

# VASBETONÉPÍTÉS

CONCRETE STRUCTURES

JOURNAL OF THE HUNGARIAN GROUP OF *fib*

ROSZEVÁK ZSOLT -  
BLAZSÁN DÁNIEL -  
DR. HARIS ISTVÁN

**ELŐREGYÁRTOTT VASBETON  
KERETVÁZ CSOMÓPONT-  
JAINAK NUMERIKUS  
MODELLEZÉSE -  
II. RÉSZ: OSZLOP-GERENDA  
KAPCSOLAT**

90

DR. DULÁCSKA ENDRE

**HÍDTÖRÉS**

101

DR. DULÁCSKA ENDRE

**MÁTRAI FÖDÉM  
ÉS A KÁRESETEK**

105

DR. DULÁCSKA ENDRE

**RÉGI SZERKEZETEK  
EGYSZERŰSÍTETT  
SZILÁRDSÁGÉRTÉKELÉSE**

109

**SZEMÉLYI HÍREK**

PROF. DR. TECHN. HABIL. BAURAT H.C.

BÖLCSKEY ELEMÉR PÉTER

75. SZÜLETÉSNAPJÁRA

ZSIGMONDI ANDRÁS

75. SZÜLETÉSNAPJÁRA

FÖLDI ANDRÁS 80. SZÜLETÉSNAPJÁRA

DR. TÓTH ERNŐ 85. SZÜLETÉSNAPJÁRA

KIRÁLYFÖLDI LAJOSNÉ

90. SZÜLETÉSNAPJÁRA

BÚCSÚ WELLNER PÉTERTŐL (1933-2022)

111

***fib* BULLETIN 96, 97**

116

# 2022/4

XXIV. évfolyam, 4. szám



# BETONMIX

Szálerősítéses betonok

Tervezés

Betontechnológia

Szakértés

Diagnosztika

Ipari padlók

Térbetonok

Betonszerkezetek

## Minőségbiztosítás

- Technológiai utasítás (TU), Mintavételi-és megfelelőség-igazolási terv (MMT) készítése
- Kivitelezés közbeni helyszíni tanácsadás, szakértői felügyelet
- Javítási technológia kidolgozása

## Szakértés

- Műszaki átadás-átvételkor műszaki megfelelőség megállapítása
- Betontechnológiai hibák okainak meghatározása
- Helyszíni vizsgálatok roncsolással és roncsolás mentesen
- Georadar vizsgálatok
- Ráhatási felelősség megállapítása

+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

## Szerkesztők:

Hajós Bence, Dr. Koris Kálmán

## Szerkesztőbizottság:

Dr. Csíki Béla  
Dr. Czoboly Olivér  
Dr. Erdélyi Attila  
Dr. Farkas György  
Dr. Hlavička Viktor  
Horváth Adrián  
Kolozi Gyula  
Dr. Kopecskó Katalin  
Dr. Kovács Károly  
Dr. Kovács Imre  
Dr. Kovács Tamás  
Lakatos Ervin  
Dr. Lublóy Éva  
Mátyássy László  
Dr. Móczár Balázs  
Dr. Nehme G. Salem  
Dr. Orbán Zoltán  
Pisch Zsuzsanna  
Polgár László  
Dr. Sajtos István  
Dr. Sólyom Sándor  
Dr. Szép János  
Sziájtó Anna  
Telekiné Királyföldi Antónia  
Várdai Attila  
Dr. Völgyi István  
Vörös József

## Lektorai testület:

Dr. Dulácska Endre  
Királyföldi Lajosné  
Madaras Botond  
Dr. Madaras Gábor  
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

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:

Havas betonacélok betonozásra várva

Készítette: Dr. Balázs L. György

## TARTALOMJEGYZÉK

**90** ROSZEVÁK ZSOLT - BLAZSÁN DÁNIEL - DR. HARIS ISTVÁN  
**ELŐREGYÁRTOTT VASBETON KERETVÁZ  
CSOMÓPONTJAINAK NUMERIKUS  
MODELLEZÉSE –  
II. RÉSZ: OSZLOP-GERENDA KAPCSOLAT**

**101** DR. DULÁCSKA ENDRE  
**HÍDTÖRÉS**

**105** DR. DULÁCSKA ENDRE  
**MÁTRAI FÖDÉM ÉS A KÁRESETEK**

**109** DR. DULÁCSKA ENDRE  
**RÉGI SZERKEZETEK EGYSZERŰSÍTETT  
SZILÁRDSÁGÉRTÉKELÉSE**

## **112 SZEMÉLYI HÍREK**

PROF. DR. TECHN. HABIL. BAURAT H.C.

BÖLCSKEY ELEMÉR PÉTER 75. SZÜLETÉSNAJÁRA

ZSIGMONDI ANDRÁS 75. SZÜLETÉSNAJÁRA

FÖLDI ANDRÁS 80. SZÜLETÉSNAJÁRA

DR. TÓTH ERNŐ 85. SZÜLETÉSNAJÁRA

KIRÁLYFÖLDI LAJOSNÉ 90. SZÜLETÉSNAJÁRA

BÚCSÚ WELLNER PÉTERTŐL (1933-2022)

**116 fib BULLETIN 96, 97**

## 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.,  
DCB Mérnöki Iroda Kft.,  
BME Építőanyagok és Magasépítés Tanszék,  
BME Hidak és Szerkezetek Tanszék

# ELŐREGYÁRTOTT VASBETON KERETVÁZ CSOMÓPONT-JAINAK NUMERIKUS MODELLEZÉSE - II. RÉSZ: OSZLOP-GERENDA KAPCSOLAT



Roszevák Zsolt - Blázsán Dániel - Dr. Haris István

<https://doi.org/10.32969/VB.2022.4.1>

*Napjainkban a tervezés és a kutatások során is rendelkezésünkre áll számos program, melyekkel numerikus modelleket készíthetünk az egyes szerkezetek viselkedésének megértésére/vizsgálatára. Ezen szoftverek alkalmazása esetén csak megfelelően kidolgozott modellek alkalmazása vezet jó megoldásra. Cikksorozatunk első részében (Roszevák, Bogár, Haris 2021) előregyártott vasbeton keretváz alapozási csomópontjának vizsgálatát mutattuk be. Következő lépésként különböző numerikus modelleken keresztül elvégzett előregyártott vasbeton keretváz oszlop-gerenda kapcsolat vizsgálatát hajtottuk végre. Jelen cikk keretein belül kizárólag a keretváz felső csomópontját vizsgáltuk különböző keresztmetszetű, végkeresztmetszetű és vasvezetéssel ellátott gerendák és oszlopok figyelembevételével kvázi-statikusan terhelés mellett.*

**Kulcsszavak:** előregyártás, oszlop-gerenda, keretváz, csomópont, nemlineáris végelelemes analízis, ATENA 3D szoftver

## 1. BEVEZETÉS

Manapság hazánkban úgy, mint a világ számos pontján igen nagy térnyerésben van az előregyártott vasbetonszerkezetek alkalmazása, így az építőipar számos szegmensében építenek be előregyártott vasbeton elemeket. Jelen cikk keretein belül a magasépítésben alkalmazott, azon belül is a csarnokszerkezetek tartószerkezeteként épülő vasbeton elemekkel kívánunk foglalkozni. Ezek a szerkezetek jellemzően keretek, melyek lehetnek egy vagy többhajósak, illetve egy vagy többszintesek, daruzottak vagy daru nélküliek. Szinte minden esetben nagy fesztávú elemeket kell terveznünk és beépítenünk, melyeket más vasbeton építési technológiával nem tudnánk megoldani. Ezek a nagy fesztávú gerendák a legtöbb esetben előfeszítési technikát alkalmazva készülnek az előregyártó üzemekben, ennek ellenére jelen cikkben bemutatott vizsgálatok kizárólag lágyvasalású elemeket tartalmaznak.

Cikkünkben az előregyártott vasbeton keretváz oszlop-gerenda kapcsolatát vizsgáltuk nemlineáris végelelemes módszerekkel. Célunk az volt, hogy megvizsgáljuk a szerkezeti csomópont viselkedését, valamint összehasonlítsuk azt a különböző szabványokban végzett számításokkal, illetve a különböző modellezési eljárásokkal. Tervezési gyakorlatban ilyen kapcsolatok lineáris végelelem módszerrel egyszerűen rudakból felépített elemekkel, csuklós csatlakozást feltételezve modellezhetők, így a numerikus (lineáris végelelemes számítás) modellben is definiált csukló alkalmazásával vesszük figyelembe a kapcsolatokat. A vizsgálathoz két különböző végelelemes programot használtunk, az egyik a mindennapi hazai mérnöki gyakorlatban alkalmazott *AxisVM*, a másik egy kifejezetten beton- és vasbeton szerkezetek numerikus vizsgálataihoz kifejlesztett háromdimenziós nemlineáris végelelemes szoftver, az *ATENA 3D* volt. Célunk bemutatni a mindennapi tervezési feladatok során alkalmazott végelelemes program és a kifejezetten vasbetonszerkezetek kutatására fejlesztett program közötti jelentős különbséget. Mindezek

tükrében a cikksorozatunk első részében bemutatott alapozási csomópontnál is vizsgált keretszerkezetet modelleztük, azonban jelen cikk keretein belül kifejezetten az előregyártott oszlop-gerenda csomópontra fókuszáltunk. Az *AxisVM*-ben a keretállást rudakból felépítve, az oszlop-gerenda kapcsolat helyén tökéletes csuklót definiálva végeztünk anyagilag és geometriailag lineáris számításokat. Az *ATENA 3D* szoftverben megalkotott modellünkben az előregyártott vasbeton keretszerkezet egy részét modelleztük csak. Az *ATENA 3D* szoftver a mindennapos tervezési feladatokban alkalmazott programoktól eltérően képes többek között a beton berepedését, a betonacél és a beton közötti kapcsolatot, az egyes elemek (acél, beton, betonacél) közötti kapcsolat pontos viselkedést kezelni, melyre az egyszerűbb végelelemes programok nem minden esetben alkalmasak. Ezen modellek megépítése során minden elemet háromdimenziós testmodellként definiáltunk (kivéve a vasbetonelemekben lévő betonacélokat) és anyagilag és geometriailag nemlineáris számítást végeztünk az általunk korábban kifejlesztett modellezési technikát felhasználva (Haris, Roszevák 2017; Roszevák, Haris 2019), ezzel pontosabb képet kapva a kapcsolat viselkedéséről, illetve annak az egyes elemek teherbírására, alakváltozására gyakorolt hatásáról.

## 2. SZAKIRODALMI ÁTTEKINTÉS

A kutatás első lépéseként áttekintettük az előregyártott vasbeton keretvázak csomópontjaira vonatkozó korábbi kísérleteket és azok eredményeit. Az előregyártott vasbeton kereteket hazai és nemzetközi mérnöki gyakorlatban is számos helyen alkalmazzák. Az 1960-as évektől kezdődően számos kutatást végeztek és publikáltak az előregyártott vasbeton szerkezetek témakörében, melyek kiterjedtek a szerkezeti elemekre és azok csomópontjaira. Napjainkban és a közelmúltban legtöbb kutatási programban laboratóriumi kísérleteket végeztek. A számítástechnika fejlődésének köszönhetően azonban a

numerikus vizsgálatok is megtalálhatók a szakirodalomban. Bár az előregyártott vasbeton szerkezetek vizsgálatairól számos tudományos cikk jelent meg, azok többsége laboratóriumi kísérleteket tartalmaz. A témával kapcsolatos numerikus vizsgálatok igen kis számban érhetőek el és ezek közül is a legtöbb számítást kétdimenziós végeselemes szoftverekkel végezték. Igen kevés a XXI. századi technikának megfelelő magasszintű háromdimenziós nemlineáris végeselemes számítás található a szakirodalomban.

Az 1960-as években az előregyártott vasbeton gerendák toldásos kapcsolatát vizsgálták az Illinoisi Egyetemen. A kísérletek során meghatározták a kapcsolat szilárdságát és megvizsgálták a toldásos kapcsolat viselkedését is (Gaston, Kriz 1964). Az előregyártott elemek elterjedése miatt számos kísérletet terveztek és hajtottak végre az egyes szerkezeti elemek méretezésére vonatkozóan, illetve a tervezéshez szükséges szabványok megalkotásához. Az előfeszített és nem feszített vasbeton gerendák csavarási és nyírási ellenállását vizsgálta Collins és Mitchell (1980). Összehasonlításokat végeztek egy korábbi tervezési módszerrel kapott eredményekkel, és számos tervezési példát adtak meg. Az 1980-as évektől kezdődően egyre több kísérleti programot dolgoztak ki a szeizmikus régiókban, hogy az előregyártott szerkezeti elemek ellenállását és viselkedését megismerjék, valamint az előregyártott szerkezeti elemek kapcsolatait ciklikus terhek hatására vizsgálni tudják. Pall, Marsh és Fazio (1980) egy súrlódásos kapcsolatot terveztek a nagy fesztávolságú előregyártott vasbeton panelekre, melyet a világon széles körben alkalmaztak. A panelek problematikus részét a súrlódásos kapcsolatban látták, ezért azokat úgy alakították ki, hogy a szeizmikus gerjesztésből adódó terhelést elvezessék/felemésszék. Park és Thomson (1977) már 1977-ben egy innovatív, részben előfeszített oszlop-gerenda kapcsolatot vizsgált. Az előregyártott kereteknek az egyik legproblematisabb csomópontja az oszlop-gerenda kapcsolat, melyet több kutatási programban is vizsgáltak (Vidjeapriya, Jaya 2013; Zhang, Ding, Rong, Yang, Wang, Zang 2020). A kapcsolat ciklikus terhekkel szembeni viselkedését is számos laboratóriumi kísérlet során vizsgálták (Guan, Jiang, Guo, Ge 2016; Guero, Rodriguez, Escobar, Alcocer, Bennetts, Suarez 2019). A nyomatókbíró keretek sarokcsomópontjának gazdaságos és könnyen kivitelezhető kialakítását Cheok és Lew vizsgálta (1991). 2015-ben Olaszországban Brunesi, Nascimene, Bolognini és Bellotti (2015), háromszintes keretszerkezetet épített és tesztelt vízszintes és függőleges földrengetés terhekkel szembeni ellenállásának meghatározására. A kísérletük eredményeként született a helyi szabványuk nemzeti melléklete. Napjainkban Krishnan és Purushothaman (2020) a szerkezeti károsodás megelőzésének vizsgálatára vonatkozó laboratóriumi kísérleteket hajtottak végre előregyártott vasbeton oszlop-gerenda kapcsolatokra vonatkozóan. A kísérletek során acél megerősítő szelvényeket és menetes száracat helyeztek el a kapcsolatokban és ezek teherbírását vizsgálták. Hasonló témájú kísérletsorozatot hajtottak végre hazai vonatkozásban (Kiss 2018). A szakirodalomban számos laboratóriumi kísérlet megtalálható, melyben az oszlop-gerenda kapcsolat teherbírását és a duktilitását vizsgálják (Ashtiani, Dhakal és Scott 2018), azonban az eredmények csak töredékét használták fel a numerikus modellek fejlesztésére, validálására. Numerikus kísérletek készültek a közelmúltban, melyekben az előregyártott elemek kapcsolatában elhelyezett betonacél tüskék nyírási teherbírásának meghatározásával foglalkoztak (Ashida, Yedhu 2017). A legtöbb numerikus vizsgálat kizárólag 2D lineáris számításokkal készült, azonban bár igen kis

számban 3D nemlineáris végeselemes számításokat is végeztek a témában (Hawileh, Rahman, Tabatabai 2010).

Összességében elmondható, hogy a témában nagyszámú laboratóriumi kísérletet végeztek, azonban a nemzetközi szakirodalomban igen kis számban található az előregyártott elemek kapcsolatait vizsgáló numerikus kísérlet, melyeknél háromdimenziós nemlineáris végeselemes számításokat hajtottak végre. Mindezek alapján az előregyártott elemek, jelen cikk keretein belül az oszlop-gerenda kapcsolatok magas szintű háromdimenziós nemlineáris végeselemes modellfejlesztése és számítása teljes mértékben létjogosultságot élvez. Meg kell jegyeznünk, hogy a szerkezeti elemek kivitelezési pontatlanságaira, az elemek kapcsolatának nem tervszerinti kialakítására vonatkozó tanulmányok és a helytelen/nem terv szerinti kivitelezésből adódó szerkezeti eltéréseket (statikai váz, befogási keresztmetszet helyzete, csomóponti merevség csökkenése/növekedése) egyetlen nemzetközi és hazai publikációban sem találtunk. Ezek hatását az általunk kifejlesztett modellezési eljárást felhasználva a későbbi kutatási programokban történő vizsgálata lehetővé válik.

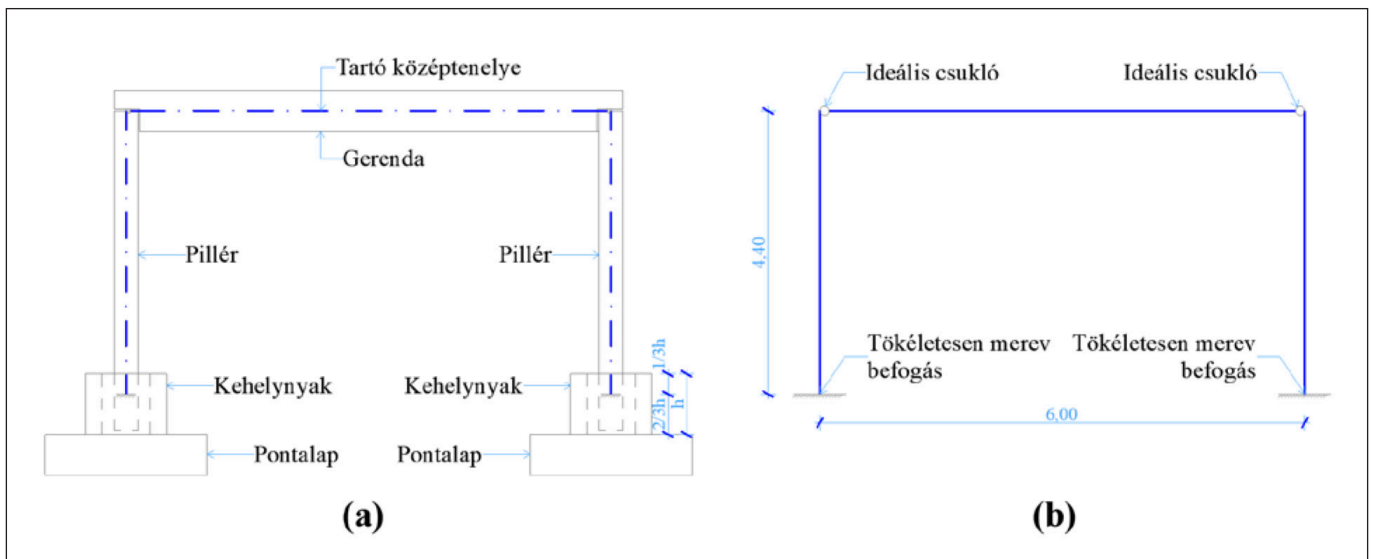
### 3. A VIZSGÁLAT ISMERTETÉSE

A munkánk során egy egyszerű keretállás oszlop-gerenda csomópontjának viselkedését vizsgáltuk. Különös tekintettel a kapcsolattípusok hatását a keret globális viselkedésére. A vizsgálatokat az *AxisVM* és *ATENA 3D* szoftverekkel végeztük. Megvizsgáltuk, hogy az előregyártott vasbeton keretváz hogyan modellezhető a két eltérő végeselemes programban, valamint elemeztük, hogy az *AxisVM* kétdimenziós lineáris/nemlineáris végeselemes számítások során tett egyszerűsítések és feltételezések megfelelőek-e. Ezen kívül háromdimenziós nemlineáris végeselemes szoftverben vizsgáltuk az egyes csomóponti kialakítások hatását a globális keretszerkezet viselkedésére. Az *ATENA 3D*-ben végzett magas szintű nemlineáris végeselemes számítások alapjait az általunk kidolgozott modellezési technikával hajtottuk végre (Haris, Roszevák 2017). Jelen kéziratot egy a keretállás alapozási csomópontjával foglalkozó numerikus vizsgálatokat tartalmazó cikk született (Roszevák, Bogár, Haris 2021), melynek modell tanúságait az oszlop-gerenda kapcsolatok modellezésének készítése során is alkalmaztuk.

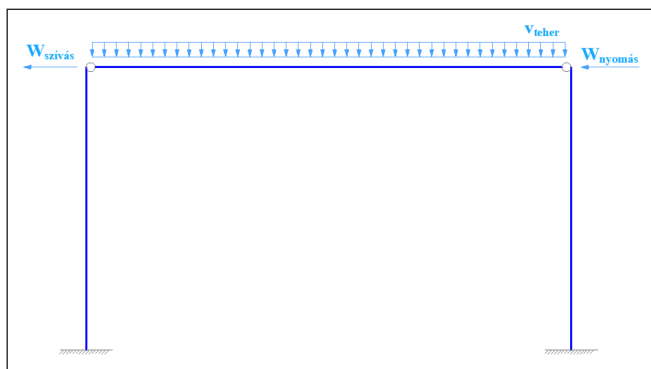
### 4. NUMERIKUS MODELLEK

Az igénybevételek és a deformációk meghatározásához először egy ideális keretet hoztunk létre. A kiindulási modellnek tekinthető keretváz fesztávolsága 6,00 m, a magassága 4,40 m. Az oszlop befogása tökéletesen merev és az oszlop-gerenda csatlakozása csuklós (csukló x-z síkban), lásd *1. ábrán*. A keretet kétdimenziós rúdelemekből építettük fel, a statikai vázat ez elemek tengelyvonalának összekapcsolásával alakítottuk ki. Az oszlopok megtámasztását a kehelyalap magasságának felső kétharmadában vettük fel ( $2/3 \cdot h = 50$  cm). Az egyes keretállások keretsíkra merőleges távolságát 5,00 m-nek vettük fel.

Három darab különböző *AxisVM* modellt hoztunk létre, háromféle oszlopméret szerint. A keretekre függőleges és vízszintes irányú, vonalmentén megoszló és koncentrált terheket helyeztünk el. Az állandó teher (6,25 kN/m) és a hőteher (5,00 kN/m), mint függőleges ( $V_{\text{teher}}$ ) terhek a gerendára hatnak. A vízszintes teher esetében csak a szélteher ( $W_{\text{nyomás}}$  és  $W_{\text{szívás}}$ ) lett figyelembe véve, melyet az oszlop-gerenda kapcsolatánál koncentrált erőként adtunk meg. A szélteher 2,68



1. ábra: (a) A keret kialakítása; (b) A keret statikai váza (a méretek méterben)



2. ábra: Terhek a modellen

kN (szélnyomás) és 1,14 kN (szélszívás) értékűek, lásd az 2. ábrán. A megalkotott modellben a beton anyagot lineárisan rugalmas anyagmodellel vettük figyelembe, valamint lineáris és nemlineáris számításokat futtattunk, ahol az anyagi- és a geometriai nemlinearitást is figyelembe vettük. A végeleemes modelleket az alábbi 1. táblázatban összegeztük.

A végeleemes modelleket az ATENA 3D nemlineáris végeleemes szoftverben is elkészítettük. A numerikus számítások során a keretváz oszlop-gerenda csomópontját elkülönített modellen vizsgáltuk. A modellre függőleges (felületen megoszló konstans teher) és vízszintes (kvázi-statisz monoton növekvő elmozdulás teher) terheket definiáltunk. A háromdimenziós nemlineáris végeleemes számításokkal kapott eredményeket összehasonlítottuk a rúdmodell lineáris/nemlineáris végeleemes számítások eredményeivel. A modellek geometriai kialakítása hasonlóképpen lett definiálva, mint a rúdmodellel készült számítások során. Az oszlop gerenda csomópont vizsgálatára összesen 31+1 darab modellt készítettünk, melyeknél az alábbi paramétereket vizsgáltuk részletesen:

- a betonacél tuskék számának kapcsolat elfordulóképességére

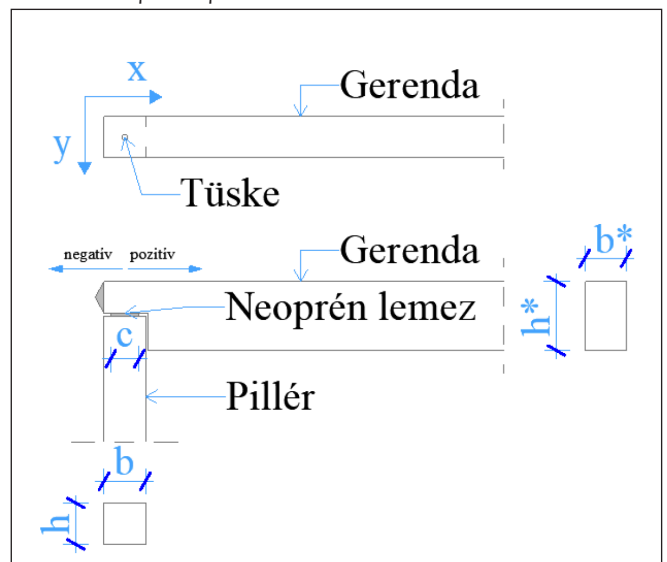
gyakorolt hatása,

- a betonacél tuskék körül elhelyezett kitöltő beton szilárdságának hatása,
- a pillér és a gerenda között elhelyezett neoprén lemez méretének hatása,
- a betonacél tuskék elhelyezési pontatlanságának hatása
- az egyes gerendavég kialakítások hatása a gerenda lehajlására,

Az elkészített modelleket és azok egyes paramétereit a 2. táblázatban foglaltuk össze, a táblázatban alkalmazott szimbólumok értelmezését lásd 3. ábrán.

Alapvetően elkülönített modelleket készítettünk, azonban a cikksorozatunk első részében végzett alapozási csomópont vizsgálatának tapasztalatai alapján egy teljes keretmodellt

3. ábra: A kapcsolat paramétereit



1. táblázat: Az AxisVM modellek paramétereit

Modell sorszám	Pillér méretei		Gerenda méretei		Beton szilárdság
	Magasság	Szélesség	Magasság	Szélesség	
	a [cm]	b [cm]	a' [cm]	b' [cm]	
1	30	30	50	30	C30/37
2	40	40	50	40	C30/37
3	45	45	50	45	C30/37

2. táblázat: A numerikus modellek paramétereit

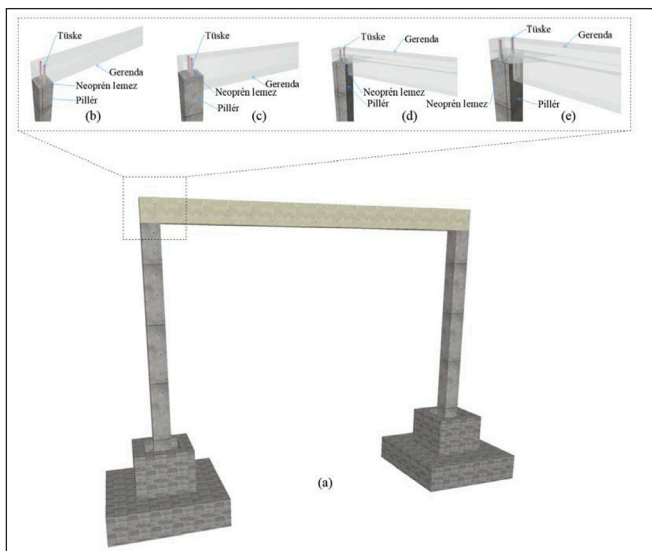
Modell száma	Oszlop méretei		Gerenda méretei		Betonacél túske átmérője [mm]	Betonacél túske darabszáma		A betonacél túske pozíciója	A kitöltő beton szilárdsága	A neoprén lemez szélessége c [cm]	A vízszintes teher iránya
	h [cm]	b [cm]	h* [cm]	b* [cm]		x irányban	y irányban				
1	30	30	50	30	25	1	1	középen	<b>Sikagrout</b>	10	pozitív
2	30	30	50	30	25	1	1	középen	C40/50	10	pozitív
3	30	30	50	30	25	1	1	középen	<b>C45/55</b>	10	pozitív
4	30	30	50	30	25	1	1	középen	<b>C50/60</b>	10	pozitív
5	30	30	50	30	25	1	1	középen	<b>C60/75</b>	10	pozitív
6	<b>40</b>	<b>40</b>	50	<b>40</b>	25	1	1	középen	C40/50	10	pozitív
7	<b>45</b>	<b>45</b>	50	<b>45</b>	25	1	1	középen	C40/50	10	pozitív
8	30	30	50	30	<b>20</b>	1	1	középen	C40/50	10	pozitív
9	30	30	50	30	<b>16</b>	1	1	középen	C40/50	10	pozitív
10	30	30	50	30	25	2	1	középen	C40/50	10	pozitív
11	30	30	50	30	25	1	2	középen	C40/50	10	pozitív
12	30	30	50	30	25	2	2	középen	C40/50	10	pozitív
13	30	30	50	30	25	1	1	<b>negatív x</b>	C40/50	10	pozitív
14	30	30	50	30	25	2	1	<b>negatív x</b>	C40/50	10	pozitív
15	30	30	50	30	25	1	2	<b>negatív x</b>	C40/50	10	pozitív
16	30	30	50	30	25	2	2	<b>negatív x</b>	C40/50	10	pozitív
17	30	30	50	30	25	1	1	<b>pozitív x</b>	C40/50	10	pozitív
18	30	30	50	30	25	2	1	<b>pozitív x</b>	C40/50	10	pozitív
19	30	30	50	30	25	1	2	<b>pozitív x</b>	C40/50	10	pozitív
20	30	30	50	30	25	2	2	<b>pozitív x</b>	C40/50	10	pozitív
21	30	30	50	30	25	1	1	középen	C40/50	<b>12</b>	pozitív
22	30	30	50	30	25	1	1	középen	C40/50	<b>14</b>	pozitív
23	30	30	50	30	25	1	1	középen	C40/50	<b>16</b>	pozitív
24	30	30	50	30	25	1	1	középen	C40/50	<b>18</b>	pozitív
25	30	30	50	30	25	1	1	középen	C40/50	<b>20</b>	pozitív
26	30	30	50	30	25	1	1	középen	C40/50	10	<b>negatív</b>
27	30	30	50	30	25	1	1	<b>negatív x</b>	C40/50	10	pozitív
28	30	30	50	30	25	1	1	<b>pozitív x</b>	C40/50	10	pozitív
29	30	30	<b>Kiharapott</b>		25	1	2	középen	C40/50	10	pozitív
30	<b>40</b>	<b>40</b>	<b>Kiharapott "T"</b>		25	1	2	középen	C40/50	10	pozitív
31	<b>40</b>	<b>40</b>	<b>"T" keresztmetszet</b>		25	1	2	középen	C40/50	10	pozitív
32	<b>Teljes modell</b>				25	1	2	középen	C40/50	10	pozitív

is vizsgáltunk. A kialakított modelleket lásd a 4. ábrán, a szerkezeti elemek vasalási kialakítását lásd az 5. ábrán.

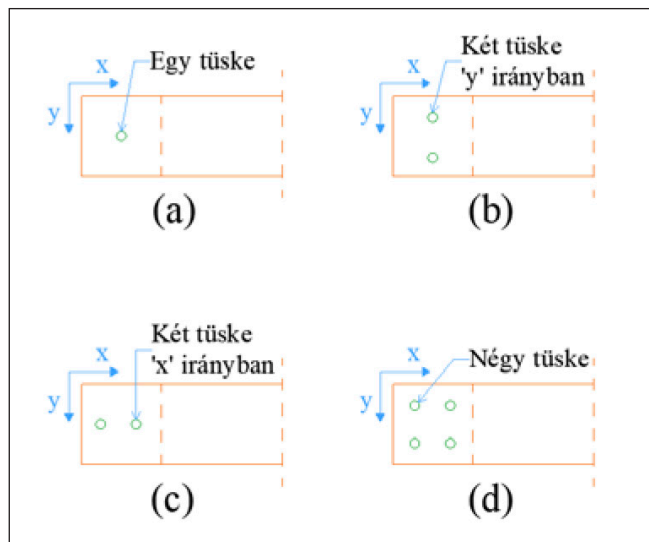
A feladathoz összesen öt darab anyagmodellt definiáltunk, továbbá az oszlop, a gerenda és a kitöltő beton anyagminőségére ugyanazt az anyagmodellt alkalmaztunk. A betonra vonatkozó anyagmodell az elkenet repedésmodell (smeared crack) a fix (Červenka 1985, Darwin 1974) és az elfordult (Vecchio 1986, Crisfield 1989) repedésmodell használatát fel (Cervenka et al. 2014), továbbá kombinálja a húzásra (Rankine törési feltétel) és a nyomásra (Menetery-William) megalkotott modelleket. A beton nyomás hatására bekövetkező képlékenyedését az általunk alkalmazott anyagmodell a Menetery-William törési

felülettel írja le, mely három független feszültség invariánssal fejezhető ki (hidrosztatikus feszültség, deviátoros feszültség és deviátoros poláris szög) (Haris, Roszevák 2017). A betonacél anyagának a lehetséges opciók közül a valós feszültség-alakváltozás karakterisztika alapján felvett anyagmodellt választottuk (Haris, Roszevák 2017). A beton és a betonacél közötti kapcsolatot a CEB-FIP Model Code (1990) kötete szerint modelleztük (Haris, Roszevák 2017).

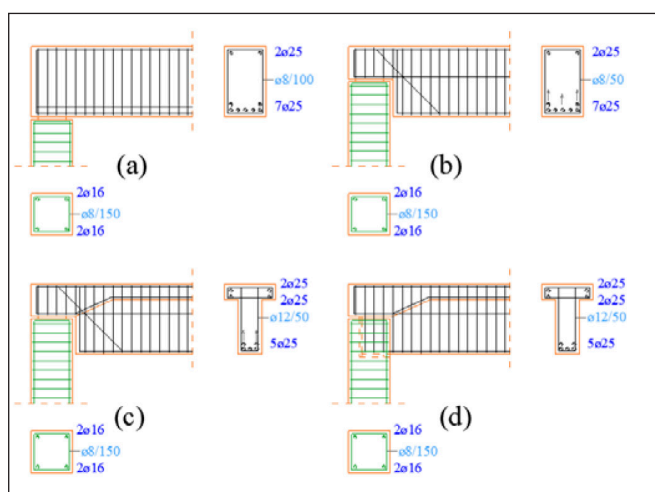
A modellezés során szükség volt egy acél kapcsolóelemre, melyre a vízszintes koncentrált terhet, a keretsíkkal párhuzamos irányú eltolódást működtettük. Ennek egy lineárisan rugalmas, izotróp anyagmodell adtuk meg. Ezen kívül szükség volt egy



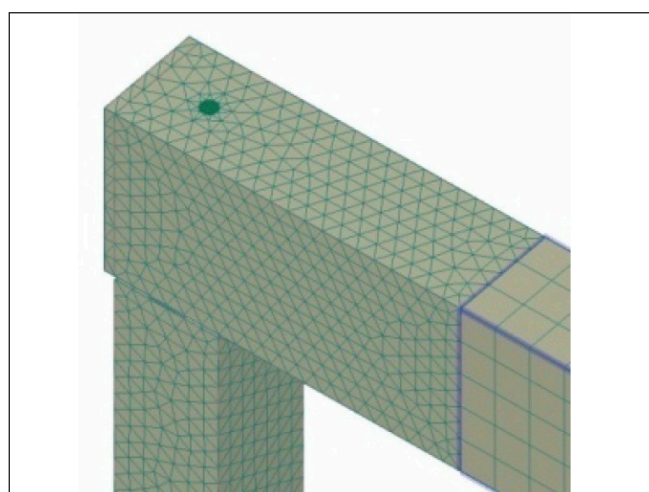
**4. ábra:** A keretváz kialakítása (a) Globális modell; (b) Egyenes végű gerenda; (c) kiharapott tartóvégű gerenda; (d) „T” keresztmetszetű gerenda; (e) „T” keresztmetszetű gerenda zsebes kialakítású pillérvég



**7. ábra:** Betonacél tüskék elhelyezésének módjai (felülnézet) (a) egy tüske; (b) két tüske y irányban (együtt); (c) két tüske x irányban (együtt); (d) négy tüske szimmetrikusan



**5. ábra:** Az oszlop-gerenda csomópont kialakítása (a) Egyenes tartóvég; (b) Kiharapott tartóvég; (c) „T” keresztmetszetű kiharapott tartóvég; (d) „T” keresztmetszetű gerenda zsebes oszlopvég



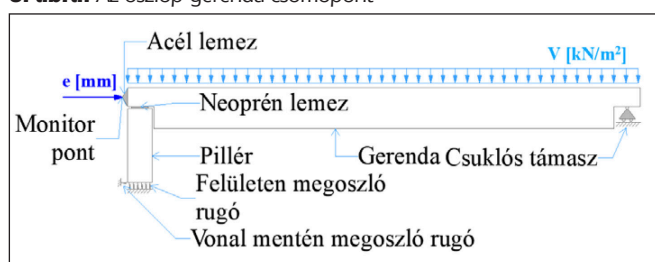
**8. ábra:** A végelem háló a modellen

„3D Interface” anyagmodell definiálására is, mely a kitöltő beton-gerenda és kitöltő beton-betonacél tüske közötti kontakt kapcsolatát jellemzi.

A terhelés átadására és szétosztására szolgáló acél kontaktelelem egy a gerenda végén elhelyezkedő gúla, melynek csúcsában hat a vízszintes ( $e$  [mm]) elmozdulás terhelés, a függőleges ( $V$  [kN/m<sup>2</sup>]) felületen megoszló terhelés a gerenda felső felületére lett elhelyezve a terhelés első 10 lépcsőjében. Az így kialakított modell általános rajzát lásd 6. ábrán.

A gerendáról az oszlopra történő teherátadást egy neoprén lemez segítségével biztosítottuk, melyet a numerikus modellekben a többi elemhez hasonlóan a korábbi kutatások alapján (Hooper C. D. 1964; Feduic D. O. 2013) a valós viselkedésnek megfelelő anyagmodellrel kezeltük. A pillérben elhelyezett betonacél tüske darabszámát és az elhelyezkedésének

**6. ábra:** Az oszlop-gerenda csomópont



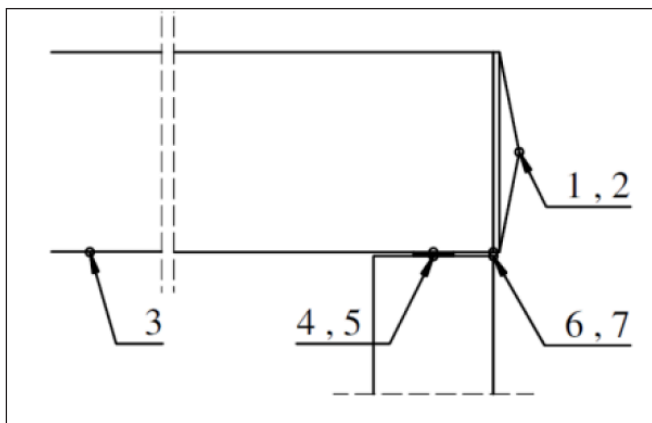
irányát is több eltérő kialakítással vizsgáltuk, lásd 7. ábrán.

A végelem háló méretének megválasztása nagyon fontos volt a vizsgálat során, hiszen a modellekben több igen kis mérettel rendelkező elemet kellett kialakítani, mint például a betonacél tüske (legkisebb esetben 16 mm átmérőjű), így ezeken a helyeken a pontos eredmények elérése érdekében a betonelemekhez képest nagyon sűrű hálót kellett alkalmaznunk. A gerenda és az oszlop első egy méterét (a kapcsolattól mérve) 5 cm nagyságú végelem hálóval fedtük le, a maradék részüket 10 cm nagyságú hálóval definiáltuk (Haris, Roszevák 2017). A neoprén lemezben, a kitöltőbetonban és a betonacél tüskében azok kicsiny mérete miatt 5 mm-es hálót alkalmaztunk. A 10 cm-es hálót téglalapot, a többi szerkezeti elemekben tetraéder alakú hálót definiáltunk. A szerkezeti csomópont végeleemes felosztását lásd 8. ábrán.

Az előregyártott vasbeton gerenda az előregyártott vasbeton pillére fekszik fel, azonban a vízszintes terhek közvetítése érdekében a gerendában lévő kirekesztésbe a betonacél tüske köré kitöltő betont injektálnak. A vizsgálataink során négy eltérő szilárdságú betont (C40/50, C45/55, C50/60 és C60/75), valamint egy, a magyar piacon is kapható injektáló anyagot (SIKA Sikagrout) vizsgáltunk.

A modellekben összesen 7 darab vizsgálati pontot hoztunk létre, annak érdekében, hogy a lehető legtöbb adatot tudjuk kinyerni. Elhelyeztünk két pontot a terhelő lemez csúcsában, ahol az egyik a tetőponton kialakuló reakcióerőt (1-es jelű), a másik az elmozdulást mérte (2-es jelű), egyet a gerenda





9. ábra: A vizsgálati pontok elhelyezkedése a modellekben

szimmetriatengelyében a gerenda alsó részén (3-as jelű), ezzel mérve a gerenda lehajlását (lásd 7. ábrán). Ezeken kívül további négy vizsgálati pontot helyeztünk el a neoprén lemez alatt és felett vízszintes értelemben (keretsíkban) az oszlop tengelyében (4, 5 jelű) és annak végén (6, 7 jelű), mérve a vízszintes és a függőleges eltolódásokat ezekben a pontokban (lásd 9. ábrán).

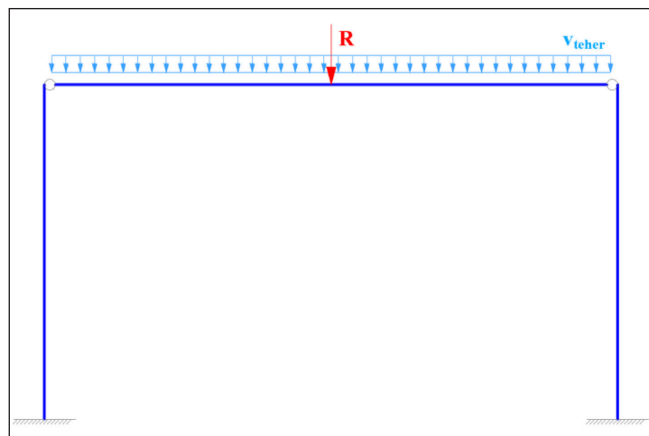
## 5. A NUMERIKUS VIZSGÁLATOK EREDMÉNYEI

A kutatás következő lépéseként az oszlop gerenda csomópontot egy elkülönített modellen vizsgáltuk. A keretgerenda lehajlását egy egyszerű *AxisVM* modell (nemlineáris futtatás) segítségével meghatároztuk (lásd a 10. ábrán). A függőleges terhet a kéttámaszú csuklós gerendára elhelyeztük és ezzel a teherrel egyenértékű terhet definiáltunk az *ATENA 3D* modellre is. Az *AxisVM* modell esetén a vonalmentén megoszló terhet ( $V_{\text{teher}}$ ) egy eredő koncentrált erőre ( $R$ ) átszámoltuk. Az *ATENA 3D* modell esetében is egy redukált erőt számoltunk, hogy a két modellben megadott erő értékeket össze tudjuk hasonlítani.

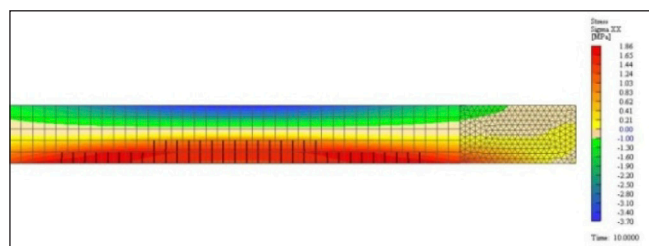
A függőleges terhelés ( $V_{\text{teher}}$ ) hatására a gerendában és az abban elhelyezett betonacélokban egyaránt a hajlításnak megfelelő feszültségeloszlás keletkezett (gerenda felső részében nyomó, míg az alsóban húzófeszültségek ébredtek) minden numerikus modell esetében. A gerenda a húzott zónában be is repedt, lásd 11. ábrán.

Lineáris számítás esetén a függőleges terhek hatására a gerendában keletkező hajlítónyomaték értéke 57,5 kNm, melyből meghatározva a szélsősízal feszültség értékét mintegy 5,70 MPa-os értéket kaptunk, mely meghaladja a modellekben figyelembe vett beton húzószilárdságának karakterisztikus értékét, tehát a húzott zóna berepedt (mint ahogy a nemlineáris *ATENA 3D* modellek esetében meg is történt). Ebben az esetben csak 18 kN-os teher értékig végeztük a vizsgálatot, tehát a lehajlások ennek a tehernek megfelelően adódtak. Az *ATENA 3D*-vel és az *AxisVM*-mel kapott eredményeket erő-elmozdulás diagramon összegeztük, lásd 12. ábrán.

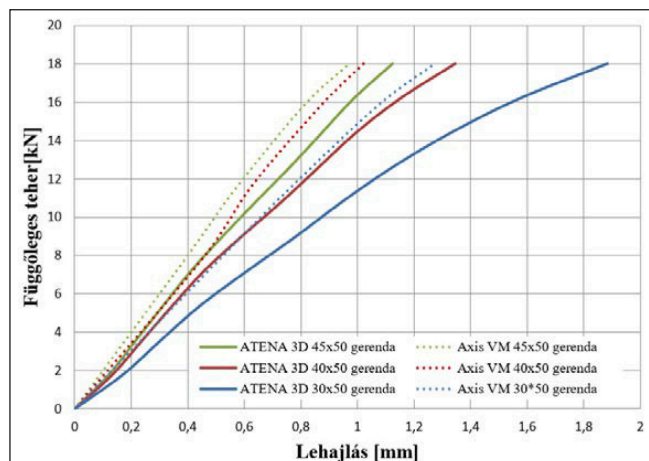
A 3. táblázat alapján megállapítható, hogy az egyszerű végeelemes szoftverrel végzett számítások jelentősen



10. ábra: A modellen elhelyezett függőleges teher



11. ábra: A feszültségábra és a repedéskép a 10. teherlépcsőben



12. ábra: Függőleges teher – lehajlás diagram – eltérő gerenda keresztmetszetek esetén

alábecsülik a lehajlások értékét. Az *AxisVM*-mel kapott lehajlás értékek közel 32 %-os eltérést mutatnak a 30\*50 cm keresztmetszeti méretű gerenda esetében. Az *AxisVM*-mel kapott eredményeket (lehajlás) a szoftverben rendelkezésre álló gerenda méretező modulból kaptuk meg.

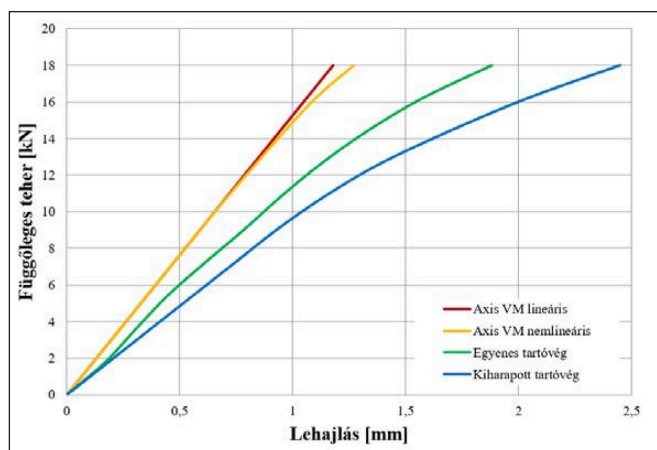
A következő lépésben a gerendavég kialakítását vizsgáltuk, valamint az azonos oszlopméret mellett vizsgáltuk a gerenda lehajlásának nagyságát is. A következőkben a 30\*50 cm-es gerenda keresztmetszettel kapott eredményeket ismertetjük. A 18 kN-os teherértékhez tartozó lehajlások meghatározását ebben az esetben is a korábbiakban bemutatott módon végeztük el. Az *AxisVM*-mel kapott lehajlás értéke 32,28 %-kal (*ATENA 3D* egyenes tartóvég) és 47,93 %-kal (*ATENA 3D* kiharapott

3. táblázat: A gerendák középső keresztmetszeteinek lehajlása négyszög keresztmetszetű gerendák esetén

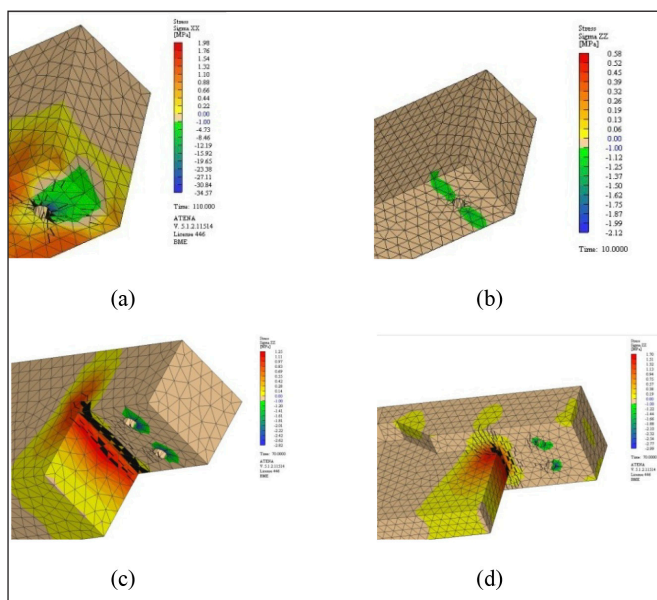
Gerenda keresztmetszeti méret [cm]	<i>AxisVM</i> Lehajlás [mm]	<i>ATENA 3D</i> Lehajlás [mm]	Eltérés [%]
30*50	1,275	1,883	32,28
40*50	1,027	1,345	23,64
45*50	0,971	1,125	13,68

**4. táblázat:** A gerenda középső keresztmetszetének lehajlása

Gerenda keresztmetszeti mérete [cm]	Axis VM lineáris Lehajlás [mm]	Axis VM nemlineáris Lehajlás [mm]	ATENA 3D egyenes gerendavég Lehajlás [mm]	ATENA 3D kiharapott tartóvég Lehajlás [mm]
30*50	1,182	1,275	1,883	2,449



**13. ábra:** Függőleges teher – lehajlás diagram – eltérő végeelemes számítás és gerendavég kialakítás esetén



**14. ábra:** Feszültségábrák az eltérő gerendavég kialakítások esetén (a) XX feszültség a 110. teherlépcsőben; (b) ZZ feszültség a 110. teherlépcsőben; (c) ZZ feszültség a 70. teherlépcsőben; (d) ZZ feszültség a 70. teherlépcsőben

tartóvég) kisebb, mint az ATENA3D-vel kapott eredmények, lásd 4. táblázatban.

Az eredmények alapján megállapítható, hogy a gerenda kialakítása és a végeelemes számítási modellezési eljárás pontossága jelentősen befolyásolja a gerenda lehajlásának értékét. Az eredményeket függőleges teher-lehajlás diagramon ábrázoltuk, lásd 13. ábrán.

**5. táblázat:** A betonacél tuskékban keletkező feszültségértékek az egyes terhelési lépcsőkben

Átmérő [mm]	Teherlépcső	Nyírásból származó feszültség [MPa]	Hajlításból származó húzófeszültség [MPa]	Hajlításból származó nyomófeszültség [MPa]
25	70	67	186	180
	110	220	554	680
20	70	67	191	202
	110	217	536	572
16	70	111	300	310
	110	211	536	559

A gerenda végének eltérő kialakítása egy speciális feszültség eloszlást eredményez. Kiharapott tartóvéggel készített modellek esetében a gerendákban elhelyezett, számításokkal igazolt betonacél mennyiségének ellenére létrejönnek repedések és függőleges irányú feszültségcsúcsok a betonban a kiharapás környezetében. A zsebes kialakítású kapcsolatban a kiharapott tartóvéggel rendelkező gerendáktól eltérően nem alakultak ki repedések és feszültségcsúcsok a kapcsolat környezetében, lásd 14. ábrán.

A következőkben ismertetjük a betonacél tuskékre vonatkozó és annak a szerkezet viselkedésére kihatással lévő eredményeket. A betonacél tuskékban a vártak és a szabványokban/ajánlásokban (fib Bulletin No. 43.) meghatározottak szerint nyírás és hajlítás is keletkezett a numerikus modellekben kapott eredmény alapján, azonban a nyírásból keletkező feszültségek minden esetben kisebb szélsőértéket vettek fel, mint a hajlításból származó értékek. A terhelés további szakaszában a betonacél tüske környezetében alakultak ki vízszintes irányú (globális x irányú) feszültségcsúcsok (maximális nyomófeszültség 34,57 MPa), illetve repedések minden geometriai kialakítás esetében. A tuskékban alakuló feszültségek szélsőértékét lásd az 5. táblázatban.

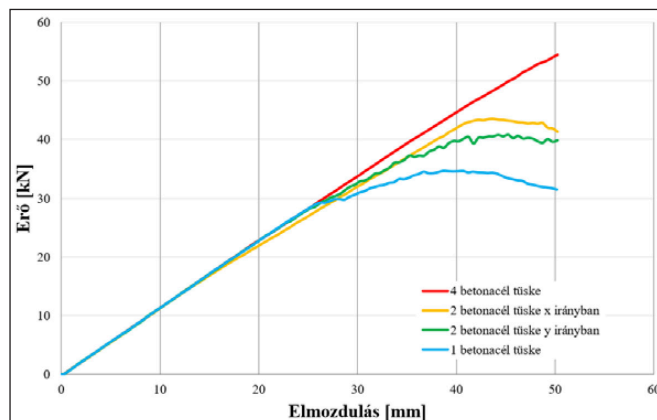
A tüske minden átmérő esetében megfolyt a terhelés végére (folyáshatár a definiált anyagmodellben:  $f_y = 500 \text{ MPa}$ ). A kirívóan magas feszültség értékek a betonacélokban a 110. teherlépcsőben (közel 5 cm-es tetőponteltolódás) keletkeztek, melyek már a keretszerkezet szabványos teherbírásán jelentősen túlmutat. A tönkremenetel után a betonacél átmérőjének nincs szignifikáns hatása a rendszer lehajlására vonatkozóan. Míg 3,00 cm-es vízszintes eltolás esetén (70. teherlépcső) a hajlításból keletkező feszültségek szélsőértékének tendenciája fordított arányban áll a tüske átmérőjével, addig a terhelés végén ez már nem teljesül, míg a nyírásból származó feszültségértékek nem érik el a definiált anyagmodell folyáshatárát.

Több tüske alkalmazása nem változtatott a tuskékban keletkező feszültségek értékén, melynek oka, hogy a feszültségek (a tuskékban) a vízszintes teher hatására keletkeztek és a vizsgálat minden esetben eltolás-vezérelt volt, azonban a terhelőlemez csúcspontjában mért erő-elmozdulás diagramot befolyásolta a tuskék alkalmazott darabszámának és geometriai elhelyezésének megváltoztatása.

A tuskék darabszáma és geometriai elhelyezése hatást gyakorol a gerenda lehajlására (lásd 15. ábrán). Egy tuskét alkalmazva a gerenda tengelyében mért lehajlás (globális Z irányú elmozdulás) 29,5%-kal nagyobbra adódik, mint négy

**6. táblázat:** A betonacél tuskékben keletkező feszültségértékek az egyes terhelési lépcsőkben

Tüskék darabszáma x irányban	Tüskék darabszáma y irányban	Lehajlás értéke tartóközépen [mm]
1	1	3,766
2	1	2,972
1	2	3,247
2	2	2,656

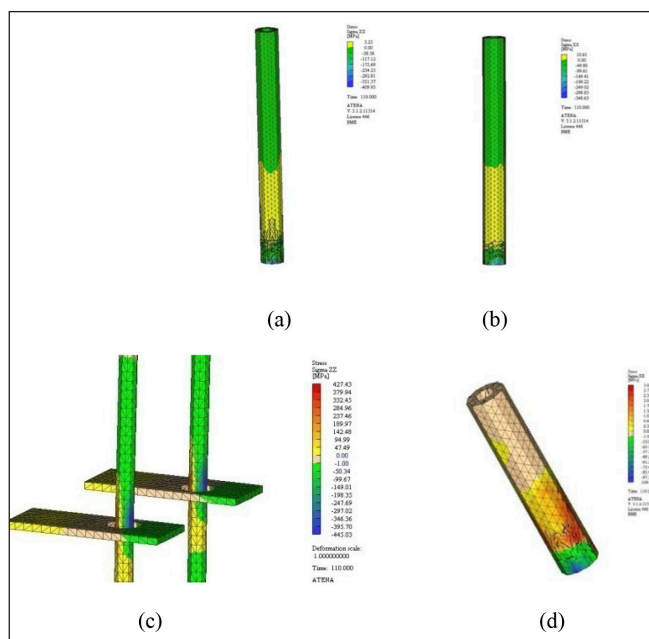


**15. ábra:** Erő-eltérő diagram – eltérő számú és pozíciójú betonacél tülke esetén

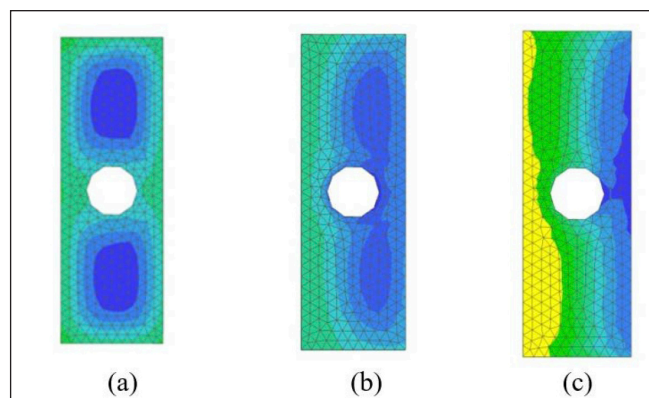
tüskét alkalmazva (lásd 6. táblázat). A kapcsolat elforduló képessége lényegesen nagyobb az egymás mellett elhelyezett betonacél tülkék esetében. Az egymás mögött elhelyezett betonacél tülkékkel az alapvetően csuklósnak modellezett kapcsolat nem csuklósként viselkedik, továbbá ezzel a kialakítással nyomaték átadására is képes lesz.

A következőkben a betonacél tülkéket körülvevő kitöltő betonra vonatkozó eredményeket ismertetjük. A függőleges teher működtetéséig nem keletkezett repedés a kitöltőbetonban és a különböző anyagjellemzővel készített modellek esetében megegyező nagyságú és eloszlású feszültségábrát kaptunk eredményül, míg a vízszintes teher működtetésekor az eltérő szilárdságú betonok és az injektáló anyag esetében is nagy mennyiségű repedés keletkezett a csomópont ezen elemében. A feszültségek és a repedések a gerenda és a kitöltőbeton találkozásánál, a gerenda alján a terhelés irányába eső oldalon koncentráálódtak, ahol a terhelés végére a feszültségek szélsőértéke a beton szilárdságának többszörösére növekedett, a kitöltő beton anyaga összemorzsolódott. A különböző anyagmodellek esetén azonos nagyságrendű és eloszlású feszültségábrát és repedésképet tapasztaltunk, kizárólag a Sikagrout anyagjellemzőivel készített modell esetében tapasztaltunk kis mértékű eltérést a többi modellhez képest. Ebben a modellben alacsonyabb feszültség szint alakult ki, mint a betonnal készített modellek esetében. A repedések mennyisége is elmarad a többi numerikus számításban kapott eredményekétől (lásd 16. ábrán), de a feszültségek és repedések a csomópont ugyan azon pozíciójában koncentráálódtak. A betonacéltülkék elhelyezési pontatlansága nagyban befolyásolta a kitöltő betonban kialakuló feszültségeket, a feszültségek az aszimmetria miatt hatalmas értékeket vettek fel, azonban ebből a szerkezet globális viselkedését befolyásoló alakváltozás/deformáció nem keletkezett.

A következőkben a teherelosztó neoprén lemezre vonatkozó eredményeket mutatjuk be. A folyamatos terhelésváltozás hatására a neoprén lemezben más-más feszültségeloszlást tapasztaltunk. A feszültségeloszlás gerenda hossz tengelyére (keretsíkban) szimmetrikusnak mondható (maximális nyomófeszültség 2,45 MPa), kizárólag a terhelés végére változik



**16. ábra:** Feszültségábrák és repedésképek a kitöltőbetonban eltérő betonszilárdság és tülke elrendezés esetén (a) C40/50 kitöltő beton; (b) Sikagrout kitöltő beton; (c) két betonacél tülke; (d) egy betonacél tülke körüli kitöltő beton



**17. ábra:** A neoprén lemezben keletkező függőleges (globális Z irányú) feszültségek. (a) 10. terhelési lépcsőben; (b) 70. terhelési lépcsőben; (c) 110. terhelési lépcsőben

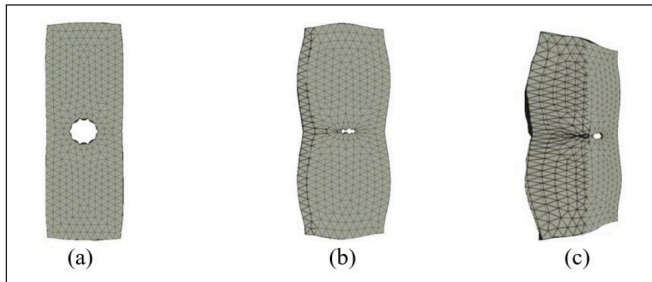
meg kis mértékben, míg keretsíkra merőlegesen kizárólag a terhelés legelején (első tíz teherlépcsőben) volt szimmetrikus a feszültségeloszlás. A terhelés további szakaszában a vízszintes teher hatására ez a tendencia megfordult, a terhelés végére a gerenda irányába eső peremen feszültségmentes zóna alakul ki a gerenda és az oszlop megnyílásának hatására (4,63 mm a 70. teherlépcsőben); A megadott terhelési lépcsők végén (110. teherlépcső) a gerenda vége elfordult az öt alátámasztó neoprén lemezen, így a neoprén lemez nem volt teljes felületén nyomott (húzást az elemek nem tudtak átadni egymásnak), lásd 17. ábrán. A numerikus modell szinte tökéletesen leírja a valós/ elvárt szerkezeti viselkedést.

A modellezett neoprén lemez szélességének hatása van a gerenda lehajlására (8,40%-kal nagyobb lehajlás a 10 cm széles lemez esetén, a 20 cm széles lemezhez képest), a lemezben keletkező függőleges irányú feszültségekre és a lemez összenyomódására is, lásd 7. táblázatban. A modellezett rendszer viselkedési formája az egyedi elem viselkedési formájától is eltér. A lemezben a vízszintes terhelés irányára merőlegesen (keretsíkra merőlegesen) is keletkeztek feszültségek a harántkontrakciónak köszönhetően, melyet az alakváltozási ábra mutat be, lásd 18. ábrán.

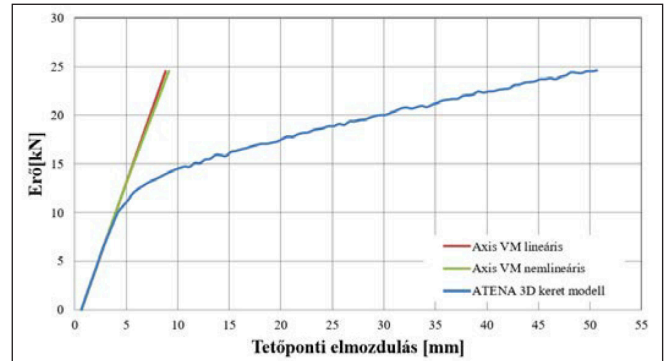
Az oszlop esetében kizárólag a végkeresztmetszetet

**7. táblázat:** Eredmények összehasonlítása az eltérő neoprén lemezek esetén a 10. terhelési lépcsőben

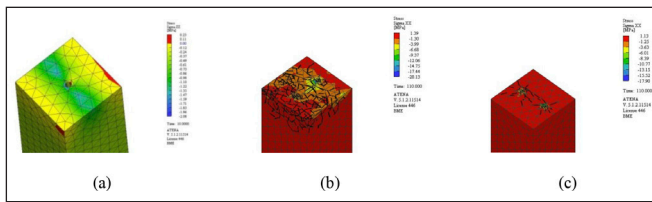
Neoprén lemez szélessége [cm]	A rendszer lehajlása 10. terhelési lépcsőben [mm]	Maximális nyomófeszültség értéke a lemezben [MPa]	Neoprén lemez összenyomódása a 10. lépésben [mm]
10	1,883	2,45	0,3752
20	1,725	1,39	0,1423
<b>Eltérés (%)</b>	<b>8,40</b>	<b>43,27</b>	<b>62,07</b>



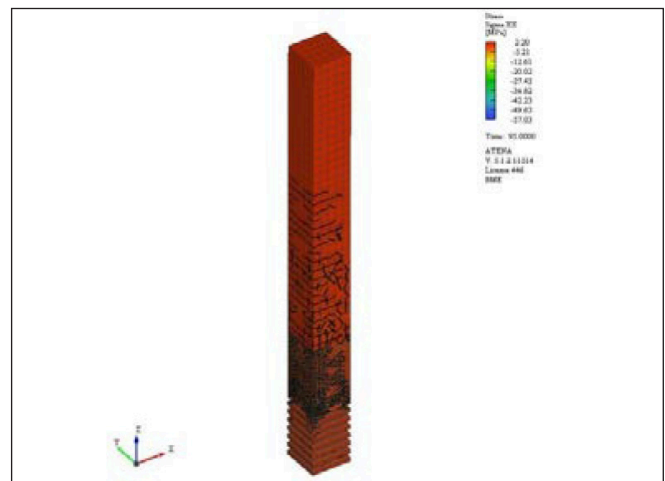
**18. ábra:** A neoprén lemez alakváltozása (a) 10. terhelési lépésben, (b) 70. terhelési lépésben, (c) 110. terhelési lépésben



**20. ábra:** Erő-eltolódás diagram – a teljes keret modellezés esetén



**19. ábra:** Feszültségábrák a pillér végén (a) 10. terhelési lépésben; (b) „y” irányban elhelyezett betonacél tüskék esetén; (c) „x” irányban elhelyezett betonacél tüskék esetén



**21. ábra:** Feszültség ábra és repedéskép a 110. terhelési lépésben

érintő eredményekre térünk ki a modellek geometriai kialakítása miatt. Függőleges teher hatására az oszlop végkeresztmetszetében kirajzolódik a neoprén lemez alakja, mely jól mutatja az elemek közötti teherátadást és a kapcsolat megfelelő működését, lásd a 19. ábrán. A lemez szélességének növelésével a feszültségábrákon nehezebben fedezhető fel ilyen egyértelműen a lemez helyzete, tehát az oszlop szempontjából is fontos a kapcsolatba épített (modellezett) neoprén lemez geometriája.

A végkeresztmetszetben keletkező vízszintes (keretirányú) feszültségeket és repedésképeket nagy mértékben befolyásolja az elhelyezett tüskék darabszáma, illetve geometriai kialakítása. Egy tüske, illetve egymás mellett (2 tüske y irányban) elhelyezett tüskék esetében tapasztaltuk a legkevesebb repedést a végkeresztmetszetben, míg az egymás mögött (2 tüske x irányban) modellezett tüskék okozták a legtöbb repedést az oszlopban. Feszültségkoncentráció várakozásainknak megfelelően az oszlop és a tüske csatlakozásánál alakult ki, de ez a nyomófeszültség egyik modellben sem érte el a beton nyomószilárdságának karakterisztikus értékét (maximális nyomófeszültség 20,16 MPa), lásd a 19. ábrán.

A teljes keretállás modellezésénél azt tapasztaltuk, hogy a szerkezet erő-eltolódás diagram lefutása eltérő a többi modelltől. A teljes ATENA 3D keretmodellt a cikksorozatunk első részében bemutatott alapozási csomópont paramétereit felhasználva készítettük el. A modellben a 30 \* 50 cm keresztmetszeti méretű gerenda, két betonacél tüske (a keretsíkra merőlegesen elhelyezve), C40 / 50 szilárdságú kitöltő beton és 10 cm széles neoprén lemez lett definiálva. Az alapozási csomópont az “O30-KM75-KA25” modell alapján lett elkészítve (30\*30 cm oszlop keresztmetszet, 75 cm magas kehelynyak és C25/30 kitöltő beton szilárdság). Közel 7,00 mm-es vízszintes elmozdulás után a diagram meredeksége nagymértékben lecsökkent a terhelés végéig (110. terhelési lépés), a legnagyobb felvett erő értéke 24,54 kN (vízszintes

elmozdulás: 50,66 mm), lásd 20. ábrán. A teljes ATENA 3D modellt azonos teherszinten összehasonlítva (legnagyobb felvett erő: 24,54 kN) az Axis VM modellel lényegesen kisebb eltolódások adódnak (az eredmények összehasonlítása szinte értelmetlen). Ebben a modellben a kapcsolatban a korábbiakhoz hasonló feszültségeloszlást kaptunk eredményül, azonban a lágyabb viselkedés miatt kisebb feszültség alakult ki az egyes elemekben a terhelés végére (110. terhelési lépés), mint a „csomkolt” modellek esetében. A repedések pozíciója is megegyezik a korábbi eredményekkel, azok sűrűsége csökkent (21. ábra). Az ATENA 3D keret modell a szerkezet elvárt viselkedését jól leírja, azonban további vizsgálatok elvégzése érdekében a kapott eredményeket mindenképpen laboratóriumi kísérletekben kapott eredményekkel kell összevetni, így tovább finomítható a modellezési technika és az eredmények pontossága.

## 6. MEGÁLLAPÍTÁSOK

Jelen cikk keretein belül előregyártott vasbeton csarnokszerkezetek jellemző oszlop-gerenda kapcsolatainak vizsgálatát mutattuk be különböző numerikus számításokkal, kvázi-statikusan terhelést figyelembe véve. A numerikus számításokhoz két különböző szoftvert használtunk, a különböző végelemes eljárások bemutatásának érdekében.

Numerikus modelljeinket *ATENA 3D* és *AxisVM* programokban építettük, mely szoftverek segítségével be tudtuk mutatni a mindennapos tervezési feladatokban és a kutatási programokban használt szoftverek között rejlő alapvető különbségeket. Bemutattuk az általunk kifejlesztett modellezési eljárással (Haris, Roszevák 2017, 2019) a kapcsolatot alkotó elemek viselkedését, a bennük ébredő igénybevételeket, és a szerkezeti elemek geometriájának és anyagjellemzőinek megváltozásának hatását. A vizsgálataink eredményei kizárólag jelen cikk keretein belül tárgyalt csomóponti kialakításokra vonatkoznak, azok általánosítása csak további vizsgálatok alapján tehető meg.

Az általunk elvégzett numerikus vizsgálatok alapján a következő megállapításokat tesszük:

- Az *AxisVM* lineáris számításból kapott lehajlás eredmények az egyenes tartóvéggel készült modellek esetében 37,22 %-kal (kiharapott tartóvéggel 51,73 %-kal) kisebb értéket adnak, mint az *ATENA 3D*-vel készült modellek (30\*50 cm-es gerenda keresztmetszet esetén).
- Az *AxisVM*-mel kapott lehajlás értéke 32,28 %-kal (*ATENA 3D* egyenes tartóvég) és 47,93 %-kal (*ATENA 3D* kiharapott tartóvég) kisebb, mint az *ATENA 3D*-vel kapott eredmények (30\*50 cm-es gerendakeresztmetszet esetén). Az eredmények alapján megállapítható, hogy a gerenda kialakítása és a végeselemes modellezési eljárás pontossága jelentősen befolyásolja a gerenda lehajlásának értékét.
- A tüskék darabszáma és geometriai elhelyezése hatást gyakorol a gerenda lehajlására, míg a szabványos vízszintes alakváltozási korlátokon túl a betonacél tüske átmérőjének megváltoztatásának nincs szignifikáns hatása a gerenda alakváltozására.
- Egy tüskét alkalmazva a gerenda tengelyében mért lehajlás 29,5%-kal nagyobbra adódik, mint négy tüskét alkalmazva. A kapcsolat elforduló képessége lényegesen nagyobb az egymás mellett elhelyezett betonacél tüskék esetében.
- A modellezett neoprén lemez szélességének hatása van a gerenda lehajlására (8,40%-kal nagyobb a lehajlás a 10 cm széles lemez esetén, mint a 20 cm-es lemez esetében). A numerikus modell szinte tökéletesen leírja a valós/elvárt szerkezeti viselkedést.
- Az oszlop esetében kizárólag a végkeresztmetszetet érintő eredményekkel foglalkoztunk. Az oszlop szempontjából fontos a kapcsolatba épített (modellezett) neoprén lemez geometriája.
- A betonacéltüskék elhelyezési pontatlansága nagyban befolyásolta a kitöltő betonban kialakuló feszültségeket, a feszültségek az aszimmetria miatt hatalmas értékeket vettek fel, azonban ebből a szerkezet globális viselkedését befolyásoló alakváltozás/deformáció nem keletkezett.
- A teljes *ATENA 3D* modellt azonos teherszinten összehasonlítva (legnagyobb felvett vízszintes erő: 24,54 kN) az *AxisVM* modellel összehasonlítva lényegesen kisebb elmozdulások adódnak (az eredmények összehasonlítása szinte értelmetlen). Az eredményeket figyelembe véve az *ATENA 3D* keret modell a szerkezet elvárt viselkedését jól leírja, azonban a további vizsgálatok elvégzése érdekében a kapott eredményeket mindenképpen laboratóriumi kísérletekben kapott eredményekkel kell összevetni, így tovább finomítható a modellezési technika és az eredmények pontossága.

## 7. TOVÁBBI KUTATÁSI LEHETŐSÉGEK

Bemutattuk, hogy az általunk kialakított numerikus vizsgálattal leírható a szerkezet viselkedése és ez a kutatás további vizsgálatokkal kiegészítve hasznos eredményekkel szolgálhatnak praktizáló és kutató mérnököknek egyaránt. Így a továbbiakban célravezetőnek tartjuk a további vizsgálatok elvégzését, melyeket az alábbiakban ismertetünk:

- további gerenda keresztmetszetek és eltérő tartóvég kialakítással rendelkező gerendákkal kialakított kapcsolatok vizsgálata függőleges és vízszintes kvázi-statisz terhekre,
- feszítés figyelembevétele és modellezése a gerendákban,
- modellek valós kísérlettel való összehasonlítása és azok validálása a laboratóriumi kísérletekben kapott eredményekkel,
- teljes keretszerkezet részletes modellezése, a talaj megtámasztó hatásának pontosabb/részletesebb figyelembevétele,
- a keretállás egyes elemeinek eltérő betonszilárdsággal történő modellezése.

## 8. HIVATKOZÁSOK

- Arthi S., Jaya K. P. (2020). Experimental study on shear behaviour of precast shear wall-slab dowel connection *Asian Journal of Civil Engineering*, 21, 663-676. <https://doi.org/10.1007/s42107-020-00229-z>
- Ashtiani M.S., Dhakal R. P., Scott A. N. (2018). Cyclic response analysis of high-strength self-compacting concrete beam-column joints: Numerical modelling and experimental validation, *Bulletin of the New Zealand Society of Earthquake Engineering*, 51(1), 23-33. <https://doi.org/10.5459/bnzsee.51.1.23-33>
- Brunesi E., Nascimbene R., Bolognini D., Bellotti D. (2015). Experimental investigation of the cyclic response of reinforced precast concrete framed structures, *PCI Journal*, 60(2), 57-79. <https://doi.org/10.15554/pci.03012015.57.79>
- Cervenka V., (1985). Constitutive Model for Cracked Reinforced Concrete. *ACI Journal*, 82(6), 877-882. <https://doi.org/10.14359/10409>
- Cervenka, V., Jendele, L. and Cervenka, J. (2014). *ATENA Program Documentation Part 1, Theory* Cervenka Consulting s.r.o, 19.
- Collins M. P., Mitchell D. (1980). Shear and Torsion Design of Prestressed and Non-Prestressed Concrete Beams, *PCI Journal*, 25(5), 32-100. <https://doi.org/10.15554/pci.09011980.32.100>
- Cheok G. S., Lew H. S. (1991). Performance of Precast Concrete Beam-to-Column Connections Subject to Cyclic Loading, *PCI Journal* 36(3) 56-67. <https://doi.org/10.15554/pci.05011991.56.67>
- Crisfield, M.A., Wills, J. (1989). The Analysis of Reinforced Concrete Panels Using Different Concrete Models, *Jour. of Engng. Mech., ASCE*, 115(3), 578-597.
- Darwin, D., Pecknold, D.A.W., (1974). *Inelastic Model for Cyclic Biaxial Loading of Reinforced Concrete*, Civil Engineering Studies, University of Illinois, July.
- Dobromil Pryl, Jan Červenka (2014). *ATENA Program Documentation, Part 11: Troubleshooting Manual*, Cervenka Consulting s.r.o, 19.
- Fediuc D. O., Budescu M., Fediuc V., Venghiac V-M. (2013). Compression modulus of elastomers, *Buletinul Insitutului Politehnic Din Iasi*, Universitatea Tehnica "Gheirge Asachi" din Iasi, Tomul LIX (LXIII).
- Fediuc D. O., Budescu M., Venghiac V-M. (2013). The behavior under compression of elastomers used in base isolation bearings, *Buletinul Insitutului Politehnic Din Iasi*, Universitatea Tehnica "Gheirge Asachi" din Iasi, Tomul LIX (LXIII).
- Féd. Int. du Béton: *Planning and design handbook on precast building structures*, Bulletin 74
- fib* Model Code for Concrete Structures, 2010, *Wilhelm Ernst & Sohn*, Berlin, 2013
- fib* Bulletin No. 43., Structural connections for precast concrete buildings, 2008 doi.org/10.35789/fib.BULL.0043

- Gaston J. R., Kriz L. B. (1964). Connections In Precast Concrete Structures – Scarf Joints, *PCI Journal*, 9(3) 37-59. <https://doi.org/10.15554/pci.11011980.38.61>
- Guerrero H., Rodriguez V., Escobar J. A., Alcocer S. M., Bennetts F., Suarez M. (2019). Experimental test of precast reinforced concrete beam-column connections, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 125 105743. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2019.105743>
- Haris I, Roszevák Zs., Előregyártott vasbeton gerendák numerikus és kísérletvizsgálata, *Vasbetonépítés: A fib Magyar Tagozat lapja: Műszaki folyóirat XIX:* (1) pp. 2-11., 2017.
- Hawileh, R.A., Rahman, A., Tabatabai, H., (2010). Nonlinear finite element analysis and modeling of a precast hybrid beam-column connection subjected to cyclic loads. *Applied Mathematical Modelling*, 34(9), 2562-2583. <https://doi.org/10.1016/j.apm.2009.11.020>
- Hooper C. D. (1964). Low-temperature elastic behavior of fourteen compounded elastomers, *NASA Technical Memorandum*, NASA TM X-53137.
- Hordijk, D.A. (1991). Local Approach to Fatigue of Concrete, *Doctor dissertation*, Delft University of Technology, The Netherlands, ISBN 90/9004519-8.
- Kiss Z. (2018). Precast concrete frame buildings with rigid connections in areas with high seismic activity, *Vasbetonépítés: A fib Magyar Tagozat lapja: Műszaki folyóirat*, 20(2), 26-35. DOI: [10.32969/VB.2018.2.1](https://doi.org/10.32969/VB.2018.2.1)
- Kolmar, W. (1986). *Beschreibung der Kraftuebertragung über Risse in nichtlinearen Finite-Element-Berechnungen von Stahlbetontragwerken*. Dissertation, T.H. Darmstadt, p. 94.
- Krishnan T., Purushothaman R. (2020). Development and testing of damage controllable precast beam-column connection under reverse cyclic loading, *Asian Journal of Civil Engineering*, 21, 1343-1354. <https://doi.org/10.1007/s42107-020-00281-9>
- Kupfer, H., Hilsdorf, H.K., Rüschi, H. (1969). Behavior of Concrete under Biaxial Stress, *ACI Journal*, 66(8), 656-666. <https://doi.org/10.14359/7388>
- Pall A. S., Marsh C., Fazio P. (1980) Friction Joints for Seismic Control of Large Panel Structures, *PCI Journal* 25(6) 38-61. <https://doi.org/10.15554/pci.11011980.38.61>
- Priya et al. (2016). Analytical Investigation On The Seismic Behaviour of Precast Pocket Foundation Connection, *International Research Journal of Advanced Engineering and Science*, 7(1). 214-218.
- Roszevák Zs., Bodó P. B., Haris I., Vasbeton síklemez egyenértékű kerettel történő helyettesítése vízszintes teherre numerikus vizsgálatok alapján, *XIII. Magyar Mechanikai Konferencia*, Miskolc, 2019.
- Roszevák Zs., Haris I., Monolit vasbeton keretsarok és oszlop gerenda kapcsolatok numerikus és kísérleti vizsgálata, *XIII. Magyar Mechanikai Konferencia*, Miskolc, 2019.
- Roszevák Zs., Haris I. (2019), „Monolit vasbeton keretsarok numerikus vizsgálata - 1. rész Egyirányú monoton növekvő terhelés” *Vasbetonépítés: A fib Magyar Tagozat lapja: Műszaki folyóirat XXI:* (3) pp. 78-86., 2019. <https://doi.org/10.32969/VB.2019.3.3>
- Roszevák Zs., Haris I. (2019). Finite element analysis of cast-in-situ RC frame corner joints under quasi static and cyclic loading, *Revista de la Construcción*, 18(3), 579-594. <https://doi.org/10.7764/RDLC.18.3.579>
- Roszevák Zs., Bogár B., Haris I. (2021). „Különböző csomóponti numerikus modellek hatása egyszerű előregyártott vasbeton keretváz igénybevételeire – I. rész – kehelynyak”, *Vasbetonépítés: A fib Magyar Tagozat lapja: Műszaki folyóirat XXIII:* (4) pp. 91-102., 2021. <https://doi.org/10.32969/VB.2021.4.3>
- Van Mier, J.G.M., (1986). Multi-axial Strain-softening of Concrete, Part I: fracture, *Materials and Structures*, RILEM, 19(111). <https://doi.org/10.1007/BF02472034>
- Vecchio, F.J., Collins, M.P. (1986). Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Beams Subjected to Shear, *ACI Journal*, 83(2), 219-231. <https://doi.org/10.14359/10416>
- Vidjeapriya R., Jaya K. P. (2013). Experimental Study on Two Simple Mechanical Precast Beam-Column Connections under Revers Cyclic Loading, *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 27(4), 402-414. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CF.1943-5509.0000324](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000324)
- Zhang J., Ding Ch., Rong X., Yang H., Wang. K., Zhang B. (2020). Experimental seismic study of precast hybrid SFRC/RC beam-column connections with different connection details, *Engineering Structures*, 208, 110-295. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110295>
- Roszevák Zsolt** (1991) okleveles építőmérnök MSc. (2016), tudományos segédmunkatárs a BME Hidak és Szerkezetek Tanszéken. Fő érdeklődési területei: Fal-födém típusú monolit vasbeton kapcsolatok kísérleti és numerikus vizsgálata. A Magyar Mérnöki Kamara tagja. A *fib* Magyar Tagozat tagja.
- Blázsán Dániel** (1995) építőmérnök BSc. (2018), okleveles építőmérnök MSc. (2020), statikus tervező az EXON 2000 kft.-nél.
- Dr. Haris István** (1980), okleveles építőmérnök (2004), PhD (2013), egyetemi docens a BME Hidak és Szerkezetek Tanszéken. Fő érdeklődési területei: téglá és vasbeton merevítő elemek viselkedése földrengés hatásra. A Magyar Mérnöki Kamara tagja. A *fib* Magyar Tagozat tagja.

## NUMERICAL MODELING OF PREFABRICATED REINFORCED CONCRETE FRAME JOINTS– II. PART – COLUMN-BEAM JOINT

Zsolt Roszevák – Dániel Blázsán – István Haris

Nowadays, there are many software with which we can build models during planning and research in order to understand the behaviour of the structures and to plan them; however by using these programs, only appropriately developed models lead to reasonable solutions. In our first article (Roszevák, Bogár, Haris 2021), we presented the research of the prefabricated concrete frames foundation node. As a next step, we performed the research of concrete frame column-beam joint through numerical models. In this article exclusively, we examined the upper joint of the frame with different cross-section, final cross-section and reinforced leads in the column and beam for quasi-static loads.



Dr. Dulácska Endre

<https://doi.org/10.32969/VB.2022.4.2>

*Ez a cikk eredetileg megjelent a Forum Media Építési Hibák digitális folyóiratban. Szerző kérte azonban annak ismételt megjelentetését a VASBETONÉPÍTÉS folyóiratban, lévén, hogy a Építési Hibák folyóirat megszűnt, és az ott megjelent anyagok hosszútávon elérhetelenné váltak. Szerző kérésnek örömmel teszünk eleget, lévén, hogy Szerző nagyra becsült a VASBETONÉPÍTÉS cikkírói és olvasói körében.*

*Dr. Balázs L. György, főszerkesztő*

## BEVEZETÉS

Az interneten található hídkatasztrófák weblap katasztrófalistája szerint az USA-ban 1885 óta 68 híd omlott össze (Liste von Brückeneinstürzen, Wikipedia). Ugyanakkor ugyanez idő szerint Jakob Feld: Betonszerkezetek hibái könyv az USA-ban mintegy 600 híd összeomlásáról tesz említést.

A jegyzék szerint a nagy-britanniai hídkatasztrófák száma 14, a németországiaké 8. (A háború alatt felrobbantott, vagy lebombázott hidakat a lista nem tartalmazza.) Ugyanakkor a lista csak egyetlen magyar híd leomlását jelzi 1882-ből, mégpedig a Dráva folyó vasúti hídját. Úgy tűnik, (ha igaz a lista) hogy mi szerencsésebbek vagyunk, vagy pedig jobbak a hidásaink. (Én ennek a második lehetőségnek szurkolok.) A fentiek miatt a magyar mérnöktársadalom kevésbé ismeri azokat az okokat, melyek a világ sok országában hídromláshoz vezettek. Úgy gondolom, hogy a mások által elkövetett hibákból tanulni érdemes, és ezért döntöttem úgy, hogy néhány jelentős hídtörést ismertessek. A hibákat, és okaikat zömmel az interneten található anyagok alapján mutatom be, megjegyezve, hogy ott nagyon sok, fényképekkel, vagy videóval bemutatott hídkatasztrófát lehet találni.

## PRATERBRÜCKE, BÉCS, AUSZTRIA

Az 1967 és 1970 között épült Praterbrücke az A23 autópályának kétszer három sávú hídja a Duna 1925,8 kilométerénél, mely Bécs Lipótváros kerületébe vezet be. A híd egyrészt feszített beton szerkezetű, másrészt a szélesebbik Duna-ág felett acélszerkezetű. Az acélszerkezet a mederközépen egy pilonra van támasztva. A híd mai állapotát az 1. ábra mutatja.

Az 1969 novemberében, egy váratlan hideg napon a híd négy főtartója közül kettő a támaszok felett beroppan, és a híd megrogyott. Az első benyomások a hirtelen hőmérsékletváltozásban látták a hídtörés okát.

Természetesen bizottságot állítottak fel a baj okának kiderítésére. A bizottság végleges jelentése szerint a hídtörést több tervezési hiba együttesen okozta.

A főtartó szerkezeti magassága a pilonoknál 12,0 méter volt. A 12 mm vastag gerinclemez egyoldali átlapolással volt toldva, és ez kezdeti hullámosságot és külpontosságot adott. A támasz felett nem alkalmaztak függőleges merevítőt, az ortotrop gerinclemeznek csak vízszintes merevítői voltak. Így végül is a jelentős támaszerő nem volt kellően bevezetve a gerinclemezbe.

Érdekesége az ügynek, hogy a szereplők nem emlékeztek



1. ábra: A Praterbrücke oldalnézete (internet)

arra, hogy a törés délelőtt, vagy délután történt-e. Végül is a Szeizmológiai Intézet mérésadatai döntötték el a kérdést. A hibákat kijavították, és az 1. ábrán látható hidat (késéssel) 1970. december 22-én adták át. Az 1. ábrán jól látható a most már kellő erősségű merevítés a támasz felett.

## REICHSBRÜCKE, BÉCS, AUSZTRIA

A Reichsbrücke az egyik legismertebb híd Bécsben, a 8-as utat vezeti át a Dunán. Ez az egyetlen híd Bécsben, amely a háború során épségben megmaradt. Az eredeti öttámaszú híd 1876-ban épült, majd átépítették, és 1937-ben megnyitották az új hidat, mely 27,0 méter széles, két 30,0 méter magas pilonos acélszerkezetű, 241,0 méter nyílásközű lánchíd volt. Ez volt Európa harmadik legnagyobb lánchídja, melynek a képét a 2. ábra mutatja.

Az 1976 novemberében, egy vasárnapi napon, hajnali 4:43-kor a híd váratlanul, két perc alatt összeomlott (3. ábra).

Az összeomláskor a hídon 4 személyautó és egy autóbusz haladt át, melyek a híddal együtt a folyóba zuhantak. Egy halálos áldozat volt, egy fiatal ember. Az összeomlott hidat a 3. ábrán láthatjuk. A hídronc évekig megakadályozta a hajózást.

A katasztrófa okait vizsgáló bizottság szerint az összeomlás oka a balparti pillér betonjában keletkezett károsodás volt, ami építési hiba miatt következhetett be. A pilonsarut alátámasztó acél tartórácsot korrózióvédelmi célokat szolgáló kibetonozással tervezték, azonban a tartórács közeit beton helyett jórészt homokkal töltötték ki, amelyet a



2. ábra: Az 1937-ben átadott Reichsbrücke (Internet)



3. ábra: Az összeomlott Reichsbrücke a folyóban (internet)

pillér gránitburkolata mögé szivárgó víz kimosott és a víz a tartórácsot alátámasztó betont károsította. A sarut alátámasztó betonfalazat leszakadt és a saru eredeti helyéről lecsúszott. A ma is álló új hidat 1980-ban adták át.

## A 9340 SORSZÁMÚ, I-35W MISSISSIPPI HÍD

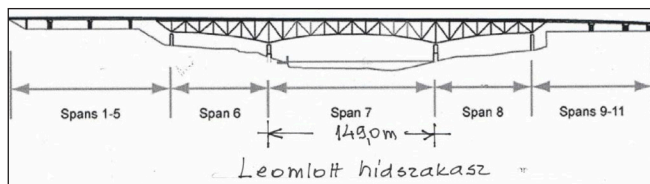
Az USA-ban a Nagy-tavak mellett, Minneapolisban épült az I-35W nevű, soknyílású, rácsos acél szerkezetű híd a Mississippi folyó felett. A híd folyó feletti középső szakaszának nyílásköze 149 méter. A középső három nyílás épült rácsos szerkezettel. A híd oldalnézeti képét a 4. ábra mutatja.

A hidat 1964-ben kezdték építeni, és 1967-ben adták át a napi 140000 járműből álló forgalomnak. Az 581 méter hosszúságú teljes híd középső 7. számú legnagyobb nyílásának támaszköze 149 méter volt, a kétszer négy sávú útpálya pedig 34,5 méter szélességű. A közbenső támaszok karsú betonlábból készültek. Az elkészült híd képe az 5. ábrán látható.

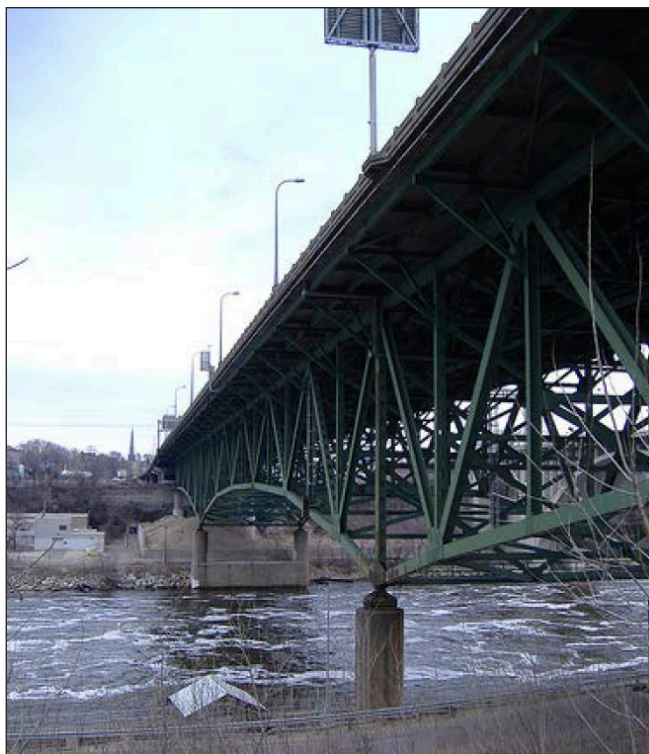
2007. augusztus 1-jén, csütörtökön délután 6:05 órakor, a híd csúcspontján idején leomlott, a középső nyílás 25 métert zuhant a folyóba (6. ábra).

Az omláskor 111 jármű volt a hídon, ezekből 17 a vízbe esett. 13 halálos áldozat mellett 150 volt a sebesültek száma. Az omlás következtében a 6. és 8. két szomszédos nyílás is leszakadt (7. ábra).

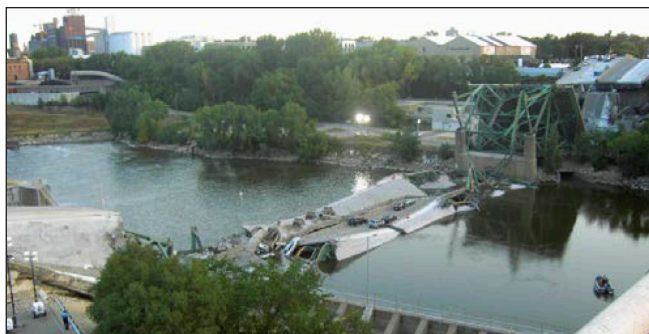
A szövetségi kormány azonnal elindította a vizsgálatot, a rendkívül nagy, az egész országot megrázó katasztrófa okainak kiderítésére. A Vizsgáló Bizottság rendkívül alapos munka után 2008. november 13-án adta le a végleges jelentését. E szerint



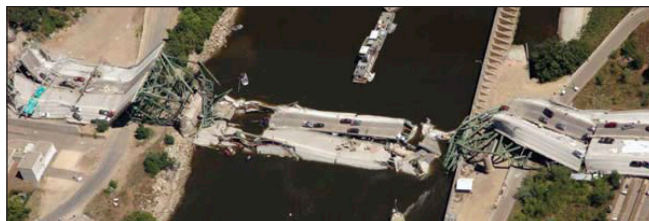
4. ábra: Az I-35W híd oldalnézeti vázlatja.



5. ábra: Az I-35W híd képe (internet)



6. ábra: Az I-35W híd leomlott középső nyílása (internet)



7. ábra: A leszakadt teljes híd képe (internet)

a katasztrófának több oka volt:

- Már 2003-ban észlelték, hogy a rendkívül vékony (13 mm) csomólemezek kihorpadtak. (Utána nem történt semmi érdemi intézkedés.)
- Túl sok csomólemez csatlakozott térbelien egy csomópontba. Komoly hibákat találtak a csomólemezek szerkezeti kialakításában. A számítógépes szimulációk alapján kiderült, hogy a szerkezeti kialakítás következtében sok csomólemezben a húzás meghaladta a folyáshatárt. A vékony és túlterhelt csomólemezekon fáradási repedések léptek fel (8. ábra).





8. ábra: Egy csomólemezt a fáradási repedésekkel (internet)

- Az idők során a nagyon vékony útpályalemezt felbetonozással megvastagították. Ez a statikus terhet 20%-al megnövelte.
- A leszakadás idején hídpálya felújítás volt, a két-két belső sáv le volt zárva, és ott 80 méter hosszon nagy mennyiségű burkolókövet, homokot és nehéz építőgépeket tároltak, éppen azon a szakaszon, ahol a törés bekövetkezett.

Az omlás végül is a hibák egymásra halmozódása miatt történt (*Collapse of I-35W Highway Bridge Minneapolis, 2007*)

## A WEST GATE BRIDGE, MELBOURNE (AUSZTRÁLIA)

A Melbourne városán áthaladó 2x5 sáv, Ausztrália legforgalmasabb autópályájának legfontosabb hídja a 2853,0 méteres West Gate Bridge. A híd acél szekrény keresztmetszetű, melynek a Yarra folyón átívelő 336 méteres nyílasközű, 58,0 m magasan vezetett, 38,0 m széles szakasza két oldalra ferde kábelekkel felfüggesztett, a többi nyílás 100,0 méter körüli. A hidat a 9. ábra mutatja. Ez a sydney-i Harbour Bridge utáni legnagyobb híd Ausztráliában. A híd eredetileg kongott az ürességtől, ezért 1985-ben eltörölték az útdíjat. Ezután a forgalom robbanásszerűen megnőtt, és ma a hídon naponta 200 000 jármű halad át.

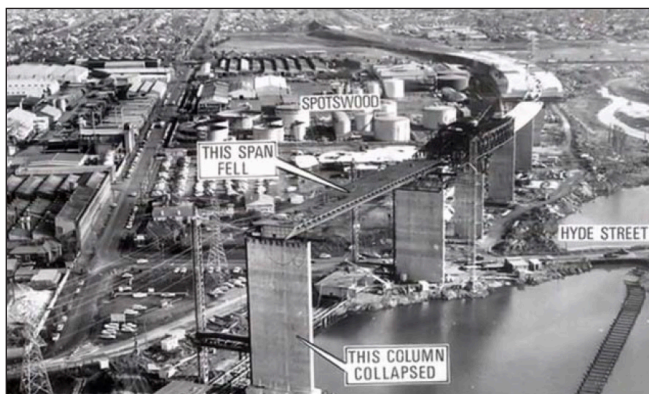
Két évvel a hídépítés megindulása után, 1970. október 15-én, 11,50 órakor a 10 és 11 pillérek közötti, mintegy 112 méter hosszú, egy darabban készült, 2000 tonnás szakasz a beemelési munkálatok során leomlott, és 50,0 métert zuhant. A helyzetet a 10. ábra mutatja.

Harmincöt építőipari munkás vesztette életét és 18 megsérült. Ez volt Ausztrália legsúlyosabb ipari balesete. A baleset olyan zajjal járt, hogy még 20 kilométerre is hallották. Az omlás után királyi vizsgálobizottságot hoztak létre, mely nem egészen egy év alatt kivizsgálta a baleseti ügyet, és 1974. július 14-én kiadta a jelentést, mely szerint a balesetben tervezői és kivitelezői hibák is közrejátszottak.

A beemelés során észlelték, hogy az elkészített hídszakasz nem fekszik fel rendesen, a folyómeder felé eső végén az egyik oldali támasznál 11,0 cm hézag maradt. A kivitelezők és a tervezők együttesen úgy gondolták, hogy visszacsavarják a hídelemet. Ezt leterheléssel gondolták megoldani. A magasabban lévő hídvégre 20 db 8,0 tonnás betontömböt hordtak fel. Ennek hatására a híd visszafeküdt a tervezett helyére. A betontömbök lehordása után a hídelem vissza akart kerülni az elcsavarodott helyzetbe, és elnyírta a csavarkötéseket. A visszaugrás egy óriási lökést adott, mely a folyó felé eső, 50,0 méter magas pillért is ellökte, és a 112 méteres hídelem lezuhant. A leomlott hídszakaszt a 11. ábra mutatja be.



9. ábra: A West Gate híd nézete (internet)



10. ábra: A később leszakadt hídrész (internet)



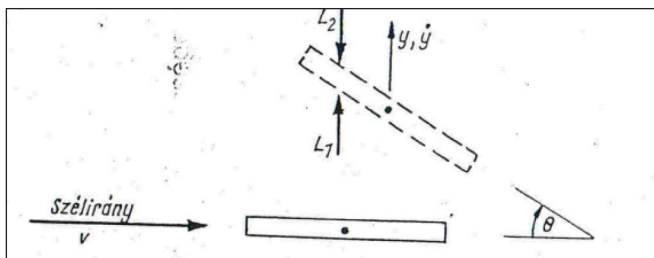
11. ábra: A lezuhant hídszakasz (Internet)

A Monash University, Clayton egyetemen utólag megvizsgálták a csavarok töredékeit, és megállapították, hogy a csavarlekötés túlságosan gyenge volt a lekötéshez, és a visszarugózó erőnek el kellett törnie azokat. A baleset óta minden évben megemlékezést tartanak a balesetben elhunytak emlékére.

## TACOMA NARROW BRIDGE (USA) 1940

A repülőgépszárnyak viselkedésénél vették észre, hogy bizonyos sebesség felett a szárnyak, ill. a légszavár elcsavarodó mozgásokat végez. Ezt a jelenséget nevezik belebegésnek, azaz flutter-nek. Tekintsük át a jelenség lényegét. Vizsgáljunk a széliránnyal párhuzamos bezáró keskeny keresztmetszetet, melynek szögelfordulását csavaró és hajlítási ellenállás gátolja. Bármely kis elfordulásnál, vagy kissé ferde szélnél keresztirányú eltoló erő lép fel.

A keresztmetszetet a szélesebb négyzetével arányos  $L_1$  eltoló erő igyekszik eltéríteni. Az ellenálló  $L_2$  rugalmas



12. ábra: Belebegő keskeny négyzög keresztmetszet.



13. ábra: A Tacoma híd hullámzó mozgása (internet)



14. ábra: Autó csúszkál a hullámzó hídon (internet)

és a tehetetlenségi erők viszont a szélességgel lineárisan változnak. Ilyen jelenség észlelhető a zászlók lobogásánál is.

Amikor a felhajtóerő, és a fékezőerő munkája egyenlővé válik, a jelenség megfordul, és a négyzögkeresztmetszet elindul ellenkező irányba. Azt a szélességet, melynél ez bekövetkezik, kritikus szélességnek nevezzük, mely a négyzög szárnyának profiljától, és a rugalmas ellenállásától függ. Meghatározható az a kritikus szélesség, melynél a jelenség megindulhat. Huzamosabb szélhatás esetén az ide-oda mozgás erősödik, míg a szerkezet tönkre nem megy. Ennek elkerülésére vezették be a nagysebességű repülőgépeknél a delta szárnyat, és tértek át a légcavaros hajtásról a hőlég sugaras hajtóművekre.

Ez a jelenség a hidaknál is előfordulhat. Ilyen flutter tette tönkre Amerikában az 1940-es évben a Tacoma Narrows hidat, közepes szélesség mellett.

A híd építése 1938-ban kezdődött, és már kezdettől érezték a híd hullámzó mozgását, ezért az építő munkások elnevezték „Vágtázó Gertie”-nek. Több megoldással kísérleteztek a mozgás megállítására, sikertelenül. 1940. november 7-én a



15. ábra: A híd leszakadása flutter miatt (Internet)

már átadott híd hullámzó mozgása felerősödött (13. ábra).

A híd a világon akkor a harmadik legnagyobb fesztávú függőhíd volt a 850,0 méteres nyílásával. Egy nem túl erős, 64 km/óra szélesség mellett a híd mozgása kritikussá vált. A 14. ábrán látható, hogy a hullámzó hídon hogy küszködik egy autó. (A vezető időben kiszállt, és elmenekült.) Végül a hullámzó mozgás okozta igénybevételek miatt a hídpálya leszakadt. 10 év után ugyanazon a helyen új hidat építettek.

A tönkremenetelről a 15. ábrán mutatunk be fényképet. (Az interneten nagyon jó filmfelvételek találhatóak a tönkremenetelről, mert a híd egy darabig haldoklott, és ez alatt a fotóriporterek sokasága fotózta.

Az esetből a hídtervezők levonták a következtetéseket, és a hídkatasztrófa óta az ilyen hidakat egyrészt erősebb merevítő tartóval készítik, ill. a függesztő kábeleket rácsostartó-szerűen alkalmazzák (Istanbulban a Boszporusz híd, 16. ábra).



16. ábra: A Boszporusz híd a rácsostartó szerű függesztő kábelekekkel (Internet)



Dr. Dulácska Endre

<https://doi.org/10.32969/VB.2022.4.3>

*Ez a cikk eredetileg megjelent a Forum Media Építési Hibák digitális folyóiratban. Szerző kérte azonban annak ismételt megjelentetését a VASBETONÉPÍTÉS folyóiratban, lévén, hogy a Építési Hibák folyóirat megszűnt, és az ott megjelent anyagok hosszútávon elérhetetlenné váltak. Szerző kérésnek örömmel teszünk eleget, lévén, hogy Szerző nagyra becsült a VASBETONÉPÍTÉS cikkírói és olvasói körében.*

*Dr. Balázs L. György, főszerkesztő*

## 1. BEVEZETÉS

Az idők folyamán használt igen sok (100-200) fűdémrendszer között jelentékeny helyet foglal el a Mátrai féle fűdém. Ezt ugyan salakbeton fűdémnek tekintjük, de ez nem egészen igaz. Ugyanis Magyarországon barnaszén kazánsalak, Németországban fekete kőszénalak, francia országban pedig homokos kavics képezte a Mátrai fűdém betonjának az adalékanyagát. Ez óriási különbséget jelentett. A francia Mátrai fűdémek ezért időálló szerkezetnek minősültek. A német kőszénalak alig tartalmazott ként, és így nem is alakult ki jelentős korrózió hatás. Mátrai magyar szabadalmának egyik lényeges pontja volt a kazánsalak beton, mert a salak nagy mennyiségben, ingyen állt rendelkezésre. A magyar barnaszénalak azonban viszonylag sok ként tartalmazott, mely víz hozzájutása esetén kénessavvá alakult, és jelentős korróziót okozott a betonban. Így ennek az lett később az eredménye, hogy vizes-nedves helyeken az amúgy is kis cementtartalmú salakbeton szerkezete fellazult, és nem nyújtott védelmet az acélbetétek korróziója ellen. Az acélbetét a korrózió során rozsdává alakul, melynek térfogata 1,5-6-szor nagyobb az eredeti térfogatnál, és lefeszíti a betonréteget. A fűdém 1893-ban kezdték alkalmazni, és az 1905. évi felülvizsgálatig jelentős mennyiségű, több ezer épületben mintegy 460 000 m<sup>2</sup> fűdém épült belőle. Végül a salakbeton fűdémeket a problémák miatt 1915-ben betiltották, és 1920 után már biztosan nem épült ilyen szerkezet.

## 2. A FÜDÉM STATIKÁJA

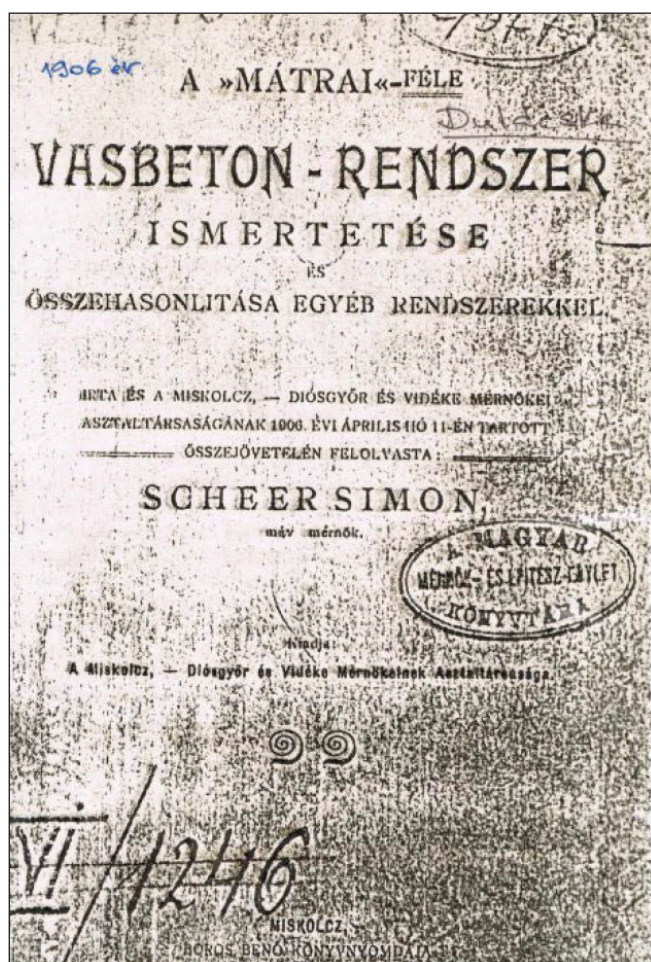
Az alkalmazott számítási modellt és a fűdém szerkesztését Scheer Simon ismertetése (Scheer, 1906) tartalmazza, melynek címlapját az 1. ábra mutatja.

A statikai modell egyszerűsített modellje a Mihailich, Haviár 1966 alapján a 2. ábrán látható.

A Mátrai szabadalom egy másik lényeges pontja a feltételezett statikai modell, melynek következtében Mátrai féle annyi acélból tudott fűdém építeni, mint más. A számítási modell leegyszerűsített ismertetése a 3. ábrán látható.

A 2,0-3-0 méter távolságra kiosztott acélgerendákra a gerendák végére és a falra hurkokkal felkötött, 5 mm-es acélhuzal sodronyok kerülnek felerősítve (Mihailich, Haviár 1966) (4. ábra).

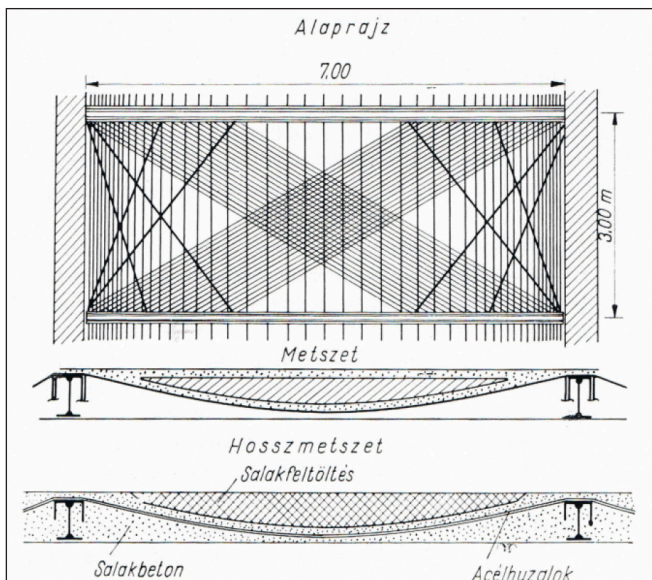
A fűdém metszetét, és csomópontjait a (Mihailich, Haviár 1966) alapján az 5. ábrán láthatjuk.



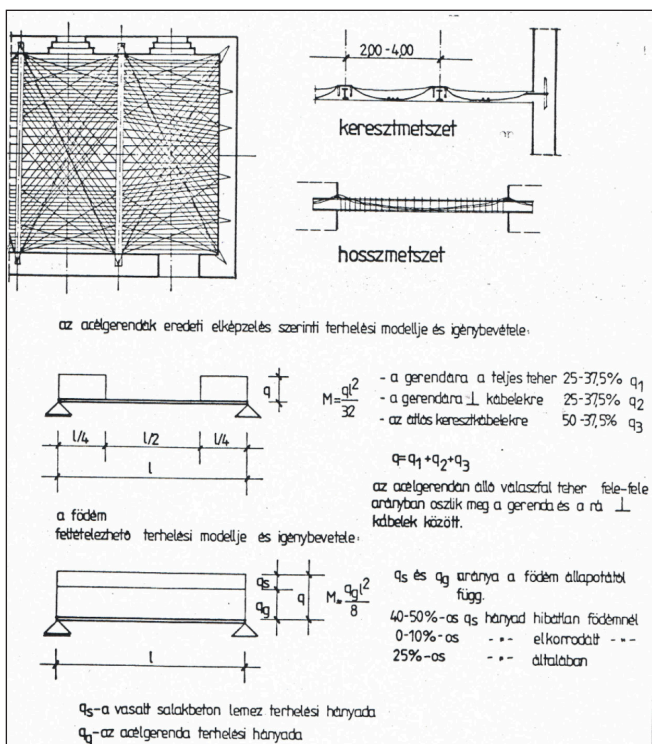
1. ábra: A Mátrai fűdém eredeti ismertetője (Scheer 1906)

Feltételezték, hogy a teher jelentős részét nem az acélgerenda, hanem a sodronykötelek hordják. Így végül az acélgerendát a teljes teher felére-egyedére méretezték. Jelentős hiba volt a méretezési modellben, hogy a sodronyköteg igen jelentős nyomást (mintegy 100%) ad át az acélgerendának, amit nem vettek számításba.

A költségmegtakarításnak ez az elhanyagolás volt az egyik oka. A többi ok pedig az volt, hogy a belógatott kábelköteg belső erőkarja nagyobb, mint az acélgerendáé, a salakbeton könnyebb a kavicsbetonnál, és a sodronyok megengedett feszültsége másfélszerese, az ára viszont fele volt az acélgerendáénak.



2. ábra: A Mátrai fődém sematikus jellemző vasalási modellje (Mihailich, Haviár 1966)

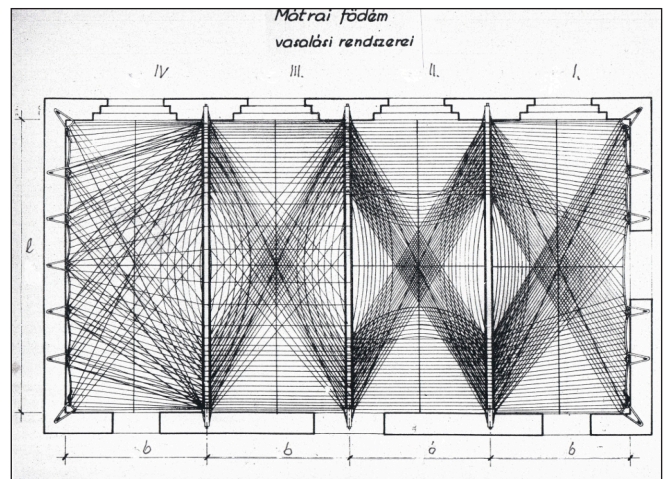


3. ábra: A Mátrai fődém eredeti méretezési modellje (Hetes Lilla mesteriskolai dolgozat)

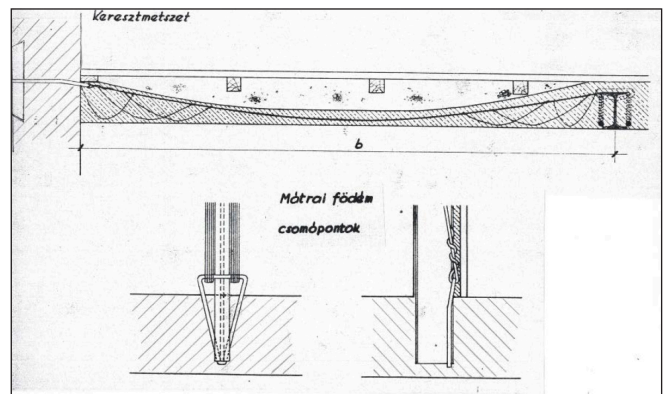
### 3. A JELENTKEZETT BAJOK

A tömeges felhasználással együtt jelentkeztek a bajok is. Többször előfordult, hogy a fődémsarokban, ahol a huzalvasalás a beton felső felületén volt, a korróziós feszítés kagylósan kiszakított egy 15-20 cm vastag, fél négyzetméter nagyságú darabot a fődém vasalatlan alsó felületéből, mely lezuhant. Ez a mintegy 150 kg súlyú, előjelzés nélküli leszakadás súlyos veszélyhelyzeteket jelentett, de szerencsére nem történt baleset. Egy ilyen esetet mutat be a 6. ábra a Biczók, Bretán, Véssey (1957) irodalomból.

A jelentkező problémák miatt végül 1905-ben elrendelték a helyzetfelmérést, melynek címlapját Balázs (1996) alapján a 7. ábrán mutatjuk be. A hatósági vizsgálat úgy találta, hogy a megvizsgált épületekben az acélgerendák és a vashálók nagymértékben korrodáltak, elsősorban a barnaszénalak nagy kéntartalma miatt. A barnaszén hamujának kéntartalma egyes



4. ábra: A Mátrai fődém eredeti leírása szerinti vasalási fonasterv (négy lehetőség)



5. ábra: Mátrai fődém metszet és csomópontok

esetekben elérte a 30%-ot is. (Ahol a salakbetont a hányókon az eső által kilúgozott, több éves salakból, és megfelelő cementadagolással készítették, a korrózió nem jelentkezett.) Miután ez egy bizonytalan tényező, a végeredmény a salakbeton fődémrendszerek 1915. évi betiltása volt.

A salakbeton fődémek utólagos részletes vizsgálatával Pattantyús-Á. Ádám (1977) foglalkozott.

### 4. NÉHÁNY KÁRESET LEÍRÁSA

Az 1950. évtől a Fővárosi Tervező Intézet (később Buváti) 2. statikus osztályán dolgoztam, főnököm volt az Intézet statikus főmérnöke, akivel egy szobában ültem. Az akkori szabályok szerint Ő volt Budapest főstatikusa is. Az 1950-es első felében megjelent nála Biczók Imre, az FTV (Földmérő és

6. ábra: A Mátrai fődém kagylós leszakadása



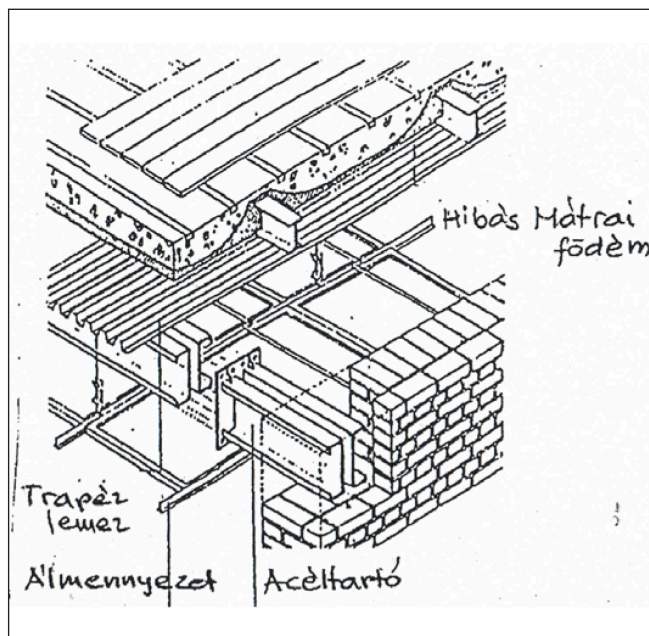


7. ábra: Jelentés a Mátrai födémekről (1905)

Talajvizsgáló Vállalat) főmérnöke. Mint a város főstatikusának, beszámolt neki arról, hogy a Minisztérium az FTV-t jelölte ki a Mátrai födémügy gondozójának. (Az adott helyzetem miatt én is részt vettem a megbeszélésen, és meg kell vallanom, hogy ekkor hallottam életemben először a Mátrai födémről.) Elmondta, hogy már több épületet megvizsgáltak, és néhány esetben igen súlyos károsodásokat észleltek.

A következő találkozásom a Mátrai födémmel a Budapest Központi Városházán történt. A gondnokság panaszolta, hogy a Városház Bárczy István utcai oldal II. emeleti, padlás alatti födémen repedéseket észleltek a mennyezetben. Szakvéleményt kértek. Főnököm rám szignálta az ügyet. Akkor még nem tudtam, hogy az 1700-as években épült épület födémeit Mátrai födémre cserélték az 1900-as évek elején, amikor kaszárnyából Városházát alakították ki. Előtte ismeretlen födém volt, ezért több helyen teljes átmenő födémfeltárást kértem. Akkor derült ki, hogy Mátrai födémről van szó, és teljesen megdöbbentem, amikor a salakbeton lemezekben a vasak helyén csak rozsdaport lehetett találni. Olyan volt, mint amikor gilisztalyukat találunk a földben. Főnökömmel megbeszélve födémcsere javasoltam mindegyik Mátrai födém szakaszra. A födémcsere már nem én terveztem, de emlékezem, hogy a csere munkái évekig eltartottak.

A harmadik találkozás az 1950-es évek közepe táján, egy VII. kerületi épületben történt, ahol a földszinti lakók a válaszfal hajszaelrepedéseit panaszolták. Miután a földszinten nem látszott egyéb károsodás, lementem a pincébe, hogy onnan alulról vizsgáljam meg a födémeket. Bemenne, a pince vizes helyiségek alatti majdnem egész területén vastag törmelék halom látszott. Felnézve láttam, hogy a födém rozsdás vasgerendái között nincsen födém, hanem a vizes helyiségek burkolat alatti aljzatbetonja látszott. Megdöbbentő volt, hogy a padlón lévő törmelék a Mátrai födém romhalmaza volt. A teljes födém kiesett a gerendák közül. A törmelékben egyetlen



8. ábra: Hibás Mátrai födém aláfogása (Példa)

ép, akár rozsdás vasszalát nem lehetett találni, és egyetlen salakbeton darabot sem, amiből következtetni lehetett volna a salakbeton minőségére. Természetesen ki kellett mondani a veszélyhelyzetet, elrendelni az ideiglenes védő dúcolatot és a teljes födémcsereét.

Egy ugyancsak VII. kerületi épület valamelyik emeletén kellett szemlélni. Itt egy olyan károsodás történt, mint amilyen a 6. ábrán látható. A család a nagyszoba belső sarkában vacsorázott, amikor megdöbbenésükre egy kb. 80-90 cm átmérőjű betontömb esett a födémből az asztalra. Szerencsére senkinek nem esett baja. Az ügyet továbbítottuk az FTV-hez, mert ők voltak hivatalosak a Mátrai födémek vizsgálatára. Képesek voltak mind a betonkorrozó, mind az acélkorrozó részletes vizsgálatára. Ott Biczók, Véssey, és Meggyesi kollégák foglalkoztak a salakbeton károkkal.

Meg kell említeni a János Kórház egy 1903-ban épült épületének vizsgálatát. Itt a födémek alulról való feltárási vizsgálatában a salakbeton hibátlan minőségű, és a vasszalak korrozó nélkül olyan állapotban voltak, mintha most hozták volna ki a boltból.

Amikor már köztudott kezdett lenni a salakbeton födémek problémaköre, a sík lemezek körében kialakult egy olyan megoldás, hogy a vasszalát burkoló mintegy 3,0 cm vastag betonréteget jó minőségű kavicsbetonból készítették, és erre betonozták rá a megközelítően 12-15 cm vastagságú salakbeton réteget. Ezek a födémek már kifogástalanul állták az idők próbáját.

## 5. MÁTRAI SALAKBETON FÖDÉM MEGERŐSÍTÉSE

A salakbeton födémek esetében, ha megerősítésük szükséges, alsó megtámasztó födém vagy alsó megtámasztó szerkezet jöhet szóba. Erre az 1950-1960 években több szabadalom született (ÉTI, Lakóterv, Iparterv, Uvaterv). Lehetséges olyan födémcsere, melynél az eredeti gerendák bennmaradnak. A régi gerendák biztosítják a falak kihajlás elleni merevítését. A régi acélgerendák közé új acélgerendákat lehet beépíteni az eredetileg gyenge gerendák megerősítésére, és felfüggesztett vagy trapézlemez zsaluzatra új vasbetonlemez födémeket lehet építeni. Ez a megoldás természetesen mind az alatta, mind a felette szinten teljes kilakoltatást teszi szükségessé az építés

idejére, és az épületgépészeti rendszert is újra kell építeni. Ezért inkább az aláfödémzéses megoldást szokták választani. A Dulácska (2011) irodalom alapján egy ilyen megoldást mutat a 8 ábra.

A felülről történő megerősítést a témával foglalkozó szakirodalom (Pattantyús-Á. Á., 1977) (Dulácska 2011) ellenzi.

## 6. HIVATKOZÁSOK

Balázs Gy. (1996), „Beton és vasbeton, III.”, *Akadémiai Kiadó*, Bp.  
Biczók, Bretán, Véssey (1957), „Mi a teendő a Mátrai födémek terén”, *Magyar Építőipar*, 1957/9-10, 353 p.

Barcsay J. (1963), „Födém szerkezetek számítási és szerkesztési elvei”, *Buváti*, Bp.

Dulácska E. (2011), „Épületek tartószerkezeteinek diagnosztikája és rekonstrukciója”, *BME Szilárdságtani Tanszék*, Bp.

Mihailich, Haviár (1966), „A vasbetonépítés kezdete és első létesítményei Magyarországon”, *Akadémiai Kiadó*, Bp.

Pattantyús-Á. Á. (1977), „Hazai salakbeton födémek. (Kézirat), *BME Épületszerkezeti Intézet*, Bp.

Scheer S. (1906), „A Mátrai, féle vasbeton rendszer”, *Boros Benő Könyvnyomda*, Miskolc, 1906.

Ruzicska B. (1957), „Javaslat a Mátrai rendszerű födémek megerősítésére”, *ÉM. Tervező Vállalatok Műszaki értesítője*. Bp. 1957 (5)

# RÉGI SZERKEZETEK EGYSZERŰSÍTETT SZILÁRDSÁGÉRTÉKELÉSE



Dr. Dulácska Endre

<https://doi.org/10.32969/VB.2022.4.5>

*Ez a cikk eredetileg megjelent a Forum Media Építési Hibák digitális folyóiratban. Szerző kérte azonban annak ismételt megjelentetését a VASBETONÉPÍTÉS folyóiratban, lévén, hogy a Építési Hibák folyóirat megszűnt, és az ott megjelent anyagok hosszútávon elérhetetlenné váltak. Szerző kérésnek örömmel teszünk eleget, lévén, hogy Szerző nagyra becsült a VASBETONÉPÍTÉS cikkírói és olvasói körében.*

*Dr. Balázs L. György, főszerkesztő*

## 1. BEVEZETÉS

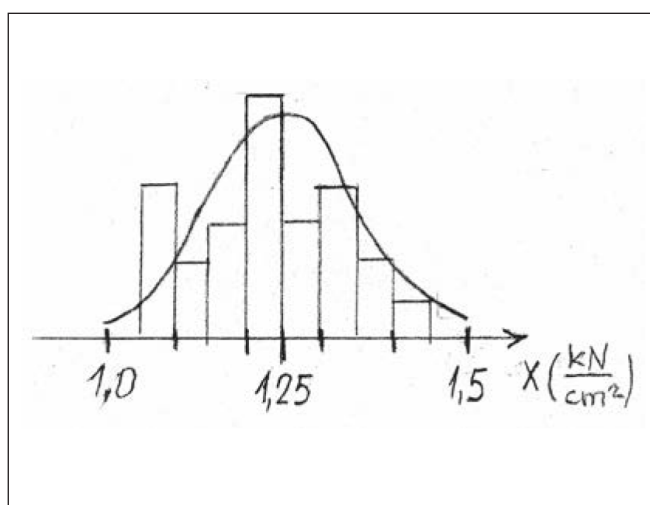
A múlt század első felében a szerkezeti anyagok szilárdsági méretezésének alapjául az átlagszilárdságot tekintették. Ezt egy biztonsági tényezővel osztva kapták a megengedett feszültség értékét. A biztonsági tényező a tapasztalatok alapján, központi előírással szabták meg. A méretezéseknél ezt a biztonsági tényezőt vették határértékként figyelembe, vagyis a számított feszültségnek nem volt szabad túllépnie a megengedett feszültséget. A század közepe táján ráébredtek arra, hogy a biztonsági tényező hol kisebb, hol pedig nagyobb a tapasztalat által indokoltnál. Ezért rátértek az osztott biztonság elvére, és a biztonságot a feladat jellege, és a felhasznált anyag tulajdonságainak figyelembevételével a valószínűségi elvek alapján igyekeztek megbecsülni. Az értékeléshez a Gauss féle normáloszlást vették figyelembe. A méretezési elvek előírásakor az 5%-os túllépési valószínűséget (5%-os fraktilis) vették számításba. Lényegében ma is ez a méretezési alapelv (Bánhidi, 2017), Kemény, (1974), Windisch, 1982) (1. ábra).

*A következőkben a régi szerkezetekre tekintettel a régi megnevezéseket, és jelöléseket alkalmazzuk. (Az új Eurocode előírások jelzéseit a régi mellett zárójelben adjuk.)*

Így lényegében az  $X$  méretezési szilárdságot a következő kifejezésből számítják:

$X_H = X_{\min} / k$ . Ebben a kifejezésben  $X_H$  a határigénybevétel (tervezési ellenállás),  $X_{\min}$  a minősítési (karakterisztikus) szilárdság, és  $k$  a biztonsági (parciális) tényező. A minősítési szilárdságot rendszerint az  $X_{\min} = X_{\text{átlag}} - (t \cdot s)$  képletből lehet meghatározni, ahol  $X_{\text{átlag}}$  az átlagos szilárdság,  $s$  a szórás, és  $t$  a mintadarabszámot figyelembe vevő STUDENT tényező (értéke 1,79 tíz, és 1,64 negyven minta esetén) (Massányi-Dulácska, 2000).

A képlet jól működik, amíg az  $X$  értékek nem nagyon különböznek (kicsi a szórás), és rendelkezésre áll a kellő darabszám. Egyéb esetekben problémák adódnak. Így pl. ha egy 10 darabos téglasorozatot vizsgálunk, és az elemszilárdságok között eredményei között az átlagtól jelentős mértékben eltérő adat adódik (véletlenül jó téglá is keveredett a gyengék közé), előfordul hogy zérushoz közeli, esetleg negatív minősítési szilárdságot kapunk. Ez nyilvánvalóan lehetetlen. Ezzel kapcsolatos egy másik probléma is, hogy a számítás nem érzékeli a plusz-mínusz hatást, és a nagyobb szilárdságot is szilárdság csökkentő hatásnak tekinti. Az is kétségeket okozhat az emberben, hogy a valószínűségi normáloszlástól jelentsen



1. ábra: Betonszilárdság kísérleti eloszlása sűrűségfüggvénye (Ujhelyi, 1978)

eltérő tapasztalati eloszlást normáloszlás alapján értékelünk.

Például nézzünk meg az 1. ábrán egy Ujhelyi [ 7 ] által bemutatott, jól közelítő betonvizsgálati tapasztalati gyakorisági diagramot összehasonlítva a normáloszlás görbéjével. Látható, hogy a tényleges eloszlás eléggé eltér a megfelelő normáloszlástól.

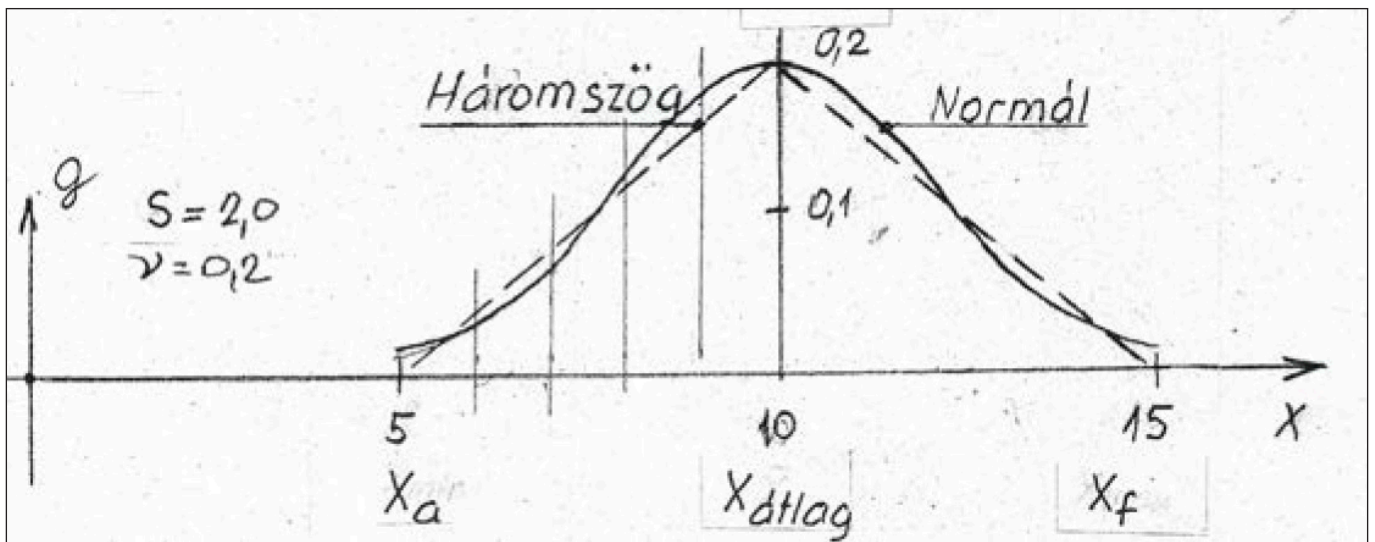
A gyakorlatban az eloszlás sokszor jelentősebb eltérést mutat, mint az 1. ábra.

Ha ilyen eltérések vannak, felmerülhet a kérdés, hogy mekkora a közelítése annak, hogy egy lépcsős ábrát az azonos szórások alapján normáloszlás GAUSS görbéjével helyettesítünk, majd ebből vonunk le következtetéseket. Ez a körülmény felveti a pontosság kérdését. Kérdés, hogy nincs-e egyszerűbb, bár közelítő értékelési mód.

A problémákat az alkalmazás során többször észlelték, és javaslatot tettek a módszer korrekciójára (pl. Fendle-Gimesy-Rozgonyi, 1968)). A problémák pontosabb megközelítése céljából számos eloszlás típust dolgoztak ki. Pl. az Interneten mintegy 140féle eloszlás típus van felsorolva.

Az Eurocode (EC) a beton szilárdsági értékelést jelentősen leegyszerűsítette (de túl nagy szórás esetén ez sem alkalmazható). Az EC szerinti téglaminősítés pedig megelégszik az átlagérték és a legkisebb kísérleti érték magadásával (csináljon belőle az alkalmazó minősítési szilárdságot, ahogy tud.).

A meglévő régi szerkezetek értékelésénél egy sereg



2. ábra: A normál és a háromszögeloszlás sűrűségfüggvénye 0,2 relatív szórásnál

egyéb nehézség is adódik. A terjedelem (a legnagyobb és legkisebb érték különbsége,  $(X_{\max} - X_{\min})$ , és a szórás a régi, kezdetlegesebb gyártástechnológiák miatt jóval nagyobb, mint a ma készülő szerkezeteké. Ezenkívül rendszerint nem lehetséges a szükséges mintadarabszám előállítása. Ezért a mai technológiákra épülő, a tervezett új szerkezetekre kidolgozott EC szerinti értékelések a régi szerkezetek értékelésére nem alkalmasak, a teljesen más kiindulási alapok, más anyagok, és az irreális eredmények miatt.

## 2. A SZILÁRDSÁGÉRTÉKELÉS EGYSZERŰSÍTÉSE

Az előző fejezetben mondtunk egy egyszerűbb eljárás kidolgozására ösztönöztek. Ez az egyszerűbb eljárás lényegében abban áll, hogy a viszonylag komplikáltan számítható hagyományos normáeloszlást egy, a kétszeres szórás határán belüli, olyan, egyszerűen számítható, SIMPSON féle háromszögeloszlással helyettesítjük, melynek szórása megegyezik a tapasztalati szórással. Ezt 0,20 relatív szórás esetére a 2. ábrán mutatjuk be. (A háromszögeloszlás az interneten megtalálható: (Pápay, Statisztika)

Mint látható a 2. ábrán, hogy a közelítés hibája elfogadhatónak tűnik (mintegy 5,0%). Úgy véljük, hogy ez a hiba nem nagyobb, mint amikor Gauss-féle normáeloszlással helyettesítettük a tapasztalati eloszlást.

A háromszögeloszlással nagyon egyszerű dolgozni. A következőkben a közép-re szimmetrikus eloszlást mutatjuk be. (Aszimmetrikus megoldást találhatunk az Interneten, de az alig tér el a szimmetrikustól.) Meghatározzuk a mérési sokaság legkisebb és legnagyobb értékét. Amennyiben a legkisebb érték kisebbre adódik mint a  $0,5 X_{\text{átlag}}$ , vagy a legnagyobb érték nagyobbra adódik, mint az  $1,5 X_{\text{átlag}}$ , akkor minta csonkolást alkalmazunk, vagyis ezeket az értékeket ki kell hagyni a vizsgált sokaságból. (Ennek oka az, hogy ezek az értékek már más sokasághoz tartoznak.) Ezek után számítjuk az  $X_f$  felső és  $X_a$  alsó érték különbségét, azaz az  $R = X_f - X_a$  terjedelmet. A minta szórását az  $S = 0,204 \cdot R$  összefüggés szolgáltatja. A  $X_{\min}$  minősítési érték, azaz az 5%-os küszöb az  $X_{\min} = X_{\text{átlag}} - 1,03 \cdot t \cdot S$  képletből számítható. A STUDENT féle  $t$  tényező értékei  $n$  mintadarabszám esetén a következők (háromszögeloszlásnál 1,03-al kell szorozni):

n	2	5	10	20	30	40 ≥	≥40
t	2,28	2,03	1,79	1,71	1,69	1,64	1,64

A háromszög eloszlásra mondtunkat a 3. ábra szemlélteti:

A minősítési értéket az  $X_{\min} = X_{\text{átlag}} (1 + 0,42 \cdot t) + X_a (0,42 \cdot t)$  összefüggés adja.

Ha elegendően sok ( $\geq 40$ ) mintánk van ( $t = 1,64$ ), jó közelítéssel azt kapjuk, hogy a minősítési érték az  $X_a$  alsó érték kétharmadának, és az  $X_{\text{átlag}}$  érték egyharmadának az összege. vagyis:

$$X_{\min} = 0,67 X_a + 0,33 X_{\text{átlag}}$$

Ha csak kevés (3-5db) mintánk van, akkor a  $t = 2$  érték figyelembevételével ugyancsak jó közelítéssel a minősítési érték az  $X_{\min} = 0,85 \cdot X_a + 0,15 X_{\text{átlag}}$  képletből számítható. Tehát az alsó érték 85%-a, plusz az átlagérték 15 %-ának összege az  $X_{\min}$ .

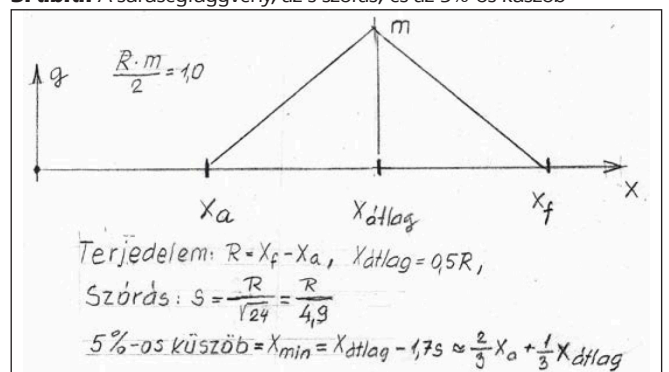
A határértéket az  $X_H = X_{\min} / k$  összefüggés adja, ahol  $k$  a biztonsági tényező. Tájékoztatásul régi szerkezetekre:  $k$  értéke acél és acélszerkezet esetén 1,15, beton és vasbeton esetén 1,25, téglafal esetén 1,60, és faszervezet esetén 2,2 – 2,5 közötti.

## 3. GYAKORLATI SZEMPONTOK

Ha nincs elegendő mintánk, akkor a mintákat sorba rendezve, leszámolással le tudjuk vágni az 5%-os értéknél az eloszlásgörbét. Ez a módszer pontosabb eredményt szolgáltat, mint a tapasztalati eloszlásnak eloszlás függvényvel való közelítése.

Ha a mintában különböző eloszlású sokaság található, és ezért pl. kétpúpú a tapasztalati sűrűségfüggvény, akkor alkalmazhatjuk a rétegzett minták módszerét (Kehi, 2012). (Ilyen eset fordulhat elő pl. téglavizsgálatnál, ha a vizsgált

3. ábra: A sűrűségfüggvény, az s szórás, és az 5%-os küszöb





sokaság kevert. Pl. különböző gyárból származik, vagy ajándék téglaszállítványozás volt.) Ez azt jelenti, hogy a sűrűség függvényt kettő (vagy több) függőleges oszlopra bontjuk, és mindegyiket külön értékeljük. A legkedvezőtlenebb oszlop eredménye lesz a mértékadó.

## HIVATKOZÁSOK

- Bánhidi, L. (2017), „A hibatorvényektől a mérési bizonytalanságig. A hibaszámítás története”, *Mérés és Műszertechnikai Közlemények* 71. (2017)
- Fendle – Gimesy - Rozgonyi. (1968): Szilárdsági vizsgálatok statisztikai értékeléséről. *ÉKME Tudományos közleményei*, Bp.

- Kehi, D. (2012), „Monte Carlo módszerek a statisztikában”, *Statisztikai Szemle*. 90 évf. 6 szám, 521 old.
- Kemény, S. (1974). „Mérési eredmények értékelése matematikai statisztikai módszerekkel”, BME. *Továbbképző Intézet*. Bp.
- Massányi,-Dulácska (2000), „Statikusok Könyve”, *Műszaki Könyvkiadó*, Budapest, (2000).
- Pápay, Zs. : Statisztika. BME HiT, előadás (internet)
- Ujhelyi, J. (1978), „A betonok szilárdsági szórásának és a szilárdság valószínű eloszlásának a vizsgálata”, *Építéstudományi Intézet Kutatási Jelentés* 1978. december
- Windisch, A (1982), „Valószínűségelméleti és matematikai statisztikai alapismeretek”, A „Betonminőség ellenőrzése” c. könyvből. *Szabványkiadó*, Bp.

## SZEMÉLYI HÍREK

### PROF. DR. TECHN. HABIL. BAURAT H.C. BÖLCSKEY ELEMÉR PÉTER 75. SZÜLETÉSNAPJÁRA



Bölcskey Elemér Péter 1947. június 5-én született Budapesten. A szerkezetépítés iránti érdeklődést a szülői házból hozta megával. Építőmérnöki tanulmányait az 1965-1970 években végezte a BME-n. A bécsi Műszaki Egyetemen (TU Wien) 1978-ban szakmérnöki képzettségre tett szert. Dr. techn. fokozatot szintén a TU Wien-en nyert. A mai soproni Nyugatmagyarországi Egyetemen 1988-

ban szerzett további doktori címet. 1995-ben ugyanott habilitált. Ezt a TU Wien 1999-ben nosztrifikálta. Több más tudományos cím mellett a gyakorlati mérnöki tevékenységhez kapcsolódó szakmai elismerésben részesült, így 2007-ben az osztrák szövetségi kancellár által adományozott tiszteletbeli építési tanácsosi rangban.

Mérnöki tevékenysége igen gazdag. E helyen munkája főbb pontjait soroljuk fel. 1972-ig Budapesten dolgozott mélyépítési tervezésben. 1972-73-ban a bécsi Ostrowski magasépítési cég mérnöke volt, 1973-79-ig a Lukele tervező irodában projektvezető. Ezalatt 1973-75-ig közreműködött a bécsi és alsó-ausztriai körzet nagylétesítményei szerkezeti ellenőrzésében. 1976-tól önálló projektvezető jelentős építményeknél. közöttük volt pl. a bécsi munkáskamara és az általános kórház épületeinek bővítése, ill. rekonstrukciója. 1979 évi tevékenysége volt a schönbrunni állatkert madárpavilonja újjáépítése, a mariazeili drótkötélpályaoszlopok alapjai, több ipari és magasépítési szerkezet felújítási terve. További tervezések: Irodaházak és ipari csarnokok modernizálása, a TU Wien laboratóriumi épületei átépítése, a bécsi újhelyi bírósági épület felújítása és bővítése. Kutató és szakértői munka a tartószerkezeti tervezés terén: Fa-beton öszvérszerkezetek ékelési rendszerei. Faanyagú épületszerkezetek tervezési eljárásai (az osztrák épületkarbantartó szövetséggel együttműködve). Épületfizikai és alkalmazott építőanyag-kutatásai közül a betonjavítási módszerek kidolgozását említjük meg. Nagy élelmiszer-üzletlánc épületei, mélygarázsok Bécsben és környékén, felsőausztriai mezőgazdasági silók, St. Pölten-i harangtorony, a bécsi Collegium Hungaricum hegesztett acél kupolája rekonstrukciója, északausztriai támfalak, templomok felülvizsgálata, rekonstrukciója, varsói üzletközpont és irodaház felújítási terve sorakoznak munkái közé.

Oktatási munkája is sokrétű. a TU Wien-en. 1979-től tanársegéd, 1985-től adjunktus. Az Anyagismereti és Anyagvizsgáló Intézetben. 1984-től megbízást kapott előadásokra és gyakorlatokra Építőanyagokból. 1991-től docens az Építőanyagok, épületfizika és tűzvédelem intézetben. Előadásokat tartott több más egyetemen (Dortmund, Weimar, Budapest, Sopron, Pozsony, St. Pölten stb.) 1999-től rendkívüli egyetemi tanár a TU Wien-en, a magasépítési és építéstechnológiai Intézetben, az építőanyag kutatási, anyagvizsgáló és tűzvédelmi laboratórium vezetője lett. Tanított más felsőoktatási intézetekben így Kremsben előadott az építéstechnika, újjáépítés és városfelújítási témakörben, 1991-től vezetett kollégiumot vendég professzorként. A New Design University Műszaki Karán. 2008 nyarától színpad- és zsinórpadlás- építés mechanikája studiumokat vezetett, továbbá oktatta a statika, valamint vasbeton-, acél-, faépítmények, valamint városrendezés, műemlék-szerkezetek és alkalmazott matematika és mechanika tárgyakat. 127 publikációja jelent meg. Ezek szakterületei: betonjavítás és alkalmazás, tartószerkezeti tervezés (vasbeton és fa tartószerkezetek), épületfizika, tűzvédelem – mérnöki módszerek, anyagvizsgálat, műemlékvédelem. A felsorolás teljességre, részletes magyarázatra nem törekedhetett. A leírtakból kiténik azonban, hogy a most 70. évét betöltő kollégánk az építőanyagok – főként a betonok – és a mérnöki létesítmények – legnagyobb részben vasbeton szerkezetek – terén igen széles körű gyakorlati munkát végzett. Tudományos munkája az építés és a fenntartás jó minőségét és gazdaságosságát szolgálta. Ugyanezt mondhatjuk el a bécsi műszaki egyetemen és más intézményekben végzett oktató munkájáról is.

Szívesen írtuk le, hogy Bölcskey Elemér Péter professzor milyen értékes szolgálatot tett nyugati szomszédainknak. Úgy érezzük, mindezek alapjainak a közvélemény elismeréssel adózik, azaz az iskoláknak, nem utolsósorban a Budapesti Műszaki Egyetemnek, és az ünnepelt magyarországi gyökereinek, ahonnan tudása és munkaszeretete eredt. Külön öröm számunkra a hazai kollégákhoz, intézményekhez, köztük a **fib** Magyar Tagozatához fűződő – számunkra értékes – kapcsolata. Az ünnepi alkalomból jó egészséget, kellemes, hasznos időtöltést, magánéletében sok örömet kívánunk.

Balázs L. György

## ZSIGMONDI ANDRÁS 75. SZÜLETÉSNAPJÁRA



Zsigmondi András 1947-ben született, és 1970-ben szerzett építőmérnöki oklevelet. Szerencsés időszakban kezdett dolgozni a Hidépítő Vállaltnál. Első munkahelye makói hidépítés volt, majd ezt követte Kunszentmárton, ahol a kezdetek során szerzhetett tapasztalatokat az akkor nálunk új, szabadon szerelt hídszerkezet építésénél. 1975-től már építésvezetőként irányította több szabadon szerelt feszített

közúti híd építését így a köröstarcsai, körösladányi és dobozi Körös-hidak építését. Tapasztalatai predesztinálták arra, hogy ő irányítsa a Marx téri (Nyugati téri) felüljáró közismert alakhibái kijavítását.

1981-től irányította a budapesti É-D Metró III. szakaszának építését. 1988 és 1992 között a Technológiai Főmérnökség vezetőjeként a speciális mélyépítési eljárások alkalmazását vezette be. Ezek közé tartozott a kéregpakettes metróépítés, a lőttbetonos és cölöpfalas munkatér-elhatárolás, a résfalazás és a különleges feszítési munkák. Ebben az időszakban került sor, az általa irányított munkákon a folyamatos cölöpkészítés (CFA), jet-grouting, keskeny résfalépítési és vízzáró agyag résfalazási eljárások bevezetésére Magyarországon.

1992-től 2008-ig általános vezérigazgató-helyettesként irányította az akkor már nagymúltú és kiterjedt tevékenységet folytató vállalat termelését, innovációs, és műszaki fejlesztési aktivitását. A számos érdekes munka közül említést érdemel a szakaszos előretolással végzett hidépítés magyarországi bevezetése, amelynek kiemelkedő létesítménye a 2001-ben átadott, 1400 m hosszú vasúti völgyhíd megépítése Nagyrákosnál. Boszniában az IFOR részére helyreállított vasúti hidak és a mostari ideiglenes gyaloghíd, a csepeli ivóvíztisztító mű, a délpesti szennyvíztisztító építése, a Lehel téri piac és a Népliget autóbusz-pályaudvar építése, a pločei kikötő (Horvátország) rekonstrukciós munkái, a Kőröshegyi völgyhíd, a dunajvárosi Pentele híd, a függesztett-feszített (extradosed) technológia első magyarországi alkalmazása,

a 4-es metró építése mind jelentős mértékben az ő vezetői munkáját dicséri.

Munkája során több szolgálati szabadalom társszerzője volt. Tagja a KTE-nek és a *fib* Magyar Tagozatának. Előadásokat tartott a hídmérnöki konferenciákon, publikációi jelentek meg a Mélyépítéstudományi Szemlében a hidépítés, a kéreg alatti metróépítés, a talajszilárdítás és más mérnöki munkák témakörében. Hazai és külföldi konferenciákon ismertette tapasztalatait.

Nyugdíjazása után, indította saját vállalkozását. Szakmai tevékenysége széles spektrumon mozog, elsősorban nagyprojektek változás kezelése, a műszaki-jogi tanácsadás, szakvélemények, szerződés-menedzselés. Az utóbbi időszak kiemelkedő tevékenysége a Margit híd felújításának mérnöklebonyolítói felügyelete. Szerződésmenedzseri változás kezelői tevékenységről rendszeresen tart előadást. Oktatóként tevékenykedik a Beruházáslebonyolító mesteriskola (MMK), Kockázatkezelés és követeléskezelés gyakorlata (BME MTI), FMV és ME képzésekben ((BME MTI). Szakmai anyagok, segédletek összeállítása MMK és ÉVOSZ részére.

Szakmai kitüntetései Széchenyi-plakett, Lampl Hugó-díj, Vinci Innovation Price – francia céges, Lechner Ödön-díj, Magyar Innovációs Nagydíj – Kőröshegyi völgyhíd, Miniszteri Elismerő Oklevél, Alagútépítésért Emlékérem, Tierney Clark-díj, Massányi Károly-díj, Miniszteri Elismerő Oklevél.

A Mérnöki Kamara építési tagozat elnökségében tevékenyen részt vesz. Az utóbbi években a Mérnök Újságban és Közbeszerzési Értesítőben jelennek meg írásai, amelyek a tisztességes szerződéses feltételek egy-egy elemét teszik vizsgálat tárgyává, ahogy szokta emlegetni a „Szerződés Szentségének helyreállítása” a célja.

Zsigmondi András mindezt úgy érte el, hogy rendszeresen képezte magát. Vasbetonépítési szakmérnöki oklevelet szerzett a BME-n 1984-ben, szakmai továbbképzésben vett részt többek között Finnországban és két alkalommal Japánban. Tagtársunknak kívánunk nyugdíjasan is fiatalos lendülettel végzett munkájához jó egészséget, sok örömet magánéletében.

*V. J.*

## FÖLDI ANDRÁS 80. SZÜLETÉSNAJÁRA



Földi András Budapesten született 1942. július 8-án. Szakmáját a Budapesti Geodéziai és Térképészeti Vállalat technikusaként kezdte, 1960-65 között, majd 1965-től az Uvaterv dolgozója. Időközben elvégzi a Műegyetem építőmérnöki karát, és 1969-ben diplomát szerez. Végig járja az Uvaterv ranglétráját, tervezőmérnök, majd irányítótervező, később osztályvezető, majd az 1996-os kiválásig irodaigazgató helyettes. Az MSc Kft. alapító tagja, 2015-ig ügyvezető igazgatója. 1978-ban acélszerkezeti szakmérnöki diplomát szerez. Fő szakterületei az acél és vasbeton szerkezetű közúti hidak, vasúti hidak, ipari létesítmények, hírközlési tornyok és szerkezetek tervezése, statikai felülvizsgálata, korszerűsítése, átalakítása és tervezői művezetése. Legjelentősebb saját tervezésű munkái a pécsi közúti felüljáró monolit vasbeton szakasza, szolnoki Rékasi- és Kolozsvári úti felüljárók állványai, a budapesti, szentesi, kabhegyi TV-tornyok, Lakihegyi, marcali Petőfi KH antennatornyok, Budapesti Egységes Rádiótelefon Hálózat központi Száva utcai tornya, kelenföldi, újpesti, kispesti és dorogi kikötött acélszerkezetű erőmű kémények.

Az Uvaterv osztályvezetőjeként irányította többek között

az Erzsébet-, Szabadság-, és Lánchíd felújítását, a Bajai Duna-híd szélesítését, a Déli összekötő vasúti Duna-híd III. szerkezet engedélyezési és tendertervének készítését. Az MSc Kft. az ő ügyvezetősége alatt készítette el többek között a Szekszárdi Sió-, a Simontornyai Sió-, a Kunszentmártoni Körös-, a Zalaegerszegi Zala-, és az Újpesti Duna- vasúti hidak terveit, a Ferdinánd híd átépítési terveit, a szegedi-, és szolnoki Tisza-hidak, az Árpád híd, a Szabadság híd, a Margit híd a Lánchíd felújítási terveit, a Kispesti kémény-, a BM/ORFK Hármashatárhegyi, Galyatetői és Kabhegyi tornyainak rekonstrukciós terveit. Tagja a Magyar Mérnöki Kamarának, a **fib** magyar tagozatának. 2007. és 2013. között elnökségi tagja a MAGÉSZ Magyar Acélszerkezeti Szövetségének. 2003. és 2011. között elnöke a KTE Mérnöki Szerkezetek Szakosztályának. A Jáky díj és a Széchenyi emléklaplett tulajdonosa, a KTE örökös tagja. 2015-ben megkapta a MMK Tartószerkezeti Életműdíját. Aktív résztvevője a szerkezetépítési közéletnek, számos szakmai ankét szervezője. Ezek közül is kiemelkedik az Erzsébet híd Centenáriumával kapcsolatos tudományos ülés-sorozat és kiállítás megszervezése. Tisztelettel köszöntjük 75. születésnapja alkalmából.

D. Gy.

## DR. TÓTH ERNŐ 85. SZÜLETÉSNAJÁRA



Dr. Tóth Ernő 1937. június 28-án született. A Székesfehérvári Közúti Igazgatóságon majd a Közlekedési Minisztériumban és háttérintézményeinél töltött aktív évtizedek után, 1998-ban, mint a Hídosztály vezetője ment nyugdíjba, de azóta is folyamatosan dolgozik. Az utóbbi években is intenzíven foglalkozott könyvírással, illetve szerkesztéssel. 2007-ben kollégáival együtt írta „Hídjaink a római örökségtől a mai óriásokig” című könyvet, melyet később német és angol nyelven is kiadtak. Ezt követően folytatta a megyei hídkönyvek sorozatát. 2016-ban a Szabolcs-Szatmár-Bereg megyével megjelent az utolsó, 19. megye hídtörténeti monográfiája is. 2009-ben, az 50. hídmérnöki konferenciára elkészítette az 1962 óta tartott konferenciákról szóló könyvet, továbbá a „Duna-hídjaink” c. kötetet. Ebben nemcsak az egyes hidak története található, hanem különböző érdekességek, minden eddiginél bővebb életrajzi gyűjtemény és irodalomjegyzék is. Részt vett a „Duna-hidak a Fekete-erdőtől a Fekete-tengerig” c. könyv készítésében, melyben – a többi könyvhöz hasonlóan - Gyukics Péter fotói mutatják be a hidakat. Kezdeményezésére dr. Balázs György professzorral és Borosnyói Adorjánál monumentális könyvsorozatottak állítottak össze az építőmérnökökről és munkásságukról, ebben a sorozatban négy kötet is elkészült (1943 és 1966 között végzett mérnökökről). 2011-ben dr. Seregi György Margit hídról írt könyvét lektorálta.

Az életrajzi és hídtörténeti kutatásain kívül nem

felejtkezhetünk meg a fenntartás és üzemeltetés elvi alapjainak és gyakorlati végzésének összefoglalására írt szakmérnöki jegyzetéről, a számos továbbképzési írásairól. Mérnöki Kézikönyvet állított össze és kiemelten foglalkozott a megfelelőségi értékeléssel az útügy (1979) és a hídügy (1990) terén, a hidak számszerű értékelésével (1991), hidak teherbírásának meghatározásaival (dinamikus hídvizsgálat, terhelés törésig, hidak tönkremenetel utáni boncolása, boltozatok teherbírásának megállapítása) foglalkozó segédlet kiadásával, hálózati szintű hídgazdálkodási program kidolgozásával.

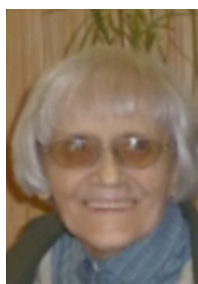
Napjainkban is fáradhatatlanul dolgozik, legutóbbi írásai Lánchíd füzetek 28. kötetében „Dr. Korányi Imre A vasúti hídépítés kiemelkedő alakja” című könyvben, a 30. kötetben „Közúti és vasúti hidász almanach 2011 – 2021” olvasható. 2022-ben jelent meg korábbi nagyobb gyűjtőmunkájának szemelvény kötet a „99 HÍD VERS” címmel.

Munkásságát 2022-ben a fib Palotás díjjal jutalmazta, a MAÚT-tól Aranymérföldő Plakettet, a Hidászokért Egyesülettől pedig Clark Ádám Életműdíjat vehetett át. Pályafutásáról a Vasbetonépítés 2022/1 számában hosszabban beszámolt.

Napjainkban is fáradhatatlanul dolgozik, igyekszik könyveit és írásait rendezni, tapasztalatait, javaslatait áttekinthető, használható állapotban ráhagyni az utókorra. Gratulálunk az eddigi tevékenységéhez további munkájához jó egészséget kívánunk.

V. J.

## KIRÁLYFÖLDI LAJOSNÉ 90. SZÜLETÉSNAAPJÁRA



Királyföldi Lajosné Sárosi Antóniát népszerűsége folytán szakmai körökben Toncsi néven emlegetik. Az elmúlt több mint hat évtized kiváló szerkesztőként elismerten vonult be a magyar hidépítés történetébe. Eddigi gazdag életpályáját nehéz e hasábokon összefoglalni. A következő ismertetés fő forrása az ünnepeelt egyedülálló kalligráfiájával papírra vetett írása. Sokféle viszontagsággal

átszótt életútja tartós szakmai szakaszának kezdetén, 1950 nyarán másoló rajzolónak vették fel az ÁMTI Hídirodájára. Szorgalmával, munkája hasznával már akkor kitűnt. Rövidesen szerkesztési feladatokat kapott. Az 50-es években vasúti és közúti kishidak terveit készítette. Több nagy híd művezetői munkáit látta el. 1961-ben, a BME-n, esti tagozaton mérnöki oklevelet nyert. Szakmérnöki oklevelét 1974-ben szerezte. A MÁV megbízásából a dél-budai háromvágányos pálya tíz felsőpályás, gerinclemezes acélhidjának előregyártott vasbeton teknőlemezekre cseréjét tervezte meg. A közúti kishidak felszerkeztéséhez gyakran használta a Metrober FT jelű 8-12 m hosszú előregyártott előfeszített tartóit, vagyis számításában már itt is szerepelt a kereszteloszlási ábra és a feszített gerenda igénybevételeinek feszítéskor, szereléskor és végleges állapotban való kimutatása. 1960-ban már megbízás alapján foglalkozott a Hídiroda az Erzsébet híddal, és a fiatal kolléganő is kapott részfeladatokat. 1961-ben az Útiroda egyik mérnök kért tőle szerkezeti megoldásokat és az ismertetést másnap délelőtt megkapta, egy 5 m nyílású patakhídról, amin 28 m koronaszélességű út fog haladni 10 m magas töltésen. A keresztelés ferde volt. Valóban szokatlan feladat. A már befutott, nagy tapasztalattal rendelkező mérnökök is szívesen dolgoztak az M7 Budapest és Zamárdi közötti 160 híd nevezetesebb darabjain. Toncsi szakadatlanul rajzolt a felüljárókhöz elrendezési tervet: mind a 2x3, mind a 2x2 nyomú pályára. Tényleges kiviteli tervet 12 nagyobb hídra készített. Az M7 autópálya 2x3 nyomú szakaszán beton útburkolat készült. Emiatt főleg monolit aluljáró-hidak állványának hosszú ideig állnia kellett, hogy biztosítsa a mozgási lehetőséget az építési forgalomnak. Ez a körülmény is sürgősen igényelte az előregyártást. Az M1 autópálya Tatbánya-Győr szakaszának tervezésére 1970-ben kapott megbízást az Uvaterv. A 2x2 sávós pálya is két ütemben épült, de hengerelt aszfaltburkolattal. A feladat az M7 építésénél gyűjtött tapasztalatok birtokában, továbbá a Kisalföld terep- és talajviszonyai között szinte kellemes volt. Az adatszolgáltatás szerint szükséges 30 híd nagy részét jól lehetett tipizálni. A várható geometriai nehézségek a két vasúti kereszteléssel nehezített közúti csomópontok és a Concó-völgyhíd miatt jelentek meg.

Az előzetes tervek alapján a kisnyílású, többtámaszú, vasbeton lemezhidak jelentek meg, főleg síkalapozású támaszokon. Viszont közismert volt, hogy rövid időn belül megindul a feszített vasbeton híderendák sorozatgyártása, ami megkívánhatja a menet közbeni átállást. Az 1972-ben megjelent tartókat az előterv szerinti alépitményekre rá lehetett építeni. Az EHGE rendszerű, 10-22 m hosszú gerendák a BVM hirdi telepén készültek építeni. Közben az M0 autópálya épülő I. és II. szakasza (az M1 és M5 közötti 20 km) volt nagyon érdekes és fontos feladat.

1976-tól részt vett az M0 autópálya tanulmányterveinek kidolgozásában. Elkészítette a környéknek az M1 autópálya és Budatétény közötti szakaszán épülő hidak engedélyezési terveit, a Budatétény és az M5 autópálya közötti kisebb hidak kiviteli terveit is. Részt vett az M5 – M0 keresztelési műtárgy tervezésében.

1994-től a Civilplan tervező irodában dolgozott. A 86. sz. út vasút feletti, valamint az Ikva patakon át vezető hidjának tervét készítette el. A 86. sz. út ajánlati tervéhez 500 m hosszú alagutat tervezett a Fertő-tó közelébe. A 10. sz. út ajánlati tervéhez Pilisszék közelébe ugyancsak 500 m hosszban tervezett alagutat.

A 8. sz. főközlekedési út felett, Veszprém közelében V-lábú híd épült Királyföldi Lajosné tervei alapján. Az Utiber hidépítési tanácsadója volt hosszú időn át.

Mindezek mellett számtalan mérnöki létesítmény tervezésében vett részt. Kiváló szakemberek tudását vette át, és továbbította fiatalabb munkatársainak. Szinte szükségszerű volt, hogy az elméleti tudással is felvértezett gyakorlati munkában mestertervező átadja tapasztalatait a mérnöki pályára készülő friss nemzedéknek. A KTMF és a BME hallgatóinak jelentős része neki, gyakorlatvezetőjének köszönhette a gyakorlati tervezés megismerését. Biztos sikere volt annak a végző hallgatónak, akinek diplomatervezési munkáját ő irányította. Ha bírálói felkérést kapott, szigorú volt a műszaki korrektség elvárásában, de megértő a kezdő pályatárs bizonytalanságaiban. Mindig, mindenütt, mindenkinek kész volt segíteni. Másfél évtizeden át vett részt a BME angol nyelvű oktatási munkájában. Kiválóan illesztette a tanítást a világ számos részéből érkező diákok előtanulmányához, hogy tudásukat a lehető legmagasabb szintre emelje.

Sokszorosan megérdemelte az elismerést, amellyel a BME c. egyetemi docensi kinevezésben részesítette. Tapasztalatait nagyszámú szakcikk útján is közzétette. Rendkívül hasznosak főiskolai és egyetemi jegyzetei, mintatervei és számításai. Hazai és nemzetközi szakmai fórumokon is átadta tudását hallgatóságának.

Királyföldi Lajosné munkáján kívül puritánsága, példamutató humánus egyénisége jellemzi. Ennek egyik jele a munkájával szerzett jogvedelméből létrehozott Scientia et Conscientia alapítvány egyetemi hallgatók számára. Szakmai társadalmi szervezeteknek nyújtott anyagi és szellemi segítsége további példája önzetlenségének. A *fib* Magyar Tagozata és jogelődje lelkes híve volt, és munkánkat ma is követi lehetőségei szerint

Királyföldi Lajosné hatalmas empátiáját mutatja, hogy saját, sokszor nehézségekkel, balesettel, betegséggel sújtott helyzetén felülemelkedve mindig segít, ahol segíteni tud, szolgálja a hivatását és nemzetét. Műszaki tudása mellett sokszorosan kamatoztatta széles irodalmi, történelmi művészeti ismereteit, és mindennek feletti emberségét.

A *fib* MT e jubileum alkalmából tisztelettel és köszönettel kíván egészséges, nyugodt életet szép természeti, jó emberi környezetben, hozzátartozói, barátai, munkatársai és mindannyiunk örömeire.

Vörös József

## BÚCSÚ WELLNER PÉTERTŐL (1933-2022)



Wellner Péter kollégánk 1933-ban Kolozsvárott született. Iskoláit azonban már Budapesten végezte. 1952-ben a Kölcsey Ferenc gimnáziumban kitűnő eredménnyel érettségizett. Mérnöki diplomáját 1957-ben szerezte meg. Szakmai gyakorlatát 1957-ben az UVATERV Hídirodáján kezdte. Itt már számos kis híd tervezésében vett részt.

Rövidesen szerepet vállalt a szolnoki Tisza-híd, majd a budapesti Erzsébet híd acélszerkezeti részleteinek tervezési munkáiban. A rácsos acélszerkezetű kisari Tisza-hídnál már, mint tervező szerepelt.

1963-ban kezdődött az M7 autópálya tervezése, mely keretében több aluljáró tervezését is végezte. További szakmai pályáját alapvetően az határozta meg, hogy 1967-től Reviczky János, az UVATERV szakosztályvezetője meghívására részt vett a nagynyílású feszített vasbeton hidak tervezésében. Ekkor tervezték az első, előregyártott elemekből szabadon szerelt feszített vasbeton hidat, a 72 m középső nyílású kunszentmártoni Hármaskörös hidat. Amikor ezt a hidat elkezdték építeni, a Hídépítő Vállalathoz került. Feladata a hídépítés gyorsítási technológiájának a megtervezése volt. A feladat sikeresen teljesült, ennek okát abban látjuk, hogy a Wellner Péter által a kivitelezőnél megszervezett tervező csoport magával a kivitelező egységgel folyamatosan együtt dolgozott. Minden további hídépítésnél ezt a gyakorlatot igyekezett folytatni, nevezetesen, hogy a nagy hidaknál a szerkezeti és a technológiai tervezés egy időben, szerencsés esetben egy vállalatnál történjék.

A sikeres kezdet után sorra készítette a Hídépítő Rt.-nél a szakaszos előretolással épített hídszerkezetek technológiai terveit. Az új vasbeton szerkezetek építése mellett részt vett néhány régi vasbeton hídszerkezet bontási terveinek elkészítésében is. Ilyen volt például a kaposvári „Donner” felüljáró, vagy a debreceni Homokkerti felüljáró meglévő lehajtó ágának bontási technológiai tervezése, majd az új feszített vasbeton híd tervezése.

Pályafutása során nemcsak a nagyobb feladatok, hanem több kisebb közúti és vasúti híd felújításának, valamint lakóépület szerkezeteinek vasbeton tervezése is a nevéhez fűződik.

Korszakalkotó munkája, melyet felelős tervezőként készített, az 1400 méter hosszú nagyrákosi vasúti völgyhíd volt. A fib Magyar tagozata ezt a tervezői tevékenységét 2000-ben Palotás László-díjjal jutalmazta, amely díjat annak megalapítása után legelsőként vehetett át.

Szakmai cikkeinek egy része külföldi szaklapokban is megjelent. A Hídépítő Zrt. későbbi nagy hídépítési munkáinak tervezésében már vezető tervezőként vett részt (Köröshegyi völgyhíd, M0 Megyeri Duna-híd). Társszerzőként működött közre a „Hídépítés” c. középiskolai tankönyv elkészítésében.

További jelentősebb munkái:

- a szabadbetonozásos technológia hazai bevezetése francia licenz felhasználásával (győri Mosoni-Duna híd),
- a feszített vasbeton hidak szakaszos előretolások technológiájának kidolgozása és ennek alkalmazása, első esetben a Berettyóújfalui melletti Berettyó-hídnál,
- az M5 autópálya bevezető szakaszán a ferencvárosi pályaudvar és a katonai főiskola felett egymás mellett két, 370 m hosszú híd,
- a köröshegyi völgyhíd az M7 autópályán, mely szabad betonozással és szabad szereléssel készült el 2007-ben.

Tervező társaival is szakmai sikereket ért el országos tervpályázatokon. Szakmai tevékenységét számos díjjal és oklevéllel ismerték el. A legjelentősebbek: Állami díj 1978-ban, Palotás László-díj 2000-ben, Innovációs Nagydíj, Építőipari Nívódíjak, Arany Mérföldkő díj 2003-ban, Építőipari Mesterdíj 2007-ben.

Aktív tevékenységét 50 évnyi munka után, 2007 decemberében, a Hídépítő Zrt. műszaki osztályának vezetőjeként fejezte be.

Nyugdíjba vonulását követően is szoros kapcsolatban maradt a hídépítők nagy családjával. Sok rendezvényen, szakmai előadáson és egyéb munkaalkalmakkor volt lehetőségünk vele találkozni és a szakmai tanácsát kikérni. 2015-ben a Hídépítők Egyesülete az egyébként az általa alapított „Életműdíj” kitüntetésben részesítette.

2022. december 5-én helyezték örök nyugalomra a Farkasréti temetőben.

Nyugodjék békében!

*Magyar János*

# fib BULLETIN 96

## TITLE: GUIDELINES FOR SUBMERGED FLOATING TUBE BRIDGES.

Year: 2020  
Pages: 119  
Format approx. DIN A4 (210x297 mm)  
ISBN: 978-2-88394-143-4

### Abstract:

This bulletin is a guidelines document for “Submerged Floating Tube Bridges”, that represents an innovation in Marine Concrete Structures. This theme is considered important for Commission 1 since in the future several applications are forecast in marine environments.

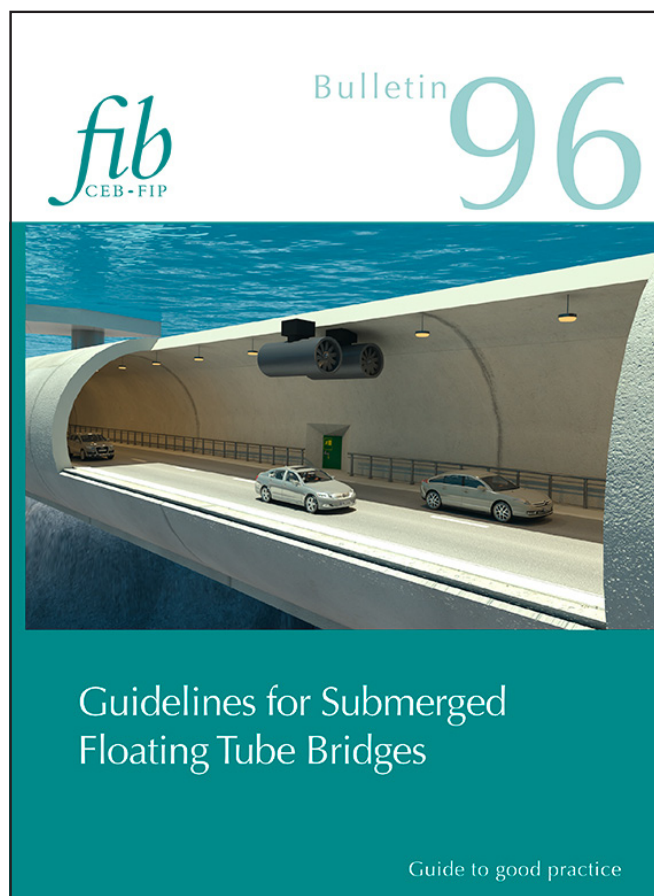
Submerged Floating Tube Bridges are a solution that can be proposed to solve different problems in passing water constrains as lakes and fiords, reducing the impact and allowing several economic advantages.

The guidelines certainly will boost the application of Submerged Floating Tube Bridges since the document is useful not only for designers but also for construction companies, owners and public administrations.

As guidelines, the bulletin gives wide information on the design, construction and management of these structures, allowing all the users to be confident in promoting the use of Submerged Floating Tube Bridges.

As Commission 1 Chair, I'm very grateful to Arianna Minoretti and to all members of WP 1.2.2 “Submerged Floating Tube Bridges”, for having produced this document that I consider very interesting not only for the fib members but also for the concrete community.

Alberto Meda  
Chair of Commission 1 Concrete Structures



# fib BULLETIN 97

## TITLE: EXTERNAL TENDONS FOR BRIDGES.

Year: 2020  
Pages: 108  
Format approx. DIN A4 (210x297 mm)  
ISBN: 978-2-88394-145-8

### Abstract:

The concept of post-tensioning has been recognized for over a century. Interestingly, early developments started with external tendons, but failed to be recognized as a major construction technique for two main reasons:

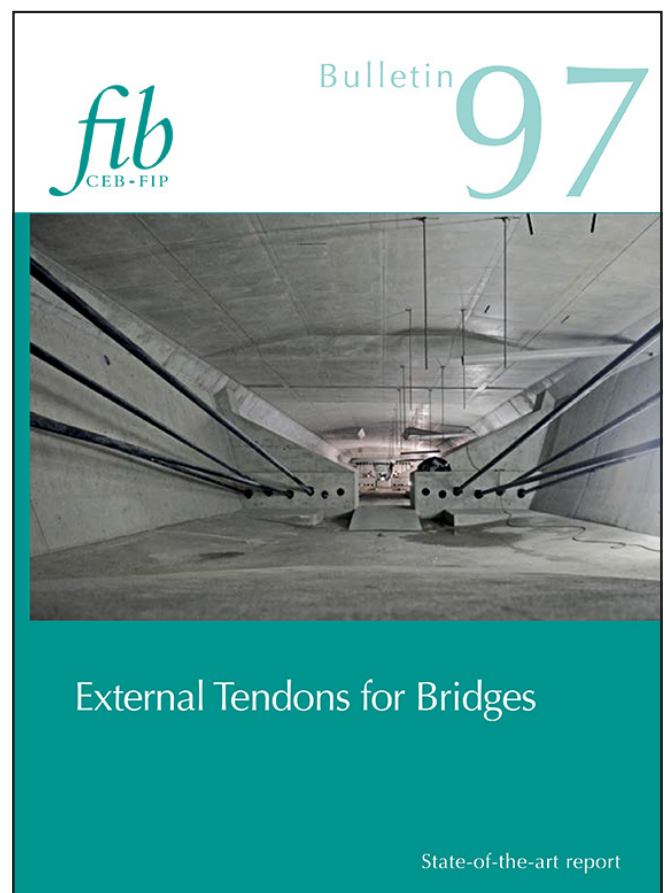
- Low tensile performance of early steels in combination with a poor knowledge of concrete creep and shrinkage properties,
- Lack of a durable corrosion protection.

With the technological progress, external tendons became increasingly popular in the 1980's, as a post-tensioning method enabling inspection and, if necessary, replacement of tendons without demolition of structural members. Towards the end of the last century, more than 50 bridges have been built with external tendons, first in France and soon gaining traction in other countries.

FIP published a state-of-the-art report in May 1996 to provide a review of the application of external tendons, describing specific material problems and methods for dealing with them. 25 years have passed and, while the engineering principles covered by the FIP report remain unchanged, the context has evolved:

- External tendons and construction methods have kept evolving with better materials, ever longer spans, and tighter schedules.
- Normalization frame in Europe changed,
- Severe durability issues have occurred in some countries from which the industry can extract good knowledge of the causes and how to avoid similar problems in the future.

This new fib bulletin has been prepared with the aim to reflect the current state of the art and encompass the knowledge amassed in the last quarter of century with chapters covering from the design and approval of systems and materials to installation, quality control and monitoring. The last chapter is a compilation of structures worldwide covering all sorts of materials, typologies and construction methods, which might be a source of inspiration for owners and designers alike.

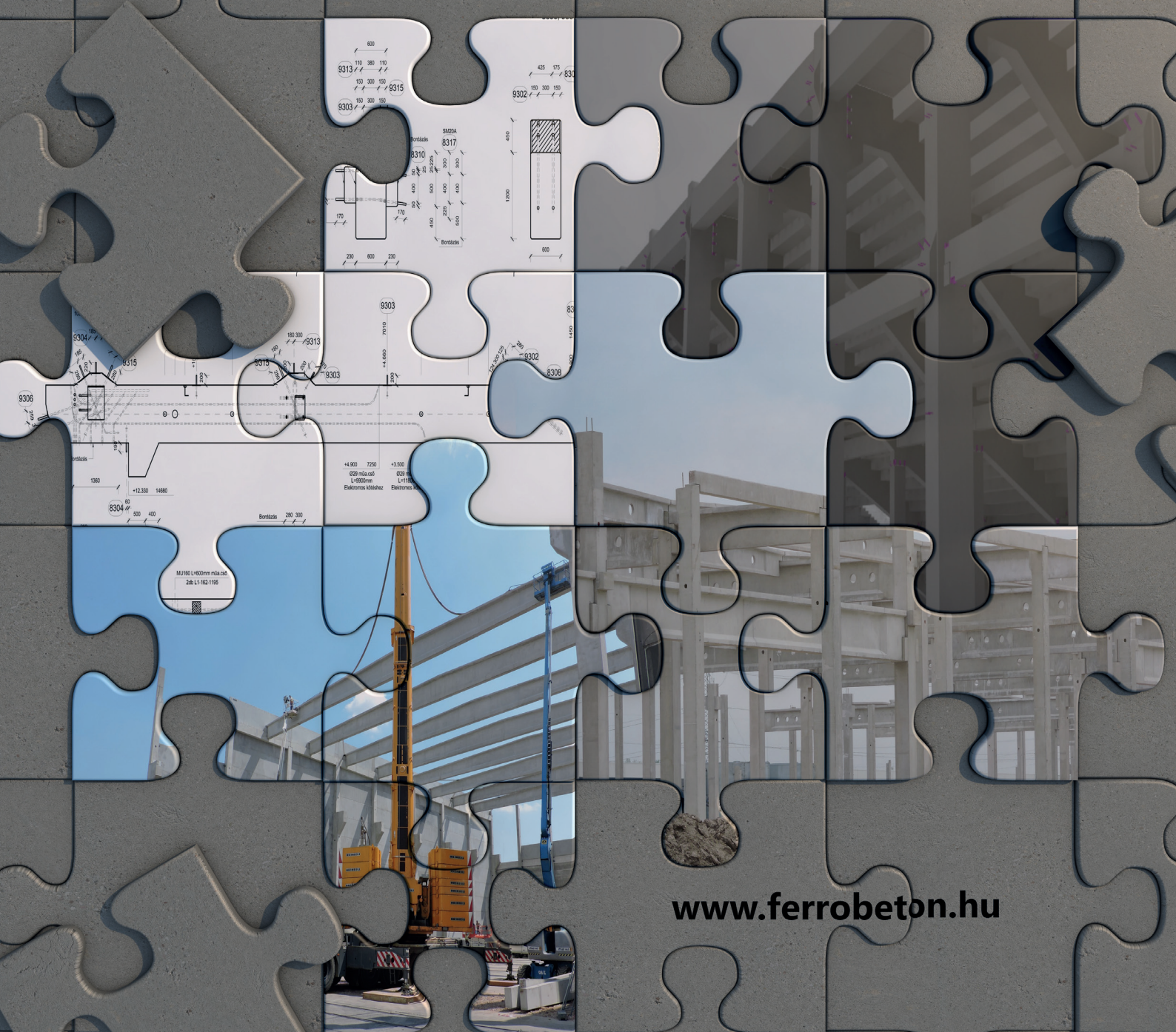




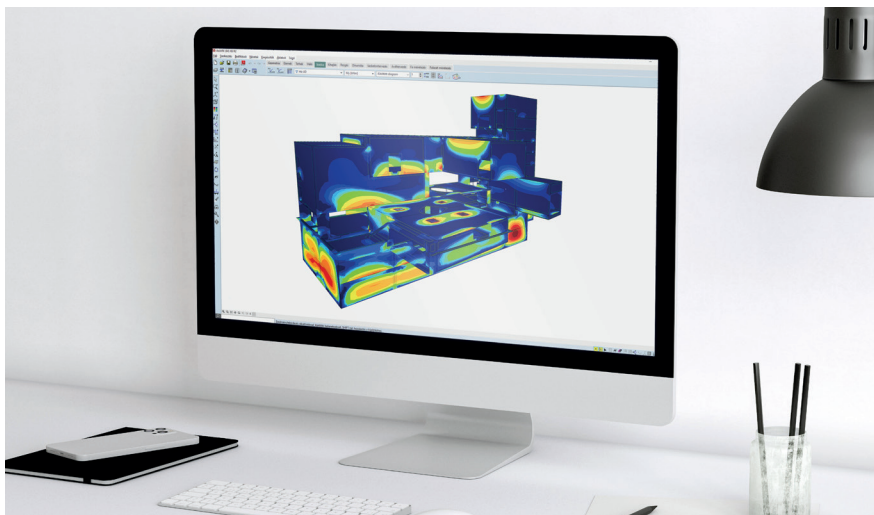
# FERROBETON

A CRH COMPANY

## beton biztos alapokon



[www.ferrobeton.hu](http://www.ferrobeton.hu)



fotó: MOL Campus, Dernovics Tamás/magyarepitok.hu | Néprajzi Múzeum, Palkó György/LIGET BUDAPEST



# Teljeskörű vasbetontervezés

- Falak és lemezek vasalásának számítása
- Oszlop- és gerendavasalás
- Lemezek átszűrődási és nyírési méretezése
- Pont- és sávalap méretezés, geotechnikai ellenőrzés
- Vasbeton falak és falmagok méretezése összetett igénybevételekre
- Vasbeton keresztmetszet feszültséganalízise
- Vasbeton gerendák és oszlopok tűzállósági méretezése
- Vasbeton lemezek és falak tűzállósági méretezése
- Utófeszített rúd- és felületszerkezetek modellezése
- Parametrikus tervezés támogatása (Rhino-Grasshopper, Revit-Dynamo)