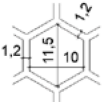
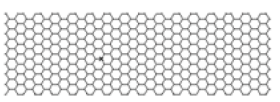
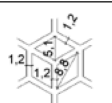
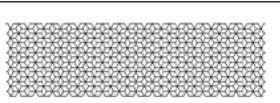
A kísérletsorozatban a Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetemnek a VKE 2018-1-3-1_0003 “Korszerű betonelemek anyagtudományi fejlesztése” című pályázat által biztosított szöveteket is használtunk.

Próbatest zsazuzata

A kísérlethez használt próbatestek mérete (hossz x szélesség x magasság): 250 mm x 50 mm x 20 mm.

A próbatest előállításához az 8. ábrán látható kilenc darabból

3. táblázat: Nyomatott hálók méretei

Név	Rács méret (mm)	Háló minta
négyzet - N		
hatszög - H		
dupla hatszög - DH		

4. táblázat: Felhasznált szövetek tulajdonságai

Szövet anyaga	Szövés	Szál szélesség, mm	Száltávolság, mm	Háló vastagság, mm	Súly, m ² /g
üveg (Dryvit háló)	-	~1,05	~5,3	~0,35	145
üveg	zsák szövés	~3,0	~4,5	~0,5	580
bazalt	köper szövés	~0,8	~0,8	~0,1	160
szén	köper szövés	~2,0	~2,0	~0,2	200
szén-kevlár	atlasz szövés	~1,5	~1,5	~0,2	165

álló saját készítésű, nyomtatott műanyag zsaluzatot használtuk. A szerkezet egy alaplapra csavarozott, két U alakú részből áll, amelyek külön-külön 3-3 különböző szegmensre bonthatók. Mind két rész egy felső 13 mm magas 3D nyomtatott elemből, egy közbelső beszorító polifoam csikból és egy alsó 5 mm magas 3D nyomtatott elemből épült fel.

Az alaplapra közvetlenül felfekvő 5 mm magas zsaluelem biztosította a hálók egyenes és párhuzamos elhelyezését a próbatestben, illetve segítségével biztosítható az egyenletes betonfedés, a felső elem pedig a hálók rögzítésére szolgált (9. ábra). A két műanyag elem közé kerültek elhelyezésre a hálók a beszorítóhabcsík alá. A két rész megfelelő tömítéséről a beszorító polifoam gondoskodott. Az egész szerkezet lerögzítése a zsaluzat falába elhelyezett 10 db csavar segítségével történt (10. ábra).

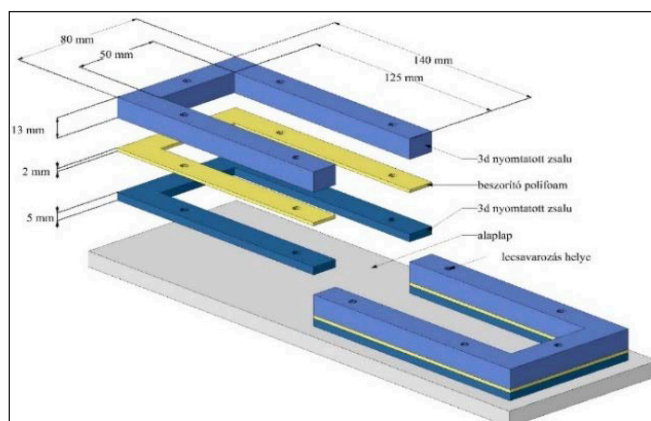
Terhelési séma

A hajlító-húzószilárdság vizsgálatot hét napos korban (kiszaluzás után végig víz alatt tárolva), harmadpontos terheléssel végeztük el (11. és 12. ábra). A későbbiekben látható diagram ordináta tengely (erő tengely) értéke a teljes terhelést, azaz a két ponton leadott erőt jelenti. Az abszcissa tengely (elmozdulás tengely) a terhelőberendezés keresztfej elmozdulását mutatja.

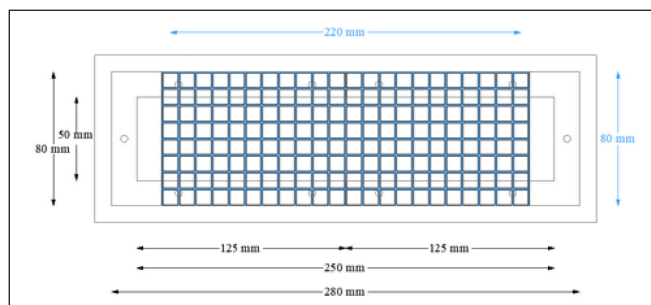
Vizsgálati eredmények kiértékelése

Nyomatott hálók

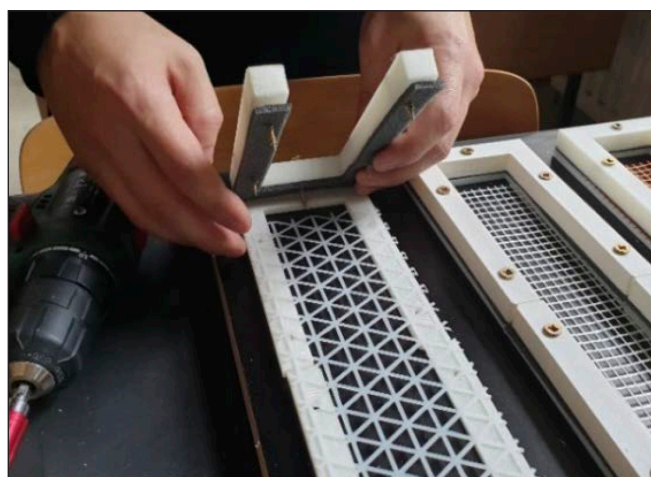
A 3D nyomtatott hálók erő-elmozdulás görbéin látható (13. ábra), hogy a próbatest hajlítási teherbírása csökkent a betétek hatására. A beton elrepedése után minimális a maradt a teherbírás. A vizsgált PLA és ABS anyagú hálókval készült próbatestek eredményei között különbség nem volt látható.



8. ábra: Próbatest zsaluzatának felépítése, ami műanyag nyomtatással készült



9. ábra: Háló elhelyezkedése a zsaluzatban



10. ábra: A műanyag nyomtatással készült zsalu összeállítás

A vizsgált hálók mintázata és teherbírás között minimális összefüggés volt tapasztalható. A sűrűbb rácsávolság esetén nagyobb volt a berepedés utáni teherbírás.

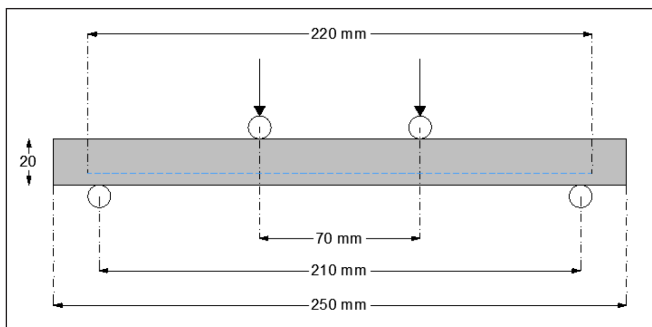
Szövet erősítés

Szövet erősítésű próbatesteknél nagyon eltérő eredmények mutatkoztak (14. ábra). Kiemelkedő teherbírást a szén szövetrel erősített próbatestek esetében figyelhettünk meg.

Terhelés közben mind az üveg, a szén és szén-kevlár szövetnél tapasztalható volt a betonfedés „lemezes” leválása a próbatest húzott oldalán (15. ábra). Feltételezhetően a sűrű szövés és a szálak felületi adottságai miatt a beton nem volt képes megfelelő együttműködést kialakítani a szövetszerkezettel.

6. NYOMOSZILÁRDSÁG VIZSGÁLATI KÍSÉRLET

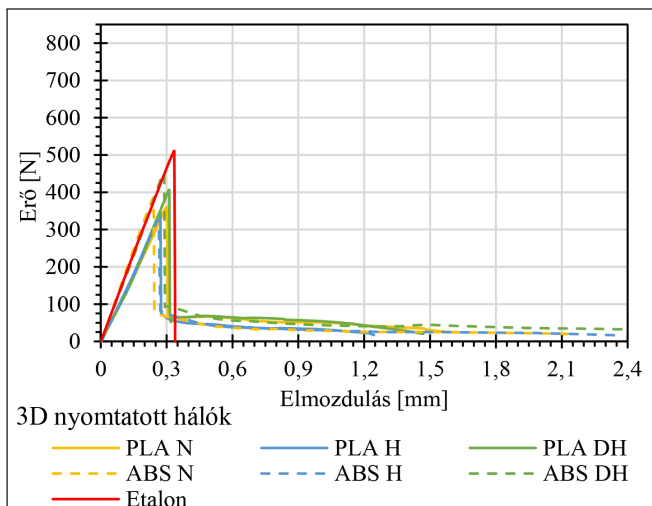
A második kísérlet sorozatban 3D nyomtatott térhálóval kiegészített próbakockák nyomószilárdságát és törésképét vizsgáltuk.



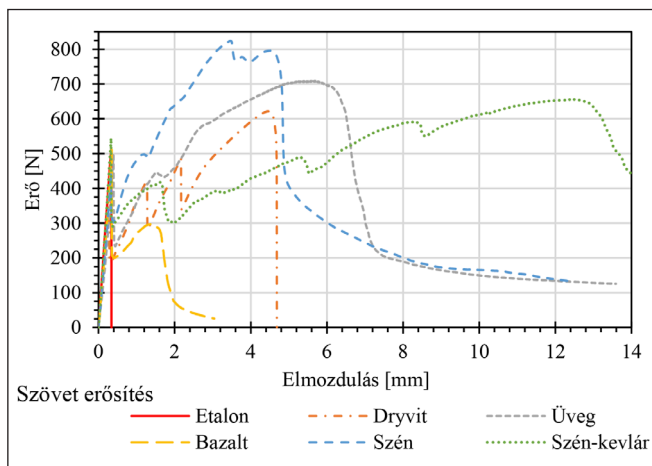
11. ábra: Próbatess terhelési sémája



12. ábra: Próbatess terhelése



13. ábra: 3D nyomtatott hálókval erősített próbatess erő-lehajlás ábrája. Jellegzetes görbe az egyes sorozatokból.



14. ábra: Szövetvel erősített próbatess erő-lehajlás ábrája. Jellegzetes görbe az egyes sorozatokból.



15. ábra: Szövet erősítésű próbatess tönkremenetele

Kísérleti paraméterek

A kísérlethez 15 db mintát készítettünk, minden nyomtatott anyagtipushoz 3 próbatesset.

Próbatess lista:

1. etalon kocka 3db
2. 3D nyomtatott PLA Gyroid rács 3db
3. 3D nyomtatott PLA Schwarz P rács 3db
4. 3D nyomtatott ABS Gyroid rács 3db
5. 3D nyomtatott ABS Schwarz P rács 3db.

A próbatess elállításához az első kísérletsorozatban használt betonreceptúrát (1.táblázat) használtuk fel.

Térrács kialakítása

A kockába elhelyezendő térrács minimális felület leképezésével lett kialakítva. „A matematikában a minimálfelület olyan felület, amely lokálisan minimalizálja a felületet. Vagyis olyan felület, aminek átlagos görbülete zérus” (Wikipedia, Minimálfelület 2020.). Két felhasznált felület a Gyroid és Schwarz P felület (16. és 17. ábra). „A gyroid felülete egy háromszoros, periodikus minimális felület, amelynek nincsenek szimmetriasíkjai és nincsenek beágyazott egyenesek. Van C3 szimmetriatengelye (az egységsejt átlója mentén) és négyszeres roto-inverziós tengelye” (The Gyroid Triply Periodic Minimal Surface. Facstaff, 2020). Schwarz P „két, egymással összefonódó, egybevágó labirintussal rendelkezik, amelyek mindegyike az egyszerű köbös rács felfűjt csöves változatának alakja. Míg a standard P felület köbös szimmetriájú, az egységcella bármilyen téglalap alakú doboz lehet, és minimális felületekből álló családot állít elő ugyanazzal a topológiával” (Wikipedia, Schwarz minimal surface, 2020).

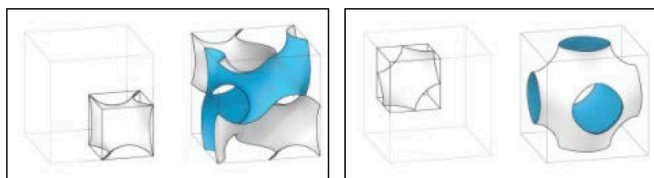
Azért e két térháló lett kiválasztva, mert felületei elősegítik a beton bejutását a legkisebb résekbe is, illetve a nyomtatás során alátámasztás (azaz anyagvesztés nélkül) kinyomathatóak. A minimál felületek 3D modelljei, matematikai képletek alapján Rhinoceros 3D - Grasshopper programmal készültek.

$$\text{Gyroid: } \cos(x) \sin(y) + \cos(y) \sin(z) + \cos(z) \sin(x) = 0$$

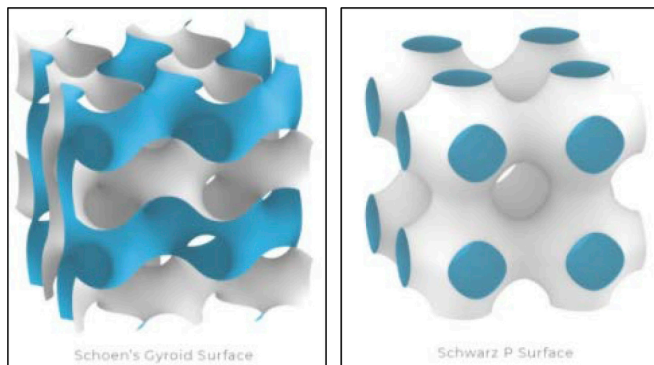
$$\text{Schwarz P: } \cos(x) + \cos(y) + \cos(z) = 0$$

A 3D nyomtatott hálók Sunlu PLA Cián filament és Sunlu ABS Fehér filament anyagból készültek és Anycubic i3 Mega nyomtatóval kerültek kinyomtatásra az 1. kísérleti sorozatban használt síkhálókhöz hasonlóan.

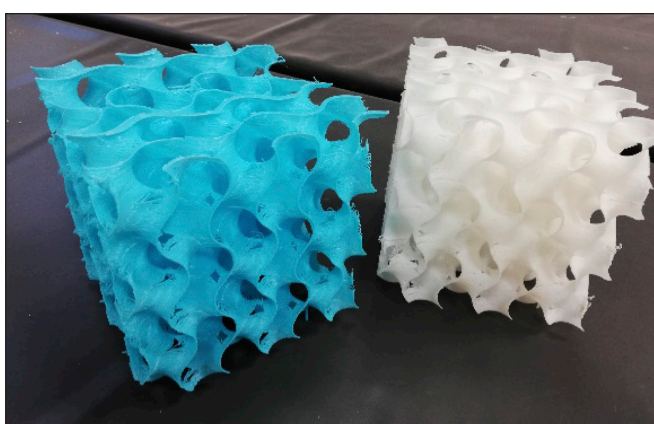
A térrács mindegyike 130 mm x 130 mm x 130 mm méretben lett kialakítva (18. ábra). Ahhoz, hogy öntésközben a belső rács ne tudjon elmozdulni egy 3D nyomtatott központosító keresztet használtunk. A kereszt közvetlenül a kocka zsalu élére ül fel, és 5 mm távolságot tart a próbatess felületétől.



16. ábra: Minimál felület 3D „sejtje” (Wordpress, 2020.)



17. ábra: Több 3D sejtből felépülő 3D rács vázlata (Wordpress, 2020.)



18. ábra: Gyroid (bal) és Schwarz P (jobb) kinyomtatott rács



19. ábra: Próbakocka öntése

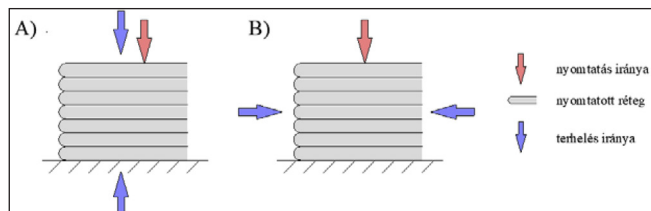
A térrács ehhez a keresztbe lett hozzáöngyítve 4 db, 15 mm hosszú filament szállal, a zsalu fenéklemezétől pedig 4 db, 10 mm hosszú filament távtartószál biztosítja a térrács egységes betonfedését (19. ábra).

A nyomószilárdság vizsgálatnál a próbakockákban lévő 3D rács, nyomtatási irányával megegyező (A) irányban történt a próbatétel terhelés (20. ábra).

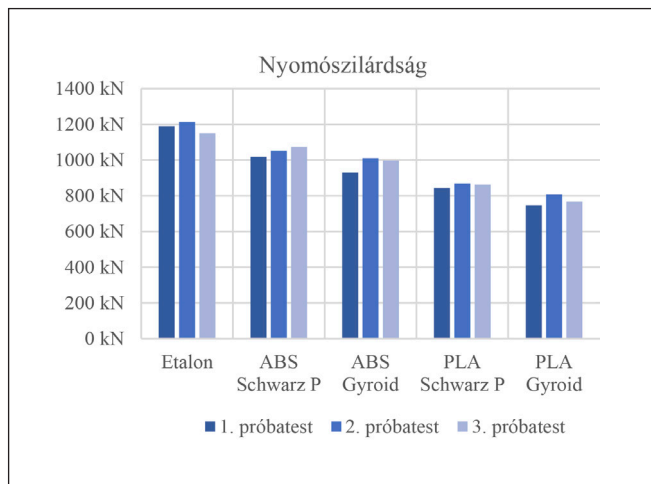
A nyomószilárdsági vizsgálat eredményeit a 21. és 22. ábra foglalja össze.

Vizsgálati eredmények kiértékelése

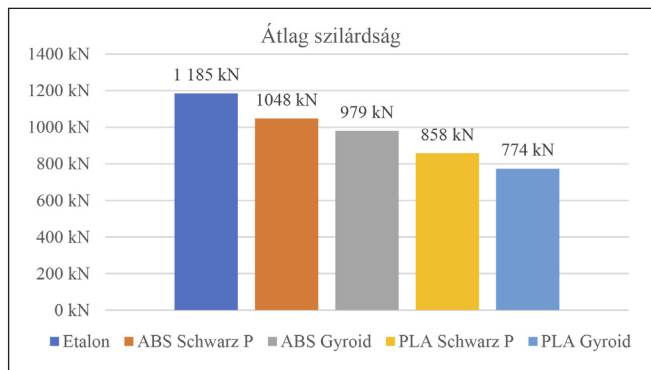
A kísérleti eredményekből jól látható, hogy a nyomószilárdság tekintetében a próbatételbe helyezett 3D műanyag háló, nem tudta segíteni a próbatétel teherbírását. Ezzel ellentétben gyen-



20. ábra: Nyomtatás irányával megegyező és nyomtatási irányra merőleges terhelés vázlata



21. ábra: Próbakockák törési eredményei egy hetes korban



22. ábra: Próbakockák átlag nyomószilárdsága egy hetes korban



23. ábra: Térráccsal erősített próbakocka törésképe

gítette azt. A hajlító-húzószilárdsághoz képest azonban itt már megfigyelhető volt anyagbeli és forma belső eltérés. Látható volt, hogy az ABS anyag szilárdsága nagyobb a PLA-hoz képest és a Schwarz P mintázat erősebbnek bizonyult a Gyroid mintánál. A próbatétel törésképe nem mutatkozott lényeges különbség az etalon beton törésképehez képest.

7. MEGÁLLAPÍTÁSOK

A cikk célja a betontechnológia és a 3D műanyag nyomtatás ötvözése volt, amelyhez nyomtatással készítettünk a kísérleti beton lemezek zsaluzatait és hálót, majd mechanikai tulajdonságokat meghatározó kísérleteket végeztünk ezeken a lemezeken.

A cikk első felében rövid áttekintést adtunk a 3D nyomtatás egy szűk szegmensére. Az írás második felében pedig bemutattuk 3D nyomtatással erősített próbatesteken végzett a hajlító-húzószilárdság és nyomószilárdság vizsgálatok eredményeit.

A kísérletek előkészítése során megbizonyosodhattunk arról, hogy a 3D nyomtatással előállított formák kiválóan alkalmasak a beton zsaluzására. A zsalu tervezése során arra is figyeltünk, hogy a zsalu olyan szétszedhető részekből álljon, amik lehetővé teszik a beton elemekben alkalmazott háló közvetlen rögzítését. Ez tehát azt jelentette, hogy a hálóval erősített beton lemezek zsalu elemei mind 3D műanyag nyomtatással készültek.

A kísérleti eredmények alapján megállapítható, hogy a 3D nyomtatásban használt két leggyakoribb anyag betonban történő alkalmazása - a vizsgálati paraméterek alapján - még nem versenyképes, de zsaluzat készítésre nagyon is megfelelő.

Mindemelett a kísérleti eredményekből az is megállapítható, hogy a technológia készen áll az alkalmazásra. A meghatározó anyagtani paraméterek megváltoztatásával az elem tulajdonságai is kedvezően befolyásolhatók.

Fontos megemlíteni, hogy e cikkben csak kis szeletét érintettük az anyagoknak és a technológiáknak.

8. JÖVŐBENI TERVEK

Későbbi kísérletek során érdemes lenne más filamenteket alkalmazásával készült próbatesteket is hasonló vizsgálatoknak alávetni. Léteznek már szénszállal és fém részecskével dúsított filamentek is, de egy hagyományos PET-G, polikarbonát vagy polietilén filamenttel is célszerű lenne kísérleteket végezni. Feltételezhetően – a nagyobb szilárdságú alapanyagoknál – kedvezőbb eredmények, magasabb hajlító-húzószilárdság értékek érhetők el.

Napról napra jelennek meg új anyagok és számos olyan cég is bekapcsolódott a termék fejlesztésbe, aki a betontechnológia terén is ismert, köztük például a BASF is.

Más nyomtatási beállításokkal, más rácsmintával elképzelhető, hogy előállítható lenne nagyobb teherbírású háló is. Tanulságos vizsgálatokat lehetne végezni, igénybevételei erőkre szabott háló- és térrács mintázattal. Ezen a téren felmerülhet fém nyomtatott térrács használata is.

Nem szabad megfeledkeznünk arról, hogy a nyomtatással előállított alkatrészek többsége műanyag alapanyagú. A már nem használatos termékek, továbbfejlesztett prototípusok vagy félresikerült nyomtatások után visszamaradt műanyag hulladék kezeléséről is gondoskodni kell. Kísérletekben össze lehetne hasonlítani „3D nyomtatott örleménnyel” bekevert betonokat és szál erősítésű betonokat.

Meggyőződésünk, hogy a 3D nyomtatás a jövőben még elterjedtebb és szélesebb körben lesz alkalmazott és nagy jövő áll a beton 3D nyomtatás előtt is. Ennél fogva fontos az innovációk, az új anyagok integrálása az építőiparba és még inkább a betontechnológiába.

9. KÖSZÖNETNYILVÁNÍTÁS

Köszönjük a Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetemnek a VKE 2018-1-3-1_0003 “Korszerű betonelemek anyagtudományi fejlesztése” című pályázaton keresztül kapott kutatási támogatást.

10. HIVATKOZÁSOK

- Ben, Redwood, Scöffer Filemon, és Garret Brian (2017.). *The 3D Printing*. 3D HUBS B.V.
- Sher, Davide. 3D Hubs Publishes Complete 3D Printing Technologies Infographic. 2016. november 4. <https://www.3dprintingmedia.network/3d-hubs-publishes-complete-3d-printing-technologies-infographic/>.
- The Gyroid Triply Periodic Minimal Surface. Facstaff. 2020. <http://facstaff.susqu.edu/brakke/evolver/examples/periodic/gyroid/gyroid.html>. (hozzáférés dátuma: 2020. 10. 10).
- Ultrafuse Shop (2020), <https://www.ultrafuseeff.com/shop/> (hozzáférés dátuma: 2020. 11. 07.).
- Wikipedia (2020), *Minimálfelület* <https://hu.wikipedia.org/wiki/Minim%C3%A1lfel%C3%BClet> (hozzáférés dátuma: 2020.).
- Wikipedia (2020), *Schwarz minimal surface*. https://en.wikipedia.org/wiki/Schwarz_minimal_surface (hozzáférés dátuma: 2020. 10. 9.).
- Wordpress (2020), „Triply Periodic Minimal Surfaces.” We Want To Learn. 2020. <https://.wordpress.com/2019/02/03/triply-periodic-minimal-surfaces/>. (hozzáférés dátuma: 2020. 10. 17.).

Kasik Tamás BSc (2013) és MSc (2017) diplomákat szerzett a Szent István Egyetem Ybl Miklós Építéstudományi Karán. Munkahelyei: EB Hungary Invest Kft., Ivanka Zrt. 2019 év végétől a Market Zrt. új leányvállalatánál a Prebeton Zrt-nél dolgozok, mint projektkoordinátor és betontechnológus. A betontechnológusi szakmérnöki diplomámat 2020. januárjában szerezte a BME-n. Emellett nagy érdeklődést mutat a 3D nyomtatási és CNC megmunkálási folyamatok, valamint a betontechnológia új irányainak lehetőségei iránt.

Dr. Sólyom Sándor okleveles építőmérnök, betontechnológus szakmérnök, PhD, BME Építőanyagok és Magasépítés Tanszék. Fő érdeklődési területei: szál erősítésű polimer betétek alkalmazása, tapadása és lehorgonyzása betonban; szálak alkalmazása betonban. Tagja a *fib* Magyar Tagozatának és a *fib* TG5.1 munkacsoportnak. Vezetője a *fib* Magyar Tagozat YMG (fiatal mérnökök) csoportjának.

Dr. Balázs L. György (1958) okl. építőmérnök, mérnöki matematikai szakmérnök PhD, Dr. habil., egyetemi tanár, a BME Építőanyagok és Magasépítés Tanszék vezetője. MTA műszaki tud. kandidátusa. Fő kutatási területei: beton, vasbeton és feszített vasbeton szerkezetek (anyagai, laboratóriumi vizsgálata és modellezése), roncsolásmentes vizsgálatok. Speciális betonok és betétek: szál erősítésű betonok (FRC), nem acélanyagú (FRP) betétek, megerősítések anyagai és módjai, HPC, UHPC, LWC. Tűzállóságra való tervezés, tűzállóság fokozása. Fagyállóság fokozása. Kémiai ellenállóképesség fokozása. Tartósság. Használati élettartam. Fenntartható építés. Erőátadódás betonban, vasbeton tartók repedezettségi állapota. Fáradás. Lökésszerű terhelés. Nukleáris létesítmények. *Afib* (Nemzetközi Betonszövetség) Magyar Tagozat elnöke. Az Int. PhD Symp. in Civil Engineering megalkotója. A *fib* Com 9 „Dissemination of knowledge” elnöke. A *fib* elnöke (2011-2012), jelenleg tiszteletbeli elnöke.

CONCRETE REINFORCED WITH 3D PRINTED MESH

Tamás Kasik – Sándor Sólyom – György L. Balázs

The most common building material today is concrete. Due to its versatility, it is useful in many areas of construction. Non-industrial applications are also increasing: consumer goods, furniture, jewelry and cladding, among others, are made of concrete nowadays.

Due to market needs, it has become increasingly important for concrete technology to offer new materials and development innovations. Concretes of increasing strength are now produced, various non-metallic reinforced concretes are constantly evolving and concrete 3D printing is becoming more common.

More and more research is being done on plastic fibers and mesh, and serious advances have also been made in the field of fabric-reinforced textile concretes. At the same time, 3D printing technology is more widespread and becoming a part of our daily lives.

In this thesis I examine the possibilities of combining concrete technology and 3D printing. Using the printed meshes that I produced, I strengthened concrete specimens and carried out experiments to determine their mechanical properties. The aim of this research is to justify the existence of 3D-printed mesh-reinforced concrete and draw attention to this field of innovation.

In the first half of this thesis, I present general information about different materials, technologies and their development to date. In the second half, I introduce the results of experiments I performed on various novel 3D-printed mesh-reinforced concretes and compare them to products currently on the market.

To conclude this thesis, I summarize my results and propose possibilities for further research and applications in this technology field

HOGYAN ALAKÍTSUK KI A STATIKAI ÁLLAPOTOT MEGHATÁROZÓ SZAKVÉLEMÉNYÜNKET



Dr. Almási József – Varvasovszky Péter

<https://doi.org/10.32969/VB.2021.3.2>

Egy meglévő épület átépítésének és felújításának egyik legfontosabb tervezési eleme a tartószerkezet állapotát meghatározó statikai szakvélemény. Ennek elkészítéséhez ismernünk kell a jelenlegi jogszabályi és szabványi előírásokat. A statikai szakvélemény támaszkodjon a helyszíni szemlékre és vizsgálatokra, a tartószerkezet tűzvédelmi állapotának meghatározására és az erőtani számítás eredményeire. Véleményünk szerint ez utóbbi nélkül nem megalapozott az épület statikai állapotának minősítése. Tekintettel kell arra lenni, hogy a szakvélemény elsődleges célja az arról való nyilatkozás, hogy az épület hosszabb távon biztonságosan használható-e vagy sem, illetve milyen intézkedések szükségesek a hosszabbtávú hasznosításhoz.

Kulcsszavak: érvényes jogszabályok szabványok, statikai állapot, anyagvizsgálatok, tűzvédelem, ellenőrző számítás, földrengés vizsgálat, hosszútávú hasznosítás

1. BEVEZETÉS

Magyarország épület állományának nagy rész közelít a 100 éves élettartamhoz, vagy azt meghaladó, különösen a nagyobb városok épületeinél, illetve középületeinél.

A használati szokások megváltozása, az új funkciók kielégítésének igénye egyre több feladatot jelent a tervezés területén is.

Ezért célszerűnek és szükségszerűnek látszik, hogy a meglévő épületek átépítésének, felújításának és sok esetben azok bővítésének statikai tervezési kérdéseinek áttekintés, a meglévő ismeretanyagok rendszerezése, az egységesebb tervezési szemlélet kialakításának segítése, a jelenleg érvényes jogszabályok és szabványok betartása érdekében.

Az átépítés, felújítás tervezés egyik első lépéseként a tartószerkezetek jelenlegi állapotát meghatározó statikai szakvélemény elkészítése elsődleges cél kell legyen, ami kellő alapot szolgáltat a tervezési feladat végrehajtásához. Ez a szakvélemény nem tévesztendő össze a ma szokásos használhatósági tanulmánnyal (Due diligence), amelynek csak egy általános részét képezi a tartószerkezet elemzése.

Az átépítés vagy helyreállítás tervezése során a tervezőnek számos jogszabályt és szabványt kell ismernie, amelyek a munkája során eligazítást adnak, cikkünk írása során ezekről is összefoglalót készítettünk.

1.1 A megépült teherhordó szerkezeteinek erőtani vizsgálata a korábbi MI 15011-1988 műszaki irányelv segítségével

Sajnálatos, hogy még számos Kollégánk, ha egy meglévő épület átalakításáról, vagy felújításáról esik szó az korábbi MI 15011-1988 (MI, 1988) épületek megépült teherhordó szerkezeteinek erőtani vizsgálata, illetve ennek „kissé felújított változatát” a *MMK-TT TSZ-01-2010 (Dulácska et al, 2010) átmeneti időszakra kiadott szabványt* említi hivatkozásként

és tekinti elsősorban irányadónak, holott ma már újabb előírások és kutatási eredmények léptek életbe, illetve állnak rendelkezésre.

Az idézett Műszaki Előírás mára már érvényét veszítette, az ott lefektetett vizsgálati elvek ugyan továbbra is érvényesek, az anyagszilárdságok meghatározás módszerei és értékelés területén is, de bővítésre szorul az elvégzendő erőtani számítások és az épület statikai állapotának besorolása területén figyelembe veendő szempontokból. A Műszaki előírás MMK-TT általi kiadása (TSZ-01-2013) egy átmeneti időszakra vonatkozott, mert ekkor még nem állt rendelkezésre az MSZ EN szabvány sorozat és különösen az MSZ EN 1998-3 szabvány, ami jelenleg elsősorban az irányadó.

1.2 Az építés időpontjára vonatkozó technikai ismeretek

Az átépítés, felújítás során a Mérnök nem nélkülözheti az épület építésének időpontjában meglévő technikai ismereteket, azaz a felhasznált anyagok és azok gyártására (kezdve az acélgyártástól a cement és téglá előállításán át), és ezek minősítésére alkalmazott módszereket, az ismereteket a tartószerkezetek tervezése terén (statika, erőtani számítások), a rendelkezésre álló tartószerkezeti elemeket (acélgerendák, béléstestek, cementek-betonok, lépcsőelemek stb.) ismertető irodalmi adatokat.

Mindezekről korábbi könyvek és tudományos dolgozatok, kiadványokból, illetve levéltárakból lehet tájékozódni.

1.3 A tudomány mai állásához igazodó mérnöki felfogás

Az épületek átépítése és felújítása során a statikus tervezőnek célszerű a következőket mérlegelnie:

- a jelenlegi jogszabályi és szabványi előírások milyen megkövetéseket tesznek, milyen az építési időszaktól eltérő szabályozást adnak, mert ezek között lényeges eltérések adódhatnak,

- helyesen akkor járunk el, ha a mostani szabályozásoknak megfelelően végezzük az épület statikai felülvizsgálatát, mert az épület hosszabb távú használatát erre alapozhatjuk csak, (véleményünk szerint nem elfogadható az építéskori szabályozás szerinti felülvizsgálat),
- a statikai ellenőrzésnél lényeges szempont mind a teherbíráások, mind a hatások értékeinek meghatározásánál alkalmazandó parciális tényezők értékeinek felvétele, a földrengés hatás kellő mértékű figyelembevétele, az épület anyagainak és csomóponti kapcsolatainak és a lehetséges duktilitás mértékének számbavétele, valamint az észszerűen vállalható kockázat nagyságának megállapítása,
- milyen új anyagok, és új építési technológiák állnak rendelkezésre az épület felújítására és megerősítésére.

1.4 Az ésszerű kockázat

Az átépítések és felújítások tervezése során a mérnöknek lehetősége van az adott épület konkrét szerkezeti kialakításának megállapítására és a tényleges anyagszilárdságok meghatározására és ebből a terhelések figyelembe vételével a szükséges biztonság megteremtéséhez alkalmazandó parciális tényezőknek a valósághoz való igazításával az ésszerű kockázat vállalására és gazdaságos megoldás megtervezésére (APFM Adjusted Partial Factor Method, és FORM analízis segítségével).

A tervező mérnök a társadalom felé felelősséggel tartozik, annak érdekeit az észszerűség határain belül védenie kell és ennek korlátjait a szabványok jelentik, illetve azokat kellően megalapozott tudományos értékelésekkel való helyettesítés. Ezért bizonyos mérlegelési lehetősége a mérnöknek is fennáll. Azonban rossz tanácsadó lehet, ha csak a saját tapasztalataira támaszkodik és az épület tartószerkezetének komplex viselkedését csak ez alapján kívánja meghatározni és nem támaszkodik az anyagvizsgálatok alapján elvégzett ellenőrző erőtni számításokra.

Míndezek részletesebb ismertetését az alábbiakban mutatjuk be.

2. AZ ÉPÜLETEK ÁTÉPÍTÉSÉRE, FELÚJÍTÁSÁRA VONATKOZÓ JOGSZABÁLYOK

Az alábbiakban felsoroljuk a vonatkozó jogszabályokat melyeket a statikai állapot meghatározó szakvélemény kidolgozás során figyelembe kell vennünk:

Az építési törvény Étv 1997. évi LXXVIII. törv.
A 312/2012. engedélyezésről szóló kormányrendelet
A régészeti örökség és a műemléki érték védelmével kapcsolatos 393/2012 (XII.20) korm. rendelet és azokban megfogalmazott betartandó követelmények, melyek idézésére itt nincs mód.

3. AZ ÁTÉPÍTÉSRE, FELÚJÍTÁSRA VONATKOZÓ SZABVÁNYI ELŐÍRÁSOK

3.1 Néhány szó a tartószerkezetek méretezéselméletéről

A tartószerkezetek méretezését a lefektetett méretezés elméletek alapján végezzük, ezért ennek fejlődésének áttekintése célszerű

az elmúlt időszak szabványi előírásainak tükrében.

Egy épület átépítésénél, átalakításánál, felújításánál első kérdésként merül fel, hogy az épület ezt követően tartósan biztonságos-e, és milyen időtartamra áll fenn ez a biztonság (élettartam).

A biztonság mértéke és értelmezése az elmúlt időszakokban jelentősen változott, különösen mióta erőtni számításokkal vizsgáljuk az épület állékonyságát. Ennek kezdete az 1850-es évekre tehető, amikor a mechanikai ismeretek, az épület tartószerkezeteinek mechanikája kialakult. Ezt megelőző időszakban a tartószerkezetek méreteit és kialakítását főleg tapasztalati úton, mesterségbeli tudás alapján határozták meg.

A mechanikai tudás bővülésével a tervezők egyre nagyobb pontossággal tudták a szerkezetek méretezését végre hajtani. Ehhez nagyban hozzásegített a méretezés elmélet fejlődése.

A II. világháborút megelőző időszakig az *un megengedett feszültségeken alapuló* méretezési eljárás volt használatos, amikor a szerkezetre működő terhekből és igénybevételekből számított feszültség nem haladhatta meg az adott tartószerkezet anyagára megengedett feszültség értékét. A biztonság mértékét a megengedett feszültség és a fellépő feszültség hányadosa adta.

Ezt követte az *un. osztott biztonsági tényezős eljárás*, amikor egyrészt a terhek és geometriák meghatározásánál, másrészt az anyagszilárdságok meghatározásánál alkalmazunk különböző biztonsági tényezőt és elvárás volt, hogy az ily módon különböző teherkombinációkra biztonsági tényezőkkel növelt mértékadó igénybevételek nem haladják meg a biztonsági tényezővel csökkentett határfeszültségből számítható határigénybevételek értékét. Itt a biztonság mértékét a határ igénybevétel és a mértékadó igénybevétel hányadosa adta.

Mivel a szerkezet erőjátékában szerepet játszó paraméterek általában nem jellemezhetők egyetlen számadattal (nem determinisztikus értékek), azok valószínűségi változók és bizonyos megbízhatósággal való meghatározásához a paraméterek eloszlás függvényeinek az ismerete szükséges. *A ma használatos méretezési eljárás* az osztott biztonsági tényezős eljárásból fejlődött ki, és félvalószínűségi eljárásnak nevezzük, amikor a méretezésben szereplő paramétereket valószínűségi változóknak tekintjük és a számításban szereplő paramétereket matematikai statisztikai módszerekkel határozzuk meg, lásd részletesen a 3.2 pont alatt.

3.2 Tartószerkezetek tervezésének alapjai, az MSZ-EN 1990 szabvány

Ez a szabvány egyaránt vonatkozik új- és meglévő épületekre.

Lásd itt elsősorban az idézett szabvány 2.2. pontját az épület biztonsági, megbízhatósági szintjeire vonatkozó utalást.

A megbízhatósági szint teljesítését az új épületeknél használt igénybevételek (hatások) tervezési értékére (E_d) használt számítási módszerek, teherkombinációk és parciális tényezők (γ_p) és teherbírási (ellenállás) tervezési értékek (R_d) valamint azok parciális tényezői (γ_M) segítségével ellenőrizhetjük (Kovács et al, 2012).

Meglévő épület tartószerkezetének tényleges kialakításának ismerete esetén lehetőségünk van a nem a „szabványos” parciális tényezőket célszerű használni (pl. *az igénybevételek tervezési értékének csökkentése érdekében, vagy a teherbírási tervezési értéknek növelése érdekében*), és ezeket a megbízhatósági eljárással (teljes valószínűségi módszer, ill. elsőrendű megbízhatósági módszer (FORM II:) segítségével érhetjük el (Beton Kalandor, 2009 és Várdai, 2020)

3.3 Az MSZ EN 1998/3 -2013 Tartószerkezetek tervezése föld-rengésre, Épületek értékelése és helyreállítása (MszEN, 2013)

A meglévő épületek átépítése, felújítása tervezéséhez fontos és sok Tervező Kolléga által kevésbé ismert szabvány kiemelten foglalkozik a meglévő épületek állékonyságának ellenőrzésével szeizmikus terhelés esetén. Ez a szabvány arra is felhívja a figyelmet, hogy a jelenlegi általános Magyarországi gyakorlattal szemben az átépítések és felújítások során az épület földrengés állóságával is foglalkozni kell. A korábbi tervezési gyakorlathoz (vagy szabványi előírásokhoz) képest ez jelenti a legnagyobb változást és ennek helyes mértéktartó alkalmazása az átépítések és helyreállítások során kiemelt jelentőséggel bír.

Magyarországon alapvető követelmény a szerkezet károsodás mértékének korlátozása földrengés teherre: ez un. jelentős károsodási határállapot: **SD** = Significant Damaged (lásd a szabvány NA melléklet) (MSZEN, 2013)

Jelentős károsodás határállapota (SD) szerint: *a tartószerkezet jelentős mértékben károsodott, a maradó szilárdság és merevség közepes mértékű, és a függőleges tartószerkezeti elemek képesek elviselni a függőleges terheket. A nem tartószerkezeti elemek károsodtak, azonban a válaszfalak és a kitöltőfalazatok nem szenvedtek olyan tönkremenetelt, mely a síkjukból való kitérést eredményezett volna. Tartós terhelés esetén közepes méretű szintek közötti vízszintes eltolódáskülönbségek alakultak ki. A tartószerkezet elviselhet egy közepes intenzitású sokszerű hatást. A tartószerkezet javítása valószínűleg gazdaságtalan.*

3.4 Korábbi MI 15011-1988 (MI, 1988) irányelv szerint az épületek megépült teherhordó szerkezeteinek erőtani vizsgálata

Az idézett Műszaki Irányelv mára már érvényét veszítette, de az ott lefektetett vizsgálati elvek érvényesek, az anyagszilárdságok meghatározás módszerei és értékelés területén is. A Műszaki előírás MMK-TT általi kiadása (TSZ-01-2010) egy átmeneti időszakra vonatkozott, mert ekkor még nem állt rendelkezésre az MSZ EN 1998-3 szabvány

Ezt az előírást a 2013-ban megjelent és 3.2 pont alatt említett szabvány érvénytelenítette. Itt kell megemlíteni, hogy sok esetben Tervező Kollégák ezen előírás alapján az un. "használati tapasztalatokra" való hivatkozással állékonynak tekintik az épületet, holott ez a meghatározás még számos egyéb feltétel teljesülést is megkívánja a 20 éves fennállásán túlmenően, mint a szerkezet előéletére vonatkozó adatok (tervek és iratok, üzemelői tapasztalatok, előző meghibásodások és vizsgálatok, korábbi funkciók stb.), átalakítások, helyszíni szemle tapasztalatai (alakváltozások, repedések), működő terhek és hatások mértéke, a tartószerkezet statikai működése és az abban rejlő tartalék (többszörös viselkedés, erő átrendeződés lehetősége) figyelembe vételét. *Hozzá tétel még az MI azon figyelmeztetését, hogy ezen igazolási mód megbízhatósága csak mérsékelt, és óvatosságra intő és nem nélkülözhető a megállapításhoz az erőtani számítás.*

3.5 A ma érvényes szabványok szerinti állapot meghatározó statikai szakvélemény tartalmi követelményei

Jelenleg a tartószerkezetek tervezése, ellenőrzése és átépítések, felújítások estében kötelező az MSZ EN, vagy azzal ezzel azonos eredményekre vezető eljárások, illetve kellően megalapozott tudományos eredményekre támaszkodó, előírások, szabványok használata, az ezekben foglalt követelmények teljesítése.

Az átépítésre váró épület minősítését az alábbiak együttese adja meg:

- *az épület általános állapota*, melyet a tartószerkezeteket alkotó anyagok szilárdsága, korróziója, az épület és tartószerkezet mozgásai (lehajlás, repedés, süllyedés), az épület lokális, vagy globális meghibásodásai, az épület élete során fellépő meghibásodások együttes elemzéséből határozhatunk meg,
- *a tartószerkezetek tűzvédelmi állapota*, melyet a beton-takarások mértéke, a meglévő tűzvédelmi kialakítások segítségével elérhető tűzvédelmi időtartamot jelent,
- *az épület erőtani állapota*, melyet az igénybevételek és ellenállások értékeléséből nyert megállapítások tehát statikai számítások alapján ismerünk meg.

Az előbb felsorolt három fő jellemzőnek együttes értékelése által tudjuk kialakítani szakértői megállapításunkat. Tehát az MSZ EN szabványban leírt követelmények összevetése útján szabad eljárunk és nem a Szakértő egyéni, szubjektív, kevésbé tényszerű, inkább tapasztalati útján felállított kritériumok szerint.

Különösen igaz ez, ha megállapításunk érvényességét nem csak a jelen állapotra, hanem az épület hosszabb távú biztonságos működtetése céljával határozzuk meg, ami egy átépítés során általános cél (pl a szokásos 50 éves élettartam).

Hogy az előbb felsorolt szempontoknak eleget tudjunk tenni és az épület tartószerkezetének állapot meghatározó szakvéleményét megalkossuk, az alábbiakban részleteztük szerint javasolt eljárni.

4. AZ ELŐKÉSZÍTŐ VIZSGÁLATOK AZ ERŐTANI ELLENŐRZÉSHEZ

Az átépítés, felújítás tervezésére szolgáló állapot meghatározó statikai szakvélemény elkészítéséhez igen fontos a meglévő épület tartószerkezetének tényleges kialakításának ismerete. A kialakítás szót itt szélesebb értelemben használjuk, ami a szerkezet geometriáját, a tartószerkezeti elemek anyagának és egymáshoz való kapcsolódásának (csomópontjainak) megismerését jelenti.

4.1 Általános információk az épülettel kapcsolatosan

Az épülethez kapcsolódó iratok és tervek, egyéb dokumentumok felkutatása. Ezek egyik leelőhelye lehet – a tulajdonosi irattárakon túlmenően – a városi, országos levéltárak. Jelenleg a Lechner Központ, ahol a korábbi épületek terveik összegyűjtésre kerültek. Fontos információkat adhatnak az épülettel kapcsolatosan korábban készült szakvélemények.

Célszerű tanulmányozni az építési időszakban érvényes szabványokat és előírásokat.

A bizonytalanságok minimalizálása érdekében a különböző forrásokból származó adatokat egymással össze kell vetni.

Az általános tájékozódást segíti a Magyarországon előforduló korábbi földrengések tanulmányozása is.

4.2 A kiindulási adatok az ellenőrző vizsgálatokhoz

Általános esetben a következő adatokat kell beszerezni, illetve figyelembe venni:

az épület építészeti és tartószerkezeti tervei és műszaki leírásai

- a tartószerkezeti rendszer azonosítása, amit a helyszíni felmérésekkel és tervekkel pontosíthatunk,
- az épület alapozási rendszerének azonosítása és altalaj viszonyok azonosítása,
- az épület tartószerkezeti elemeinek geometriai méretei, valamint az alkotó anyagok és azok mechanikai tulajdonságai,
- szerkezeti és anyag hibák, nem megfelelő szerkezeti kialakítások,
- az eredeti tervezés során volt-e földrengés tervezés,
- az épület jelenlegi és jövőbeli funkciói,
- a tervezéskor figyelembe vett hasznos terhelések és egyéb hatások,
- esetleg a korábbi meghibásodások adatai és azok elhárításának módjai.

A helyszíni vizsgálatok során ezen adatok ellenőrzése és kiegészítése elősegíti az ellenőrzés megbízhatóságának növekedését, a bizonytalanságot csökkenti.

4.3 Helyszíni szemlék és vizsgálatok

4.3.1 Helyszíni szemle és megállapításai, helyszíni feltárások és fotó dokumentáció

A helyszíni szemle és vizsgálatok végzéséhez és azok azonosításához az épület tervei alapján vázlatokat célszerű **előkészíteni**, melyekre a tapasztaltak és mérési eredmények rögzíthetők.

A helyszíni vizsgálatoknál a következő szinteket különböztethetjük meg:

- *korlátozott helyszíni vizsgálat*, amikor a tényleges szerkezeti kialakításokat a rendelkezésre álló részletes tervekkel való összevetést végezzük el, a 4.1 táblázatban adott szerkezeti vizsgálati szám mellett,
- *kibővített helyszíni vizsgálat*, amikor az eredeti részletes tervek nem állnak rendelkezésre ekkor a 4.1 táblázatban adott számú vizsgálat végzendő el,
- *átfogó helyszíni vizsgálat*, amikor az eredeti részletes tervek nem állnak rendelkezésre, de egy magasabb megbízhatósági (ismereti) szintet szeretnénk elérni, ekkor a 4.1 táblázat szerinti vizsgálati szám szükséges.

A helyszíni szemle során megfigyeléseink az alábbi szempontokra terjedjen ki és dokumentáljuk azokat:

- a főbb tartószerkezeti elemek és a tervek egyezőségének ellenőrzése,
- a főbb tartószerkezeti elemek anyagának beazonosítása,
- a főbb tartószerkezeti elemek esetleges károsodásának megfigyelése (pl. oszlopokon függőleges repedése, gerendák hajlítási és nyírási repedései, lehajlások mértéke, teherhordó főfalak- falazatok nyírási repedései, korróziós károk, időjárás okozta károsodások stb.)
- épület általános állapota, süllyedésük és süllyedések okozta károsodások,
- konzolos szerkezetek megfigyelése,
- lépcsők, lépcsőszerkezet megfigyelése,

4.1 táblázat: Ajánlott minimális követelmények a különböző szerkezetvizsgálati és anyagvizsgálati szintekhez (MSZ EN-1998-3)

	Szerkezetvizsgálat (szerkezeti részletek esetén)	Anyagvizsgálat (anyagok esetén)
	Az összes elsődleges tartószerkezeti elem (gerenda, oszlop, fal) esetén	
A szerkezetvizsgálat és az anyagvizsgálat szintje	A szerkezeti részletek tekintetében vizsgált szerkezeti elemek százalékos aránya	Anyagminták száma szintenként
Korlátozott	20	1
Kibővített	50	2
Átfogó	80	3

- esővíz és talajvíz okozta károsodások,
- környezeti ártalmat okozó anyagok jelenléte,
- az épület általános állapotát és főbb tartószerkezeteit bemutató fotó dokumentáció készítése.

4.3.2 Anyag vizsgálatok

A következő anyagvizsgálati módszerek javasolhatók.

4.3.3 Roncsolásmentes anyagvizsgálatok

Beton esetében a Schmidt kalapácsos mérés elfogadható, melynek segítségével a beton szilárdsági osztálya meghatározható

Acélananyagok esetében a Poldi kalapácsos vizsgálata lehetőséget nyújt a beazonosításra és az acél szilárdsági osztályának meghatározására.

Fontos szem előtt tartani, hogy a roncsolásmentes vizsgálatokat igen egyszerű eszközökkel végezzük és a megbízható eredményeket csak kellő tapasztalattal és csak hitelesített kalibráló táblázatok (értékek) segítségével nyerhetünk, ezért célszerű erre hívatott, speciális ismeretekkel és tapasztalatokkal rendelkező Céget (Szakembert) megbízni. A jobb megbízhatóság érdekében a roncsolásmentes vizsgálatokat javasolt roncsolásos vizsgálatokkal kiegészíteni.

4.3.4 Roncsolásos anyagvizsgálatok

A roncsolásos anyagvizsgálatokhoz szükséges speciális berendezések és szakismeretek sok esetben nem állnak a tervező rendelkezésére. Ezeknek a vizsgálatoknak is kialakult eljárásrendje van, a feladat elvégzését Szakcégre szükséges bízni.

A célszerű minta vételi helyek kijelölése azonban a statikus tervező feladata.

4.3.5 Falazatok anyagvizsgálata

Külön szükséges szólni a falazatok anyagvizsgálatáról, mert a korábbi épületeink fontos tartószerkezeti elemét képezik, és hiteles vizsgálatuk sokkal bonyolultabb a falazat nagyfokú inhomogenitása miatt.

A helyszíni roncsolásmentes vizsgálatok eredményeit kellő óvatossággal kell kezelni, célszerűbb nagyobb méretű faltest kivétele és laboratóriumi vizsgálatának végzése a falazat szilárdságának meghatározásra. A helyszíni terheléses vizsgálat segíthet egy viszonylag megbízható eredmény eléréshez.

4.4 Az ismereti szintek beazonosítása és értékelése az MSZ-EN 1998/3 szabvány 3.3 pont alapján (MSZN, 2013)

A vizsgálatok alapjául szolgáló kiindulási adatok megbízhatóságának minőségi elbírálását az alábbiak szerint végezhetjük. Ennek eredményeként dönthetünk arról, hogy a parciális tényezőkön túlmenően további un. bizonytalansági tényezőt (CF_{KLi}) alkalmazunk, vagy sem.

4.4.1 Az ismereti szintek beazonosítása

Az ismereti szintek beazonosítása a rendelkezésre álló geometriai adatok, a szerkezeti részletek (kapcsolatok, fődémtárcsa elemei, koszorúk, válaszfalak), és a fő tartószerkezeti elemek állapota segítségével végezhetjük el.

4.4.2 Kibővített helyszíni vizsgálatok:

Vasbeton épület esetében, ha a tervek nem állnak rendelkezésre a tartószerkezeti elemek vasalásának meghatározása, illetve meglévő tervek esetében ellenőrzése, a korabeli tervezési részletek megismerése szükséges. Igen nagy körültekintést és tapasztaltot kíván meg.

Téglaépületek esetében a teherhordó falazatok és födémek kapcsolatának megismerése, a vízszintes koszorú rendszer kialakítása, az épület merevítése, falazat teherbírásának laboratóriumi vizsgálatához próbatest kivétele szükséges.

4.4.3 Az ismereti szintek meghatározása

Általában három ismereti szintet érdemes megkülönböztetni, KL1 korlátozott ismereti szint, KL2 szokásos ismereti szint, KL3 teljes ismereti szint (lásd a 4.2 táblázatnak megfelelően). Az ismereti szinteket meghatározó tényezők a következők:

- *geometria*, a tartószerkezeti rendszer (és nem a tartószerkezeti elemek) azon geometriai jellemzői, melyek a szerkezet globális állékonyságára van kihatással,
- *szerkezeti részletek*, amibe bele tartoznak a vb elemekben a vasalás mennyisége és kialakítása, acélszerkezenél az elemek kapcsolata, a fődémtárcsák és oldalirányú megtámasztását biztosító szerkezetekhez a kapcsolata, a falazott szerkezetek tapadásos- (súrlódásos) és habarcs kapcsolatai, valamint a falazatok bármilyen vasalása,
- *az anyagok és alkotóanyagok mechanikai jellemzői*

A tényezők rendezésével az alábbi táblázat állítható fel, amihez az ismereti szintek és a bizonytalansági tényező CF_{KLi} közötti kapcsolat rendelhető (MSZ EN 1998-3)

A táblázat szereplő paraméterek fontos jelzést adnak a szakértőnek a megszerzett adatok és az elvégzett vizsgálat eredményeinek megbízhatóságáról.

Az ellenőrző erőtani számítás végzéséhez kapcsolódó előkészítő vizsgálatok összefoglalása kapcsán kimondhatjuk, hogy a helyszíni szemlék és anyagvizsgálatok eredményei nagyban hatással vannak az állapot meghatározó statikai szakvéleményben tehető megállapításokra, mert ezen eredmények megbízhatósága a szakvélemény hitelességét jelentősen növelhetik, vagy csökkentik.

A szerkezetek tényleges kialakításának a megismerése, a meglévő tervekkel való összevetése és a helyszíni tartószerkezeti „válaszok” (repedések, lehajlások) az elmúlt időszakból a helyes számítási modell felvételét biztosítja. A számítás

végrehajtásához szükséges geometriai adatok, anyagszilárdsági értékek tényleges értékeinek meghatározása csak jelentős munka árán állapítható meg, ez időt és költségtérítést igényel, amit számos esetben a megbízók alábecsülnek és nem tartanak fontosnak, *de ezt a statikus szakértő nem fogadhatja el, mert a végső megállapításokért jelentős felelőséget visel.*

5. A TARTÓSZERKEZETEK MEGLÉVŐ TŰZVÉDELMEINEK BIZTOSÍTÁSA ÉS ELLENŐRZÉSE

A tartószerkezetek állapotának meghatározásához hozzátartozik a szerkezeti elemek feltárása tűzvédelmi szempontok szerint. A meglévő szerkezet tűzvédelmi állapotát anyagfésüléségek szerint és korábbi tűzvédelmi kialakítások szerint határozhatjuk meg.

5.1 A tartószerkezetek jelenlegi tűzvédelmi állapota és várható tűzvédelmi időtartamok

A tartószerkezetek tűzvédelmének biztosítás szabványi követelmény. Ez a tartószerkezet oldaláról nézve azt jelenti, hogy az előírt tűzvédelmi időtartamot biztosítani kell.

Az épületen belül az egyes tartószerkezetek tűzvédelmi időtartamait a Tűzvédelmi szakvélemény szokta tárgyalni, amelyet egy új szerkezet kialakításánál figyelembe vesz a statikus tervező.

Az átépítések tervezésénél, különösen a statikai állapot meghatározó szakvélemények készítésének időpontjában csak igen előre látó Megbízó esetében áll rendelkezésre tűzvédelmi szakértési eredmény. Így legtöbb esetben a statikus szakértő kell, hogy becslési jelleggel állítson fel a tartószerkezetekre vonatkozó tűzvédelmi időtartam táblázatot.

Ennek elkészítéséhez az épületet tűzvédelmi osztályba kell besorolni, a hatályos 54/2014. (XII. 5.) BM rendelet [OTSZ] ezek szerint az épület alacsony (AK), közepes (a KK) és magas kockázati (MK) osztályba sorolható.

A kockázati osztályok alapján írható elő az épületen belül egyes tartószerkezetekre vonatkozó tűzvédelmi időtartam követelmény.

Ezt követően határozhatók meg az épület jelenlegi tűzvédelmi megoldásai által biztosítható tűzvédelmi időtartamok, a szerkezeti kialakítások segítségével.

Helyszíni vizsgálatokból a szerkezetek jelenlegi tűzvédelmi állapotára az alábbi jellemzők alapján következtethetünk:

az épületek tartószerkezeteinek tűzvédelmére az építés időszakában, pl. a beton szerkezeteknél az alkalmazott betontakarások, az acélszerkezeteknél a tűzvédő festésből, vagy egyéb tűzvédő anyagból,

- a betonnal kombinált acélszerkezetek esetében (öszvérszerkezetek) esetében az acélszerkezet betonba való beágyazottsága segítségével,
- az acélszerkezetű oszlopok esetében az alkalmazott tűzvédelmi rétegekből.

A vizsgálat eredményeként táblázatot állíthatunk össze az egyes szerkezeti elemekre vonatkozóan a meglévő tűzvédelmi teljesítmény (állapot) és a várható tűzvédelmi követelmény között. Ezek összevetése segítségével dönteni lehet a szükséges tűzvédelmi megoldásról, példaként az alábbi táblázatot említjük.

4.2. táblázat: Ismerteti szintek és az azokhoz tartozó vizsgálati módszerek (LF: vízszintes erők módszere, MRS: modális válaszspektrum-analízis) és bizonytalansági tényezők (CF)

Ismereti szint	Geometria	Szerkezeti részletek	Anyagok	Vizsgálat	CF bizonytalansági tényező
KL1		A vonatkozó építési gyakorlattal összhangban lévő tervezés és <i>korlátozott</i> helyszíni szerkezetvizsgálat alapján	A korabeli előírások szerinti járatos értékek alapján és <i>korlátozott</i> helyszíni anyagvizsgálat alapján	LF vagy MRS	C_{FKL1}
KL2	Az eredeti vázlattevékből, kiegészítve mintavételen alapuló <i>szemrevételezéses</i> felméréssel vagy <i>teljes</i> felmérés alapján	A hiányos eredeti részlettervekből, kiegészítve <i>korlátozott</i> helyszíni szerkezetvizsgálattal vagy <i>kibővített</i> helyszíni szerkezetvizsgálattal alapján	Az eredeti tervezési előírásokból <i>korlátozott</i> helyszíni anyagvizsgálattal kiegészítve vagy <i>kibővített</i> helyszíni anyagvizsgálattal alapján	Tetszőleges	CF_{KL2}
KL3		Az eredeti részletes tervekből kiegészítve <i>korlátozott</i> helyszíni szerkezetvizsgálattal vagy <i>átfogó</i> helyszíni szerkezetvizsgálattal alapján	Az eredeti anyagvizsgálati jegyzőkönyvekből, kiegészítve <i>korlátozott</i> helyszíni anyagvizsgálattal vagy <i>átfogó</i> helyszíni anyagvizsgálattal alapján	Tetszőleges	CF_{KL3}

MEGJEGYZÉS: A bizonytalansági tényezők adott tagországban alkalmazandó értékei nemzeti mellékletben adhatók meg. Az ajánlott értékek a következők: $CF_{KL1} = 1,35$, $CF_{KL2} = 1,20$ és $CF_{KL3} = 1,00$.

Szerkezeti elem	Tűzvédelmi teljesítmény meglévő állapotban	Várható tűzvédelmi követelmény
Födém	REI60	REI90
Fióktartó	R30	R90
Főtartó	R30	R90
Oszlop	R15	R90

Osszefoglalásként megállapíthatjuk, hogy a tűzvédelmi előírások egyre szigorodó volta feltétlen indokolttá teszi a tartószerkezet állapotának meghatározását a felülvizsgálat során és egyik fontos mérlegelési szempontot az épületről alkotandó véleményben.

A tartószerkezeti elemek tényleges tűzvédelmi állapotának meghatározása kapcsán arra a következtetésre juthatunk, hogy a szerkezet további felhasználhatóságának lehetőségei ezen állapot által és a megállapított szükséges beavatkozások között szoros összefüggés van, tehát számításba kell venni akár az épület új funkcióinak kialakítása, akár a szerkezetek megerősítése során a szerkezet tűzvédelmének biztosítását.

6. AZ ELVÉGZENDŐ ELLENŐRZŐ ERŐTANI SZÁMÍTÁS

Az állapot meghatározó statikai szakvélemény megállapításainak egyik alappillére az elvégzett ellenőrző erőtani számítás (pl. Magistrat Wien, 2008).

Az ellenőrző erőtani számítás feltétlen részét kell, hogy képezze az épület statikai állapot meghatározó szakvéleménynek.

Az erőtani számítás két alapvető állapotra, a *statikus és szeizmikus állapotra* kell elvégezni, ezeken belül a szabványokban adott teherkombinációkra, állandó és tartós, valamint használati teherkombinációra.

6.1 Az épületek kockázati besorolása

A meglévő épületek átépítése és felújítása során elvégzendő statikai ellenőrzések részben az épület méretétől függetlenek, de részben azok méretétől függőek lehetnek.

Így különbséget tehetünk az 1-2 szintes, a 4-6 szintes és a 6 szintnél magasabb épületek között abból következően, hogy az állékonyosság elvesztése milyen mértékű személyi veszteséggel jár.

Minden esetben vizsgálandónak tartjuk az alapozás, a falak és oszlopok, valamint a födémek ellenőrzését, összehasonlítva az átépítés előtti, illetve az átépítés utáni statikai állapotokat.

Az elvégzendő ellenőrző erőtani számításokat az átépítendő épület besorolási szempontjai szerint kell végezni.

A besorolási szempontok a következők lehetnek:

- a választott kárhányad (MSZ EN 1900 szabvány B1 táblázat: CC)
- a megbízhatósági szint (MSZ EN 1900 szabvány B2 táblázat RC)
- a földrengési besorolás -fontossági osztály (lásd MSZ EN 1998-1)
- az elfogadott károsodási határállapot (lásd MSZ EN 1998-3....SD)
- anyagok teljesítő képessége (anyag szabványok: beton, betonacél, szerkezeti acél, kötőelemek, falazóelemek, kötőanyagok, faanyagok stb.) amit az anyagszabványok határoznak meg
- tűzvédelmi besorolás (AK, KK, MK)
- geotechnikai besorolás (geotechnikai kategória 1,2,3, és állapotok GEO, STR, EQU, UPL).

A számítások paramétereinek megválasztása során egymással összekapcsolódó tényező az épület választott kárhányada szerinti besorolás (MSZ EN 1990 B melléklet CC osztályok), a földrengés vizsgálatnál az épület fontossági osztálya (MSZ EN 1998-1 ...4.2.pontban 4.3 táblázat), az altalajosztály szerinti szorzó (MSZ EN 1998-1 3.2.pontban a 3.3 táblázat), és a csökkentett talajgyorsulás referencia értékének megválasztása (MSZ EN 1998-3.NB Nemzeti Melléklet a_{gRd} értéke).

6.2 Az erőtani számítás alapelvei, számítási modellek felállítása

Bár ezek az alapelvek a tervezői gyakorlatból jól ismertek, mégis célszerű ezeket ismételtelen is áttekinteni.

6.2.1 Az erőtani számítás alapelvei

Az erőtani számítás alapelvei az alábbiak, lásd MSZ EN 1990 és TT-MSZ 15011-2010.

Az erőtani modell felvételénél általában az eredeti tervek, illetve eredeti számítások adatai alapján kell felvenni, ha azok nincsenek ellentmondásban a szemrevételezéssel szerzett vagy a szerkezet típusal kapcsolatos tapasztalatokkal.

Ha eredeti számítások nem állnak rendelkezésre, akkor a mérési és feltárási eredményekre, alakváltozási és repedési jelenségekre kell támaszkodnia számítás végzése során.

6.2.2 A számítási modell

Ugyan a mai mérnöktársadalom már hosszú évek óta használja a számítástechnika áldásait, tapasztalatunk szerint érdemes napinden tartani a kérdéskört.

Általános szempont a modell felállításánál, statikus hatások modellezése

Az erőtani vizsgálatokat az épület tartószerkezetére jellemző összes változót tartalmazó modellel kell végrehajtani.

A modell tükrözze a tartószerkezet tényleges viselkedését a lehető pontossággal.

A modelleket az elméleti és gyakorlati mérnöki ismeretek alapján kell felépíteni.

A tartószerkezet *statikus állapot* vizsgálatára szolgáló modell az erő-alakváltozás összefüggést kövessen, a tartószerkezeti elemek egymás közötti és a talajjal való kapcsolatainak megfelelő megválasztásán alapuljon

A tartószerkezet *dinamikus állapot* vizsgálatára szolgáló modellt úgy kell felépíteni, hogy az minden tartószerkezeti elemét, azok tömegét, szilárdságát és csillapítási jellemzőit vegye figyelembe. A modell pontosságát növeli, ha a nem tartószerkezeti elemek is a nekik megfelelő jellemzőkkel a modellbe kerülnek. A modellezés tükrözze a tartószerkezet tényleges peremfeltételeit, valódi kényszereit.

Ha a dinamikus hatások olyan amplitúdójú vagy olyan frekvenciájú rezgéseke okoznak melyek a használati határállapotokban megengedett értékeket meghaladják, akkor az erre vonatkozó használhatósági határállapot igazolását el kell végezni.

6.3 Az épület vizsgálata statikus állapotra

Ezek részletezését itt nem ismertetjük, hiszen az általános statikus gyakorlat mindennapi részei és itt csak a kapcsolódó szabványra utalunk.

Az általános elveket rögzítő MSZ EN 1990-2005 szabványon túlmenően, a terhelések szabványa (MSZ EN 1991 és részei), továbbá az egyes szerkezetek anyagaira vonatkozó tervezési szabványok szerint kell eljárni, így a falazott szerkezeteknél az az MSZ EN 1996-1-1, a vasbeton szerkezeteknél az MSZ EN 1992-1-1, az acélszerkezeteknél MSZ EN 1993-1-1 szabvány szerint.

A szerkezet megfelelőségét a teherbírási (ULS) és használhatósági (SLS) határ állapotban kell igazolni.

$$E_d \leq R_d \quad \text{illetve} \quad W_{SLS} \leq W_{ad}$$

Amennyiben a teherbírási és használhatósági követelmények nem teljesülnek az épület további használatára vonatkozó intézkedési javaslatot kell kidolgozni.

6.4 Az épület vizsgálata dinamikusan, azaz földrengés állapotra

A 2010-ben bevezetett új MSZ EN szabványok e tekintetben lényegesen új helyzetet teremtettek az új épületek tervezése területén, de nem adnak egyértelmű előírást a cikkünkben vizsgált átépítések és felújítások esetében, amivel csak időben később megjelent MSZ EN 1998-3 szabvány foglalkozik. Ezért indokolt, hogy ezzel itt részletesebben foglalkozunk, különösen azért is, mert a korábban, vagy még korábban épületek esetében feltehetően ezen hatásra való tervezés nem történt meg (SIA, 2005: BWG-Biel, 2005).

6.4.1 Mikor indokolt a földrengés vizsgálat

Közismert, hogy Magyarországon a MI-04.133-78 műszaki irányelv megjelenése (1978) előtt az épületek földrengés méretezése nem volt kötelező. Mivel a jelenlegi épületállomány jelentős része jóval ezelőtti időszakban épült, mondhatjuk az 1850-1860 évektől kezdődően, tehát már 100 év élettartamot jelentősen meghaladóak és ebből következően ezek felújítása és átépítése napjainkban egyre gyakoribb és az új szabályozások értelmében (lásd **építési törvényt és az MSZ EN szabványokat**) az átépítés vagy felújítás során a földrengés állóságot vizsgálni szükséges.

Az épületek tulajdonosai igen különbözőek, vegyes, - magán tulajdonról kezdve az állami tulajdonig. Ebből következően az anyagi lehetőségek is igen erősen változóak.

A magán tulajdoni ingatlanoknál a tulajdonos felelősségére szükséges a tervezőknek felhívni a figyelmet, az épület földrengés veszélyességének mértékére és annak esetleges következményeire. De jelentősebb átépítéseknel a tervezőnek számítani kell arra, hogy a szabvány követelményeinek nem teljesítése a tervezés során az ő felelőségét is felveti. Manapság gyakori az ilyen típusú vita a tervező és Megbízó között. *De olyan esetekkel is találkozhatunk, ahol maga a Tervező nincs kellő figyelemmel az előírásokra és azok betartását mellőzi, vállalva annak kockázatát hogy teljes mértékben megszegi a jogszabályi előírásokat és a társadalommal szembeni kötelezettségét.*

A köztulajdonba lévő épületek, mint pl. kórházak, iskolák, tűzoltóság és közintézményi irodaházak, hotelek esetében az ott dolgozók nagy száma miatt nem lehet eltekinteni a földrengés vizsgálatról és annak erőtani következményeit a tervezőnek az illetékesekkel közölni kell megoldási javaslat kíséretében.

Abban az esetben, ha nem végzünk földrengésszámítást az épület vízszintes irányú terhekre való állékonyságát értékelhetjük a földrengés szabványban megadott szerkesztési szabályoknak való megfelelés segítségével. Ilyenek lehetnek a főfalak méretei, azok egymáshoz képesti irányai és száma, vagy a földem tárcsaként való viselkedésének vizsgálata, továbbá az építési időszakban a szerkezetek kialakítására vonatkozó szerkesztési szabályok elemzése, összevetése a jelenkori szabályokkal. Segítségül szolgálhat ilyen esetben a földrengés károk tanulmányozása, melyekből az irodalmakban számos található. Azonban *ezen eljárás csak előzetes vélemény kimondására szolgálhat*, végleges megállapítások csak földrengés hatásra való vizsgálatlal lehetséges.

A szeizmikus erőtani vizsgálatok elvégzéséhez igen komoly elméleti és gyakorlati ismeretek szükségesek. Szerencsére a mai számítógépes programok az első feltételnél kisegítik a tervezőt, azonban a számítási modell összeállításánál, a számítási eredmények értékelésénél már a tervező gyakorlati ismeretei dominálnak.

Mivel ezek a számítások ezen túlmenően hosszadalmas előkészületeket is kívánnak, sok esetben célszerű lehet az „egyszerűsítő” módszereket (kvázi kézi számításokat) előnyben részesíteni (lásd helyettesítő vízszintes erők módszerét), és ezen eredményeinek ismeretében dönteni a részletesebb számítás elvégzéséről kisebb szintszámú és jelentőségű épületek esetében.

A részletesebb vizsgálatokhoz az igénybevételeket:

- a teljes szeizmikus hatásra, vagy
- a q viselkedési tényezőn alapuló eljárással (csak duktilis viselkedésre képes anyagnál alkalmazható), - amikor q tényezővel osztott igénybevételt veszünk figyelembe (lásd MSZ EN 1998-1 szabvány 2.1, ill. 4.2 pontját)

A szerkezet megfelelőségének igazolása:

- a duktilis anyagoknál az alakváltozási képesség meghatározásával és összehasonlításával történhet, illetve
- rideg anyagoknál a teherbírási képesség és az igénybevétel tervezési értékével való összehasonlítással történhet.

Szeizmikus hatás csökkentett kiinduló értékének meghatározása

Megépült épületek esetében lehetőségünk van arra, hogy a szeizmikus hatás mértékét az MSZ EN 1998-3 szabvány NB mellékletében foglaltak szerint vehetjük fel az épület jelenleg várható élettartama és a tervezett további élettartam függvényében az alábbiak szerint:

NB2. *A meglévő épületekre vonatkozó T_{NCR} visszatérési időket az épület várható további T_v élettartama és a T_{erv} tervezési élettartama hányadosaként képzett $a = T_{erv} / T_{terv}$ csökkentő szorzóval szorozva lehet meghatározni. A talajgyorsulási referenciaértékeket ennek megfelelően csökkentett értékkel szabad figyelembe venni.*

NB2.1. *A 30 %-os túllépési valószínűséghez ($P_{NRC} = 30\%$, $T_{NCR} = 150$ év) az a_{gR} NBI szerinti talajgyorsulási értéknek mintegy 0,7 szerese tartozik.*

NB2.2. *A 40 %-os túllépési valószínűséghez ($P_{NRC} = 40\%$, $T_{NCR} = 100$ év) az a_{gR} NBI szerinti talajgyorsulási értéknek mintegy 0,6 szerese tartozik.*

NB2.3. *A 50 %-os túllépési valószínűséghez ($P_{NRC} = 50\%$, $T_{NCR} = 75$ év) az a_{gR} NBI szerinti talajgyorsulási értéknek mintegy 0,5 szerese tartozik.*

NB2.4. *A 60 %-os túllépési valószínűséghez ($P_{NRC} = 60\%$, $T_{NCR} = 50$ év) az a_{gR} NBI szerinti talajgyorsulási értéknek mintegy 0,4 szerese tartozik.*

Úgy gondoljuk, hogy az épület tulajdonosának, az átépítés megrendelőjének lehetősége eldönteni, hogy az épület tervezett további élettartamát milyen értékre kívánja meghatározni és ennek függvényében a fenti adatok segítségével a földrengés hatás mértéke számítható. Ha tehát pl. a meglévő épület tovább élettartamát 30 évre és a tervezett élettartamot 50 évre tervezzük, akkor a földrengés visszatérési időre $T_{NCR} = 100$ évet kapunk és a $P_{NRC} = 40\%$ -os túllépési valószínűség mellett a talajgyorsulás referencia értékét 0,6 szorosra vehetjük fel, azaz a tervezési talajgyorsulás $a_{gRD} = 0,6 a_{gR}$ értékű lesz.

A q viselkedési tényezőkön alapuló vizsgálat esetében a

tervezési spektrumot az MSZ EN 1998-1 szabvány 3.2.2.5 szakasza szerint kell felvenni és a q tényező értékei vasbeton és acélszerkezetnél 1,5 és 2,0 lehet, falazott szerkezetnél 2,0 – 2,5 lehet.

A szeizmikus hatás tervezési értékét kombinálni kell egyéb megfelelő állandó és esetleges terhelésekkel.

6.4.4 A szeizmikus igénybevételek tervezési értékének meghatározása

Mint korábban említettük az MSZ EN 1998-3 4.4 pontja alapján

- a vízszintes erők módszerén alapuló vizsgálat, vagy
- a válaszspektrum segítségével
- lehet a szeizmikus igénybevételeket meghatározni. A válaszspektrumot az MSZ EN 1998-1 szabvány 3.2.2.2 pontja szerinti (q tényezővel nem csökkentett spektrum).

A számításokat az MSZ EN 1998-1 szabvány 4.3 pontja szerint kell végrehajtani.

6.4.5 A teherbírás és biztonság igazolása a szeizmikus állapotban

A szeizmikus tervezési állapotban az állékonyság követelménye (teherbírási határállapot) akkor tekinthető teljesítettnek ha a szerkezet a teherbírás, a globális egyensúly (beleértve a felborulást és elcsúszást) a szerkezet egésze megfelelő duktilitású (az anyagok olyan tulajdonságokkal rendelkeznek, hogy képlékeny csuklók ki tudnak alakulni, ridegtörés és a lágy szintek kialakulása kizárt), a földemtarcsák olyan többlétszilárdssággal rendelkeznek, hogy a szeizmikus hatás okozta vízszintes igénybevételeket a merevítő elemekre képesek átvinni, a szerkezet alapozása az MSZ EN 1998-5 szabvány szerinti követelményeket (talajtöréssel szembeni követelményt, elcsúszás elleni követelményt) teljesíti.

A szerkezet szeizmikus hatásra jelentős károsodási határállapotba is juthat (jelentősen károsodik, de nem omlik össze) amikor az igazolást elsősorban az összeomlást akadályozó elemek (oszlopok és falak, merevítő falak) duktilis viselkedés képessége (alakváltozási képessége) tudja megakadályozni, tehát az alakváltozások és az alakváltozási képesség (határalakváltozás) összehasonlítása alapján döntünk a szerkezet megfelelőségéről.

alakváltozások összehasonlítása $w_{Rd} \geq w_E$ (oszlopok, falak, merevítés esetében) illetve a teherbírások összevetésével $R_d \geq E_d$ (gerenda, földemlemez esetében)

6.4.6 A szeizmikus erőtani számítás eredményeinek értékelése

Amennyiben a 6.4.5 pont alatt adott relációk teljesülnek, úgy a tartószerkezet megfelelőségét tudjuk megállapítani.

Amennyiben nem ez a helyzet, tehát a relációk nem teljesülnek, úgy az irodalmi hivatkozásban közölt (*Beurteilung der Erdbbensicherheit 2005, Biel*) svájci ajánlás alapján a következők szerint járhatunk el.

Megállapítjuk az igénybevételek, alakváltozások hányadosát: (amit *nem teljesülési hányadosnak nevezhetünk*)

- az igénybevételekből $\alpha_{eff} = R_d / E_d$ vagy
- az alakváltozásokból $\alpha_{eff} = w_{Rd} / w_E$

A hányadosok értékét az alábbi grafikon segítségével értékeljük az épület fontossága (BWK) figyelembevételével, egy adott minimális α_{min} és egy elfogadott α_{adm} küszöb értékek vonalai között. Az α_{min} értéke az I. és II. fontossági

osztályú épületeknél 0,25, míg a III. és IV. fontossági osztályú épületeknél 0,4. Ez az alsó küszöb érték az észszerűen vállalható kockázat (nagyobb előfordulási valószínűség) mellett választott érték, melyre befolyással van a személyi veszteség (az emberélet „értéke, lásd Kármán Tamás korábbi okfejtését), az épület helyreállítási és a mentéssel összefüggő költségek, annak feltételezésével, hogy mind az épület, mind a személyek további 40 évig szolgálnák a társadalmat). A felső α_{adm} küszöb érték az épület tervezett tovább használatától függ, hosszabb távú használatnál az érték egyre jobban közelít az 1,0-hez.

A követelmények nem teljesülése esetén a szabványos értékhez képest a kockázat növekszik. Kockázatot befolyásoló tényezőnek tekinthetjük az épület helyszínének földrengés veszélyeztettségét, az épület sérülékenységét, a károsodás következményeit.

Mind emellett az ésszerű kockázat választásánál mérlegelni szükséges a tartószerkezeti elem típusát, nem tehető engedmény az olyan tartószerkezeti elemnél, amely az épület globális meghibásodáshoz vezet (mondhatjuk progresszív összeomlást okoz, pl. oszlop, merevítés, lépcsőház), míg engedékenyebbek lehetünk egy földem esetében, ahol ez a jelenség nem áll fenn általában és a használat korlátozásával (pl. használó személyek számának korlátozásával) az igénybevétel csökkentés is elérhető. Ilyen eset fordulhat elő ha α_{eff} értéke az alsó és felső küszöb értékek közé esik és nincs mód egy egyszerű, költségáryos megerősítés végrehajtására. Azonban ezt a helyzetet a tulajdonosnak is el kell fogadnia, itt is érvényesülnie kell annak az elvnek, hogy akié a haszon azé a felelősség.

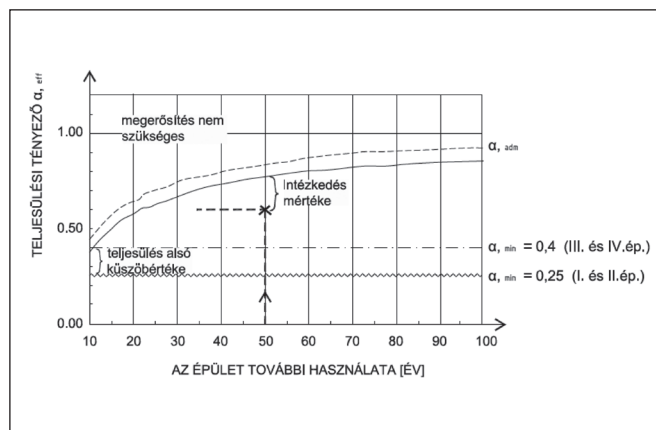
A minimális α_{min} és az elfogadott α_{adm} küszöb értékei az alábbiak, az épület fontossági osztálya és tovább használat időtartama szerint.

Az alsó α_{min} és felső α_{adm} küszöb értékek

Tovább használat élettartama	Épület fontossági osztálya I. és II.		Épület fontossági osztálya III. és IV.	
	α_{adm}	α_{min}	α_{adm}	α_{min}
30 év	0,83	0,25	0,90	0,40
60 év	0,80	0,25	0,86	0,40
40 év	0,72	0,25	0,79	0,40
20 év	0,52	0,25	0,64	0,40
10 év	0,38	0,25	0,44	0,40

A táblázat grafikon formájában:

α_{min} és α_{adm} küszöb értékeinek grafikonja a teljesülési tényező α_{eff} és tovább használat függvényében.



A nem teljesülés esetében leolvasható, hogy milyen mértékű intézkedés (megerősítés) szükséges a teljesülés eléréséhez.

A követelmények nem teljesülése estében a fenti engedményt elsősorban a szeizmikus tervezési állapotra célszerű csak alkalmazni, mert ekkor az MSZ EN 1998-3 szabvány szerint elfogadható az SD állapot (jelentős károsodás, az épület nem dőlhet össze, a menekítés biztosított, a helyreállítás nem gazdaságos).

Az ésszerű kockázat vállalásánál azonban nem elegendő egyedül csak a tapasztalati tudásunkra támaszkodni, szükséges hogy tisztában legyünk az esetlegesen bekövetkező kár mértékével, az elérhető előny arányban van-e a bekövetkező kárral, illetve, illetve bizonyosak legyünk benne, hogy az aránytalanul súlyos kár bekövetkezését (az összeomlás állapot előfordulását) kizártuk. Ennek mérlegelésére szolgáltat segítséget a mellékelt diagram és a küszöb értékeket ismertető táblázat az erőtani követelmények *nem teljesülését mutató* α_{eff} értékekre (R_d / E_d).

Statikus tervezési állapot eredményeinek értékelésénél ezzel az engedménnyel ne éljünk, ilyen esetben a terhelések felülvizsgálata (a tényleges funkcióhoz igazított állandó és hasznos terhelések, a kapcsolódó parciális tényezők felülvizsgálata (FORM method) segítségével ismételtük meg az ellenőrzést (lásd Kovács, at all 2012, és BetonKalender 2009). Amennyiben ezen pontosítások sem eredményezik a követelmények teljesülését, úgy a tartószerkezet megerősítése válik szükségessé.

7. ÖSSZEFOGLALÁS

Az épületek épületszerkezeti, tartószerkezeti és gépészeti rendszere a használat során nem egyidőben és egyformán avulnak el. Tartószerkezeteink általában 50 éves élettartamra vannak tervezve, ami az előbb említett rendszerek élettartamát általában jóval meghaladó. A használati funkciók változása is indokolhatja a felújítást és átépítést. Ezért egy ilyen beavatkozás előtt akár gazdasági, akár műemléki, akár környezet kímélet miatt a tartószerkezet állapotának megismerése szükséges.

Az átépítések és felújítások általános célja, hogy a meglévő épületet -a funkció megtartásával, vagy annak jelentősebb módosításával – hosszabb távon tovább használhassák, pl. újabb 50 éven át összhangban a szabványi elvárással.

Ezért az átépítések és felújítások során a meglévő épületek tartószerkezeteit erőtani szempontból részletesen vizsgálni kell, hogy azok biztonságos, hosszabb távú működése biztosított legyen. Ennek alátámasztására állapotmeghatározó statikai szakvélemény készítése szükséges. A korábbi időszakban általános gyakorlat volt az ide kapcsolódó Műszaki Irányelv használata (MI-15011-1988 és utóbb TSZ 01-2013 Műszaki szabályzat). Ezen előírások használatát ma csak előzetes vélemény kialakításához javasoljuk, a végleges szakértői álláspont kialakítása az új jogszabályok és szabványok figyelembe vételével kell hogy történjen.

Cikkünk bemutatja a feladathoz kapcsolódó újjogszabályokat és csatlakozó újszabványokat és ezekkel egységbe foglalja az állapot meghatározó statikai szakvéleménynél szükséges teendőket. A szakvélemény készítésénél, a jelenleg érvényes követelmények teljesítésének ellenőrzésekor a statikus szakértőnek igen összetett feladata van, kezdve az épülethez kapcsolódó iratok, tervek, egyéb dokumentumok felkutatásától, a helyszíni vizsgálatokon át az ellenőrző statikai számítások elvégzéséig és az épület minősítése alapján az épület további használati lehetősége feltételeinek rögzítéséig.

A szakértő a helyszíni vizsgálatok értékelése, az épület általános minősítése, a tartószerkezetek tűzvédelmének

állapota, az ellenőrző erőtani számítás eredményei együttes értékelése alapján hozhat megalapozott döntést, illetve tehet javaslatot az ésszerű kockázat vállalására számos paraméter és körülmény ismeretében és azok mérlegelésével.

Mindezen tények meghatározása a szakértőt igen komoly feladat elé állítja és a megállapításai nagy felelőséggel járnak, mert a tartószerkezet viselkedésének kifürkészése a vizsgálat során (mert igen sok esetben „eltakart” tartószerkezetről van szó) sokkal bonyolultabb, mint egy technikai berendezésről eldönteni, nem működik, gazdaságtalanul működik és cseréjük ki. Ezért is bír kiemelet jelentőséggel a korábbi tartószerkezeti tervek felkutatása, illetve olyan szintű feltárások végzése, melyek az ellenőrző számítás végzéséhez szükségesek kellő alapokat és ismereteket megadják.

A tartószerkezeti szakértő minden megállapítása jelentős az épület további élete szempontjából, mert a hosszabb távú használathoz az előírt biztonságot garantálni kell akár egy gazdaságos megerősítési javaslat kidolgozása árán is (pl. merevítés és fődémtercsa megerősítése, a födémek terhelhetőségének növelése, vagy egy-egy tartószerkezeti elem megerősítés által). Tanácsos az ilyen intézkedéseket az áttervezés elsőtervezésifázisban a Tulajdonos (Megbízó) tudomására hozni, mert így számos kellemetlenség válik elkerülhetővé a kivitelezés időszakában, melyek az egész projekt megvalósulását is veszélyeztethetik.

Az épületek átépítése és felújítása során készítenendő állapot meghatározó statikai szakvélemény legfontosabb és nem nélkülözhető részét az ellenőrző erőtani számítás képezi.

Az ellenőrző erőtani számításoknak ki kell terjednie a statikus és szeizmikus terhelési állapotok ellenőrzésére, amit az épületek kockázati besorolása, a helyszíni vizsgálatokra támaszkodó számítási modellek, a jövőbeni terhelések befolyásolnak. Itt különös jelentőséggel bír az épület szeizmikus terhelésének megválasztása, szeizmikus besorolása, amihez jelentős segítséget nyújt az MSZ EN 1998-3 szabvány és annak Nemzeti Melléklete.

A szakértőnek a számítás alapján választ kell adnia arra, hogy a meglévő tartószerkezet összessége, vagy annak elemei képesek-e az épület hosszabb távú biztonságos működését garantálni, illetve milyen megerősítések szükségesek ehhez, az új funkciók szerint követelmények teljesítéséhez.

Külön figyelmet kell fordítani azon épületekre melyeknek függőleges teherhordó rendszerük, falazott és födém rendszerük acélgerendákkal kombinált. Az 1880-1925 közötti időszakban számos épület készült ilyen tartószerkezeti rendszerrel. A födémek jelentős rugalmas alakváltozással és igen rossz rezgéstani ellenállással rendelkeznek, ami javítás (megerősítés) nélkül a tovább használat során kellemetlen hatásokat okoz.

Vasbetonszerkezetek esetében a *tartóssági követelmények* szempontjából a repedések mértékét szükséges elemezni.

Hasonlóan az acélszerkezeteknél a *korrozio mértéke* lehet jelentős befolyással az épület állékonyságára és tartósságára.

A megerősítendő szerkezetekre vonatkozó javaslat is legyen része az állapot meghatározó szakvéleménynek amennyiben az szükséges.

A szeizmikus állapotra végzett ellenőrző számítás során olyan eredményre is juthatunk, hogy az épület nem teljesíti a követelményeket. Ide kapcsolódóan bevezettük az un. *nem teljesülési hányadost* (az igénybevételeknél $\alpha_{\text{eff}} = R_d / E_d$ vagy az alakváltozásoknál $\alpha_{\text{eff}} = w_{Rd} / w_E$), melyhez kapcsolódóan az épület tovább használati időtartamát korlátozni szükséges, vagy az épület megerősítéséről kell gondoskodni.

8. HIVATKOZÁSOK

- Kovács, T., Szalai, K., Balázs, L., Gy. (2012), „Betonszerkezetek teherbírási vizsgálata a globális biztonsági tényezővel”, *VASBETONÉPÍTÉS*, 2012/3, pp 77-87.
- Beton Kalander (2009), „Analyse bestehender Tragwerke auf Grundlage vorhandener Planungsdokumente”, pp. 17-30.
- Beurteilung der Erdbbensicherheit bestehender Gebäude. Konzept und Richtlinien für die Stufe 3. Wegleitungen des BWG-Biel, 2005.
- SIA D 0211 (2005) Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben, Einführung in das Merkblatt SIA 2018. Dokumentation, Schweizer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich
- MSZH, (1988), „Épületek megépült teherhordó szerkezeteinek erőtani vizsgálata”, MI 15011-1988
- Dulácska, E., Korda J., Körmöczy E., Műszaki szabályzat, Épületek megépült teherhordó szerkezeteinek erőtani vizsgálata és tervezési elvei, TSZ 01-2013, *Magyar Mérnöki Kamara*
- Magistrat der Stadt Wien, „Statische Vorbemessung” 2008 März.
- MSZ EN 1998-3., „Tartószerkezetek tervezése földrengésre, 3. rész Épületek értékelése és helyreállítása”
- Várdai A. (2020), „A megépült vasbetonszerkezetek megbízhatósági értékelése a *fib* Bulletin 80 alapján”, *VASBETONÉPÍTÉS* 2020/2, pp. 43-52.

Dr. Almási József (1940) okl. építőmérnök (1964), műszaki doktor (1972), 29 évi kutatás a BME Vasbetonszerkezetek Tanszékén, több mint 200 szakvélemény készítője. 2002-ben Palotás László-díjat kapott. A BME címzetes egyetemi docense.

Varvasovszky Péter (1977) okl. építőmérnök (2001), partner és vezető tervező az APSE Kft-nél, számos irodaház, bevásárlóközpont, ipari épület statikus tervezője. Fő érdeklődési területe a tartószerkezetek tervezése földrengés hatásokra.

HOW TO CREATE THE STATICAL EXPERTISE ABOUT EXSISTING BUILDINGS

József Almási – Péter Varvasovszky

One of the most important design elements for the reconstruction and renovation of an existing building is the static expertise that determines the condition of the supporting structure. To do this, we need to know the current legal and standard requirements. The static opinion should be based on field inspections and tests, to know the fire protection capability of the supporting structure and the results of the structural calculation. In our opinion, without the latter, the classification of the static condition of the building can not be justified. It should be borne in mind that the primary purpose of the expert opinion is to state whether or not the building can be used safely in the long term and what measures are needed for longer-term use.

TORONYHÁZAK ALAPREZGÉSI PERIÓDUSIDEJÉNEK BECSLÉSE A TALAJÁGYAZÁSOK FIGYELEMBEVÉTELÉVEL



Kanizsár Szilárd – Dr. Szepesházi Róbert

<https://doi.org/10.32969/VB.2021.3.3>

A földrengés okozta vízszintes terhek számítása szempontjából a 100-150 m magas toronyházak egyik sajátosságát a szokványos méretű épületekkel összevetve az alaprezgésük periódusideje jelenti. A talajra, mint ágyazó és egyben közvetítő közegre vonatkozó gyorsulási válaszspektrumok alapján a periódusidő függvényében jelentősen kisebb gyorsulásértékek adhatók meg a magasabb periódus idővel jellemezhető toronyházak esetén. A tervezési folyamat elején a periódusidők gyorsan és egyszerűen közelíthetők a különböző szabályzatok által is javasolt empirikus képletekkel. Ezek általában kevés paraméter alapján adnak becslést a periódusidőre, ebből kifolyólag pontosságuk olykor nem megfelelő, a különböző képletek eredményeinek szórása pedig meglehetősen nagy. A cikk olyan becslésre alkalmas képlet fejlesztését mutatja be, amely a talaj ágyazási merevségét, mint a periódusidőt befolyásoló tényezőt is figyelembe veszi. Ez használható eszköz a végeselemes modellezéssel meghatározható periódusidő becslésére abban a kezdeti tervezési fázisban, amikor az épület térbeli szerkezeti modellje még nem létezik.

Kulcsszavak: periódusidő, toronyház, ágyazási merevség, rezgésvizsgálat, végeselemes modellezés

1. ELŐZMÉNYEK, PROBLÉMAFELVETÉS

Általában igaz, hogy a szokványos épületek periódusidőinek értéke $T_1 < 1$ s, és ezt az értéket a magasabb, 40 m körüli épületek sem haladják meg. Ezzel szemben e vizsgálat tárgyát képező, 100-150 m magas toronyházak alaprezgési periódusideje $T_1 \approx 3\div 6$ s, és ez a szerkezet földrengésre adott válaszát tekintve meghatározó jelentőségű. A tervezési folyamat elején a toronyházak esetében a periódusidők Rayleigh módszere vagy éppen az összegzési tételek (pl. Dunkerley-féle) helyett (Dulácska et al., 2008) a gyakorlatban sokkal gyorsabban és egyszerűbben közelíthetők a különböző szabályzatok által is javasolt empirikus képletekkel. A sokszintes épületeken végzett mérések tapasztalatai azonban azt mutatják, hogy a sajátfrekvencia „pontos” meghatározására szolgáló sajátérték-probléma megoldásának kiváltására használatos közelítő képletek gyakran jelentős szórással közelítik a végeselemes modellezésből nyerhető, helyesnek vélelmezhető eredményt. Ennek ellenére, használhatóságuk korlátait ismerve – pontos számítások hiányában – tájékoztató értékek becslésére alkalmasak, némelyikük olykor meglepően helyes értéket ad. Egy olyan toronyháznak, melynek teljes szerkezeti magassága a felszíntől számított 120 m építési korlátozást figyelembe véve és abból levezethetően ~150 m, szintjeinek száma pedig 35, az alaprezgéshez tartozó periódusideje például az 1. táblázatban látható egyszerű képletekkel becsülhető, ahol

- C_t a szerkezeti kialakításra vonatkozó tényező, értéke térbeli vasbeton keretekre 0,075,
- C_u a spektrális gyorsulástól függő tényező, értéke 1,4 és 1,7 között változik,

- H a szerkezet magassága,
- N a szintek száma.

1. táblázat: Alaprezgés periódusidejének becsült értékei toronyházakra

közelítő képlet $T_1 =$	forrás	T_1 közelítő értéke [s]
$C_t \cdot H^{3/4}$	EC8	3,21
$C_u \cdot 0,1 \cdot N$	ASCE/SEI 7-10	4,90÷5,95
$H/46$	Ellis, 1980	3,26
$(0,2 \div 0,35) \cdot \sqrt{H}$	Xu et al., 2014	2,45÷4,29

A számított értékekből jól látszik a képletek adta eredmények különbsége. Ami közös a becslésre szolgáló képletekben, az egyrészt az empirikus jellegük, másrészt pedig az, hogy a talaj ágyazó hatását, így az épület befogásának rugalmasságát közvetlenül nem veszik figyelembe. Az utóbbi hiányosság jelentősége pedig számottevő, hiszen a függőleges konzolként is felfogható, egyszerűsített épületváz befogási merevsége hatással van a rezgésalakokra és az igénybevételekre egyaránt. Érdemes tehát a problémát a talaj hatását is figyelembe véve megvizsgálni.

A szakirodalomból ismertek hasonló törekvésekből származó módszerek, illetve képletek. Dulácska et al. (2008) Rayleigh módszerét egészíti ki az alap alatti talajtest elfordulásának számításba vételével. Egy további lehetőség, ha Föppl közismert összegzési tételét alkalmazva az elforduló alaptest és merev felszerkezet feltételezéséből számítható periódusidőt összegezzük a merev alapozás és deformálódó felszerkezet feltételezéséből számítható periódusidővel. Az amerikai *Applied Technology Council* (ATC, 1978) földrengési szabályzat periódusidőre vonatkozó képletében megjelenik a talaj vízszintes és elfordulási ágyazási merevsége is:

$$\tilde{T} = T \cdot \sqrt{1 + \frac{\bar{k}}{K_y} \cdot \left(1 + \frac{K_y \cdot \bar{h}^2}{K_\theta}\right)} \quad (1)$$

ahol

- \tilde{T} az effektív periódusidő,
- T a talaj hatása nélkül számítható periódusidő,
- \bar{k} az épületmerevség merev befogás esetén,
- \bar{h} az épület effektív magassága (egyenletes függőleges tömegeloszlás esetén $0,7 \cdot h$),
- K_y az alapozás vízszintes eltolódási merevsége (statikus teherből számolva),
- K_θ az alapozás elfordulási merevsége.

Kiegészítésként hozzáteszik, hogy az eltolódási és elfordulási merevségeket olyan talajfizikai jellemzőkből kell származtatni, melyek a talaj földregés hatására kialakuló alakváltozási tartományában érvényesek.

A vázoltakból adódik az igény olyan képlet iránt, amely az empirikus képletek egyszerűségét ötvözi a talaj hatását is számításba vevő módszerek, illetve képletek előnyével, és alkalmazhatóságágra érvényes a toronyházak mérettartományára.

2. MÓDSZERTAN

A rezgésidőket végeeselemes modellezési környezetben végzett numerikus szimulációkkal határoztuk meg. Azt, hogy a talaj és a szerkezet kölcsönhatását is figyelembe vevő végeeselemes analízis alkalmas módszer a periódusidő meghatározására, kísérleti eredmények mérési adataival történő validálás alapján többen is megállapították (pl. Xiong et al. 2016). 16 különböző modellel ~400 futtatást hajtottunk végre, hogy a modellezési paramétereket és jellemzőket változtatva minden futtatási variációhoz az első rezgésalakhoz tartozó periódusidőt tudjuk rendelni. Ezután regressziószámítással függvénykapcsolatokat kerestünk a periódusidők és egyes modellezési paraméterek között.

Két modellezési koncepciót határoztunk meg annak alapján, hogy a talaj szerepét mennyiben kívánjuk számításba venni. Mivel az alapozás jellemzően több szintnyi mélységben van, az épület pincszinti része szerkezeti kapcsolatban állhat a talajt megtámasztó, a munkatér határolására szolgáló szerkezettel, de kialakítható attól elszigetelve (elválasztva) is. Az előbbi esetben a pincszinteket körülölelő talajkörnyezet a szerkezetet egyrészt terheli, másrészt megtámasztja, míg az utóbbi kialakítás esetében a talajból származó statikus és dinamikus terheléssel nem kell ugyan számolni, viszont a talaj ágyazó-támasztó hatása sem érvényesül. A térszín alatt oldalirányú megtámasztással nem rendelkező modell

vízszintes erőkre csak az alapozási szerkezet támasztja meg. Az alapozás szintjén az ágyazások szempontjából a két modellezési koncepció azonos.

A következőkben az oldalirányú ágyazás nélküli épületet szabadon álló épületként, a másikat a terepszint alatt oldalirányban is megtámasztott épületként említjük. Az előbbi típusnak felelne meg egy terepszint közelében, pincszintek nélkül alapozott toronyépület is, ha épülne ilyen.

A periódusidők talajtól függő értékeinek becslésére szolgáló vizsgálatokat mindkét modellezési koncepcióra elvégeztük. A számítások során a következő feltételezésekkel éltünk, s ezek egy része egyben az eredmények érvényességi tartományát is jelenti:

- a vizsgált épületek magassági tartománya ~100÷150 m (az alapozási síktól mérve),
- max. 5 pincszint, 3÷4 szint tetőfelépítmény (gépészeti szintek),
- merevítőmagos, pillérvázis szerkezet, illetve *cső a csőben* szerkezet (Kanizsár, 2018), mindkettő monolit síkfödémekkel,
- az épületek anyaga monolit vasbeton,
- szabályos alaprajzi- és magassági kialakítás és tömegeloszlás,
- Winkler-féle ágyazási modell a talajtípusra vonatkozó megkötés nélkül,
- lemezalap, mely **cölöpökkel vagy réspillérekkel való gyámolítás** esetén helyettesítendő egy ekvivalens ágyazású, azonos süllyedésű síklemezzel,
- ágyazási tényezők átlagos konstans értékekkel a lemezalap alatt függőleges és vízszintes irányokban, illetve a pincszinteken oldalirányokban
- a pincszintek határolófalainak talajoldali (munkatérhatároló szerkezet felőli) felületein fellépő süllyedéseket nem modellezzük (síkbeli ágyazási merevségük zérus).

AxisVM szoftverben modellezési koncepcióként két különböző szerkezeti típusban 4-4 különböző magasságú modellt hoztunk létre, melyek magasságai nem csak a felszerkezet vonatkozásában különböztek, hanem a pincszintek mélységeiben is. A vizsgált jellemző geometriai méreteket a 2. táblázat tartalmazza.

A modellek szerkezeti rendszerükben, így merevségükben is eltérőek, de alaprajzi értelemben a szerkezeti viselkedések összehasonlíthatósága céljából azonosak. Az alaprajzi kialakítás fő méretei a következők:

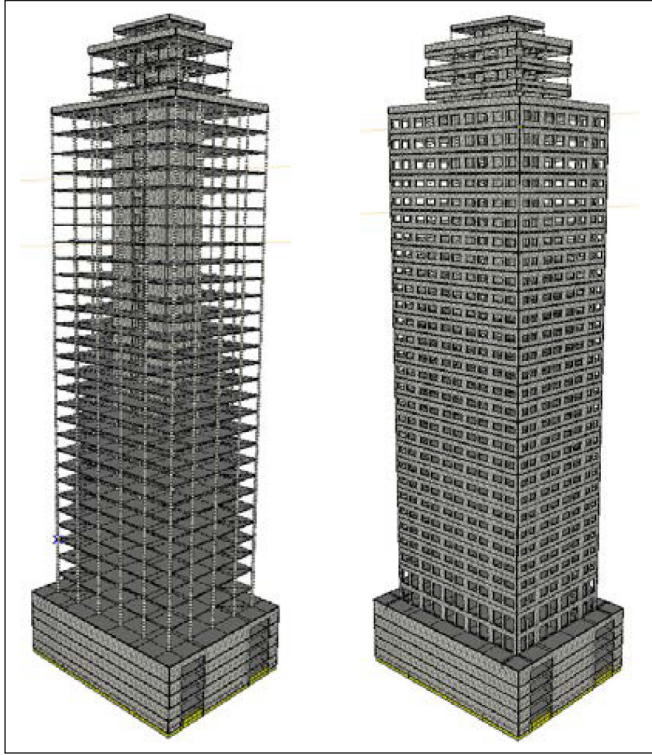
- pincszinti alapterület: ~ 40 × 50 m
- toronytörzs alapterület: ~ 30 × 40 m
- tetőfelépítmény: ~ 20 × 30 m

A modellek AxisVM-beli megjelenése az 1. ábrán látható:

2. táblázat: A vizsgált modellek alapadatai

modell jele	merevítő magos rendszer	cső a csőben rendszer	szintszámok				magasság [m]			
			alépítmény	felszerkezet	tetőfelépítmény	összesen	alépítmény	felszerkezet	tetőfelépítmény	összesen
M154	*		5	29	4	38	16,0	120,0	18,0	154,0
M140	*		5	26	4	35	16,0	106,5	18,0	140,5
M121	*		4	22	4	30	13,0	90,5	18,0	121,5
M102	*		3	18	4	25	10,0	74,5	18,0	102,5
T154		*	5	29	4	38	16,0	120,0	18,0	154,0
T140		*	5	26	4	35	16,0	106,5	18,0	140,5
T121		*	4	22	4	30	13,0	90,5	18,0	121,5
T102		*	3	18	4	25	10,0	74,5	18,0	102,5

1. ábra: Merevítő magas (balra) és cső a csőben (jobbra) szerkezeti rendszerek



3. A PERIÓDUSIDŐT BECSLŐ EMPIRIKUS FORMULÁK ÁTTEKINTÉSE

Az 1. táblázatban bemutatott, az alaprezgés periódusidejének becslésére szolgáló empirikus képleteket a bennük szereplő változók darab- és fokszáma szerint a következő függvénytípusokra érdemes csoportosítani:

- egy-, két-, és háromváltozós függvények,
- lineáris- és hatványfüggvények.

Ezek közül terjedelmi okok miatt csak az egyváltozós hatványfüggvény típusú formulákról ejtünk szót, mivel – mérlegelve a többi típust is – ennek fejlesztése mellett döntöttünk. A legtöbb képlet kevés paramétert tartalmaz, változóként pedig jellemzően az épületmagasság vagy legfeljebb még egy jellemző vízszintes épületméret jelenik meg. A változó(k) valamilyen hatványa általában egy konstans értékkel szorozva szolgáltatja a periódusidőt, ezt a konstans értéket a szerkezet anyagával és kialakításával hozzák összefüggésbe. A mérési adatokból statisztikailag meghatározott konstans értékek magukban foglalják az adott épület támaszviszonyait is, aminek jellemzésére szolgáló paraméterek (pl. ágyazási merevségek) talajmechanikai vonatkozásuk kapcsán azonban csak egy adott helyszínre tekinthetők állandónak. Ebből következően ezeket a talajjal összefüggő paramétereket is általában változó értékeknek tekintve, érdemes azokat a becselő formulákban elkülönítve is megjeleníteni, az általános használhatóság és pontosabb becslés céljából.

Az egyváltozós hatványfüggvény típusú becselőformula általános alakja:

$$T = C_t \cdot H^X \quad (2)$$

ahol C_t rendszerint a szerkezettől, az anyagtól és merevítési rendszertől függő állandó, X pedig általános esetben egy 1-től különböző érték. Példa erre az $X = 0,75$ esetén $T = C_t \cdot H^{0,75}$

3. táblázat: Számított periódusidők összehasonlítása

H [m]	Alaprezgés számított periódusidői T [s]		
	AxisVM számítás		EC8 (3) képlet
	merevítő magas rendszer	cső a csőben rendszer	
154,0	5,14	3,80	3,28
140,5	4,52	3,30	3,06
121,5	3,68	2,70	2,74
102,5	2,89	2,08	2,42

alakban ismertté vált formula, mely az amerikai ATC (1978) előírásból származik.

A $C_t \cdot H^{0,75}$ formulát Rayleigh módszeréből származtatva Chopra (1995) javasolta először kaliforniai acél és vasbeton épületek földrengés során mért mozgásainak feldolgozása alapján. A későbbi földrengések adataival kibővített adathalmaz a képlet felülvizsgálatát indokolta, mert pl. magasabb épületekre a mérések a számítottaknál hosszabb periódusidőket mutattak (Goel és Chopra, 1997). Ennek ellenére az Eurocode 8 ezt az eredeti formulát javasolja, 40 méteres magassági mérethatár korlátozással. Ez utóbbi tény, valamint a formulákkal kapcsolatos okfejtés is indokolja a kérdéskör vizsgálatát. Egy, a talaj ágyazó hatását is figyelembevevő formula megalkotásához fentiek alapján a (2) típusút, azaz az EC8 által javasolt

$$T_{EC8} = C_t \cdot H^{0,75} \quad (3)$$

képletet vettük alapul, és ezt igyekeztünk újrafogalmazni. A képletbeli mennyiségek:

- vasbeton épületek esetében,
- H a magasság méterben,
- az idő másodpercben.

Annak szemléltetésére, hogy az e képlettel becsülhető érték mennyire tér el az AxisVM-ben számolt, rugalmasan ágyazott és berepedt keresztmetszetű vasbeton épületek periódusidejétől, a 3. táblázatban feltüntettük egy $K_z = 50.000$ kN/m²/m dinamikus ágyazási tényezővel különböző magasságú és szerkezeti rendszerű modellekre számított értékeket. (A K_z érték megválasztásával kapcsolatos megfontolásokra később kitérünk.)

4. A SZABADON ÁLLÓ ÉPÜLET REZGÉSVIZSGÁLATA

4.1. Számítási elvek

Az alaprezgéshez tartozó periódusidők meghatározására irányuló vizsgálatok részleteit és eredményeit tekintsük át először a szabadon álló épületre, mint modellezési koncepcióra vonatkozóan. Az AxisVM végeelem szoftver segítségével az 2. táblázatban megadott modelleken elvégzett elsőrendű rezgésvizsgálatok számítási elvei a következők voltak:

- a normálerők merevségmódosító hatását nem vettük figyelembe,
- a betonkeresztmetszetek berepedés miatti merevségcsökkenését figyelembe vettük,
- a modális tömegrészesedés 90%-os minimális értékét minden esetben ellenőriztük,
- csak m_x és m_y tömegkomponenseket vettünk figyelembe,
- a rezgő tömegnek az alapozási szerkezet nem része.

Azoknál a szerkezeti elemeknél, amelyeknél kváziállandó terhelési szinten indokolt figyelembe venni a berepedt hajlítási és nyírási merevség rugalmas, repedésmentes merevséghez képest kisebb értékét, az EC8 9.4. által javasolt, 0,5 redukciós tényezővel kalkuláltunk. Az alaplemez felületi megtámasztását rugalmas ágyazású, felületi támaszelemek K_x , K_y vízszintes, és K_z függőleges dinamikus eltolódási merevségeivel [kN/m²] adtuk meg. Ezek átlagos értékei a következők voltak:

$$\begin{aligned} - K_z &= [5; 10; 20; 30; 40; 50] \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2, \\ - K_x = K_y &= [5; 10; 25; 50; 75; 100; 150; 200; 300] \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

A futtatási program összeállítása a különféle ágyazásokkal és szerkezeti modellekkel így 176 numerikus szimulációt eredményezett.

Az ágyazási merevségek meghatározásának módja régóta vitatott kérdés a szerkezettervező és geotechnikus mérnökök körében. A probléma jó ideig az ágyazási merevségek statikus értékeinek különféle közelítő számítási eljárásainak elfogadásában jelentkezett. A földrengésre való méretezés bevezetésével a tervezési gyakorlatban e téren kialakult bizonytalanság aztán fokozódott az ágyazási tényezők dinamikus értékeinek megállapításával. A két kérdéskör külön dolgozatot érdemel, itt részben a terjedelmi korlátok miatt, részben, hogy a „főtéma” tárgyalásának logikai rendjét ne bontsuk meg, csak néhány könnyű és gyors számítási lehetőséget említünk, igazodva a periódusidő becslését célzó formulák egyszerűségéhez.

Elsőként az ágyazási merevségek statikus értékeinek becslésére szolgáló formulák közül mutatunk be egy-egy példát a különböző irányokra, a dinamikus értékeket ezekből lehet származtatni.

A függőleges ágyazási tényező statikus értékének becsléséhez használható, a következő közelítő süllyedésszámításra szolgáló formula (Szepesházi, 2004):

$$s_a = \frac{p_a}{E_{\text{oed}}} \cdot B \cdot F \quad (4)$$

ahol B a lemez szélessége, E_{oed} a statikus összenyomódási modulus, F a határmélységtől és az alaptest méreteitől függő süllyedési szorzó. Ebből az ágyazási tényező közelítő képlete:

$$K_z = \frac{2E_s}{B} \quad \text{négyzetes alaprajzra,} \quad (5a)$$

$$K_z = \frac{E_s}{B} \quad \text{sávszerű alaprajzra.} \quad (5b)$$

A vízszintes (alaplemez alsó síkja mentén értelmezett) ágyazási merevség kérdésével többek között Gazetas et al. (1985, 1987) foglalkozott, aki négyzet alaprajzú alaptestre az alábbi formulát javasolta:

$$K_x = K_y = \frac{9 \cdot G \cdot B}{2 - \nu} \quad (6)$$

ahol G a talaj nyírási modulusa, ν a talaj Poisson-tényezője, $2B$ az alaptest szélessége. Gazetas (1991) szabálytalan alaprajzú alaptestre valamivel hosszabb formulát közölt, amiben a szabálytalan alaprajz befoglaló méreteit veszi alapul.

Az oldalirányú vagy laterális ágyazási merevséget gyakran emlegetik vízszintes merevségként, ezért felhívjuk a figyelmet a fentebb definiált vízszintes merevségtől való különbözőségére! A talajba ágyazott szerkezetek függőleges síkjaira merőleges ágyazás (pl. résfalnál) bár vízszintes irányú erőhatásokra értelmezhető, a fent definiált K_x és K_y vízszintes ágyazási

merevségektől az „oldalirányú” vagy „laterális” jelzőkkel és K_{lat} jelöléssel különböztetendő meg. Chadeisson közismert diagramja a nyírószilárdági paraméterek alapján ad becslést a laterális ágyazási merevségre, a kísérleteiből származó összefüggések magukban foglalják az elemzett $\sim 0,6 \div 0,8$ m vastagságú szerkezetek merevségi hatásait is (Monnet, 1994). Olyan explicit képletet, amely a talajparamétereket és a szerkezet merevségét egymással viszonyba helyezi, pl. Monnet (1994) és Schmitt (1995) javasolt. A kettő közül az utóbbi, egyszerűbb alakú képletet közöljük:

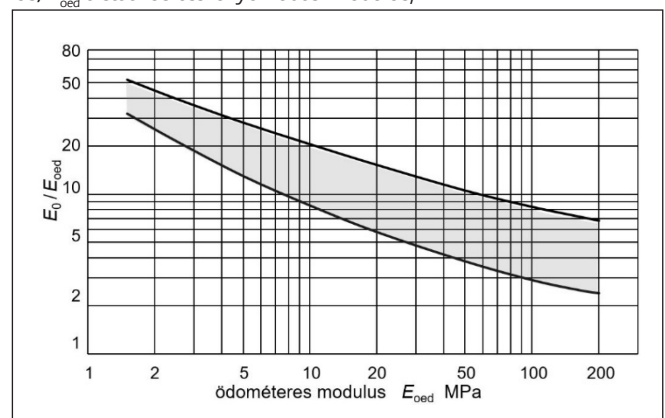
$$K_{\text{lat}} = 2,1 \cdot \frac{E_{\text{oed}}^{4/3}}{(EI)^{1/3}} \quad (7)$$

Monnet képlete kohézió nélküli szemcsés talaj $\sim 15 \div 37^\circ$ -os belső súrlódási szög tartományában, 80 cm vastagságú résfal esetén $K_{\text{lat}} \approx 10.000$ és 50.000 kN/m² közötti statikus értékeket eredményez. Schmitt nyírószilárdsági paraméterek helyett ödométeres modulussal felírt összefüggése nagyságrendileg hasonló eredményeket szolgáltat (pl. homokos kavics, $E_{\text{oed}} = 40$ MPa, $\nu = 80$ cm-es résfal $K_{\text{lat}} \approx 30.000$ kN/m²/m értéket).

A felsorolt ágyazási merevségek statikus értékeiből különböző kutatások mérési eredményeinek korrelációi alapján lehetséges dinamikus modulusokat származtatni. Többek között Alpan (1970), Benz és Vermeer (2007), Wichtmann és Triantafyllidis (2009) közöltek ilyen összefüggéseket, melyek az E_{oed} és az $E_{\text{dyn}}/E_{\text{oed}}$ arány között javasolnak hatványfüggvény-alakú görbéket. A görbék alakja és helyzete a talajtípustól függ, ezért a több kísérletből származó mérési eredmények alapján csak egy alsó és felső görbe által kijelölt sáv adható meg. Ilyen görbék összerajzolásából született az általunk szerkesztett 2. ábra, melyen érzékelhető a kísérleti eredmények szórásából fakadó bizonytalanság.

Ennek ellenére a tervezési gyakorlatban e módszer hasznos lehet, hiszen a dinamikus modulusok eszköz- és költségigényes laboratóriumi meghatározása sem garantál sokkal nagyobb fokú bizonyosságot az értékek helyességét illetően. Az ábráról leolvasható arány megadja a dinamikus modulus értékét, amihez azonban figyelembe kell még venni azt, hogy a talaj dinamikus modulusa a fajlagos alakváltozás növekedésével hiperbolikus függvény szerint csökken (Hardin és Drelich, 1972, Santos és Correia, 2001), és egyfajta „leromlás” figyelhető meg. Ennek mértéke alapozás jellegű feladatoknál ($\varepsilon \approx 10^{-3}$) az 50%-ot is meghaladhatja. Eszerint egy olyan keményebb agyag - mint pl. a kiscelli agyagmárga - esetében a dinamikus modulus kb. ~ 2 -5-szörös értéken becsülhető a statikus modulushoz képest.

2. ábra: Dinamikus és statikus modulusok összefüggése (E_{dyn} a kis alakváltozások tartományában érvényes maximális rugalmassági modulus, E_{oed} a statikus összenyomódási modulus)



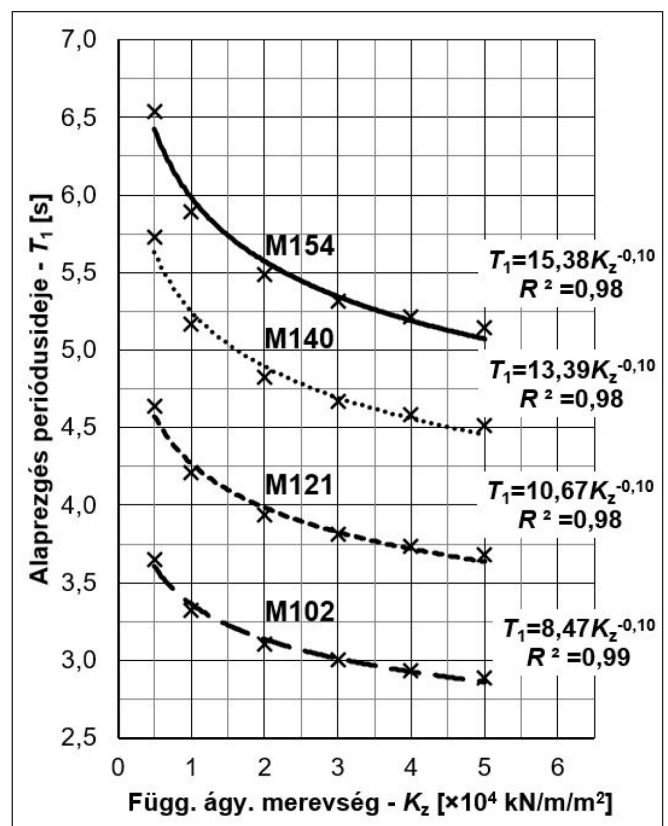
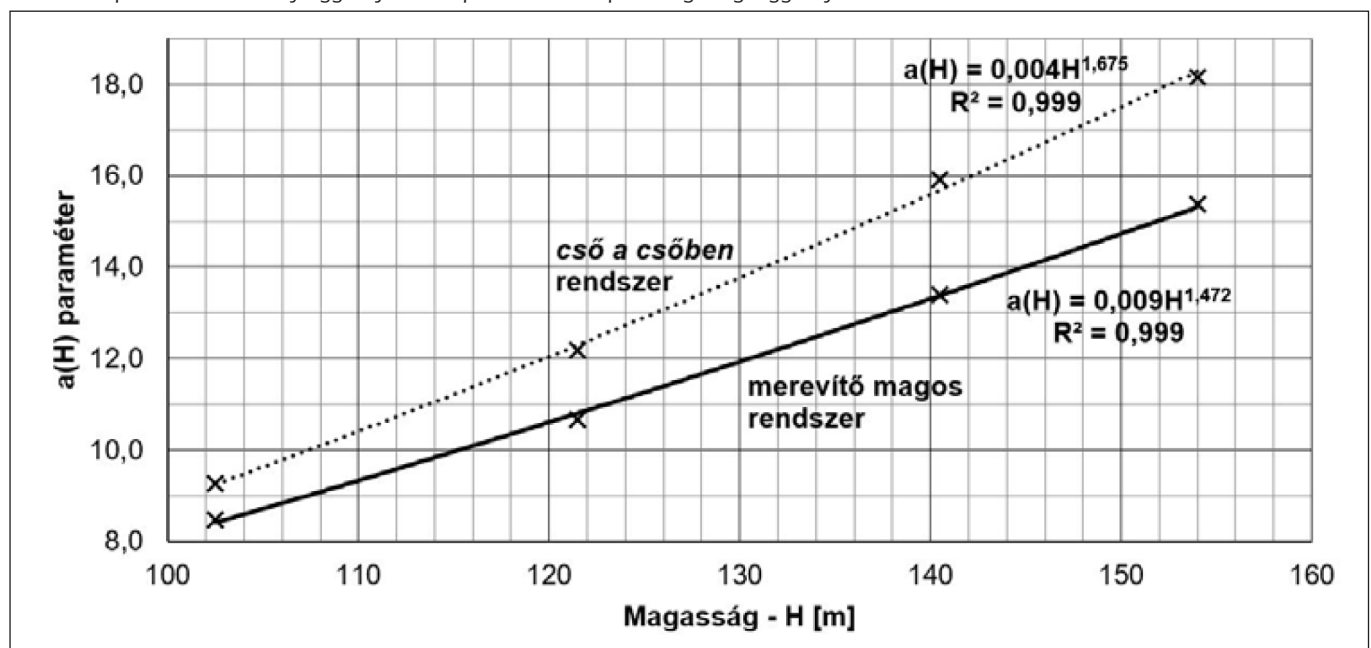
E témával hazánkban több kutató is foglalkozik, Ray et al. (2014) a dinamikus talajviselkedés jelentőségére hívja fel a figyelmet az eddig alkalmazott statikus, illetve kvázi-statisztikus vizsgálati módszerek mellett. Szilvágyi et al. (2016) ilyen jellegű kutatásai a talajparaméterek meghatározásának mérési módszereire, míg Ray és Wolf (2013), illetve Koch (2020) elsősorban dinamikus talajkörnyezetben vizsgált speciális alapozási szerkezetekre fókuszál.

4.2. Függőleges és vízszintes ágyazási merevségek szerepének összehasonlítása

Az ágyazási merevségek hatásainak mértékére irányuló számításaink a vizsgált épületmodell mindkét szerkezetitípusának esetében azt mutatták, hogy a függőleges ágyazási merevséget egy adott értéken rögzítve a vízszintes ágyazási merevség változása ($K_x = K_y = [5 \div 300] \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2/\text{m}$) $\delta = 1\%$ -nál kisebb, azaz elhanyagolható mértékben befolyásolja az egyes rezgésalakok periódusidőit. Ez praktikusan tizedmásodpercre azonos időket jelent. A vízszintes ágyazási merevséghez képest jóval nagyobb mértékben befolyásolja a periódusidőket a függőleges ágyazási merevség változása, ebben az esetben $\delta \approx 20 \div 30\%$ -os különbségek tapasztalhatók a $K_z = [5 \div 50] \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2/\text{m}$ értéktartományon belül.

Ezen megfigyelésekre tekintettel célszerűnek tűnt a vízszintes ágyazás paraméterét egy adott értéken rögzíteni, és a különböző magasságú és szerkezeti rendszerű modellek input paraméterei közül csak a K_z értékét változtatva vizsgálni a periódusidő alakulását. A rögzített értéket a periódusidők számtani átlagából képzett értékekhez közeli időkhöz tartozó vízszintes ágyazással azonosra vettük fel. Vizsgáltuk a vízszintes és függőleges ágyazási merevségekből alkotott, talajmechanikai szempontból össze nem illő értékpárok kiszűrésének szükségességét is. A részletek mellőzésével jelezzük, hogy arra a következtetésre jutottunk, hogy az összeálló nem ítéhető függőleges és vízszintes ágyazási merevség-párok a vízszintes ágyazások teljes adatsorból képzett számtani átlagát nem torzítják. Mindezek alapján a további vizsgálatokban a vízszintes ágyazást a periódusidők számtani átlagához közeli, $K_x = K_y = 50.000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$ értékkel, rögzített paraméterként vettük figyelembe.

4. ábra: A periódusidő hatványfüggvényének 'a' paramétere az épületmagasság függvényében



3. ábra: Merevítő magos rendszer $T_1 - K_z$ görbéi különböző épületmagasságokra

4.3. Numerikus szimulációk eredményei és függvénykapcsolatok

Az elvégzett rezgésvizsgálatok a függőleges ágyazások és a periódusidők között a 3. ábra szerinti függvénykapcsolatokat eredményezték. Az ábra a merevítő magos rendszer eredményeit mutatja, melyhez hasonló értékeket kaptunk a cső a csőben rendszerre is, nagyjából 1 másodperccel kisebb periódusidőkkel.

Az Excel segítségével végzett nemlineáris regressziószámítás hatványfüggvényre erős korrelációt mutatott, a determinációs

együttható értéke 0,97÷0,99 lett. A hatványfüggvénnyel közelíthető összefüggés a (8) képlettel írható le, melynek a és b paraméterei a 3. ábrán láthatók.

$$T = a \cdot K_z^b \quad (8)$$

A különböző modellmagasságokhoz tartozó a paraméter egy újabb regressziószámítás eredményéből kifejezhető volt a H magasság függvényeként, amint az a 4. ábrán látható. A determinációs együttható értéke ebben az esetben 0,999 lett.

4.4. A periódusidőt becsülő új formula létrehozása

A regressziószámításból nyert függvénygörbe paramétereit felhasználva az alábbi főbb lépésekkel jutottunk el a keresett eredményhez:

A (8) egyenlet a 3. ábrának és a helytakarékosságból nem mutatott, *cső a csőben* rendszerre vonatkozó párjának görbéire felírható általános alakja:

$$T = a(H) \cdot K_z^b \quad (9)$$

ahol $a(H)$ a regressziószámításból származó, magasságtól függő paraméter.

(9)-be behozva a (3) formulát, átrendezéssel az alábbi egyenlet nyerhető:

$$T = \frac{C_t \cdot a(H)}{T_{EC8}} \cdot K_z^b \cdot H^{0,75} \quad (10)$$

$a(H)$ paraméterre és H magasságra elvégzett regressziószámítás alapján a 4. ábráról

– $a = 0,009 \cdot H^{1,472}$ merevítő magas rendszer esetén,

– $a = 0,004 \cdot H^{1,675}$ *cső a csőben* rendszer esetén.

H közel azonos hatványkitevőit az egységes formulára való törekvés okán a mindkét szerkezeti rendszerre elfogadható 1,5-re választva:

$$C_t^*(H) \cdot H^{0,75} \cdot K_z^b \cdot H^{0,75} \quad (11)$$

ahol $C_t^*(H) = a(H)/H^{1,5}$

A $C_t^*(H)$ és b paraméterek a két szerkezeti rendszerre a 4. táblázatban láthatók.

A konstans értékeket a különböző magasságú modellek számtani átlagaiból számítva:

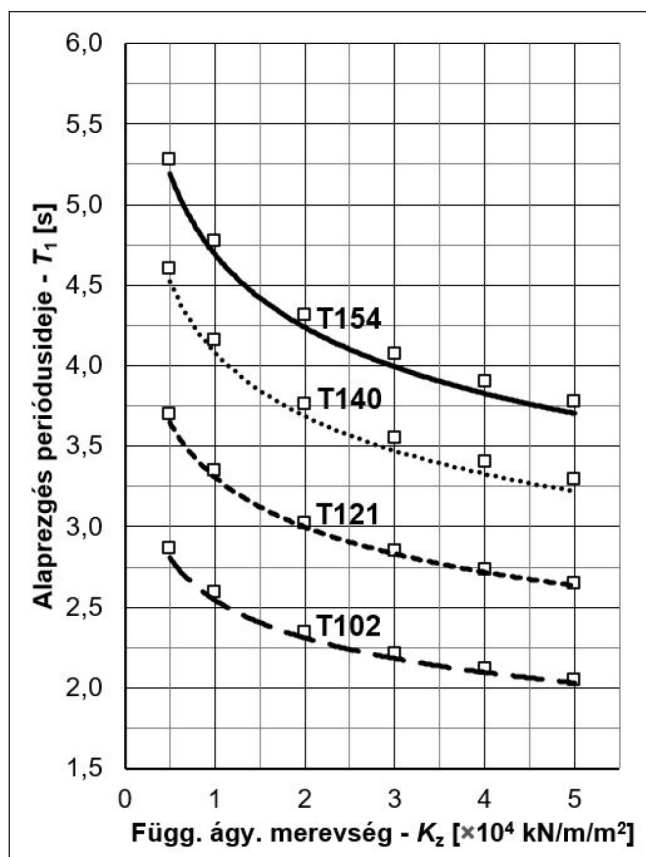
$$C_t^* = \frac{\sum_i C_t^*(H)_i}{n} \quad \text{és} \quad (12a)$$

$$b = \frac{\sum_i b_i}{n} \quad (12b)$$

ahol $i=1\dots 4$; $n=4$;

4. táblázat: Függvényparaméterek számítása

i	H [m]	merevítőmagas rendszer			cső a csőben rendszer		
		$a(H)$	b	$C_t^*(H) = a(H)/H^{1,5}$	$a(H)$	b	$C_t^*(H) = a(H)/H^{1,5}$
1	154,0	15,378	-0,102	0,0080	18,161	-0,147	0,0095
2	140,5	13,392	-0,102	0,0080	15,907	-0,148	0,0096
3	121,5	10,674	-0,100	0,0080	12,191	-0,142	0,0091
4	102,5	8,469	-0,100	0,0082	9,269	-0,140	0,0089



(görbe: számított érték; pontjelölő: becsült érték)
5. ábra: Számított és becsült periódusidők K_z függvényében a cső a csőben rendszerre

a merevítő magas rendszerre: $C_t^* = 0,0081 \approx 0,0080$; $b = -0,101 \approx -0,100$
 a cső a csőben rendszerre: $C_t^* = 0,0093 \approx 0,0095$; $b = -0,144 \approx -0,145$

Az e konstansokkal együtt alkalmazandó javasolt képlet tehát:

$$T = C_t^* \cdot K_z^b \cdot H^{1,5} \quad (13)$$

ahol H méterben értendő, K_z pedig a dinamikus ágyazási merevség $\text{kN/m}^2\text{-ben}$.

4.5. A szabadon álló épületre vonatkozó új formula pontossága

A (13) képlettel megbecsültük a különböző magasságú és szerkezeti rendszerű modellek periódusidőit a K_z függőleges dinamikus ágyazási merevség AxisVM számításokhoz input paraméterként használt értékeivel. Ezek a számításokból adódó görbékkel azonos koordináta-rendszerben láthatók (5. ábra). Terjedelmi okok miatt ismét csak az egyik rendszerre vonatkozó ábrát közöljük, de most a merevítő magas rendszer helyett a *cső a csőben* rendszerű modellekét. A becslés %-ban kifejezett relatív hibája meghatározható a következő kifejezés szerint:

$$\Delta = \frac{|T_{\text{becsült}} - T_{\text{AxisVM}}|}{T_{\text{AxisVM}}} \cdot 100 \quad (14)$$

ahol

- Δ a becslés %-ban kifejezett relatív hibája,
- $T_{\text{becsült}}$ a (13) képlettel becsült periódusidő,
- T_{AxisVM} az AxisVM szoftverrel végzett számítással meghatározott periódusidő.

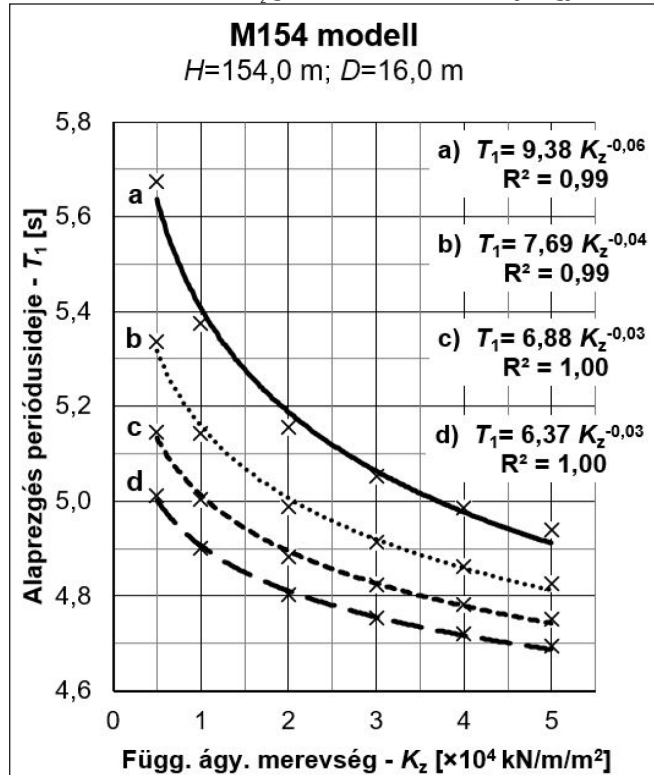
A relatív hibák átlaga a merevítő magos, valamint a cső a csőben rendszerre rendre 1,5%, illetve 2,3%; 1,0% és 1,6% szórás mellett. A maximális relatív hiba kerekített paraméterek esetén sem haladja meg az 5%-ot.

5. TÉRSZÍN ALATT OLDALIRÁNYBAN IS MEGTÁMASZTOTT ÉPÜLET REZGÉSVIZSGÁLATA

5.1. Számítási elvek

E modellezési koncepció esetében az előzőekben megalkotott képletekben szereplő paraméterek köre bővül, hiszen fontos tényező, hogy az oldalirányú ágyazás az épület függőleges tengelye mentén milyen hosszon biztosítja a rugalmas befogás egy jelentős hányadát. Ez gyakorlatilag a pinceszintek mélységét jelenti [D (m)], hiszen az oldalirányú ágyazás a pincefalak felületén jön létre. Az ehhez kapcsolódó másik új paraméter az említett oldalirányú dinamikus ágyazás merevségi tényezője [K_{lat} (kN/m²)]. Ez a vizsgált budapesti talajviszonyok között jellemzően a kiscelli agyagréteg felett elhelyezkedő szemcsés összetétel átlagos, statikus ágyazási jellemzőjének becsült értékéből határozható meg, a talajjal kölcsönhatásban lévő részfal-, illetve pincefalszerkezetek járatos vastagsági méreteinek figyelembevételével. A

6. ábra: M154 modell $T_1 - K_z$ görbéi különböző oldalirányú ágyazásokra



- a) $K_{\text{lat}} = 10.000 \text{ kN/m}^3$; b) $K_{\text{lat}} = 25.000 \text{ kN/m}^3$;
c) $K_{\text{lat}} = 50.000 \text{ kN/m}^3$; d) $K_{\text{lat}} = 100.000 \text{ kN/m}^3$

K_{lat} statikus oldalirányú ágyazás merevségi tényezőből a 4.1. pontban közöltek szerint az $E_{\text{dyn}}/E_{\text{stat}}$ arányszámnak megfelelő dinamikus modulus képezhető. Ennek vizsgálati értéktartományát $K_{\text{lat}} = 0$ és $100.000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$ között érdemes kijelölni, ahol a speciális esetként értelmezhető 0 érték a korábban ismertetett szabadon álló épületet jelenti. A számításokat $K_{\text{lat}} = [10; 25; 50; 100] \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2/\text{m}$ értékű oldalirányú dinamikus ágyazási merevségekkel végeztük. Az egyéb számítási elvek megegyeztek a már bemutatott, szabadon álló épületre vonatkozó részletekkel.

Az oldalirányú ágyazásokkal kapcsolatban a következő megjegyzést kell tenni. A pincszerkezet talajjal érintkező külső falaira minden irányból lineáris felületi támaszokkal oldalirányú ágyazást definiálni elvi hiba lenne, hiszen a talaj és a fal között húzóerők jöhetnek létre. Ezt a jelenséget általában lehet kezelni a nemlineáris, csak nyomásra működő támaszok alkalmazásával, amelyeket azonban az AxisVM szoftver a rezgésalakok lineárisan rugalmas számítási módja miatt nem vesz figyelembe. Merev dobozszerkezet esetén a négy oldalra definiált nemlineáris támaszviszony két oldalon lineáris rugókkal kialakított támaszrendszerre transzformálható, ezzel a modellezéstechnikai megoldással a húzásra inaktív, nemlineáris rugókkal rendelkező felületi támaszok alkalmazásának hiánya pótolható.

5.2. Merevítő magos szerkezeti rendszer modellezési eredményei

5.2.1. Numerikus szimulációk eredményei és függvénykapcsolatok

A vizsgálatok lépéseit és eredményeit a terjedelmi korlátok által megengedett részletességgel a merevítő magos rendszeren mutatjuk be. A vízszintes ágyazási merevség rögzített értéke mellett elvégzett 192 db rezgésvizsgálat eredményei a függőleges ágyazások és a periódusidők között ennél a modellezési koncepciónál is erős függvénykapcsolatokat ($R^2 = 0,99 \div 1,00$) mutattak, ahogy az a példaként bemutatott 6. ábrán jól látszik.

A további, de itt nem közölt ábrákon az látszott, hogy a különböző magasságú és pincemélységű modellek görbéinek jellege csak egy adott oldalirányú ágyazási értéken hasonló, más oldalirányú ágyazási merevségek esetében a görbék karakterisztikái is különböznek. Emiatt az tűnt észszerűnek, hogy egy olyan zárt, de bonyolult formula helyett, ami minden görbére megfelelő pontosságú becsléssel tudna szolgálni, helyesebb egyszerűbb képletek megalkotása, amik egy-egy rögzített értékű oldalirányú ágyazás esetére adnak jó közelítést. A regressziószámítás eredményeként kapott néhány hatványfüggvény és paramétere a 6. ábrán látható és a nem közölt további modellek görbéit meghatározó paraméterek ugyancsak ismertek. A függvények általános alakja:

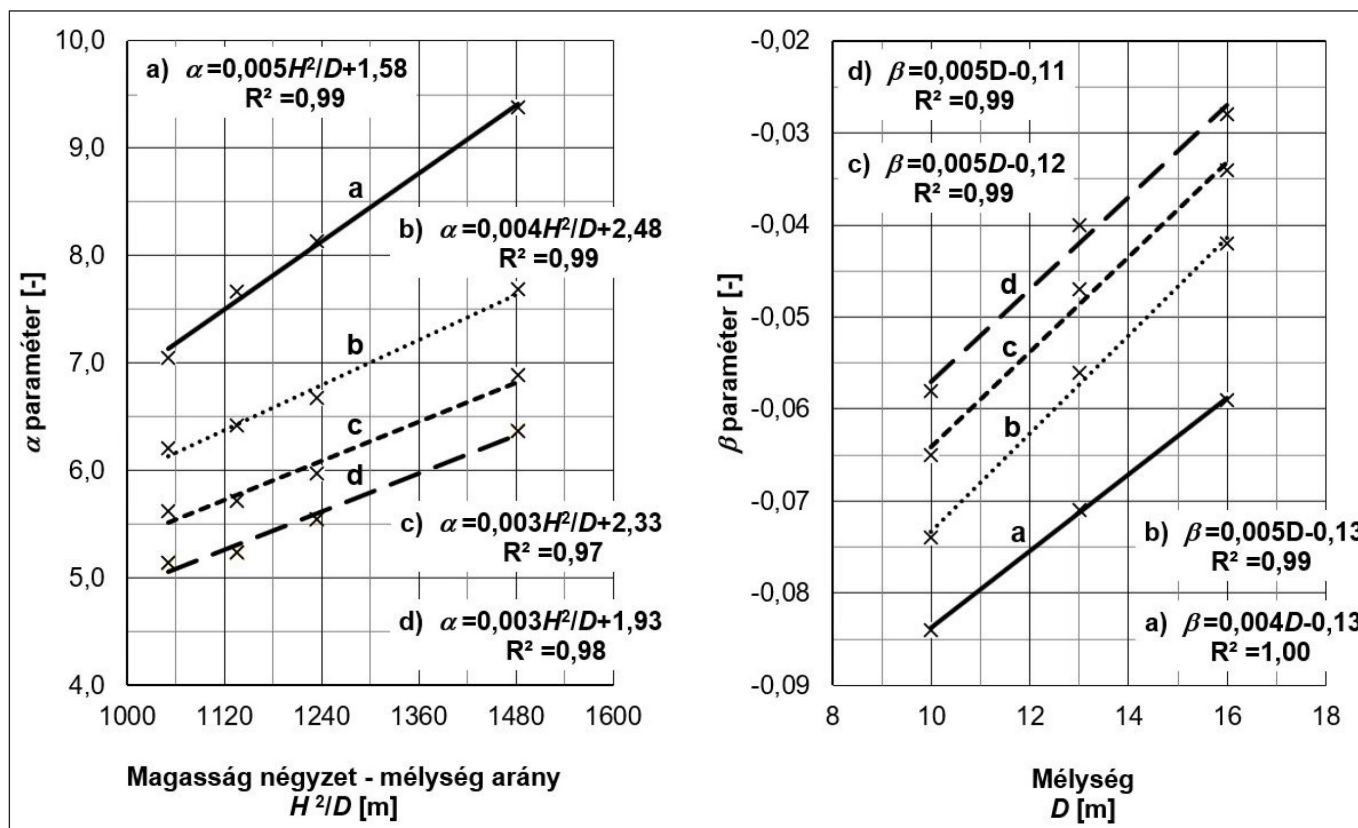
$$T = \alpha \cdot K_z^\beta \quad (15)$$

5.2.2. Periódusidőt becsülő új formula létrehozása

Az α és β paraméterekre, valamint a magasságra (H) és a pincemélységre (D) vonatkozóan ismét regressziószámítást végeztünk, hogy utóbbi két jellemző a keresett képletben megjelenhessen. A számítások eredményeiből az látszott, hogy az α paraméter a magasság és a pincemélység arányától függhet, a β esetében csak a D -től való függés látszik egyértelműnek. A regressziószámítást α esetében a H^2/D , a

5. táblázat: Paraméter-függvények állandói K_{lat} függvényében, merevítő magas rendszer

K_{lat} [kN/m/m ²]	számított értékek				kerekített értékek			
	a	b	c	d	a	b	c	d
10.000	0,0053	1,5780	0,0042	-0,1255	0,0055	1,580	0,004	-0,125
25.000	0,0035	2,4767	0,0053	-0,1267	0,0035	2,475	0,005	-0,125
50.000	0,0030	2,3279	0,0052	-0,1158	0,0030	2,330	0,005	-0,115
100.000	0,0030	1,9325	0,0050	-0,1070	0,0030	1,935	0,005	-0,105



$K_{lat} = 10.000$ (a); 25.000 (b); 50.000 (c); 100.000 (d) kN/m/m²

7. ábra: A periódusidő hatványfüggvényének α paramétere a H^2/D arány függvényében, merevítő magas rendszere

8. ábra: A periódusidő hatványfüggvényének β paramétere a D függvényében, merevítő magas rendszere

β esetében a D változóra elvégezve a 7. és 8. ábrákon látható eredményeket kaptuk.

A paraméter-függvények tehát az alábbi alakokban írhatók fel:

$$\alpha = a \cdot H^2/D + b \quad \text{és} \quad \beta = c \cdot D + d \quad (16a,b)$$

s ezek a a , b , c és d értékeit az 5. táblázat tartalmazza.

A (13) képletbe behelyettesítve α és β lineáris függvényét, a merevítő magas rendszere oldalirányú átlagos vízszintes ágyazást is figyelembe véve az alábbi képlet nyerhető:

$$T = \left[a \cdot \frac{H^2}{D} + b \right] \cdot K_z^{c \cdot D + d} \quad (17)$$

6. táblázat: Regressziószámítással meghatározott függvény-paraméterek H , D , és K_{lat} függvényében, cső a csőben rendszer

H [m]	D [m]	$\alpha = f(H, D, K_{lat})$				$\beta = f(H, D, K_{lat})$			
		$K_{lat} [\times 10^3 \text{ kN/m}^2/\text{m}]$				$K_{lat} [\times 10^3 \text{ kN/m}^2/\text{m}]$			
		10	25	50	100	10	25	50	100
154,0	16,0	11,074	8,982	7,973	7,317	-0,103	-0,085	-0,075	-0,067
140,5	16,0	9,596	7,776	6,883	6,317	-0,103	-0,085	-0,074	-0,067
121,5	13,0	8,743	7,270	6,433	5,842	-0,112	-0,096	-0,086	-0,078
102,5	10,0	7,709	6,766	6,096	5,558	-0,124	-0,113	-0,104	-0,096

ahol a , b , c , d az 5. táblázatban látható kerekített értékek.

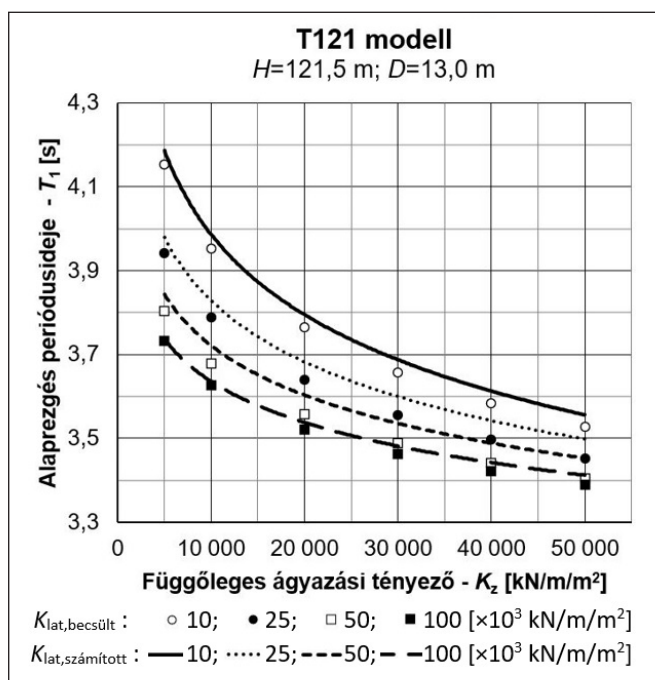
5.3. A cső a csőben szerkezeti rendszer modellezési eredményei

5.3.1. Numerikus szimulációk eredményei és a függvénykapcsolatok

A rezgésvizsgálatok eredményeivel végzett regressziószámítások a függőleges ágyazások és a periódusidők között a cső a csőben rendszerénél is – a merevítő magosnál tapasztaltakhoz hasonlóan – erős függvénykapcsolatokat ($R^2 = 0,98 \div 1,00$) mutatnak. A 6. ábrán láthatókhöz hasonló, de itt nem közölt görbék egyenletei – akárcsak a merevítő magas rendszerre – a

7. táblázat: Paraméter-függvények állandói K_{lat} függvényében cső a csőben rendszerre

K_{lat} [kN/m ³]	számított értékek				kerékített értékek			
	a	b	c	d	a	b	c	d
10.000	0,0075	0,0736	0,0035	-0,1585	0,0075	0,075	0,0035	-0,160
25.000	0,0051	1,4713	0,0047	-0,1587	0,0050	1,470	0,0045	-0,160
50.000	0,0044	1,4835	0,0050	-0,1530	0,0045	1,485	0,0050	-0,155
100.000	0,0041	1,1973	0,0048	-0,1432	0,0040	1,195	0,0050	-0,145



9. ábra: Becsült és számított periódusidők az ágyazási merevségek függvényében, cső a csőben rendszer

(15) hatványfüggvényhez hasonlóan a *cső a csőben* rendszerre is megadhatók. Ekkor α és β függvényparaméterek adott oldalirányú átlagos ágyazási merevség esetén az 6. táblázat szerint alakulnak.

5.3.2. Periódusidőt becsülő új formula létrehozása

Akár csak a merevítő magos rendszernél, α és β függvényparamétereket H és D változókkal kifejezve érhető el az alaprezgés periódusidejét becsülő, (17) képlettel azonos alakú képlet, mely adott oldalirányú, átlagos ágyazási merevség esetén az épületmagasság, a pincemélység és a függőleges ágyazási merevség megadásával jól közelíti a számítási eredményeket. Ehhez a korábbiakhoz hasonlóan, ismételt regressziószámítás szükséges az α és H^2/D , valamint β és D változóparókra. Ennek eredményeit a 7. és 8. ábrákon szereplőkhöz hasonló, lineáris függvények jelentik, melyek paramétereit az 7. táblázat tartalmazza. A korreláció a *cső a csőben* rendszer esetében is erős, a determinációs együttható $R^2 = 0,96$ és $1,00$ közötti érték. Ezen eredményeket tekintve megállapítható, hogy a (17) képlet azonos alakban alkalmazható mindkét szerkezeti rendszerre az 5. és 7. táblázatokban megadott paraméterek kerékített értékeit használva.

8. táblázat: A javasolt képlet paramétereit

K_{lat} [kN/m ²]	merevítő magos rendszer				<i>cső a csőben</i> rendszer			
	a	b	c	d	a	b	c	d
10.000	0,0055	1,580	0,004	-0,125	0,0075	0,075	0,0035	-0,160
25.000	0,0035	2,475	0,005	-0,125	0,0050	1,470	0,0045	-0,160
50.000	0,0030	2,330	0,005	-0,115	0,0045	1,485	0,0050	-0,155
100.000	0,0030	1,935	0,005	-0,105	0,0040	1,195	0,0050	-0,145

5.4. A térszín alatt oldalirányban is megtámasztott épületre vonatkozó új képlet pontossága

A (17) képlettel meghatározott periódusidőket 4.5. alfejezetben ismertett módon a (14) képlet alkalmazásával viszonyítottuk az AxisVM szoftverrel számított értékekhez. A becsülőfüggvény javasolt függvényparamétereivel meghatározott relatív hibák minden esetben 5%-on belül maradtak. Az átlagos relatív hibák 1,6 és 4,6% között változtak, 0,9÷1,8% közötti szórásokkal.

A becsülőfüggvények relatív hibáival kapcsolatban meg kell jegyezni, hogy az a , b , c és d függvény-paraméterek kerékítés előtti, számított értékeivel az eltérések még kisebbek. A becsült értékek és az AxisVM szoftverrel számított eredményekből előállított periódusidő-görbék viszonyát grafikus megjelenítésben a 9. ábrán szereplő példán keresztül szemléljük. Hasonló grafikon állítható elő a többi modellre is, mindkét szerkezeti rendszer esetén.

A hibaelemzésben bemutatott relatív hibák alacsony, 5%-ot meg nem haladó mértéke alapján megállapítható, hogy a (17) képlet a terepszint alatt oldalirányban is megtámasztott modellezési koncepció szerint vizsgált toronyépületek első rezgésalakhoz tartozó, modellezésből származó periódusidőinek becslésére mindkét szerkezeti rendszerre alkalmas. A két rendszerre egységesen javasolható képlet és a hozzátartozó 8. táblázat:

$$T = \left[a \cdot \frac{H^2}{D} + b \right] \cdot K_z^{c \cdot D + d} \quad (18)$$

6. EREDMÉNYEK ÁTTEKINTÉSE

Végeselemes modellezéssel közel 400 numerikus szimulációt végeztünk a ~100-150 m mérettartományú toronyházak különböző modellezési jellemzőkkel és paraméterekkel leírható épületein. Különböző modellezési koncepciókat, szerkezeti rendszereket vizsgáltunk eltérő magasságú és térszín alatti mélységű épületekre és változó támaszviszonyokra. A vizsgálatok eredményeként kapott periódusidők és bizonyos modellezési jellemzők között erős függvénykapcsolatokat figyeltünk meg, melyekből két új, a periódusidő becslésére szolgáló képletet hoztunk létre.

Az új, ágyazási merevségeket is figyelembe vevő képletekkel – az alkalmazhatóság keretein belül – egyszerűen és gyorsan megbecsülhetők azok a periódusidők, melyek egyébként egy végeselemes modell elsőrendű rezgésvizsgálatának eredményeként kaphatók – jelentős mennyiségű modellezési munka árán.

A javasolt képlet

– szabadon álló épületre:

$$T = C_t^* \cdot K_z^b \cdot H^{1,5}$$

– térszín alatt oldalirányban is megtámasztott épületre:

$$T = \left[a \cdot \frac{H^2}{D} + b \right] \cdot K_z^{c \cdot D + d}$$

ahol H az épületmagasság; D a térszín alatti mélység; K_z a függőleges dinamikus ágyazási merevség; C_t^* a szerkezetre jellemző állandó; az a , b , c , d függvényparamétereket pedig táblázatos formában adtuk meg.

Fontos megemlíteni, hogy eredményeink validálásához felhasználtuk a MOL-Campus toronyház statikai számításából (MOL-Campus, 2018) származó alaprezgési periódusidőt, melyet az AxisVM szoftveren kívül a Dlubal RFEM 5.22.01 szoftververziójának FR-Dynam Pro moduljával is meghatározták (Bollinger und Grohmann, 2021). A becült és a számított értékek közötti különbség 2,7%, illetve 4,0% volt.

7. HIVATKOZÁSOK

- Alpan, I., (1970), The Geotechnical Properties of Soils, *Earth Science Reviews*, Elsevier, 6, pp. 5–49.
- ASCE (2010), Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures – ASCE/SEI (Structural Engineering Institute), Standard No. 7-10. *American Society of Civil Engineers*, USA
- ATC 3-06 (1978), Tentative provisions for the development of seismic regulation for buildings, *Applied Technology Council*, USA, pp. 65-70.
- Benz, T., Vermeer, P.A. (2007), *Zuschrift zum Beitrag „Über die Korrelation der ödometrischen und der „dynamischen“ Steifigkeiten nichtbindiger Böden“ von T. Wichtmann und Th. Triantafyllidis (Bautechnik 83, No. 7, 2006). Bautechnik*, 84(5), 361–364.
- Bollinger und Grohmann ZT GmBH (2021), Adatszolgáltatás a MOL-Campus toronyház független számítással történő tartószerkezeti tervellenőrzésének dokumentációjából, 2021.08.31.
- Chopra, A. K. (1995), Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering, *Prentice-Hall, Inc., Upper Saddle River, N.J.*
- Dulácska E., Joó A., Kollár L. (2008), Tartószerkezetek tervezése földrengési hatásokra, *Akadémiai Kiadó*, Budapest, pp. 39-41.
- Ellis, B. R. (1980), An assessment of the accuracy of predicting the fundamental natural frequencies of buildings and the implications concerning the dynamic analysis of structures, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, Part 2, 69, pp. 763–776.
- Gazetas, G., Dobry, R., Tassoulas, J. L., (1985), Vertical response of arbitrarily shaped embedded foundations, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 111, pp. 750-771.
- Gazetas, G., Tassoulas, J. L., (1987), Horizontal stiffness of arbitrarily shaped embedded foundations, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 113, pp. 440-457.
- Gazetas, G., (1991), Foundation vibrations, *Foundation Engineering Handbook 2nd Edition*, H.Y. Fang, ed., *Van Nostrand Reinhold*
- Goel, R. K., Chopra, A. K. (1997), Period Formulas for Moment-Resisting Frame Buildings, *Journal of Structural Engineering*, 123(11), pp. 1454-1461.
- Kanizsár Sz. (2018), Toronyházak alapozás- és szerkezettervezése – 1. rész, *Vasbetonépítés* 20/4, pp. 74-80.

Koch E. (2020), Vasúti hídfők komplex geotechnikai modellezése, *Sínek Világa*, 63/6, pp. 2-8.

MOL-Campus (2018), Építési engedélyezési tervdokumentáció, tartószerkezeti műszaki leírás (*Finta és Társai Építész Stúdió Kft., HydraStat Kft.*)

Monnet, A. (1994), Subgrade reaction modulus, decompression ratio, about parameters used for elasto-plastic computation of retaining walls, *Revue Française de Geotechnique*, 65/1, pp. 67-72.

MSZ EN 1998-1:2008 Eurocode 8: Tartószerkezetek tervezése földrengésre, 1. rész: Általános szabályok, szeizmikus hatások és az épületekre vonatkozó szabályok

Ray, R., Wolf Á. (2013), Analysis and Design of Piles for Dynamic Loading. *Proceedings 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Párizs, Franciaország (2013), pp. 2839-2842.

Ray, R., Szilvágyi Zs., Wolf Á. (2014), Talajdinamikai paraméterek meghatározása és alkalmazása. *Sínek Világa*, 56, pp. 32-36.

Schmitt, P. (1995), Estimating the coefficient of subgrade reaction for diaphragm wall and sheet pile wall design, *Revue Française de Geotechnique*, 71/2, pp. 3-10.

Szepesházi R. (2004), Geotechnikai Példatár. I-II. kötet. Nemzeti Tankönyvkiadó, Budapest

Szilvágyi Zs., Hudacsek P., Ray, R.P. (2016), Soil shear modulus from Resonant Column, Torsional Shear and Bender Element Tests. In *International Journal of Geomate*, 10/2, pp. 1822-1827. <https://doi.org/10.21660/2016.20.39871>.

Wichtmann, T., Triantafyllidis, Th. (2009), On the correlation of „static” and „dynamic” stiffness moduli of non-cohesive soils, *Bautechnik*, 86, pp. 28-39.

Xiong, W., Jiang, L.Z., Li, Y.Z. (2016), Influence of soil–structure interaction (structu-re-to-soil relative stiffness and mass ratio) on the fundamental period of buildings: experimental observation and analytical verification *Bulletin of Earthquake Engineering*, 14., pp. 139-160.

Xu, P., Xiao C., Li, J. (2014), Study on relationship between natural vibration periods and heights of structures for high-rise buildings and its reference range, *International Journal of High-Rise Buildings*, 3/1, pp. 49-64.

Kanizsár Szilárd (1973) okl. építőmérnök (BME, 1997), okl. szerkezetépítő szakmérnök (BME, 2004), okl. mérnök-közgazdász (BKE, 2002), tartószerkezeti és geotechnikai tervező és szakértő. PhD kutatási területe a budapesti toronyházak alapozásának témaköre (Széchenyi István Egyetem, Győr)

Dr. Szepesházi Róbert (1951) okl. építőmérnök (BME, 1976), okl. geotechnikai szakmérnök (BME, 1981), dr. univ (BME, 1996), PhD (ME, 2011) nyug. egyetemi docens, geotechnikai tervező és szakértő, kutatási területe a geotechnikai modellezés és a geotechnikai tervezés fejlesztése - (Széchenyi István Egyetem, Győr)

ESTIMATION OF THE FUNDAMENTAL PERIOD OF VIBRATION OF THE HIGH-RISE BUILDINGS BY MEANS OF THE SUBGRADE REACTION COEFFICIENTS

Szilárd Kanizsár – Róbert Szepesházi

When calculating the horizontal forces caused by earthquake effects significant differences can be found between the fundamental periods of vibration of the 100-150 m tall high-rise buildings and the usual-sized structures. The time period of vibration can be quickly and simply estimated in the preliminary design phase using empirical formulae suggested by the different design codes. However, these estimation methods usually use only a few parameters. For this reason their accuracy sometimes might be insufficient and the results of the different formulae could have a considerable standard deviation. This paper presents the development of a proper formula for estimation which can take the subgrade stiffness of the soil into consideration that has an influence on the time period of vibration. Besides, it is useable tool for having the result without a FEM-analysis in the beginning of the design when the 3D FEM model is not yet available.

VÖRÖS JÓZSEF 75. SZÜLETÉSNAPJÁRA



Születésnapját ünneplő kollégánk a MÁV Zrt. Hídosztályának nyugalmazott osztályvezetője. Szakmai munkáját elsősorban a feszített vasbetonhidak építése jellemzi. Az első hazai szabadon szerelt híddal kapcsolatos tevékenységét 1978-ban megosztott Állami Díjjal ismerték el. Részt vett az első szabadon szerelt, szabadon betonozott és szakaszosan előretolt feszített vasbetonhidak hazai

alkalmazási technológiájának kidolgozásában és irányította az új technológiával megvalósuló hidak építését. 1976-79 között a Győri Közlekedési és Távközlési Műszaki Főiskolán, 1991-től a Budapesti Műszaki Egyetem Építéskivitelezési, valamint a Hidak és szerkezetek tanszékén végzett oktatói tevékenységet. Újjászervezése óta tagja a Mérnöki Kamarának, ahol részt vett a Közlekedési Tagozat minősítő bizottsága és a Tartószerkezeti Tagozat Hidász szakosztály oktatási bizottságának munkájában. A Mérnöki Kamarában végzett munkájáért 2003-ban Csány László-díjat kapott.

Több mint hatvan cikke jelent meg különböző szakmai tudományos folyóiratokban, és számtalan előadást tartott hídépítéssel összefüggő témakörökben. A „Korszerű vasút, korszerű vasúttechnika”, a „Magyar vasút 150 éve” című szakkönyv, a „Vasúttechnikai kézikönyv”, és még további tudományos ismeretterjesztő művek társszerzője, a „Vasúti hidak és műtárgyak” könyv írója. Elismert, színvonalas szakmai folyóiratok szerkesztésében vesz részt, felelős szerkesztője a Sínek Világa, és szerkesztőbizottsági tagja a Vasbetonépítés c. szakmai folyóiratoknak. Részt vett a nagysebességre alkalmas vasúti hídprovizóriumok hazai kifejlesztésében, gyártásában és bevezetésében. 1997-2000

között közreműködött Közép-Európa leghosszabb vasúti völgyhídja építésének előkészítésében, tervezésében és megvalósításában, valamint a bajai Duna-híd és a tiszauji Tisza-híd átépítésében. Hídosztályvezetői tevékenysége alatt irányította a vasúti műtárgyak tervezését, felügyelte a kivitelezést és az üzemeltetést.

Tudományos tevékenységéért 1999-ben a közlekedéstudományi egyesületi aranyjelvényt, 2001-ben az egyesület által alapított Jáky-díjat kapta.

Tagja a **fib** Magyar Tagozatának, ezen belül a Palotás-díj kuratóriumának és 2021-ig a Vasúti Hidak Alapítvány elnöke.

Tevékenysége során a vasúti technika történetének kutatásában és feldolgozásában, egyetemi hallgatók és gyakorló hidász szakemberek oktatásában és továbbképzésében, vasúti hidak közlekedésbiztonsági, műszaki és környezetvédelmi fejlesztésében szerzett érdemeket. Több éven keresztül oktatott a Mérnöktovábbképző Intézet műszaki ellenőr képzési kurzusain. Szervezésével több, mint tíz magas színvonalú szakmai-tudományos konferencia valósult meg. Szakmai és vezetői munkáját az új szerkezetek technológiák bevezetése, a jó csapatépítő szellem, a biztonságos vasúti közlekedésért kifejtett magas szintű tevékenység jellemzi. Szakmai, tudományos tevékenysége, a vasúti közlekedés fejlesztése érdekében végzett munkája elismeréseként részére 2007-ben a Magyar Köztársaság Elnöke a Magyar Köztársasági Érdemrend Lovagkeresztje kitüntetés adományozta.

2007. december 29-én nyugállományba vonult, azóta a PREFLEX' 2008 Kft tulajdonosa és ügyvezetője.

Kívánjuk, hogy továbbra is legjobb tudása szerint végezze munkáját és jó egészségben élvezze családjá szeretetét és mérnök kollégáinak megbecsülését.

Balázs L. György

ZSÖMBÖLY SÁNDOR 75. SZÜLETÉSNAPIJÁRA



Zsomboly Sándor 1946-ban született Budapesten. Építőmérnöki oklevelét 1971-ben szerezte meg a Budapesti Műszaki Egyetem Építőmérnöki Karán, majd Uvatervben helyezkedett el a II. iroda Híd- és szerkezettervező osztályán. Munkája mellett vasbetonépítési szakmérnöki képzésen vett részt, amelynek befejeztével 1979-ben szakmérnöki oklevelet kapott.

Számos érdekes feladat tervezésében vett részt, mint a távolsági szállítószalagok acélszerkezetű hídjai Hejőcsabán és Bélapátfalván; gyalogos felüljárók Budapesten (Örs vezér tér, Gyömrői út) és Tatabányán (vasútállomás); autópályák hídjainak engedélyezési és kiviteli terve. Az M1 autópálya Gyórt elkerülő szakasz hidtervezési munkáit létesítményi főmérnöként irányította. Társaival több tervpályázaton is sikeresen indult, a budapesti Galvani úti Duna-híd Tervezésére kiírt versenyen pályaművük II. helyezést ért el. Különleges szakmai tapasztalatot jelentett számára az Algériában töltött nyolc esztendő. A közúti hidak tervezésén túl gyakorlatot szerzett a mérnöki ellenőrző tevékenységben a Tiaret-i repülőtér kivitelezési munkáinál, majd az El-Hadjar-i vasútban töltött négy évet, ahol az általános mérnöki képzettség minden szakágát gyakorolta a vasúti pályatervezéstől a szerkezetek tervezésén át a vízépítési és csatornázási tervek készítéséig. Jelentős feladat volt az El-Hadjar-i acélmű vasút és úthálózatának rekonstrukciója a rajta lévő 12 híd műszaki felülvizsgálata, a javítási tervek készítése.

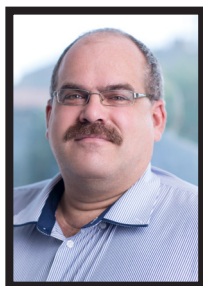
A vasútban végzett munkák külön érdekessége volt, hogy a megtervezett létesítmények megvalósításának irányítása is rá hárult. A szakmai életút harmadik szakasza a Pont-TERV Zrt-hez kötődik. Társaival közösen 1994-ben alapították meg azt a hídtervező társaságot, amely az elmúlt csaknem harminc év alatt a szakma élvonalában tevékenykedve a legnagyobb hídprojektek megvalósításában vett részt. A Dunán és a Tiszán átívelő hidak, autópályák számtalan megvalósult műtárgyainak tervei kerültek ki a kezük alól. Kereskedelmi igazgatóként gazdasági területen is kamatoztatta tapasztalatait, de a vezetői feladatai mellett mindig szakított időt műtárgy tervek elkészítésére, a tervezés irányítására. A hosszú évek alatt megszerzett tudását, tapasztalatát szakértőként is kamatoztatta. Számtalan közúti és vasúti műtárgy időszakos és rendkívüli vizsgálatát végezte. Mérnöki tapasztalatait több féléven át megosztotta a Budapesti Műszaki Egyetem magyar és francia tannyelvű hallgatóival. Az általa tervezett szerkezetekről rendszeresen tartott előadást konferenciákon, illetve az ezekről beszámoló írásai a szakmai folyóiratokban jelentek meg.

Megalakulása óta aktív tagja a Magyar Mérnöki Kamarának, számos választott tisztséget töltött be a Tartószerkezeti Tagozatban. Tagja a KTE-nek és a **fib** Magyar Tagozatának, ahol megválasztották a Palotás László-díj kuratóriumi elnökévé. Kora ellenére ma is aktívan dolgozik, tapasztalatainak átadásával segíti a fiatal tervezői generáció munkáját.

75 éves születésnapja alkalmából szeretettel köszöntjük, és kívánjuk, hogy még sokáig folytathassa hasznos tevékenységét.

Vörös József

BARTA JÁNOS EMLÉKÉRE (1968-2021)



Fiatalon, ötvenhárom éves korában elhunyt Barta János okleveles építőmérnök. Debrecenben született 1968. június 14-én. A középiskolai érettségit követően, 1987-ben kezdte meg tanulmányait a Budapesti Műszaki Egyetem Építőmérnöki Karán, ahol 1992-ben szerzett mérnöki diplomát. A friss diplomával tervezőmérnöként helyezkedett el, 1997-től a Hídepítő Rt. tervezőmérnöke, majd műszaki

osztályvezetője lett. Ezzel egyidejűleg (1992–1998 között) külső előadóként részt vett a BME Építőanyagok Tanszék munkájában, ahol angol nyelvű kurzusokat vezetett. 2013–2017 között különböző vállalkozásoknál tervezőmérnök, osztályvezető, tervezési koordinátor beosztásokban dolgozott. Időközben belépett a Magyar Mérnöki Kamara Tartószerkezeti Tagozatába és tiszteletbeli tagja lett a fib (Nemzetközi Betonszövetség) Magyar Tagozatának, ahol a Palotás-díj kuratóriumának lelkes tagjaként hasznos munkát végzett.

Számos tervezési munkában vett részt, amiket nehéz lenne felsorolni, így csak kiemelkedő munkáiból emelek ki párat:

- Debreceni vasútállomás feletti Homokkerti felüljáró 2. ütem (1997–1998).
- MÁV Zalalövő–Bajánsenye közötti vasútvonal nagyrákosi völgyhídja (1999–2000).
- M0 autópálya déli szakaszán a Dulácska-völgy hídja (2009–2010).

- Berettyóújfalui vasúti Berettyó-híd átépítése (2013–2014).
- Budapest, Kerepesi út vasút feletti „százlábú” hídjának átépítése (2013–2014).
- Budapest, Körvasút Kerepesi úti híd átépítése (2013–2014).
- Szolnok–Szajol közötti vasúti Tisza-híd átépítése (2013–2014).
- Szombathely–Zalaszentiván-vasútvonal villamosítástervezésének koordinálása (2016).
- Ezenkívül szlovák és horvátországi tervezési munkákban is részt vett.

Széles körű publikációs tevékenységéből a *Concrete Structures*, *Vasbetonépítés*, *Közúti és Mélyépítési Szemle*, *Sínek Világa* szakmai folyóiratokban megjelenő cikkei érdemelnek figyelmet. Bár csak a *Hídepítő* magazin szerkesztőbizottságának volt hivatalosan a tagja, több könyv szerkesztésében vállalt feladatot, és lelkesen segítette a *Vasbetonépítés* és más szakmai folyóiratok szerkesztését.

Egyetemi évfolyamtársaival, munkatársaival kiváló kapcsolatot ápolt. Munkáját a szorgalom és a precízesség jellemezte. Mindenkiel szemben segítőkész volt, segítségkérést, megkeresést vagy felkérést soha nem utasított vissza.

Szeptember 22-én érkezett a hír, hogy Barta János kollégánk Covid-fertőzéssel kórházba került. Sajnos, a gyilkos kor nem kímélte, és bár az orvosok mindent megtettek, de a lélegeztetőgépre került beteg csak pár nappal élte túl a kórházba szállítást.

Váratlan halálával egy fiatal, de nagy szaktudású, sok tapasztalattal rendelkező munkatárstól búcsúzunk, akivel mindenki szívesen dolgozott együtt.

Magyar János

fib BULLETIN NO. 91

TITLE: FLOATING CONCRETE STRUCTURES

Year: 2019
Pages: 99
Format approx. DIN A4 (210x297 mm)
ISBN: 978-2-88394-133-5

Abstract:

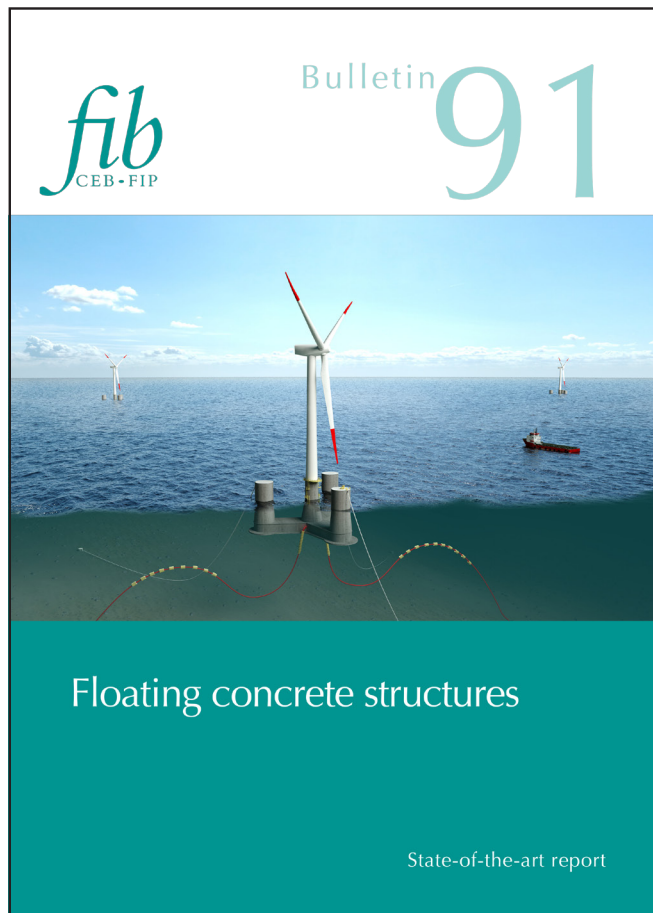
This bulletin is the first document prepared by TG 1.2 “Concrete structures in marine environments”. This theme is considered important for Commission 1, since in the future several applications are forecast in marine environments.

Floating concrete structures allow the use of marine spaces with important developments for urban areas, industrial plants, infrastructures and energy production. In this bulletin a series of applications, projects and conceptual ideas are presented. This should be considered as a document representing the potentialities and the innovations on the use of structural concrete in marine environmental.

The floating structure presented in the bulletin should be of inspiration for new application that will be developed in the nearly future, representing a challenge not only for structural designers, but also for administrations, construction companies and industrial entities.

The use of structural concrete is becoming essential in these kinds of applications, in terms of cost, durability and sustainability.

As Commission 1 chair, I'm very grateful to Tor Ole Olsen and to all members of WP 1.2.1 “Floating concrete structures” for having produced this document that I consider very interesting not only for the fib members, but also for concrete community.



fib BULLETIN NO. 92

TITLE: SERVICEABILITY LIMIT STATE OF CONCRETE STRUCTURES

Year: 2019
Pages: 209
Format approx. DIN A4 (210x297 mm)
ISBN: 978-2-88394-136-6
DOI: doi.org/10.35789/fib.BULL.0092

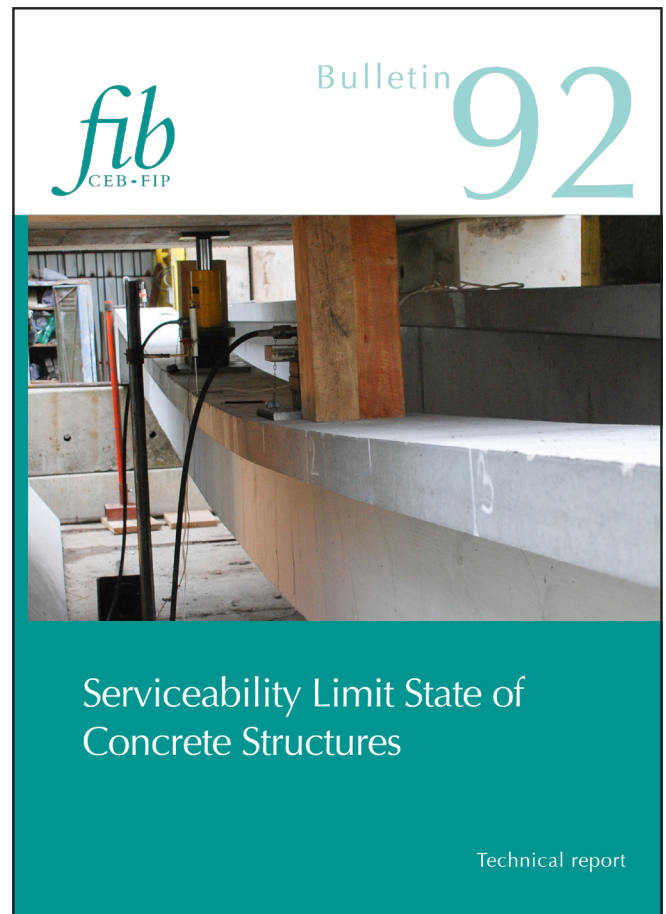
Abstract:

Serviceability limit states are essential for appropriate function and durability of concrete structures. The attention is paid especially to the stress limitation, crack width analysis and deflection analysis. The document provides supplementary information to the fib Model Code 2010 (MC2010), where a limited space did not allow for a detailed description of individual procedures. The principles used in MC2010 in chapter 7.6 are explained in detail within this document.

The stress analysis is focused on stresses in concrete and steel including the stress redistribution due to the long-term load and cracking of reinforced concrete and prestressed concrete elements. Crack width analysis explains the mechanism of cracking under mechanical loading and due to deformation restraint. Cracks in prestressed concrete elements are also discussed. Deflection analyses with different levels of accuracy are described including the shear effects.

Examples illustrate the practical application of rules defined in the MC2010 of individual serviceability limit states. Simplified and more general methods are used.

An important part of the bulletin shows the development and extension of the serviceability limit states after publishing of the MC2010 and alternative approaches. Special attention is paid to deflections of prestressed concrete beams, shear effects on deflection, slenderness limits and influence of the concrete cover. The final part deals with an application of numerical simulations.

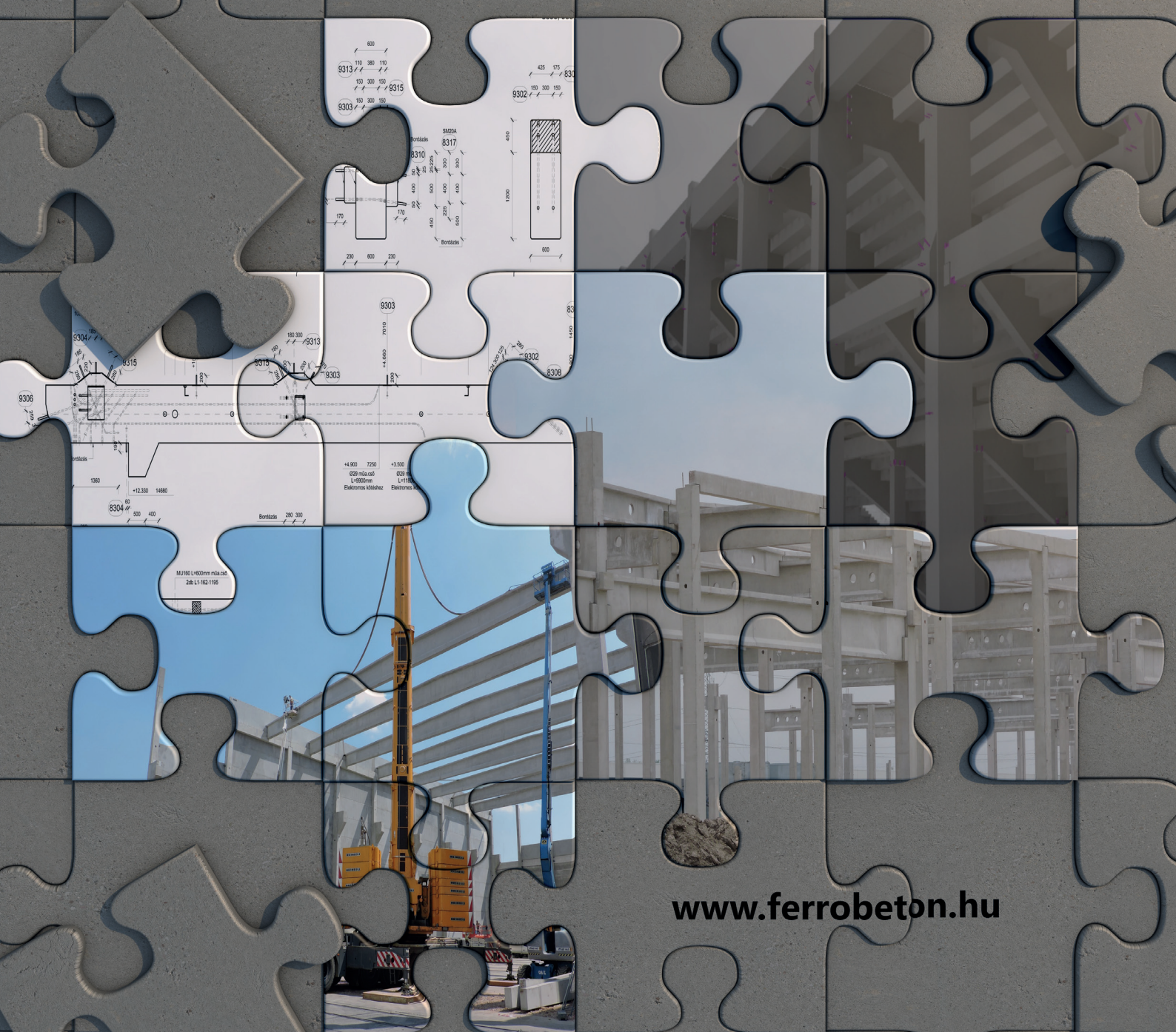




FERROBETON

A CRH COMPANY

beton biztos alapokon



www.ferrobeton.hu

AXISVM 30 ÉVE
AZ ÉPÍTŐMÉRNÖKÖK SZOLGÁLATÁBAN



fotó: Ricardo Gomez Angel

Lindt & Sprüngli csokoládégyár, Kilchberg, Svájc, Christ & Gantenbein építésziroda

www.axisvm.hu