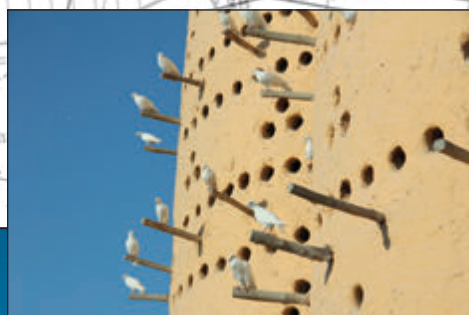


# VASBETONÉPÍTÉS

CONCRETE STRUCTURES

JOURNAL OF THE HUNGARIAN GROUP OF *fib*

Dr. Almási József – Dr. Oláh M. Zoltán –  
Nemes Bálint – Petik Árpád – Petik Csaba

## **A SOPRONI TŰZTORONY HELYREÁLLÍTÁSÁNAK BEMUTATÁSA - 2.**

90

## **BETONTECHNÓLÓGUS SZAKIRÁNYÚ TOVÁBBKÉPZÉS**

104

Nagy Réka Anna – Dr. Borosnyói Adorján  
– Dr. Kovács Tamás

## **FESZÜLTSEGELOSZTLÁS MODELLEZÉSE FIATAL BETONBAN**

105

## **SZEMÉLYI HÍREK Becze János 65 éves Wellner Péter 80 éves**

112

# 2013/4

XV. évfolyam, 4. szám



# SPECIÁLTERV

tervezés | design  
tanácsadás | consultancies  
szakértés | expertising

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



# VASBETONÉPÍTÉS

műszaki folyóirat  
a **fib** Magyar Tagozat lapja

## CONCRETE STRUCTURES

Journal of the Hungarian Group of **fib**

### Főszerkesztő:

Dr. Balázs L. György

### Szerkesztő:

Dr. Träger Herbert

### Szerkesztőbizottság:

Beluzsár János

Dr. Bódi István

Csányi László

Dr. Csíki Béla

Dr. Erdélyi Attila

Dr. Farkas György

Kolozsi Gyula

Dr. Kovács Károly

Lakatos Ervin

Madaras Botond

Mátyássy László

Polgár László

Telekiné Királyföldi Antonia

Dr. Tóth László

Vörös József

Wellner Péter

### Lektorai testület:

Dr. Deák György<sup>1</sup>

Dr. Dulácska Endre

Dr. Janzó József

Királyföldi Lajosné

Dr. Knébel Jenő

Dr. Lenkei Péter

Dr. Loykó Miklós

Dr. Madaras Gábor

Dr. Orosz Árpád

Dr. Szalai Kálmán

Dr. Tassi Géza

Dr. Tóth Ernő

(Kéziratok lektorálására más kollégák is felkérést kaphatnak.)

Alapító: a **fib** Magyar Tagozata

Kiadó: a **fib** Magyar Tagozata

(**fib** = Nemzetközi Betonszövetség)

**Szerkesztőség:** BME Építőanyagok és

Mérnökgeológia Tanszék

1111 Budapest, Műegyetem rkp. 3.

Tel: 463 4068 Fax: 463 3450

E-mail: fib@eik.bme.hu

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

Tervezőszerkesztő: Halmai Csaba

Nyomdai kivitelezés: Navígar Kft.

Egy példány ára: 1275 Ft

Előfizetési díj egy évre: 5100 Ft

Megjelenik negyedévenként

1000 példányban.

© a **fib** Magyar Tagozata

ISSN 1419-6441 online ISSN: 1586-0361

### Hirdetések:

Külső borító: 220 000 Ft+áfa

belső borító: 180 000 Ft+áfa

A hirdetések felvétele:

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

### Címlapfotó:

Galambdúc, Doha, Qatar

Fotó: Dr. Balázs L. György

## TARTALOMJEGYZÉK

- 90** Dr. Almási József – Dr. Oláh M. Zoltán – Nemes Bálint –  
Petik Árpád – Petik Csaba  
**A SOPRONI TŰZTORONY HELYREÁLLÍTÁSÁNAK  
BEMUTATÁSA – 2.**
- 104** **BETONTECHNOLÓGUS SZAKIRÁNYÚ  
TOVÁBBKÉPZÉS**
- 105** Nagy Réka Anna – Dr. Borosnyói Adorján – Dr. Kovács Tamás  
**FESZÜLTÉGELOSZTLÁS MODELLEZÉSE FIATAL  
BETONBAN**
- 112** **SZEMÉLYI HÍREK**  
**Becze János 65 éves**  
**Wellner Péter 80 éves**

### A folyóirat támogatói:

Vasúti Hidak Alapítvány, Duna-Dráva Cement Kft., ÉMI Nonprofit Kft.,  
A-Híd Zrt., MÁV Zrt., MSC Mérnöki Tervező és Tanácsadó Kft., Lábatlani Vas-  
betonipari Zrt., Pont-Terv Zrt., Strabag Zrt., Swietelsky Építő Kft., Uvater Zrt.,  
Mélyépterv Komplex Mérnöki Zrt., Hídtechnika Kft., Betonmix Mérnökiroda  
Kft., BVM Épelem Kft., CAEC Kft., Pannon Freyssinet Kft., Stabil Plan Kft., SW  
Umwelttechnik Magyarország Kft., Union Plan Kft., DCB Mérnöki Iroda Kft.,  
BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszéke,  
BME Hidak és Szerkezetek Tanszéke

# A SOPRONI TŰZTORONY HELYREÁLLÍTÁSÁNAK BEMUTATÁSA – 2.



Dr. Almási József – Dr. Oláh M. Zoltán – Nemes Bálint – Petik Árpád – Petik Csaba

*A Soproni Tűztorony mai formáját az 1676. évi tűzvészt követően nyerte el. A városháza építéskor (1896.) a torony aljában komoly repedések támadtak, ezért megerősítés gyanánt az addigi széles kocsí átjárót igen erősen leszűkítették. A 2000-es évek elején három jelentős függőleges repedés volt megfigyelhető a torony hengeres törzsén. A bajok megelőzése érdekében ekkor indult el a helyreállítás tervezése. A fellelhető irodalmi adatok és a helyszíni vizsgálatok a torony teljes körű felújításához vezettek. A dolgozat ezt a folyamatot mutatja be a kapcsolódó erőtani számításokra támaszkodva, az elvégzett megerősítési megoldásokon és munkálatokon át. Az olvasó bepillantást nyerhet a műemléki szerkezet bonyolult erőtani ellenőrzési folyamatába és a mai kor technikai színvonalának és adottságainak megfelelő építéstechnológiai eljárásaiba, ami megvalósította a soproniak 100 éves álmát, hogy a torony aljában lévő átjárót teljes szélességében ismét használhassák.*

**Kulcsszavak:** tűztorony, fa- és kőszerkezet, meghibásodások, műemléki helyreállítás, megerősítések

*(Jelen cikk 1. része a Vasbetonépítés 2013/3. számában jelent meg.)*

### 3.3.4. A falazat ellenőrzése

#### 3.3.4.1. A falazat szilárdsági értékei

A torony falazott szakasza szabálytalan terméskő falazattal készült. A kő alapanyaga környékbeli bányákból származó, változó szilárdságú mészkő (lásd 29., 30., 31. ábrákat).

A falazatból mintavételre és roncsolásos vizsgálatok készítésére, szilárdságának meghatározására közvetlen a tervezés megkezdése előtt nem volt lehetőség. Egyéb adat híján a falazat szilárdsági adatainak meghatározásakor a korábbi szakvélemények megállapításaira, a falazati szabványok előírásaira, valamint a szakirodalomban fellelhető adatokra kellett támaszkodnunk.

**a.) A falaszilárdságra vonatkozóan a BME vasbetonszerkezetek tanszéke (dr. Bölcskei Elemér, dr. Szerémi László) által 1974-ben készített szakvélemény adatai adják a legátfogóbb képet, amelyben a falazat függőleges határfeszültségét az akkor érvényes MSZ 15000-es szabványsorozatnak megfelelően adták meg, roncsolásos és Schmidt kalapácsos vizsgálatokra támaszkodva**

$\sigma_{H, függ} = 0,7 \text{ N/mm}^2$  értékben.

A vízszintes fugák irányába ható nyomó igénybevételekre a határfeszültséget:

$\sigma_{H, vízsz} = 0,35 \text{ N/mm}^2$  értékben állapították meg.

A törőkísérletek alapján a szakvélemény a kőalapanyag átlagos szilárdságára  $10,9 \text{ N/mm}^2$ -t állapított meg.

A habarcs morzsolódási tényezője alapján a becült habarcszilárdság  $0,25 \text{ N/mm}^2$  volt.

**b.) Amennyiben a BME szakvéleményben megadott kő és habarcszilárdságot figyelembe véve az MSZ-EN 1996-1-1:2009 szabvány 3.7.2 pontja szerint meghatározzuk a falazat nyomószilárdságának karakterisztikus értékét, akkor az alábbiakat kapjuk:**

$$f_k = K \cdot f_b^{0.7} \cdot f_m^{0.3} = 0,8 \cdot 0,45 \cdot 10,8^{0.7} \cdot 0,25^{0.3} = 1,26 \text{ N/mm}^2$$

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} = \frac{1,26}{3} = 0,42 \text{ N/mm}^2$$

Az anyagoldali biztonsági tényezőt a maximális  $\gamma_M = 3,0$  értékre vettük fel, mivel a kiinduló adatok meghatározása kevés számú vizsgálaton alapul.

**c.) A falazat húzó szilárdságára ( $f_t$ ) a falazat kezdeti nyírószilárdságának becült értékét vettük fel ( $f_{vk,0} = 0,025 \text{ N/mm}^2$ ) abból kiindulva, hogy a kőfal elemei közötti húzási tönkremenetelt nem a köelemek húzási törése, hanem a köelemek közötti tapadási nyírószilárdság szabja meg, ami a habarcszilárdságtól függ. Kedvező hatással lehet itt is a húzószilárdságra a fellépő nyomás, a nyírószilárdsághoz hasonlóan (lásd d. pont alatt).**

**d.) A falazat nyírószilárdságát az MSZ EN 1996-1 szabvány 3.6.2. (4) pontja szerint is meghatároztuk. A nyírószilárdság értéke függ a falazatban ébredő normálfeszültségektől, ezért értékét toronyszakaszonként határoztuk meg a következő összefüggéssel:**

$$f_{vd} = (0,5 \cdot f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_d) / \gamma_M$$

A falazat kezdeti nyírószilárdságának becült értéke az MSZ-EN 1996-1-1:2009 szabvány 3.4 táblázata alapján, a fenti habarcsszilárdságot figyelembe véve:

$$f_{vk0} = 0,025 \text{ N/mm}^2$$

A  $\sigma_d$  átlagos nyomófeszültség változását a torony magassága mentén a következő ábrán mutatjuk be (29. ábra).

Ezen kiindulási adatok alapján a falazat tervezési nyírószilárdsága a különböző torony-szakaszokon a következő értékre adódik:

Nyolcszögletes toronyszakasz +33,0 m szint fölött:

$$f_{vd33} = 0,005 \text{ N/mm}^2$$

Nyolcszögletes toronyszakasz +33,0 m és +28,3 m szint között:

$$f_{vd28} = 0,0175 \text{ N/mm}^2$$

Loggia szinti toronyszakasz +28,3m és +24,30 m szint között:

$$f_{vd24} = 0,031-0,04 \text{ N/mm}^2 \text{ -közötti érték.}$$

Hengeres toronyszakaszon +24,30 m és +10,70 m szint között:

$$f_{vd11} = 0,031-0,06 \text{ N/mm}^2 \text{ közötti érték}$$

Négyszögletes toronyszakaszon +10,70 m és +0,00 m szint között:

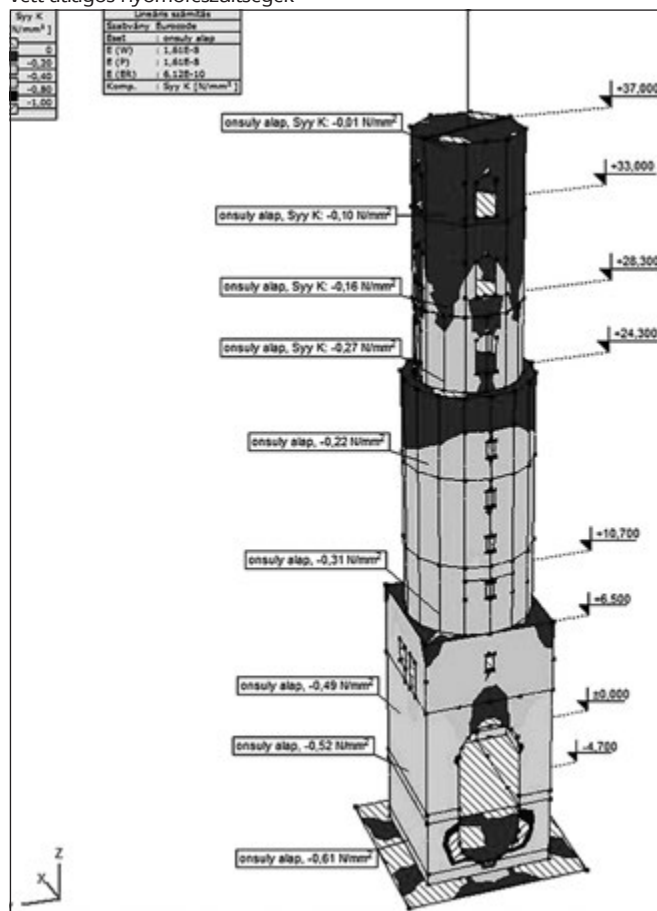
$$f_{vd11} = 0,055-0,11 \text{ N/mm}^2 \text{ közötti érték.}$$

**e.) Tervezési szilárdságok a torony ellenőrzésekor**

Figyelembe véve a Tűztorony használati tapasztalatait, a Tűztorony falazata nyomószilárdságának tervezési értékeként a Vasbetonszerkezetek Tanszék által megadott:

$$f_d = 0,70 \text{ N/mm}^2 \text{ értéket fogadjuk el.}$$

**29. ábra:** A falazat nyírószilárdságának meghatározásánál figyelembe vett átlagos nyomófeszültségek



**1. táblázat:** Feszültségek „tervezési értékei”

Magassági hely*	Függőleges nyomó-feszültségek	Függőleges húzó-feszültségek	Faltest nyíró feszültségei min.	Faltest nyíró feszültségei max.	Gyűrű irányú húzó-feszültségek múzeumi oldal	Gyűrű irányú húzó-feszültségek Főtér oldal	Gyűrű irányú húzóerők múzeum felől	Gyűrű irányú húzóerők Főtér felől
+37,0	-0,05	+0,02	0,02	0,02	-	-	-	-
+33,0	-0,39	+0,09	0,03	0,04	+0,10	+0,16	126,3	86,9
+28,3	-0,46	+0,06	0,03	0,04	+0,19	+0,27	229,2	151,7
+24,3	-0,67	+0,04	0,03	0,03	+0,35	+0,31	149,5	110,1
+10,7	-0,61	-	0,02	0,04	+0,28	+0,26	93,1	93,1
+6,5	-0,60	-	0,03	0,05	-	-	-	-
+0,00	-0,94	-	0,08	0,06(0,24)	-	-	-	-
-4,70	-1,06	-	0,07	0,04	-	-	-	-

\*Magassági helyre vonatkozóan lásd a 29. ábrát



**30. ábra:** A kő jellemző struktúrája és a falazat jellemző képe

Mivel ezt  $\gamma_M=3,0$  biztonsági tényezővel határozták meg, a falazat nyomószilárdságának karakterisztikus értéke cca.  $f_k=2,1 \text{ N/mm}^2$  értékre adódik.

Ezen értékből számítva a falazat rugalmassági modulusa:

$$E_0 = K_E f_k = 1000 \cdot 2,1 = 2100 \text{ N/mm}^2$$

Berepedt keresztmetszetet figyelembe véve, a falazat rugalmassági modulusa ennek felére becsülhető.

A nyírószilárdság tervezési értékeit a megerősítés előtti állapotr az előzőekben a d. pont alatt adott értékekkel fogadjuk el.

**3.3.4.2. A számított feszültségek**

Praktikussági okokból az alábbiakban az igénybevételek tervezési értékei helyett mindjárt a feszültség tervezési értékeit adjuk meg, önsúly + földrengés mértékadó teherkombinációból (1. táblázat).

### 3.3.5. Megerősítés a nyolcszögletű toronyrészen

#### 3.3.5.1. A megerősítés elvei a nyolcszögletű torony szakaszon (+24,3 és +37,0 m között)

A nyolcszögletű részen a kváderes kőoszlopok közötti kitöltő falazatok egyikében függőleges repedés volt tapasztalható, továbbá a boltöveken repedések voltak észlelhetőek.

Az erőtani számítások szerint a viszonylag nagy magasságú faszkeretű toronysisak kicsi függőleges terheléseket, de nagy vízszintes erőket ad át a torony e szakaszára. Így a falazat elsősorban nyírásra van igénybe véve, valamint a faszkeretű toronysisak leborulása ellen mutatkozott gyengének, ami a falazatban húzásokat idézhet elő.

Az észlelt meghibásodások és a számításból adódó hatások ellensúlyozására a következő megerősítéseket alkalmaztuk:

- *függőlegesen vezetett nyolc acél Dywidag feszítő rúd beépítése* a falazatba a +24,30 és a +37,00 szintek között, hogy annak nyírási teherbírását fokozzuk, a leborító nyomatékból keletkező húzásokat felvegyük (31. ábra),
- *a meglévő földemek fölött új vasbeton földemtárcsák kialakítása* (a +24,30, +33,00 és +37,00 m szinten) az ablaknyílásokkal szabdaltnál jobb együttműködése és a nyírási teherbírás növelése érdekében,
- *a falazat gyűrűirányú összefogása* (a +28,30 m szinten) lágyvasalásból és feszítópázmákból kialakítva a gyűrűirányú húzóerők felvételére.

#### 3.3.5.2. Megerősítés a húzóerők felvételére a nyolcszögletű toronyszakaszon

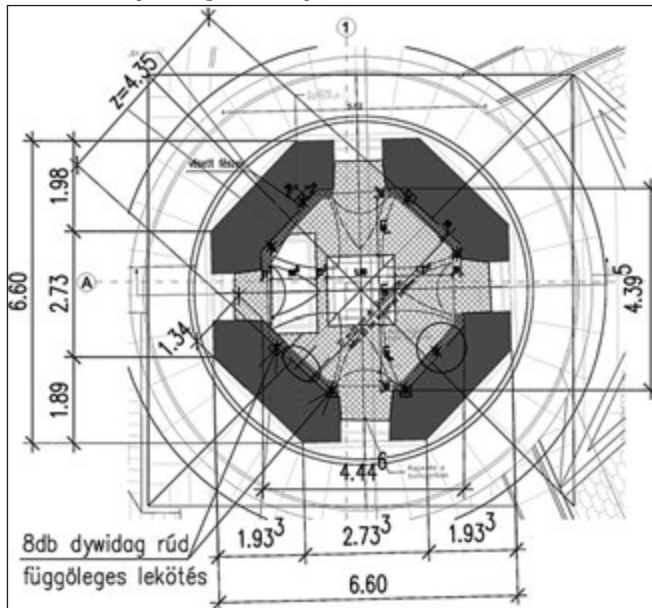
A függőleges húzóerők felvételére nyolc Ø46 mm Dywidag feszítórúdát helyeztünk el a 31. ábrának megfelelően.

Az igénybevételek tervezési értéke tartós és ideiglenes teherkombinációkban (ULS szél), valamint szeizmikus teherkombinációban a +24,30 m szintnél a 3.3.2.3 pont (cikk 1. rész) igénybevételi ábrái alapján:

1. Minimális normálerő + maximális nyomaték – (ULS szél)  
 $N_{Ed,min} = 5774 \text{ kN}$  (nyomás)  
 $M_{Ed} = 9202 \text{ kNm}$
2. Maximális normálerő + nyomaték – (ULS szél)  
 $N_{Ed,max} = 1,35 \times 5774 = 7795 \text{ kN}$   
 $M_{Ed} = 9202 \text{ kNm}$
3. Szeizmikus teherkombináció  
 $N_{Ed} = 5774 \text{ kN}$   
 $M_{Ed} = 7270 \text{ kNm}$ .

A fenti igénybevételpárok közül az 1. ULS –szél eset okozza

**31. ábra:** A nyolcszögletű toronyszakasz vízszintes metszete



a legnagyobb húzást a toronyszakaszon, így a következő b.) bekezdésben részletezett Dywidag-rúd ellenőrzést erre az esetre mutatjuk be.

#### a.) A falazat tiszta nyomásra történő ellenőrzése:

Nyomaték nélküli esetben a falazatban a nyomófeszültség tervezési értéke  $A = 21,2 \text{ m}^2$  felület esetén:

$$\sigma_{fal,Ed} = \frac{N_{Ed}}{A} = \frac{1,35 \cdot 5774}{21,2} = 369 \text{ kN/m}^2$$

azaz  $0,369 \text{ N/mm}^2$ , ami jóval elmarad a falazat nyomószilárdságának tervezési értékétől ( $0,7 \text{ N/mm}^2$ ).

#### b.) A Dywidag-rúd ellenőrzése

Egy függőleges feszítórúdban a külső terhekből származó max. húzóerő  $z = 4,35 \text{ m}$  kar esetén (31. ábra).

$$N_{Ed,rúd}^+ = \frac{9202}{4,35} \cdot \frac{1}{2} - \frac{5774}{8} = 336 \text{ kN}$$

Amennyiben egy feszítórúdban  $100 \text{ N/mm}^2$  feszítő feszültséggel való „előfeszítésből” számítjuk a rúdban keletkező húzóerőt, úgy az alábbi értéket kapjuk:

$$N_{Ed,rúd}^{spann} = 100 \cdot 1690 = 169 \text{ kN}$$

A Dywidag-rúdban fellépő húzóerő tervezési értéke:

$$N_{Ed,rúd}^{össz} = 336 + 169 = 505 \text{ kN}$$

a Dywidag-rúd húzási teherbírásának tervezési értéke:

$$N_{Rd,rúd} = 1690 \cdot 630 = 1064 \text{ kN}$$

vagyis a húzóerő felvétele biztosított.

Tehát az ULS állapotban a feszítórúd még jelentős tartalékkal rendelkezik a „leborításból” származó húzóerőkkel szemben, azonban így bizonyos, hogy a földrengéses állapotban a „dinamikusan” fellépő vízszintes erőből származó húzásokat is biztonsággal fedezzük.

Az ellenőrzés alapján a megerősítésre betervezett feszítórúd (jelentős alakváltozás nélkül) képes a toronyszakaszban fellépő húzás felvételére, így a falazat károsodásának mértéke – szélterhelés, illetve földrengés esetén – csak kicsiny lesz.

#### c.) A gyűrűirányú feszítőkábelek ellenőrzése a +28,30 m szinten, a loggia szakaszon

Maximális gyűrűirányú húzóerő tervezési értéke a loggia szakaszon:

$$n_{Ed,\phi} = 229 \text{ kN/m}$$

A loggia ablaknyílások fölötti falsáv magasságán integrált gyűrűirányú húzóerők tervezési értéke:

$$N_{Ed,\phi} = 1,60 \times 229 = 370 \text{ kN}$$

A beépített gyűrűirányú feszítőkábelek húzási teherbírása: a gyűrűvasalás mennyisége és folyási szilárdsága:

$$\text{- feszítópázmáknál: } A_{sp} = 4 \times 150 = 600 \text{ mm}^2$$

$$f_{p0,1} = 1500 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{- lágyvasalásnál: } A_{sl} = 4 \times 314 = 1256 \text{ mm}^2$$

$$f_{yd} = 435 \text{ N/mm}^2$$

$$N_{Rd} = 600 (1500 - 200) + 1256 \times 435 = 1326 \text{ kN} > N_{Ed,\phi} = 370 \text{ kN}$$

A beépített gyűrűirányú feszítőkábelek húzási teherbírása jelentősen meghaladja a fellépő gyűrűirányú húzóerők tervezési értékét. A feszültségek ilyen jelentős korlátozása mellett, ezen igénybevételi szinttel elkerülhető a toronyszakasz jelentős gyűrűirányú alakváltozása és megrepedése a megerősítés után.

#### 3.3.5.3. Húzóerők továbbítása a hengeres toronyszakaszra

A nyolcszögletű és a loggia szakasz alján, a +24,30 m szinten

az önsúlyból származó nyomóerők hatása miatt, már csak a torony keresztmetszeti területének kb. 12%-a húzott, ami nagyságrendileg összesen kb.  $F_{Ed,húzás} = 65-70$  kN húzóerőt jelent.

A toronysisak lefordulása ellen a Dywidag-rudakban keletkező húzóerő 336 kN rudanként (lásd 3.3.5.2/b pontot), és ez nagyobb érték, mint a toronykeresztmetszetben fellépő húzóerő (70 kN), tehát a továbbítandó húzóerő 336 kN/rúd.

A húzóerő lekötésére a hengeres toronyszakaszba 1,0 m mélyen befűrt és beragasztott, Ø16mm betonacél csapokat terveztünk. A hengeres toronyszakasz jelentős önsúlya miatt a befűrt tuskézés végéig a húzóerők nullára csökkennek.

Egy Ø16 mm-es, 1 m hosszon befogott túska által felvehető húzóerő:

$$H_{Rd1} = 16 \cdot 3,14 \cdot 1000 \cdot 1,25 = 40 \text{ kN}$$

A tuskék beragasztásához HILTI HIT, HY-150 ragasztót terveztünk. Egy Dywidag-rúd lekötésére átlagosan szükséges tuskék darabszáma:

$$n = \frac{336}{40} = 8 \text{ db}$$

Így a nyolc Dywidag-rúdban a külső terhekből keletkező maximális húzóerő továbbítására  $8 \cdot 8 = 64$  túska vált szükségessé. Az előbbieken leírt megerősítéseket a 32. ábrán is bemutatjuk.

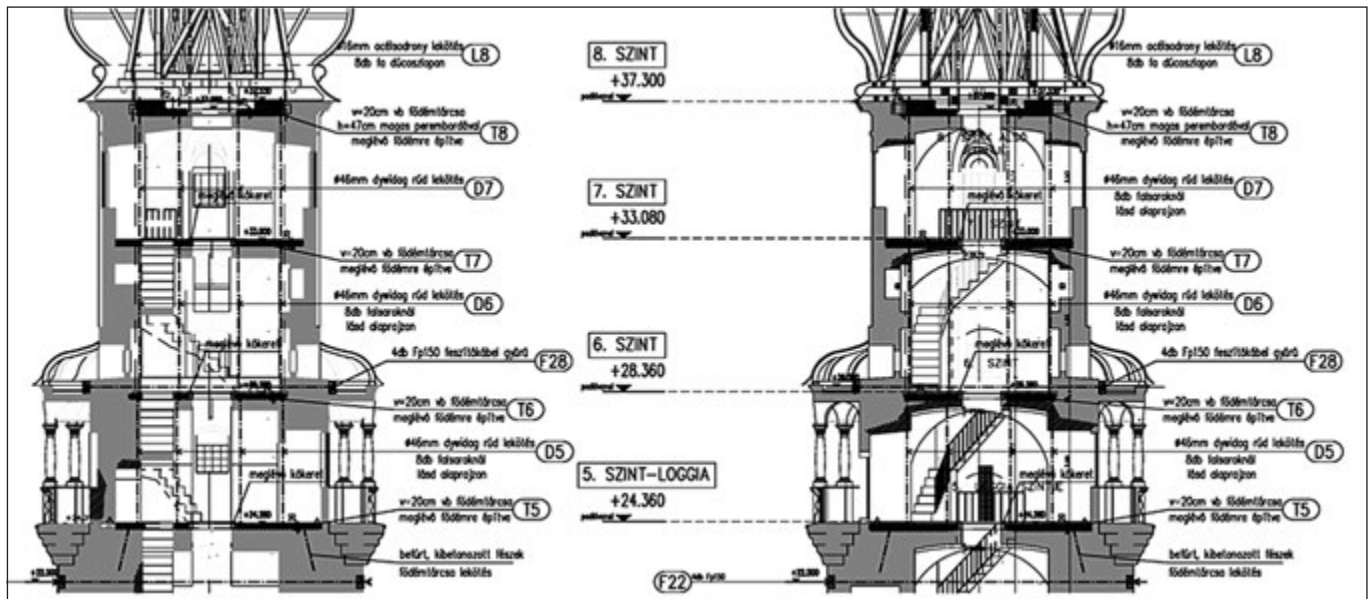
### 3.3.6. Megerősítés a hengeres toronyszakazon

#### 3.3.6.1. A megerősítés elvei és a falazatszilárdság növekedése a hengeres toronyszakazon

A helyszíni megfigyelések során a hengeres részen tapasztalt függőleges repedések, valamint az erőtani számítások alapján fellépő nyomó- és nyírófeszültségi értékek az alábbi megerősítéseket indokolták (33. ábra):

- a hengeres falban fellépő gyűrűirányú húzóerőket gyűrű irányban futó feszítőpásmákkal és lágyvasalással vegyük fel,
- a feszítőpásmák aljzataként vasbeton gyűrűgerendák épüljenek a hengeres falba,
- a toronyrészben meglévő fa födémek helyett új, 20 cm vastag vasbeton födémtrácsák készüljenek,
- az elhelyezett gyűrű vasalások és födémtrácsák együttesen biztosítsák a falazat nyomó- és nyíró szilárdságának a növekedését,

**32. ábra:** A nyolcszögletű toronyszakasz megerősítése – vízszintes födémtrácsák, függőleges Dywidag-rudak és a gyűrűvasalási rendszer a kerengő felett (+28,30 m)



- a helyi repedések kerüljenek javításra „falvarrási” technológiával.

#### A nyomószilárdság növekedése a megerősítés által a hengeres toronyszakazon

A torony hengeres szakaszán átlagosan 1,40 m osztásközzel lágyvasakkal [ $A_{sl} = 4 \cdot 314 = 1256 \text{ mm}^2$ ] és feszítőpásmákkal [ $A_{sp} = 4 \cdot 150 = 600 \text{ mm}^2$ ] ellátott vasbeton gyűrűket helyeztünk el.

Az alkalmazott vasbeton gyűrűk abroncsoló hatásuk révén közvetett módon növelik a toronyszakasz falzatának nyomószilárdságát, és így növekszik a torony gravitációs és szél terhekkel, valamint a földrengéssel szembeni ellenállása és biztonsága.

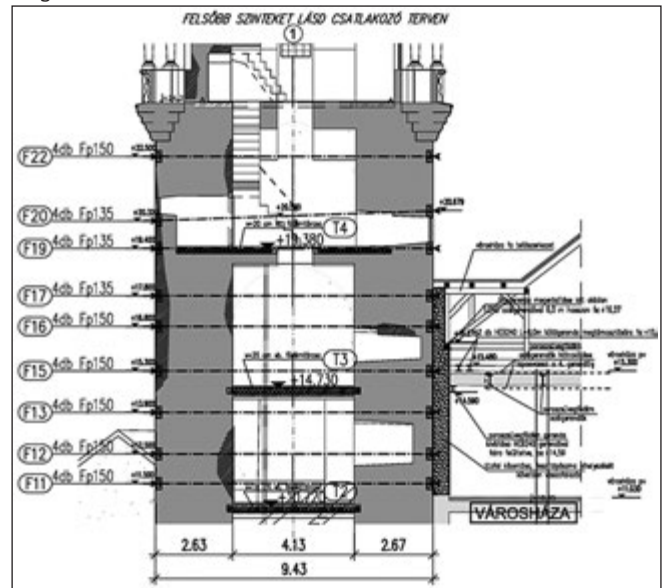
A nyomószilárdság növekedésének becslését a következőkben mutatjuk be:

#### a.) Az „abroncsolás” hatása

A falazat nyomószilárdságának tervezési értékeit megerősítés nélkül:  $f_d = 0,7 \text{ N/m}^2$  értékben vettük fel.

Az abroncsolás által kifejtett sugárirányú nyomófeszültség növekedést figyelembe vettük.

**33. ábra:** A hengeres toronyszakasz függőleges metszete – a megerősítések elrendezése



Az abroncsolás által megnövelt nyomószilárdság tervezési értéke:

$$f_{k,c} = f_k \cdot (1,125 + 2,50 \cdot \sigma_2 / f_k) = 1,3 \cdot f_k$$

$$f_{d,c} = 0,91 \text{ N/mm}^2$$

A hengeres toronytestben a nyomófeszültségek maximális értéke az önsúly és a földrengés együttes hatására lép fel  $\sigma_{Ed} = 0,61 \text{ N/mm}^2$  (1. táblázat).

A tervezett megerősítéssel a hengeres toronytestben a megnövekedett tervezési szilárdság ( $f_{d,c} = 0,91 \text{ N/mm}^2$ ) kb. 1,5-szörös biztonsággal haladja meg a fellépő feszültséget.

### 3.3.6.2. A nyírószilárdság növekedése a megerősítés által a hengeres toronyszakaszon

A hengeres toronyszakaszon az önsúly + szélterhek kombinációjából (ULS) származó nyírófeszültségek átlagos értéke,  $\tau_{U,Ed} = 0,02 \text{ N/mm}^2$  nem éri el a toronyszakasz nyírószilárdságának legkisebb tervezési értékét, az  $f_{vd} = 0,031 \text{ N/mm}^2$ -t az állandó terhekből származó kisebb nyomófeszültségű felső szakaszon sem (3.3.4.2. pont, valamint az 1. táblázat).

A szeizmikus teherkombinációkból származó magasabb nyírófeszültségek  $\tau_{Eq,Ed} = 0,04\text{-}0,05 \text{ N/mm}^2$  (1. táblázat) azonban helyenként már meghaladják a toronyszakasz falazatának nyírási szilárdságának tervezési értékét ( $f_{vd} = 0,031 \text{ N/mm}^2$ ), ezért a nyírószilárdság növelése szükséges volt.

A hengerfalat körül ölelő lágyvas és feszített gyűrűvasak, valamint a vasbeton földemtarcsák együttes működése a hengeres falrész nyírószilárdságának növekedéséhez is hozzájárul.

A gyűrűvasalás – mint nyírási vasalás - a gyűrű-keresztmetszetű hengeres toronyrészben a nyírási teherbírást az alábbi értékkel növeli:

$$V_s = \alpha \cdot \frac{A_v f_{yh} \cdot z}{s} = 0,72 \cdot \frac{(600 + 1256) \cdot 435 \cdot 7630}{1400} = 3168 \text{ kN}$$

Nyírási vasalásként a gyűrűvasalás adatait vettük figyelembe, lásd az előző 3.3.6.1. pontban.

Ebből a nyíróerő értékből visszszámított nyírószilárdsági érték növekedés:

$$f_{vds} = \frac{3168 \cdot 10^3}{49,5214 \cdot 10^6} = 0,0639 \text{ N/mm}^2$$

Így a falazat nyírószilárdságának tervezési értéke

$$f_{vd} = 0,031 + 0,064 = 0,094 \text{ N/mm}^2,$$

amely érték már a földrengéses terhelés esetén is meghaladja a fellépő tervezési nyírófeszültségek maximális értékét (0,05 N/mm<sup>2</sup>).

### 3.3.6.3. A megerősítés kialakítása a hengeres toronyszakaszon

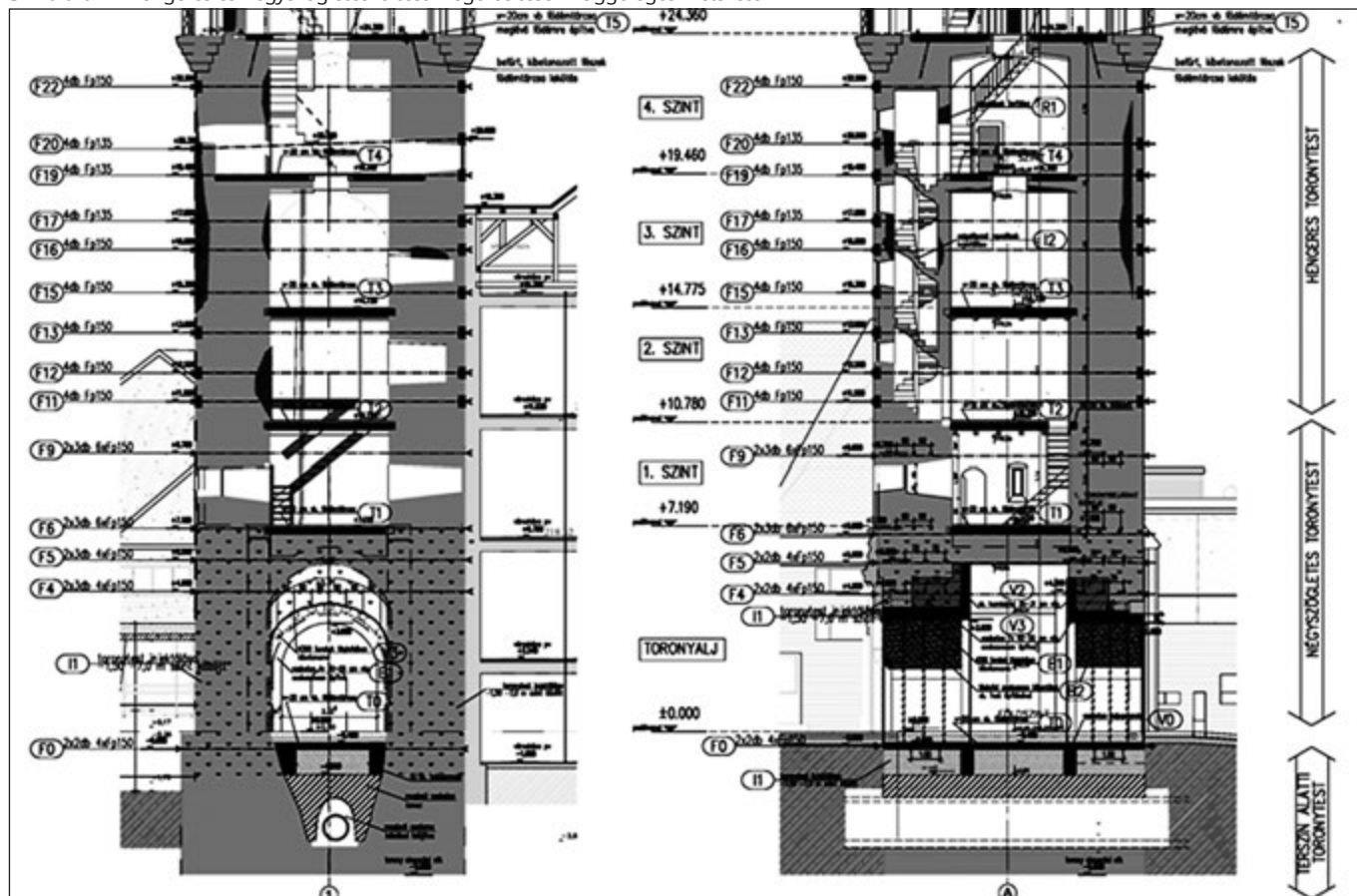
A tapasztalt repedések és a megerősítések főbb jellemzőit a 34. ábra mutatja a 3.3.6.1 pontban adott megerősítési elveknek megfelelően.

A henger-gyűrűs toronyszakasz megerősítése a külső kontúrúra helyezett, gyűrűs irányban futó feszítőpázmákkal történt. A feszítőpázmák – a homlokzati adottságokhoz, a környezeti beépítéshez igazodva 1,5-2,5 m távolságban követik egymást.

A nagyobb sűrűségben elhelyezett feszítőpázmákkal az volt a célunk, hogy a toronytest jelentős függőleges nyomásból származó gyűrű-irányú húzásokat kompenzáljuk, valamint a feszítőpázmával a falazat vízszintes irányú nyírási ellenállását növeljük és ezzel mind a szélterherre, mind a földrengés terherre ellenállóbbá tegyük a tornyot.

A meglévő földemtarcsákra kerülő új, 20 cm vastag vasbeton

34. ábra: A hengeres és négyszögletes faltest megerősítése – függőleges metszetek





födém tárcsák szintén a torony nyírási ellenállását növelik. A födém tárcsák 20 cm mély bevéséssel kapcsolódnak a kőfalazathoz és biztosítják a falrészek együttműködését a kerület mentén.

A feszítőpázsma gyűrűk aljataként lágyvasalású vasbeton gyűrűk készültek. A gyűrűk részére a falazat külső felületén körben vízszintes hornyokat alakítottunk ki. A falhornyok 40 cm magasak és 22 cm mélyek, egymástól 1,5-2,5 m-es távolságban vannak. A falhornyok, illetve feszítőpázmák kiosztását úgy határoztuk meg, hogy az erőtani szempontból megfelelőek legyen, és egyben feleljenek meg a toronyban levő áttörések, ablakok által megadott geometriának.

A falhornyokat alul-felül bevágással kértük készíteni, az így közrefogott faldarabot pedig kis teljesítményű vésőgéppel lehetett eltávolítani. A falhornyok kitisztítása után két sorban egymástól 60 cm-enként Ø20 betonacél tuskékat fúrtak-és erasztottak be a falba. A tuskék hossza 40 cm, a befúrás hossza 28 cm. Az alkalmazott ragasztóanyag itt is HILTI HIT-HY 150 volt (35. ábra).

A tuskézés elhelyezését követően a falhornyba 6 cm vastag, erősen vasalt lövellt betonkéreg épült. A kéregbe tervezett vasalás gyűrűirányban 4Ø20, függőlegesen Ø12/20 volt.

A vasalt lövellt beton kéreg egyrészt biztosítja a pázmák megfelelő felfekvési felületét, az egyenletes teherátadást, másrészt a gyűrűirányban elhelyezett vasalás önmagában is hozzájárul a toronytest nyíró- és nyomószilárdságának növeléséhez. A lövellt beton (Kreston LB4 keverék) felületének végleges síkját simítással alakították ki a pázmák egyenletes felfekvése érdekében (36. ábra).

**35. ábra:** A lövellt betonkéreg lágyvasalása a feszítőpázsma gyűrűk hornyjaiban



**36. ábra:** A lövellt betonkéreg és a feszítőpázsma gyűrűk



3.3.7. A négyszögű toronyrész megerősítése és a kapuátjáró kialakítása

### 3.3.7.1. A megerősítés elvei a négyszögletes toronyrészben

A hengeres szakaszon tapasztalt függőleges irányú repedések, valamint az erőtani számításokból meghatározott igénybevételek azt mutatták, hogy a nyomófeszültségek tervezési értékei igen közel esnek a falazat tervezési nyomószilárdságához. Az átjáró kialakítása és újbóli „kinyitása”, azaz a korábbi falazat kibontása jelentősen nagyobb nyírófeszültségeket ébreszt, mint a figyelembe vehető nyírószilárdsági értékek, ezért az alábbi megerősítéseket tartottuk szükségesnek (34., 40. és 41. ábrák):

- a falazat injektálása cementbázisú injektáló anyaggal a falazat nyomószilárdságának növelése érdekében,
- két főirányban feszítőpázmák elhelyezése a boltváll és a +10,70 m-es szint között, valamint a terepszint alatt (-0,60 m) az irányváltó erőkből adódó ferde húzások ellensúlyozására,
- a meglévő födém fölött, (+10,30 m), valamint a terepszint alatt új, 20 cm vastag vasbeton födém tárcsák kialakítása a terhek egyenletesebb átadásának elősegítése érdekében mind az átjáró szakaszon, mind az alapozásnál.
- vasbeton kiváltó boltívek beépítése a befalazás szakaszos kibontásával, a terepszint alatti talpgerenda rendszerről indítva, a boltívek nyírási teherbírásának növelése érdekében.

### 3.3.7.2. A falazat szilárdságnövelése

#### A.) A nyomószilárdság növelése injektálással

A négyszögletes toronyszakasz nyomószilárdságát Technowato quick-mix VP-III. különleges minőségű cement kötőanyag injektálásával növeltük a -1,50 m és +7,0 m közötti toronyszakaszon. A falazat megnövelt nyomószilárdságának a kiviteli tervek előírásai alapján el kellett érni az  $f_{d,inj} = 2,0 \text{ N/mm}^2$ -t, amit az injektálás utáni roncsolásos és roncsolásmentes vizsgálatokkal kellett igazolni. Az ÉMI Nonprofit Kft. vizsgálatai az injektálás után az előírt megnövelt tervezési szilárdság értéket visszaigazolták (ÉMI 2012).

#### A1.) Az injektálás helyei, anyaga

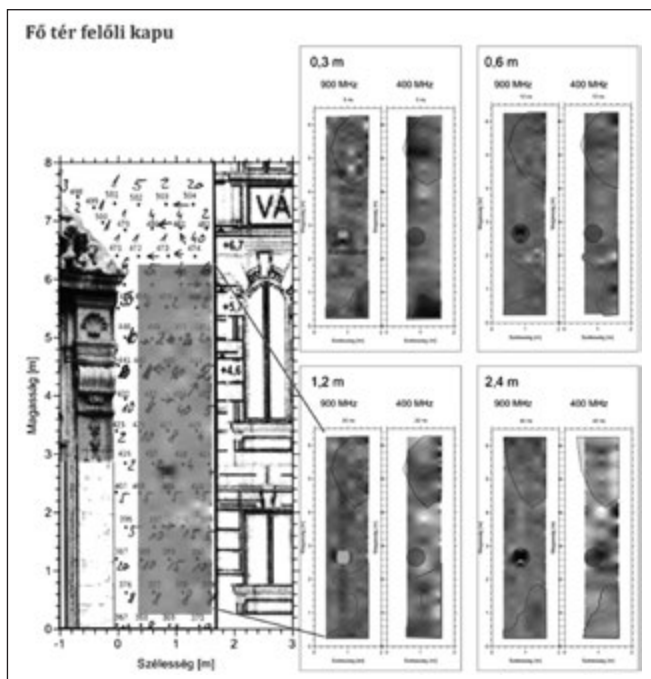
A munkák megkezdése előtt próbainjektálás készült, melyből három helyen Ø50 mm magfurat mintát vettek legalább 7 napos korban, melyen a beinjektált habarcs szilárdságát vizsgálták. Ennek 28 napos korban el kellett érni a kiviteli terven előírt 2 N/mm<sup>2</sup> nyomófeszültség-határt.

Az injektálási pontokon mérték az injektált anyag mennyiségét (37., 38., és 39. ábra).

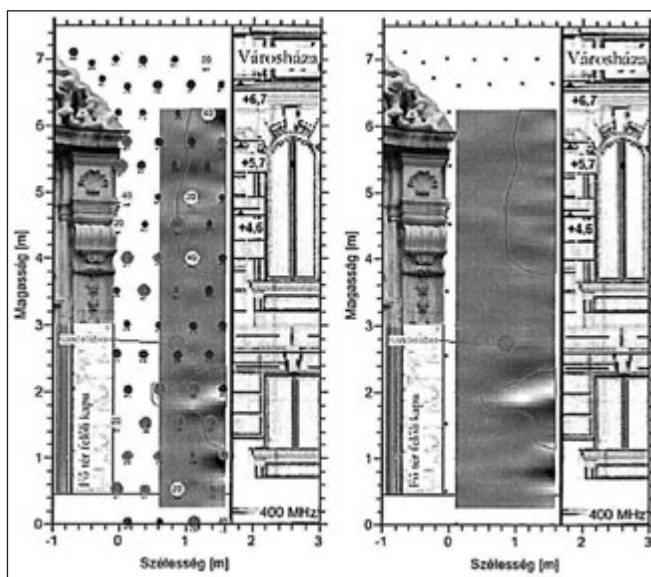
A -1,50 és +7,0 m szintek között a torony kőfalazatának nyomó- és nyírószilárdságát mindenhol egyenletesen növelni kellett, ezért e szakaszon a teljes faltömböt injektálták.

**37. ábra:** Injektáló csomók a Főtér felőli toronyfalán (Mingeo Kft, 2011)





38. ábra: Ultrahangos vizsgálat eredményei a Főter felőli faltestben az injektálás előtt (Mingeo Kft, 2011. dec.)



39. ábra: Injektálás előtti és utáni radarkép a Főter felőli toronyfal esetében (Mingeo Kft, 2011)

#### A2.) Ultrahangos ellenőrzés az injektálás előtt és után

Az ellenőrző mérés az injektálást megelőzően 2011. októberében, az injektálás után 2011. november közepén történt, a mérési módszer mindkét mérésnél azonos volt. (Mingeo Kft 2011).

A mérések zöme injektálás után is a 2000 m/s alatti, kis szilárdságú közet mérési tartományába esett. Növekedés a torony belsejében végzett mérések esetében volt tapasztalható. A mért falazat anyag szilárdsága ez alapján 10 N/mm<sup>2</sup> alatt valószínűsíthető.

#### A3. Az injektált falazat helyszíni és labor vizsgálat (ÉMI)

Az ÉMI Nonprofit Kft. a következő vizsgálatokat (ÉMI, 2012.) végezte a négyszögletes toronyszakaszon az injektálás hatékonyságának igazolására és az előírt 2 N/mm<sup>2</sup> tervezési nyomószilárdság teljesülésére. Vizsgálataik az alábbiak voltak:

- endoszkópos furat vizsgálat, az injektáló anyag eloszlásának, kitöltöttségének vizsgálatára,
- a feszítőpázsma-csoportok részére készített 100 mm átmérőjű furatok szemrevételezéses vizsgálata,
- fűrt magminta vétel és laboratóriumi nyomószilárdságvizsgálat,

- Schmidt-kalapácsos helyszíni roncsolásmentes nyomószilárdság vizsgálat.

Az ÉMI által elvégzett laboratóriumi szilárdságvizsgálatok a következő eredményeket mutatták az injektált fal alapanyagaina vonatkozóan:

Kőanyag: nyomószilárdság átlag:  $f_{bm} = 51,1 \text{ N/mm}^2$

Injektáló habarcs: nyomószilárdság átlag:  $f_{mm} = 39,3 \text{ N/mm}^2$ .

A felsorolt vizsgálatok alapján az ÉMI Nonprofit Kft. szakértői állásfoglalásában a következő megállapításokat tette:

„A falazat felületén végzett helyszíni Schmidt- kalapácsos vizsgálatok alapján a falazat habarcsának átlagos nyomószilárdsága: 6,6 N/mm<sup>2</sup>-re tehető.

A laboratóriumi vizsgálatok alapján a falazat átlagos nyomószilárdsága 3,25 N/mm<sup>2</sup>”.

Az állásfoglalásban az elvégzett vizsgálatok alapján kijelentették, hogy a falazat elvárt átlagos nyomószilárdsága minden esetben meghaladja a tervező által elvárt minimum 2 N/mm<sup>2</sup> értéket.

Ezek alapján az injektálás sikeresnek tekinthető.

#### B.) A falazat szilárdságának növelése feszítéssel

Az átjáró kapu jelentős részét a 20. század elején befalazták, így csak kb. 1,2 m széles és 2,0 m magas átjáró maradt. Itt is emlékeztetünk arra, hogy a torony megerősítésének egyik fontos célja volt a kapubefalazás kibontása.

Az falazat szilárdságának növelésére alkalmazott feszítési megoldásokat a 40. és 41. ábrák szemléltetik.

#### C. A falazat növelt szilárdsági értéke

##### C1. A növelt nyomószilárdság tervezési értéke

Ezen adatok alapján az injektált falszakaszon a falazat megnövelt nyomószilárdságának karakterisztikus ( $f_k$ ) értéke az MSZ EN 1996-1-1:2009 3.6.1.2 pont szerint

$$f_k = K \cdot f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3}$$

$$K = 0,8 \cdot 0,45 = 0,36$$

a falazóelem szabványos nyomószilárdsága ( $f_b$ ) EN 772-1 alapján átszámítva az ÉMI Kft. által 50x50x50mm próbatesten meghatározott átlag nyomószilárdságból:

$$f_b = 0,85 \cdot 0,8 \cdot 51,1 = 34,75 \text{ N/mm}^2$$

az injektálóhabarcs nyomószilárdsága az MSZ EN 1996-1-1:2009 szerint maximális M20 habarcs szilárdsági osztálynak megfelelően.  $f_m = 20 \text{ N/mm}^2$  értékkel vehető figyelembe. Így az injektált falazat nyomószilárdságának karakterisztikus értéke:

$$f_k = 0,36 \cdot 34,75^{0,7} \cdot 20^{0,3} = 10,6 \text{ N/mm}^2$$

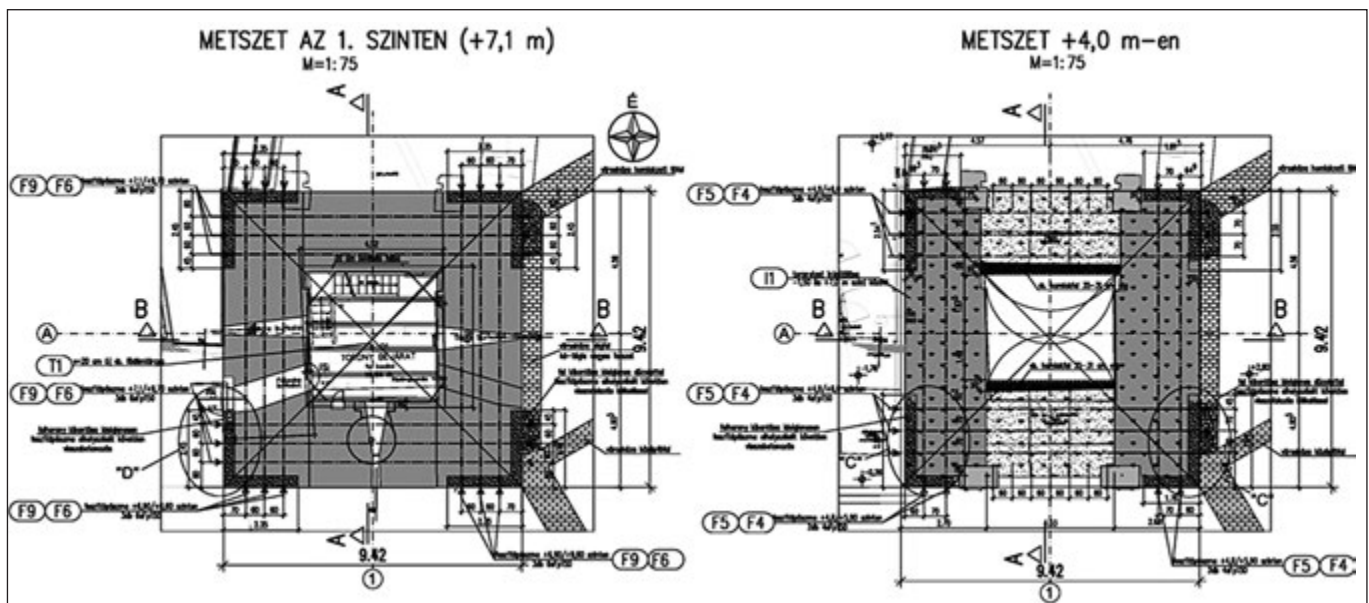
Az injektált falszakasz -1,5 m és +7,0 m szintek között megnövelt nyomószilárdság tervezési értéke,  $\gamma_M = 3$  biztonsági tényező mellett:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} = \frac{10,6}{3} = 3,53 \text{ N/mm}^2$$

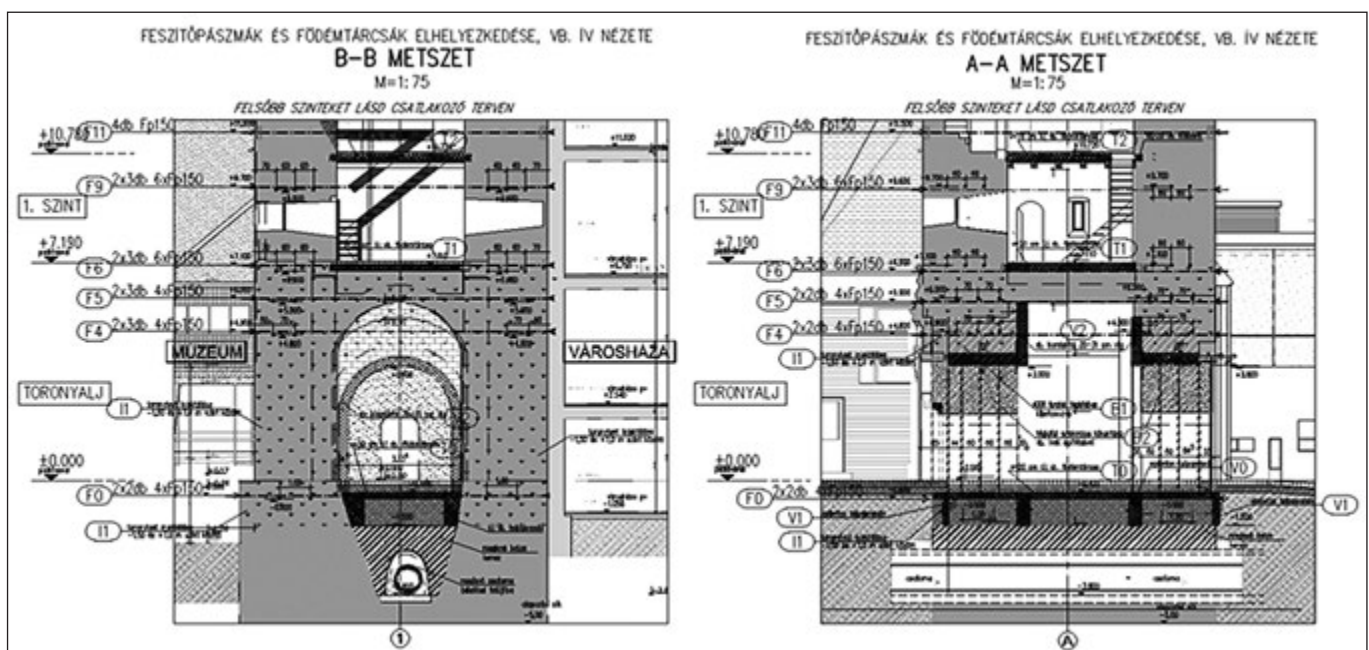
Itt jegyezzük meg, hogy szilárdságnövelés céljaként a kiviteli terveken a tervezési szilárdságra 2,0 N/mm<sup>2</sup> volt megadva, ami teljesült.

##### C2. Megerősítés a nyírószilárdság növelésére a a négyszögletes toronyrészén

A nyírószilárdság növekedését a falszakasz felső részén (+4,25



40. ábra: A négyszögletes toronytest megerősítése – vízszintes metszetek



41. ábra: A négyszögletes toronytest megerősítése – függőleges metszetek

–10,70 m között) a falazat injektálása és a vízszintes kábelek „szorító hatása” eredményezi, az alsó részen (0,00 – 4,25 m között) az injektálás és a vasbeton. kiváltó boltív hatása adja.

C2A.) A falazat nyírószilárdságnak tervezési értéke megerősítés nélkül a 3.3.4.1 pont alapján:

- $A +10,70 \text{ m}$  és  $+4,25 \text{ m}$  szint között:  
 $f_{vd11} = 0,055 - 0,073 \text{ N/mm}^2$  közötti érték
- $A +4,25 \text{ m}$  és  $+0,00 \text{ m}$  szint között:  
 $f_{vd6} = 0,098 - 0,11 \text{ N/mm}^2$  közötti érték

C2B.) Az injektálással megerősített falszakasz megnövelt kezdeti nyírószilárdságának tervezési értéke (a habarcs szilárdság növekedése következtében):

$$f_{vd} = \frac{f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_d}{\gamma_M}$$

ahol  $f_{vk0} = 0,3 \text{ N/mm}^2$  MSZ EN 1996-1-1:2009 3.4 táblázat alapján, M20 osztályba sorolt injektáló habarccsal teljesen kitöltött fugákat feltételezve, a nyomó feszültségek ( $\sigma_d$ ) 29. ábrán látható értékeivel:

- $A +7,0 \text{ m}$  és  $+4,25 \text{ m}$  szint között:  
 $f_{vd7,inj} = 0,149 - 0,156 \text{ N/mm}^2$  közötti érték
- $A +4,25 \text{ m}$  és  $+0,00 \text{ m}$  szint között:  
 $f_{vd6} = 0,181 - 0,189 \text{ N/mm}^2$  közötti érték

C2C.) A feszítőkábeleknek, mint nyírási vasalásnak a nyírószilárdságra való növelő hatása (tervezési érték) a +7,0 m és +4,25 m szint között:

Az „abroncsoló” feszítő vasalást a négyszög keresztmetsetű toronyrészen nyírási vasalásnak tekintve, meghatározzuk ennek nyírási teherbírását ( $V_{Rd,s}$ ), majd ezt a falfelületre fajlagosítjuk.

- abroncsoló vasalás mennyisége a boltváll környezetében egy faltestben síkonként:

$$A_{sp} = 3 \times 4 \times 150 = 1800 \text{ mm}^2$$

- feszítőpásmák síkok kiosztási távolsága:  $s = 1100 \text{ mm}$

- a feszítőpásmák nyírási teherbírása

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sp} f_{yv}}{s} \cdot z \cdot ctg(\Theta) = \frac{1800 \cdot (1500 - 200)}{1100} \cdot 2700 = 5743 \text{ kN}$$

Ez a nyírási teherbírás a falazat tervezési nyírószilárdságát az alábbi értékkel növeli a 2700 x 2700 mm-es felületű faltestrészen:  $\gamma_M = 3,0$  biztonsági tényező mellett:

$$\Delta f_{vd, fész, 1} = \frac{5743 \cdot 10^3}{(2700 \cdot 2700) \cdot 3,0} = 0,26 \text{ N/mm}^2,$$

C2D.) A feszítőkábelek részleges feszítésének további nyírószilárdság növelő hatása (tervezési érték) a +7,0 m és +4,25 m szint között a „vízszintes nyomások” következtében:

$$\Delta f_{vd, fész, 2} = \frac{0,4 \cdot \sigma_d}{\gamma_M},$$

- abroncsoló vasalás mennyisége a boltváll környezetében egy faltestben síkonként:

$$A_{sp} = 3 \times 4 \times 150 = 1800 \text{ mm}^2$$

- Kezdeti feszítő feszültség (előfeszítés):  $f_p = 200 \text{ N/mm}^2$

- Kezdeti feszítőerő síkonként, faltestenként:

$$F_p = 1800 \cdot 200 = 360\,000 \text{ N} = 360 \text{ kN}$$

- Feszítés hatására a faltestben keletkező nyomófeszültség:

$$\sigma_d = \frac{360\,000}{1100 \cdot 2700} = 0,12 \text{ N/mm}^2$$

- A nyírószilárdság tervezési értékének növekedése a feszítés hatására:

$$\Delta f_{vd, fész, 2} = \frac{0,4 \cdot 0,12}{3,0} = 0,016 \text{ N/mm}^2,$$

C2E.) A vasbeton kiváltó boltövek nyírási teherbírásának hatása a falazat nyírószilárdságának tervezési értékének növekedésére a +0,00 és +4,25 m szint között:

- A vasbeton kiváltó boltövek „oszlopai” általában 35x50 cm keresztmetszetűek, kengyelezésük folyóméterenként 5 db Ø10/15, ezek alapján nyírási teherbírásuk:

$$V_{Rd} = \frac{5 \cdot 2 \cdot 78,5 \cdot 430 \cdot 0,75 \cdot 350}{150} \cdot 0,5 = 297 \text{ kN/m}$$

Ezt a nyírási teherbírást a 2,7 x 1,0 m felületű faltestre vetítve, annak nyírószilárdságának tervezési értékét ez a következő értékkel növeli:

$$\Delta f_{vd, vb} = \frac{297\,000}{2700 \cdot 1000} = 0,11 \text{ N/mm}^2,$$

C2F.) A négyszögletes toronyszakasz megerősítések hatására megnövekedett nyírószilárdságának tervezési értékei az egyes jellemző szintek között:

A megnövekedett nyírószilárdság tervezési értékét az A-D pontok alatt számított „növekmények” értelemszerű összegzésével kapjuk.

• A +10,70 m és +7,70 m szint között (megerősítés nélküli szakasz):

$$f_{vd11} = 0,055 \text{ N/mm}^2, \text{ illetve } f_{vd8} = 0,066 \text{ N/mm}^2$$

• A +7,70 m és +7,00 m szint között (megerősítés feszítőpázsma abroncsolással):

$$f_{vd7, növ} = 0,066 + 0,26 + 0,016 = 0,342 \text{ N/mm}^2$$

• A +7,00 m és +4,25 m szint között (megerősítés feszítőpázsma abroncsolással és injektálással):

$$f_{vd5, növ} = 0,149 + 0,26 + 0,016 = 0,425 \text{ N/mm}^2$$

• A +4,25 m és -0,40 m szint között (megerősítés vasbeton kiváltó boltövekkel+injektálással):

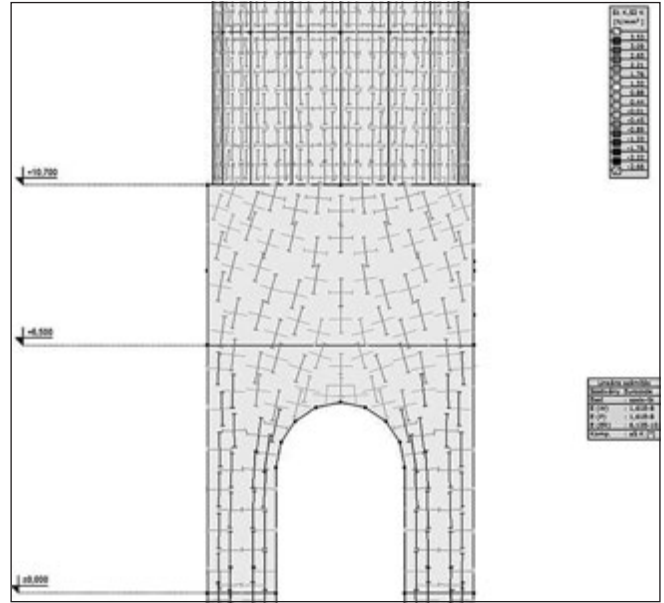
$$f_{vd4, növ} = 0,181 + 0,11 = 0,291 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{vd0, növ} = 0,189 + 0,11 = 0,299 \text{ N/mm}^2$$

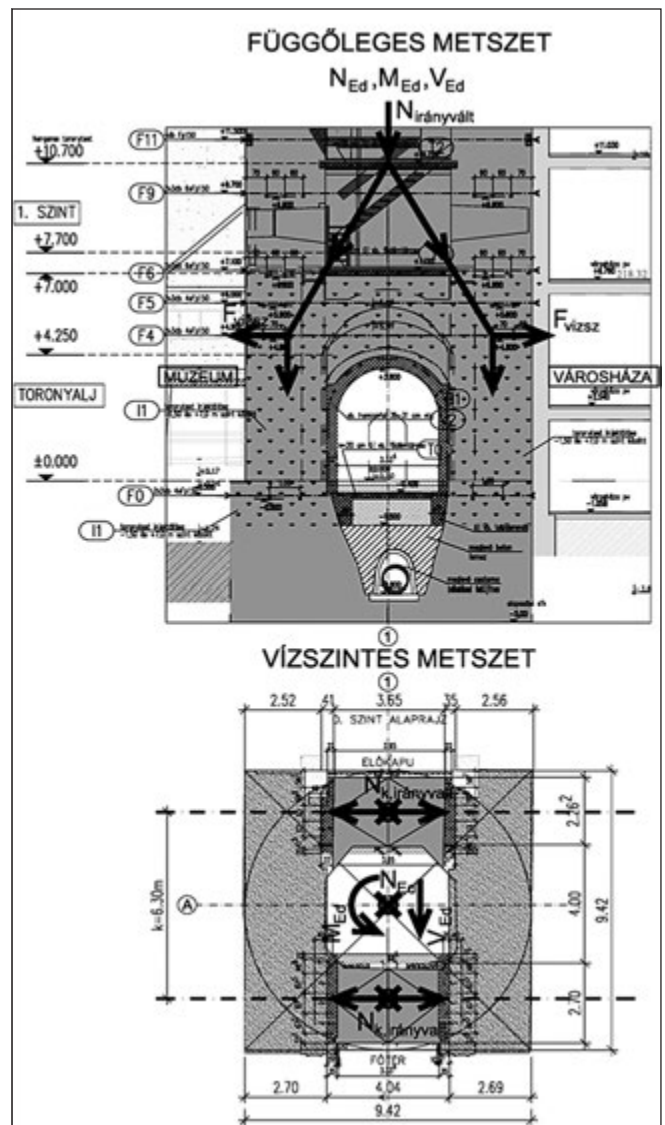
3.3.7.3. A számított erők és feszültségek a kapuzatnál

3.3.7.3.1. A négyszögletes toronytestben fellépő igénybevételek tervezési értéke az egyes jellemző szinteken, a feszültségek ellenőrzése

A torony igénybevételi ábráit lásd a 3.3.3.4 és 3.3.2.3. (cikk 1. rész) fejezetekben. Az alábbiakban a négyszögletes toronyszakasz



42. ábra: Trajektória vonalak: az erők szétterjedése az átjáró boltöveknek környezetében a szűkítés kibontása után



43. ábra: Irányváltó erők az átjáró boltzatnál

kasz további jellemző szakaszhatárainak szintjein megadjuk az igénybevételek tervezési értékeit, amelyekből a falazat nyomó- és nyírófeszültségének tervezési értékeit meghatároztuk. Az ellenőrzés során ezeket a tervezési feszültségeket vetjük össze a korábbi pontban meghatározott tervezési szilárdságokkal.

A torony falazatában a *nyomófeszültségek maximuma* az önsúly + szélteher ULS kombinációjából származott, így az „irányváltó erők” (lásd később) meghatározása szempontjából is ez tekinthető mértékadónak (43. ábra).

A külső hatásokból származó nyíróerők maximális tervezési értéke, így a *nyírófeszültségek maximális értéke* a szeizmikus teherkombinációkból származik, amelyet a két főirányban meghatározott nyíróerő eredőjeként számítottunk ki..

A hengeres toronyszakaszról a négyzetes toronyszakaszra átadódó, közel függőleges erőfolyam, a boltozatos átjárót alátámasztó „két falpillérre” irányváltással jut el, így az erőfolyam irányváltoztatása következtében a négyszögletes faltestben ferde húzófeszültségek, azaz nyírófeszültségek alakulnak ki. Lásd a 42. ábra trajektória vonalait:

Az irányváltó erő kb. 28,9 %-a a függőleges erőnek.

#### A.) Ellenőrzés a +10,70 m és +7,70 m szint között (megerősítés nélküli toronyszakasz)

A torony alaprajzi keresztmetszete itt 9,4 x 9,4 m. A keresztmetszeti jellemzők:

$$A = 73,5473 \text{ m}^2, \quad W = 1,381 \cdot 10^2 \text{ m}^3$$

##### A1.) önsúly+szél - ULS kombináció:

- Az igénybevételek tervezési értéke:

A 3.3.2.3 pont igénybevételi ábrái alapján:

1. Minimális nyomás + hajlítás a +10,70 m szinten

$$N_{Ed} = 1,35 \times 20856 \text{ kN};$$

$$M_{Ed} = 21072 \text{ kNm};$$

$$V_{Ed} = 1056 \text{ kN}$$

2. Maximális nyomás + hajlítás a +7,70 m szinten

$$N_{Ed} = 1,35 \times 26187 \text{ kN};$$

$$M_{Ed} = 24326 \text{ kNm};$$

$$V_{Ed} = 1119 \text{ kN}$$

3. Irányváltó erő tervezési értéke az  $N_{Ed}$  és  $M_{Ed}$  értékek alapján:

$$N_{d,irányvált, \max} = 0,289 (1,35 \times 26187/2 + 24326/6,3) = 6224 \text{ kN}$$

Irányváltó erőből származó többlet nyíróerő:

$$\Delta V_{irányvált, \max} = 0,23 \cdot \frac{6224}{2 \cdot \operatorname{tg}(60)} = 413 \text{ kN}$$

##### Ellenőrzés:

Ellenőrzés hajlításra + nyomásra:

$$\sigma_{Ed, fal} = -\frac{N_{Ed}}{A} \pm \frac{M_{Ed}}{W}$$

1.  $N_{\min} + M_{Ed}$  eset a +10,70 m szinten

$$\sigma_{Ed, 10.7} = -0,111 \frac{N}{\text{mm}^2} < f_d = -0,70 \text{ N/mm}^2,$$

a toronyszakaszon nem keletkezik húzófeszültség, a fellépő nyomófeszültség a tervezési szilárdság alatt marad.

2.  $N_{\max} + M_{Ed}$  eset a +7,70 m szinten

$$\sigma_{Ed, 7.7} = -0,648 \frac{N}{\text{mm}^2} < f_d = -0,70 \text{ N/mm}^2,$$

a toronyszakaszon nem keletkezik húzófeszültség, a fellépő nyomófeszültség a tervezési szilárdság alatt marad.

Ellenőrzés nyírásra: (+7,70m szint):

$$\tau_{Ed} = \frac{3}{2} \frac{V_{Ed}}{A} + \frac{\Delta V_{irányvált, \max} \cdot 4}{A}$$

$$\tau_{Ed, 7.7} = 0,044 \frac{N}{\text{mm}^2} < f_{vd11} = 0,066 \text{ N/mm}^2.$$

A számított feszültségek tervezési értékei kisebbek, mint ezen a magassági szinten a falazat nyomószilárdság, illetve nyírószilárdság tervezési értékei.

#### A2./ Önsúly + földrengés szeizmikus kombináció:

- Az igénybevételek tervezési értéke:

1. Minimális nyomás + hajlítás a +10,70 m szinten

$$N_{Ed} = 20856 \text{ kN};$$

$$M_{Ed} = \sqrt{25847^2 + 25069^2} = 36007 \text{ kNm};$$

$$V_{Ed} = \sqrt{1629^2 + 1571^2} = 2263 \text{ kN}$$

2. Maximális nyomás + hajlítás a +7,70 m szinten

$$N_{Ed} = 26187 \text{ kN};$$

$$M_{Ed} = \sqrt{30734^2 + 29782^2} = 42796 \text{ kNm};$$

$$V_{Ed} = \sqrt{1629^2 + 1571^2} = 2263 \text{ kN}.$$

3. Irányváltó erő tervezési értéke az  $N_{Ed}$  és  $M_{Ed}$  értékek alapján:

$$N_{d,irányvált, \max} = 0,289 (26187/2 + 42796/6,3) = 5747 \text{ kN}$$

Irányváltó erőből származó többlet nyíróerő:

$$\Delta V_{irányvált, \max} = 0,23 \frac{5747}{2 \cdot \operatorname{tg}(60)} = 381 \text{ kN}$$

##### Ellenőrzés:

Ellenőrzés hajlításra + nyomásra:

$$\sigma_{Ed, fal} = -\frac{N_{Ed}}{A} \pm \frac{M_{Ed}}{W}$$

1.  $N_{\min} + M_{Ed}$  eset a +10,70 m szinten

$$\sigma_{Ed, 10.7} = -0,018 \frac{N}{\text{mm}^2} < f_d = -0,70 \text{ N/mm}^2,$$

a toronyszakaszon nem keletkezik húzófeszültség, a fellépő nyomófeszültség a tervezési szilárdság alatt marad.

2.  $N_{\max} + M_{Ed}$  eset a +7,70 m szinten

$$\sigma_{Ed, 7.7} = -0,659 \frac{N}{\text{mm}^2} < f_d = -0,70 \text{ N/mm}^2,$$

a toronyszakaszon nem keletkezik húzófeszültség, a fellépő nyomófeszültség a tervezési szilárdság alatt marad.

Ellenőrzés nyírásra: (+7,70 m szint):

$$\tau_{Ed} = \frac{3}{2} \frac{V_{Ed}}{A} + \frac{\Delta V_{irányvált, \max} \cdot 4}{A}$$

$$\tau_{Ed, 7.7} = 0,066 \frac{N}{\text{mm}^2} < f_{vd11} = 0,066 \text{ N/mm}^2.$$

A számított feszültségek tervezési értékei kisebbek, mint ezen a magassági szinten a falazat nyomószilárdság, illetve nyírószilárdság tervezési értékei.

#### B.) Ellenőrzés a +4,25 m és +7,70 m szint között (megerősített toronyszakasz)

A toronykeresztmetszet cca. 9,4 x 9,4 m négyzetes hasáb, belül cca. 4,0 x 4,0 m négyzetes üreggel a +4,25 m szintnél két cca. 2,70 x 9,40 m keresztmetszetű falpillérre érkezik (43. ábra). Ez tekinthető az új átjáró kapuzat keresztmetszetének.

A keresztmetszeti jellemzők:

$$A = 73,5473 \text{ m}^2, \quad W = 1,381 \cdot 10^2 \text{ m}^3.$$

### B1.) Önsúly + szél – ULS kombináció:

- Az igénybevételek tervezési értéke:

3.3.2.3. pont (cikk 1. rész) igénybevételi ábrái alapján:

4. Maximális nyomás + hajlítás a +4,25 m szinten

$$N_{Ed} = 1,35 \times 31561 \text{ kN};$$

$$M_{Ed} = 28322 \text{ kNm};$$

$$V_{Ed} = 1192 \text{ kN}$$

5. Irányváltó erő tervezési értéke az  $N_{Ed}$  és  $M_{Ed}$  értékek alapján:

$$N_{d,irányvált,max} = 0,289 (1,35 \times 31561/2 + 28322/6,3) = 7456 \text{ kN}$$

Irányváltó erőből származó többlet nyíróerő:

$$\Delta V_{irányvált,max} = \frac{7456}{2 \cdot \operatorname{tg}(60)} = 2152 \text{ kN}$$

#### Ellenőrzés:

Ellenőrzés hajlításra + nyomásra:  $\sigma_{Ed,fal} = -\frac{N_{Ed}}{A} \pm \frac{M_{Ed}}{W}$

1.  $N_{min} + M_{Ed}$  esete +7,70 m szinten lásd „A1/2” pontban

2.  $N_{max} + M_{Ed}$  esete +4,25 m szinten

$$\sigma_{Ed,7.7} = -1,178 \frac{N}{\text{mm}^2} < f_{d,inj} = -3,53 \text{ N/mm}^2,$$

a toronyszakaszon nem keletkezik húzófeszültség, a fellépő nyomófeszültség a tervezési szilárdság alatt marad.

Ellenőrzés nyírásra: (+4,25m szint):

$$\tau_{Ed} = \frac{3}{2} \frac{V_{Ed}}{A} + \frac{\Delta V_{irányvált,max} \cdot 4}{A}$$

$$\tau_{Ed,7.7} = 0,195 \frac{N}{\text{mm}^2} < f_{vd5,növ} = 0,425 \text{ N/mm}^2.$$

A számított feszültségek tervezési értékei kisebbek, mint ezen a magassági szinten a megerősített falazat nyomószilárdság, illetve nyírószilárdság tervezési értékei.

### B2.) Önsúly + földrengés szeizmikus kombináció:

- Igénybevételek tervezési értéke:

1. Minimális nyomás + hajlítás a +7,70 m szinten, lásd „A2/2” pontban

2. Maximális nyomás + hajlítás a +4,25 m szinten

$$N_{Ed} = 31561 \text{ kN};$$

$$M_{Ed} = \sqrt{37603^2 + 36430^2} = 52356 \text{ kNm};$$

$$V_{Ed} = \sqrt{2047^2 + 1983^2} = 2845 \text{ kN}$$

3. Irányváltó erő tervezési értéke az  $N_{Ed}$  és  $M_{Ed}$  értékek alapján:

$$N_{d,irányvált,max} = 0,289 (31561/2 + 52356/6,3) = 6962 \text{ kN}$$

Irányváltó erőből származó többlet nyíróerő:

$$\Delta V_{irányvált,max} = \frac{6962}{2 \cdot \operatorname{tg}(60)} = 2010 \text{ kN}$$

#### Ellenőrzés:

Ellenőrzés: hajlításra + nyomásra:  $\sigma_{Ed,fal} = -\frac{N_{Ed}}{A} \pm \frac{M_{Ed}}{W}$

1.  $N_{min} + M_{Ed}$  esete +7,70 m szinten, lásd „A2/2” pontban

2.  $N_{max} + M_{Ed}$  esete +4,25 m szinten

$$\sigma_{Ed,4.2} = -1,292 \frac{N}{\text{mm}^2} < f_{d,inj} = -3,53 \text{ N/mm}^2,$$

a toronyszakaszon nem keletkezik húzófeszültség, a fellépő nyomófeszültség a tervezési szilárdság alatt marad.

Ellenőrzés nyírásra: (+4,25 m szint):

$$\tau_{Ed} = \frac{3}{2} \frac{V_{Ed}}{A} + \frac{\Delta V_{irányvált,max} \cdot 4}{A}$$

$$\tau_{Ed,4.25} = 0,231 \frac{N}{\text{mm}^2} < f_{vd5,növ} = 0,425 \text{ N/mm}^2$$

A számított feszültségek tervezési értékei kisebbek, mint ezen a magassági szinten a megerősített falazat nyomószilárdság, illetve nyírószilárdság tervezési értékei.

### C.) Ellenőrzés a ±0,0 és a -4,25 m szintek között

A toronykeresztmetszet +4,25 és 0,00 m szint között az átjáró melletti két darab cca. 2,70 x 9,40 m keresztmetszetű falpillel áll.

A keresztmetszeti jellemzők:

terület: keresztmetszeti modulus:

$$A = 53,3 \text{ m}^2, \quad W_{min} = 74,76 \text{ m}^3$$

### C1.) Önsúly + szél - ULS kombináció:

- Az igénybevételek tervezési értéke:

3.3.2.3 pont igénybevételi ábrái alapján:

1. Maximális nyomás + hajlítás a +0,00 m szinten

$$N_{Ed} = 1,35 \times 36200 \text{ kN};$$

$$M_{Ed} = 33577 \text{ kNm};$$

$$V_{Ed} = 1281 \text{ kN}$$

2. Irányváltó erő a ±0,00 szinten már nem lép föl.

#### Ellenőrzés:

Ellenőrzés hajlításra + nyomásra:  $\sigma_{Ed,fal} = -\frac{N_{Ed}}{A} \pm \frac{M_{Ed}}{W}$

6.  $N_{min} + M_{Ed}$  esete +4,25 m szinten lásd „B1/2” pontban

7.  $N_{max} + M_{Ed}$  esete +0,00 m szinten

$$\sigma_{Ed,0.0} = -1,366 \frac{N}{\text{mm}^2} < f_{d,inj} = -3,53 \text{ N/mm}^2,$$

a toronyszakaszon nem keletkezik húzófeszültség, a fellépő nyomófeszültség a tervezési szilárdság alatt marad.

Ellenőrzés nyírásra: (+0,00m szint):

$$\tau_{Ed} = \frac{3}{2} \frac{V_{Ed}}{A} + \frac{\Delta V_{irányvált,max} \cdot 4}{A}$$

$$\tau_{Ed,0.0} = 0,036 \frac{N}{\text{mm}^2} < f_{vd0,növ} = 0,299 \text{ N/mm}^2$$

A számított feszültségek tervezési értékei kisebbek, mint ezen a magassági szinten a megerősített falazat nyomószilárdság, illetve nyírószilárdság tervezési értékei.

### C2.) Önsúly + földrengés szeizmikus kombináció:

- Az igénybevételek tervezési értéke:

3.3.2.3 pont igénybevételi ábrái alapján:

1. Minimális nyomás + hajlítás a +4,25 m szinten, lásd „B2/2” pontban

2. Maximális nyomás + hajlítás a +0,00 m szinten

$$N_{Ed} = 36200 \text{ kN};$$

$$M_{Ed} = \sqrt{46201^2 + 44759^2} = 64326 \text{ kNm};$$

$$V_{Ed} = \sqrt{2336^2 + 2310^2} = 3285 \text{ kN}$$

3. Irányváltó erő a ±0,00 szinten már nem lép föl

#### Ellenőrzés:

Ellenőrzés hajlításra + nyomásra:  $\sigma_{Ed,fal} = -\frac{N_{Ed}}{A} \pm \frac{M_{Ed}}{W}$

1.  $N_{\min} + M_{Ed}$  esete +4,25m szinten, lásd „B2/2” pontban

2.  $N_{\max} + M_{Ed}$  esete +0,00m szinten

$$\sigma_{Ed,7.7} = -1,54 \frac{N}{mm^2} < f_{d,inj} = -3,53 N/mm^2,$$

a toronyszakaszon nem keletkezik húzófeszültség, a fellépő nyomófeszültség a tervezési szilárdság alatt marad.

Ellenőrzés nyírásra: (+0,00m szint):

$$\tau_{Ed} = \frac{3 V_{Ed}}{2 A} + \frac{\Delta V_{irányvált,max} \cdot 4}{A}$$

$$\tau_{Ed,7.7} = 0,092 \frac{N}{mm^2} < f_{vd0,növ} = 0,299 N/mm^2.$$

Az elvégzett ellenőrzések alapján megállapítható, hogy a torony alsó szakasza a kiszélesített kapuátjáró esetén is a végrehajtott megerősítésekkel megfelel, tehát a szűkített kapunyílás kibontható, a torony állékonysága biztosított.

3.3.8. Az alapozás megerősítése

3.3.8.1 Az alapozás felső síkjára átadódó igénybevételek tervezési értékei

A 9,4 x 9,4 m-es alaptestre átadódó igénybevételek:

1. Maximális normálerő esetén (ULS – szél teherkombináció):

$$N_{\max,Ed} = 57116 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 1370 \text{ kN}$$

$$M_{\min,Ed} = 42243 \text{ kNm}$$

2. Minimális normálerő esetén (szeizmikus teherkombináció):

$$N_{\min,Ed} = 42308 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 3286 \text{ kN}$$

$$M_{\max,Ed} = 79769 \text{ kNm}$$

3.3.8.2. Alapozás ellenőrzése megerősítés előtt

A torony alapozási síkja eredetileg a víz alatti sovány, puha agygrétegben volt (kb. -4,40 - -5,00 m szinten), amelynek talajfizikai tulajdonságai [Geotechnikai szakvélemény, Petik és Társai Kft. (2003)] a következők:

- nedves térfogatsűrűség:  $\gamma_n = 19,8 \text{ kN/m}^3$
- belső súrlódási szög:  $\varphi = 17,0^\circ$
- kohézió:  $c = 29,6 \text{ kN/m}^2$

Az eredeti alaptest alatti talajtörés ellenőrzése MSZ EN 1997-1:2006 „D” melléklete alapján, mint mélyített sicalapozás figyelembe vételével történt,  $\gamma = 1,4$  teherbírás oldali parciális biztonsági tényező mellett:

1. Talajtöréssel szembeni ellenállás biztonságának ellenőrzése a maximális normálerő esetére (ULS szél teherkombináció)

$$R_d = 47010 \text{ kN} < N_{Ed,alap} = 68342 \text{ kN}$$

2. Talajtöréssel szembeni ellenállás biztonságának ellenőrzése a minimális normálerő esetére (szeizmikus teherkombináció)

$$R_d = 28262 \text{ kN} < N_{Ed,alap} = 50463 \text{ kN}$$

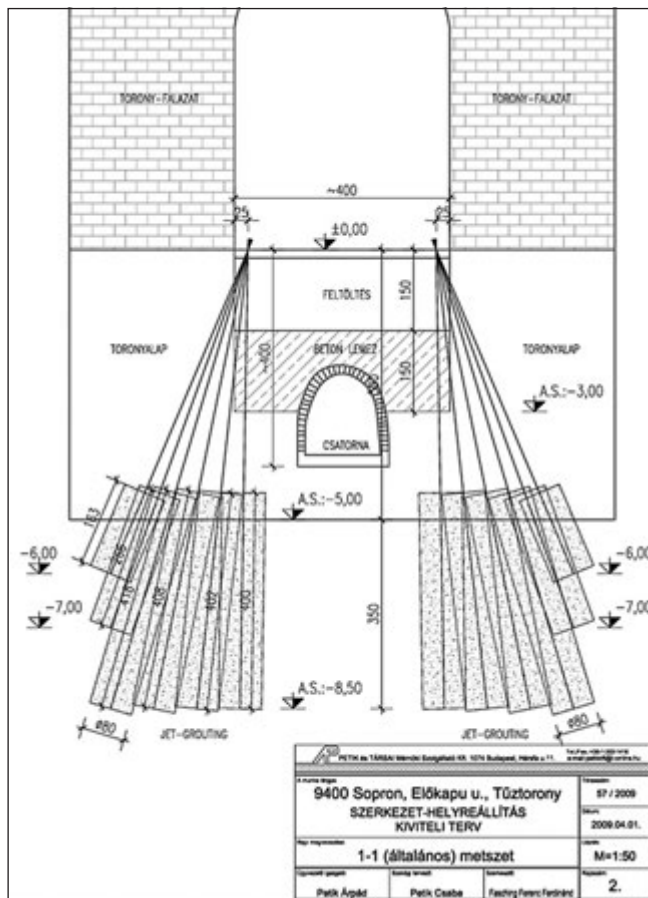
A számítási eredmények szerint a torony eredeti alapozásának talajtöréssel szembeni ellenállása az MSZ EN szabványsozozat által előírt biztonságot nem éri el sem önsúly+szél ULS, sem szeizmikus teherkombinációkban.

Ezért az alapozás megerősítése volt szükséges az előírt biztonsági szint eléréséhez.

3.3.8.3. A torony megerősített alapozásának teherbírása

Az alapozás megerősítését a Petik és Társai Kft tervezte (2009.) Megerősítésként a kapu átjárónál található két faltest (2,7 x 9,4 m) alatti jet-cölöpök a cca. -2,30-3,00 m szintről indulnak és a cca. -8,5 m mélyen lévő homokos kavicsos talajban végződnek (lásd 44. ábrán).

Az alapozási síkon található iszapos, homoklisztes, ka-



44. ábra: Az alapozás megerősítése jet-grouting cölöpökkel - függőleges metszet

vicsos homok számítás során figyelembe vett talajfizikai tulajdonságai:

- nedves térfogatsűrűség:  $\gamma_n = 20 \text{ kN/m}^3$
- belső súrlódási szög:  $\varphi = 33,0^\circ$
- kohézió:  $c = 0,0 \text{ kN/m}^2$

A megerősített alaptest, mint mélyített sicalap alatti talajtörés ellenőrzése MSZ EN 1997-1:2006 „D” melléklete alapján:

1. Talajtöréssel szembeni ellenállás biztonságának ellenőrzése maximális normálerő esetére (ULS szél teherkombináció)

$$R_d = 194941 \text{ kN} > N_{Ed,alap} = 69962 \text{ kN}$$

2. Talajtöréssel szembeni ellenállás biztonságának ellenőrzése minimális normálerő esetére (szeizmikus teherkombináció)

$$R_d = 106942 \text{ kN} > N_{Ed,alap} = 51091 \text{ kN}$$

3. Alapozás elcsúszás vizsgálata

Az elcsúszásvizsgálatot a maximális vízszintes erőre végezzük el az MSZ EN 1998-5 szabvány 5.3 pontja szerint

a.) Statikai vizsgálat

A jet cölöpök nyírt keresztmetszete összesen:  $2 \times 3,25 \text{ m} \times 9,40 \text{ m}$

$$A_{cc} = 61,1 \text{ m}^2$$

Nyomófeszültség minimuma a jet cölöpökben:

$$\sigma_{cp} = 42308/61,1 = 0,692 \text{ N/mm}^2$$

A jet cölöpök nyírasi ellenállását a próba jettelésből nyert nyírószilárdság figyelembe-vételével határoztuk meg. A jet cölöpök nyomószilárdsága az ÉMI (2011) vizsgálatai alapján elérte az előírt C4 szilárdságot, így a számítás során figyelembe vett anyagszilárdságok a következők voltak:

$$f_{ck} = \text{kb. } 4,0 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctd,pl} = 0,283 \text{ N/mm}^2$$

A nyírószilárdság tervezési értéke:

$$f_{evd} = \sqrt{f_{ctd,pl}^2 + \sigma_{cp} \cdot f_{ctd,pl}} = 0,525 \text{ N/mm}^2$$

A nyírófeszültségek tervezési értéke az ellenőrző számítás alapján nem haladja meg a jet-grouting cölöpök nyírószilárdságát:

$$\tau_{cp} = \frac{3 V_{Ed}}{2 A_{cc}} = 0,081 N/mm^2 < f_{cvd} = 0,525 N/mm^2$$

b.) Geotechnikai vizsgálat

A jet cölöpök alsó szintjén meghatározott nyírási ellenállás az elcsúszással szemben, a jet cölöpök függőleges felületén fellépő passzív földnyomás biztonság javára történő elhanyagolásával:

$$F_{Rd} = N_{Ed} \cdot \frac{tg(\delta)}{\gamma_M} = 42308 \cdot \frac{tg(22)}{1.4} = 12209 \text{ kN}$$

amely nyírási ellenállás meghaladja a nyíróerő tervezési értékét.

$$F_{Rd} = 12209 \text{ kN} > V_{Ed} = 3286 \text{ kN.}$$

A jet-grouting cölöpökkel megerősített alapozás a hatályos nemzeti szabványok által előírt biztonsággal képes továbbítani a torony igénybevételeinek tervezési értékét az alatalajra, a talajtöréssel szembeni ellenállása megfelelő.

### 3.4 A kapuátjáró visszabővítése

A tűztorony rekonstrukciójának egyik fontos célkitűzése volt a leszűkített kapuátjáró újbóli kiszélesítése.

3.4.1. A visszabővítés feltételei és módszere

A kapuátjáró szélesítéséhez fontos kielégítendő feltételek teljesítése volt szükséges, mint:

- a felső torony szakaszok megerősítése,
- a kapu környezetében a faltest szilárdságának növelése, továbbá
- az alapozás megerősítése.

Mindezek mellett a korábbi befalazás visszabontása elővigyázatosságot kívánt meg, ezért a visszabontást szakaszosan végeztük és a „megmaradt falrészek” összekapcsolásához belső vasbeton íveket, valamint azokat kitámasztó új talplemezt építettünk be.

3.4.2. A vasbeton ívek szakaszos építése

A homlokfal mögötti vasbeton ívek 50-70 cm-es szakaszokban épültek. A homlokfal betonozását követően 14 napos korban lehetett kibontani a homlokfal mögötti 50-70 cm sávban a meglévő téglafalazatot (45. ábra).

A kibontott téglafal mögött láthatóvá vált a torony kőfalazata, ahová Ø20 betonacél tuskékat fűrtak és ragasztottak be 60 cm-es kiosztással. A befűrási mélység 40 cm volt. Ez a tuskézés köti az új vasbeton ívet a torony kőfalazatához.

A meglévő kifalazás kibontása alul a -0,60 m-es szintig történt. A falazatra 20 cm vastagságban vasbeton talplemez készült, amelybe a vasbeton ívek indításához 2x5Ø16 tuskézés került.

A vasbeton ívek vasalása a következő lépésekben készült el:

- először az oszlopok vasalását szerelték be, amelyet a kivésett falhoronyba egyben be lehetett tolni, majd a csatlakozó Comax-vasalást ki kellett hajlítani, és a nyitott kengyelezést S kengyelekkel lezárni,
- az oszlopok fölött szintén egyben elkészült az íves gerenda vasalása, amelyet be kellett emelni és az oszlopok vasalásával toldó vasakkal összekötni. Az íves gerendavasalást is a comaxok kihajtásával kellett csatlakoztatni az előző ütemben elkészült vasbeton szerkezethez. Ennek kihajtását követően a nyitott kengyelezést S kengyelekkel zárták le.

A későbbi ütemben a vasbeton ívhez csatlakozó további vasbeton ívekhez a kapcsolatot az oszlop vasaláshoz és az

íves gerenda vasaláshoz rögzített Comax Ø12/15 vasalási csatlakozóval teremtettük meg. A következő vasbeton ív ütem építését a megelőző ív 14 napos korában lehetett megkezdeni a fenti műveleti lépések ismétlésével.

Az építés során a boltívek és a torony négyszögletes részének fokozott megfigyelését írtuk elő. Repedés, egyéb káros elmozdulás nem volt megfigyelhető.

A kibontás utáni állapotot a 46. és 47. ábrákon láthatjuk.

## 4. A HELYREÁLLÍTÁSI MUNKÁLTOK TANULSÁGAI

A torony helyreállítása mintegy tízéves munkával valósult meg. A többszáz éves torony kialakítási részleteiről, geometriájáról és anyagainak állapotáról kellő megalapozottságú véleményt formálni igen összetett feladat. Az adatok összegyűjtéséhez, a feltárásokhoz szükséges pénz a folyamat kezdetén csak szűkösen állt rendelkezésre. A működés melletti vizsgálatok is csak korlátozottan voltak lehetségesek. Korántsem biztos, hogy a tulajdonos lehetőségei egy átfogó felújításhoz elegendőek, ezért többszöri nekirugaszkodással fokról-fokra haladhattak csak előre a tervezők – jóval több energiát befektetve, mint egy új építmény tervezésébe.

A torony életével kapcsolatos írásos anyagok száma és mennyisége itt is – mint egyéb műemléki épületeknél – eléggé szegényes volt. Csak a véletlennek volt köszönhető, hogy a felújítás építész tervezője korábban az Országos Műemléki Felügyelőségnél dolgozott és Sopron védműveivel foglalkozott, és statikus tervezője az lett, aki korábban a BME Vasbetonszerkezetek Tanszékén dolgozván, emlékezett az 1972-74 évi szakvéleményre, mert más forrásból az nem állt rendelkezésre. Mindezek arra is figyelmeztetnek általában, hogy az építmények tervezési és kivitelezési dokumentációját a jövőben sokkal gondosabban kell őrizni. Csak reményünket tudjuk kifejezni, hogy a torony most született dokumentációja a 100 év múlva esedékes felújításkor a jövő nemzedéke számára rendelkezésre fog állni.

Igen komoly nehézséget okozott a torony faszerkezetének vizsgálata, elsősorban a mai színvonalon elvárható szilárdsági vizsgálatok és adatok hiánya miatt.

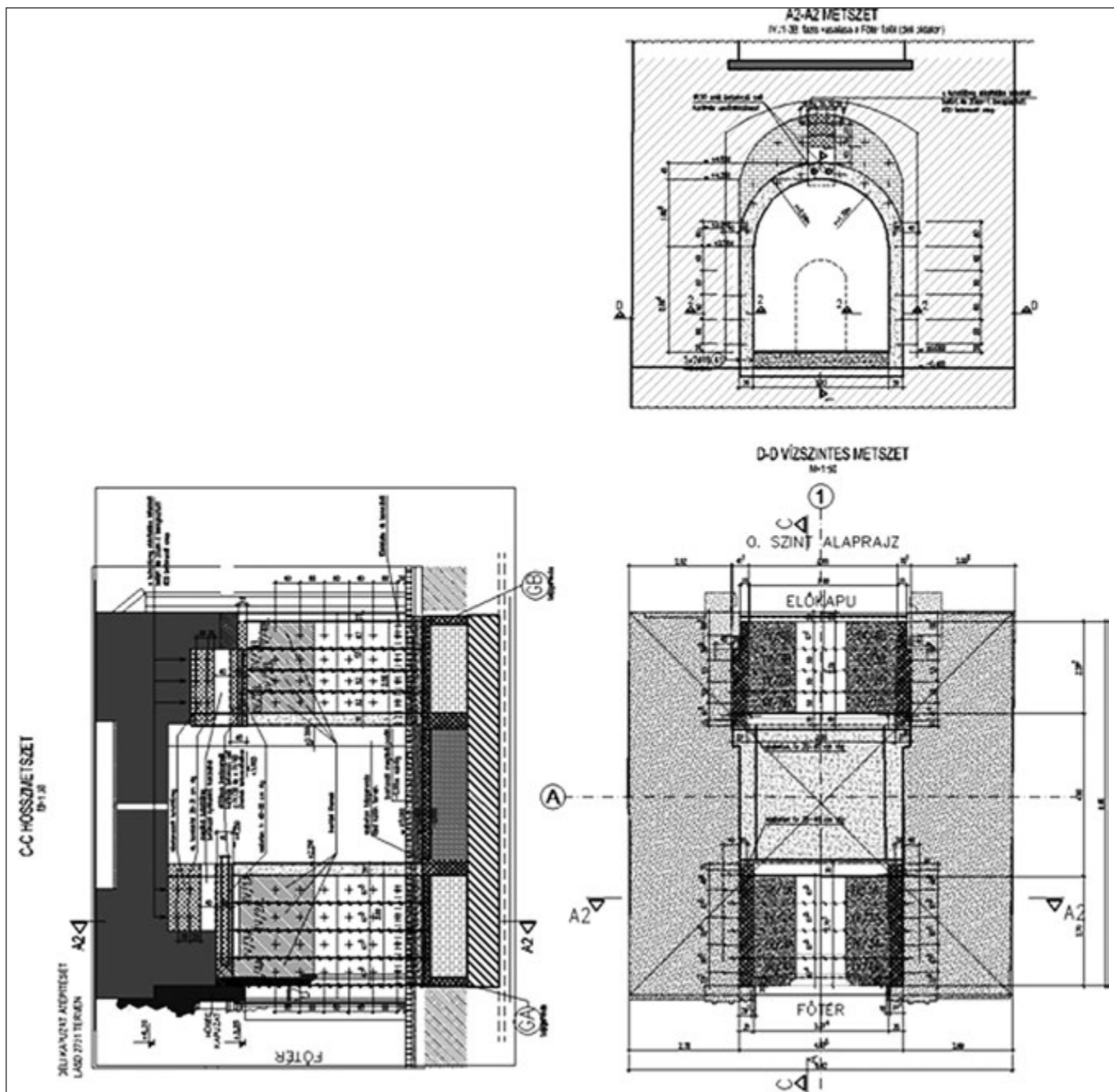
Hasonlóan hiányosak voltak az ismereteink a nagy vastagságú kőfal struktúrájáról és szilárdsági állapotáról. Csak fokozatosan vált világossá, hogy ennek építésekor még a várfalaknál alkalmazott – „két erős kéreg között” kitöltés – elvet sem alkalmazták, hanem viszonylag gyenge szilárdságú, szabálytalan köelemekből, vastag habarcsba rakott falból hozták létre a kapuzat feletti toronyrészt.

A kapuzat környékén – a négyszögletes szakasznál – kváderes kőfalazatot találtunk, amely mintegy teljes szabályossággal a térszint alatt 4,0 m-es mélységig megtalálható volt. Az itt alkalmazott injektálások – térszint alatt jet-grouting, térszint felett cement - az mutatták, hogy a falazatnak mintegy 5-10 %-os porozitása volt, amit sikerült megszüntetni a lefolytatott minőségellenőrzések eredményei szerint.

A sikeres helyreállítás további két kulcsfigurája a kivitelező és a független műszaki-ellenőr, akiknek a feladat összetettsége miatt igen jó koordináló képességgel, a hagyományos és új építési módok alkalmazása és ellenőrzése, valamint az anyagok területén széles ismeretekkel kell hogy rendelkezzenek, miközben a pénzügyeket állandó kontroll alatt kell, hogy tartsák.

A sok szakterület közül említjük az alapozások megerősítésében jártas „jet-grouting-os” szakembereket, a nagymagaságú tornyot állványozókat, a kőműves munkákat végzőket, a kő-fűrészelés és -fűrés szakembereit, a feszítő rudakat és kábeleket beépítőket, a faszerkezetek megerősítését végző





45. ábra: A vasbeton ívek kiviteli tervének részlete



46. ábra: A vasbeton ívek építése, az ívek fémzszalagja

ácsokat, a műemléki rézborítások készítőit, a falvarrások szakértőit, a falak injektálását végző specialistákat és annak kitöltöttségét ellenőrző radiológus mérnököket, nem szólva az egyedi fémzszalagok megalkotóiról, és az egyáltalán nem rutinszerű betontechnológiáról.

Szólnunk kell arról, hogy a helyreállítás hosszú távú ered-



47. ábra: A kibontott kapuzat új képe az Előkapu és a Fő tér felől

ményességét – legalább is a tervezők ezt nagyon remélik – az alkalmazott új technológiák adta lehetőségek kihasználása és ezek jó illeszkedése a szerkezet megerősítéséhez a torony műemléki értékeinek megtartását segítették elő ezen értékek megsértése nélkül. Bízunk benne, hogy a torony mai csodálói mindezekből a komoly beavatkozásokból már nem észlelnek semmit, csak örömmel haladnak át a Főtérrel az Előkapu tér felé a szélesre tárt átjárón. Köszönet mindazoknak, akik közreműködtek a sikeres munkában.

## 5. HIVATKOZÁSOK

- BME Vasbetonszerkezetek Tanszéke – Bölcskei E., Szerémi L. (1974. április) Szakvélemény a soproni Tűztorony jelenlegi állapotáról, különös tekintettel a kapu befalazás esetleges kibontására.
- CAEC Kft. – Almási J., Vándor A., Nemes B. (2003) Állapotmeghatározó statikai szakvélemény a soproni Tűztoronyról
- CAEC Kft. A Soproni Tűztorony statikai számításai a kiviteli tervezéshez (2006)
- ÉMI Építészeti Minőségellenőrző Innovációs Nonprofit Kft. (2011.04.14) - Vizsgálati Jegyzőkönyv – Jet-grouting oszlopokból készített próbatestek MSZ 4715-4:1987 szabvány
- ÉMI Építészeti Minőségellenőrző Innovációs Nonprofit Kft. (2012.02.29) – Szakértői állásfoglalás Sopron Tűztorony falazat megerősítéséről
- Gömöri J.: A Várostorony nagyobb építészeti és alapásatások régészeti vizsgálata 2003.
- Holl I.: Sopron Középkori Városfalai IV. Archeológiai Értesítő 100. évfolyam (1974) 73. év 2. sz. 1974. Sopron Tűztorony <http://Maex.Sopron.hu> 2002.
- Kissné Nagy Pál Judit: A várostorony és környéke helyreállítása Sopronban, Magyar Építőművészet 1975/5
- Konstruma Kft. (2002) Állapotfelmérési szakvélemény építészeti, tartószerkezeti, geotechnikai, művészettörténeti, régészeti, geológiai, faanyagvédelmi szakterületeken.
- Mingeo Kft. – Nagy Péter (2011. október.) Értékelés a Sopron Tűztorony injektálás előtti geofizikai vizsgálatáról
- Mingeo Kft. – Törös Endre, Taller Gábor, Nagy Péter (2011. december.) Értékelés a Sopron Tűztorony geofizikai vizsgálatáról
- Müller Imre okl. erdőmérnök – (2011.05.22.) Faanyagvédelmi szakvélemény a soproni tűztorony faszerkezeteinek faanyagvédelmi vizsgálatáról
- Oláh M. Z. - a Soproni Tűztorony építésének története és a változások elméleti rekonstrukciója 2003.
- Országos Műemléki Felügyelőség: Sopron Tűztorony és Előkapu Helyreállítási Terv 1971. Jegyzőkönyvek, Naplóbejegyzések
- Petik és Társai Kft. – Petik Árpád (2003. november) Geotechnikai szakvélemény a Sopron, Tűztorony altalaj és alapozás viszonyairól
- Petik és Társai Kft. – Petik Árpád (2003. november) Statikai számítás Sopron, Tűztorony alapozás vizsgálatához
- Petik és Társai Kft. – Petik Árpád, Petik Csaba (2009. március) Sopron, Tűztorony Jet-groutingos alpmegerősítés kiviteli terve szerint végzett nyomószilárdság vizsgálatáról
- Sedlmayer J. (2002): A Sopron Tűztorony középkori kialakításának és mai állapotának vizsgálatához elméleti rekonstrukció (1200-1680).

## 6. KÖSZÖNETNYILVÁNÍTÁS

A torony helyreállítás munkájában részt vett szakembereknek és cégeknek, valamint szervezeteknek köszönetünket és elismerésünket fejezik ki a szerzők, melyet a következő felsorolással is nyomatékosítani kívánunk: Megrendelő: Sopron

Önkormányzata Dr. Fodor Tamás polgármester. Tanácsadói: BME Dr. Sajtó István, Dr. Armuth Miklós. Városi főépítész: Kuslics Tibor; Lebonyolító: SVF Kelemen Imre, Bors Péter; Kivitelező: Stettin-Hungaria: Kóbor Csaba, Trimmel Csaba, Dubics Zoltán; Műszaki ellenőrzés: Céh, Nyerges Tamás; Szakértők: Sedlmayer János, Dr. Horváth Zoltán, Dr. Vándor András. Alvállalkozók: Technovato Almássy Piroska; EMAB Táskai Andor; Mingeo Nagy Péter; K&K Betontechnik Koncz Lóránt., ÉMI Prém Dóra.

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

**Dr. Oláh Mihály Zoltán** (1954) okl. építészmérnök (1979), városrendezési és városgazdasági szakmérnök, doktori fokozat (1987). 1989 óta a Konstruma Kft. ügyvezetője és alapítója.

**Petik Árpád** (1950) okl. építőmérnök (1974), 1974-1991 között az FTV munkatársa, osztályvezetője, 1991 óta a Petik és Társai Kft. ügyvezetője. Geotechnikai konferenciák rendszeres előadója, szakmai publikációi olvashatók voltak a Mélyépítéstudományi Szemlében. Három szolgálati szabaddalomban tulajdonostárs.

**Petik Csaba** (1974) okl. építőmérnök (1997), 1997 óta a Petik és Társai Kft. geotechnikai tervezője, szakértője. Magyar és külföldi geotechnikai konferenciák előadója, 2008-ban meghívott előadó a BME Mérnökgeológiai és Építőanyagok Tanszékén, szakmai publikációja olvasható a Mélyépítés folyóirat 2002/7 számában,

**Nemes Bálint** (1976) okleveles építőmérnök (1999), műszaki ellenőr, 1999 óta tervezőmérnök a CAEC Kft.-nél. az – A SEI (IABSE) 2/2006 számában megjelent publikáció társszerzője, előadó a 2012. évi Műemlékeink Védelme Konferencián, Ráckevén.

### RETROFITTING THE FIRE TOWER OF SOPRON

**József Almási - Zoltán Oláh - Bálint Nemes - Árpád Petik - Csaba Petik**  
The tower got today form 1676 after a fire. During the construction of the City hall (1896), appeared large cracks on the tower direct above the passage, and to strengthen the tower they narrowed down the passage width. At the beginning of the year 2000 it were observed three vertical cracks on the cylindrical part of the tower. To avoid the collapse the design work of reconstruction was started. This article give a possibility for the reader to follow up this reconstruction process from the historical study through the structural analysis, the used building technology, quality control until the construction works. The reader can get an impression how complicated a structural design of a historical building is, what kind of possibilities are given with the today materials and technology, which together made possible the 100 year old dream of Sopron, to have again a wider passage through the tower.

## BETONTECHNOLÓGUS SZAKIRÁNYÚ TOVÁBBKÉPZÉSI SZAK – 2014-2015

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

**A továbbképzés célja, hogy a résztvevők megszerezzék a legfrissebb betontechnológiai ismereteket. A tanfolyam során a hallgató elmélyedhet a betontechnológiai módszereken kívül a speciális tulajdonságú betonok témakörben, a betonalkotók anyagtani kérdéseiben, építőanyagok újrahaznosításában, környezetvédelmi kérdésekben, a betonstruktúra elemzésében és annak hatásában a tartósságra, a diagnosztika nyújtotta lehetőségekben, aminek eredményei megfelelő javítási vagy megerősítési mód kiválasztását teszik lehetővé, a mély és magasépítési szerkezetek betontechnológiai szempontból**

**jelentős tervezési és kivitelezési kérdéseiben, a betongyártás és előregyártás kérdéseiben, a minőségirányítás és minőségbiztosítás módszereiben és áttekintést kapnak a vasbetonépítésben megjelent legújabb anyagokról. Mindezeket jogi, gazdasági és vezetésméleti kérdések egészítik ki.** A tananyag egymásra épülő rendszerben tekinti át a betontechnológiához szükséges összes ismeretanyagot.

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

A képzés levelező rendszerben folyik félévenként 3-3 konferenciahéten (általában hétfő de. 10<sup>00</sup>-tól csütörtök 16<sup>00</sup>-ig), és az utolsó félévben szakdolgozatot kell készítenie. A képzés hossza 4 félév BSc diplomával (kezdődik: 2014. februárban) és 3 félév MSc diplomával (kezdődik: 2014. szeptemberben). A tanfolyam részletes leírása és a jelentkezés lap a [www.epito.bme.hu/eat](http://www.epito.bme.hu/eat) honlapon a *Hírek, események* címszó alatt található.

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

# FESZÜLTÉGELOSZTLÁS MODELLEZÉSE FIATAL BETONBAN



Nagy Réka Anna – Dr. Borosnyói Adorján – Dr. Kovács Tamás

A cikk a fiatal beton kémiai folyamatainak és az ebből adódó hőmérséklet-, feszültség- és alakváltozás-eloszlásnak a numerikus modellezésével foglalkozik, különös tekintettel a folyamatok időbeliségére. Szakirodalmi áttekintést nyújt a fiatal beton időtől függő folyamataira: a cement hidratációjára és az ebből adódó hőfejlődésre, térfogatváltozásra, zsugorodásra és szilárdságfejlődésre. Az alkalmazott numerikus modell Sofistik vége-selemes program segítségével készült, amelyben az előző folyamatok egyidejűsége és azok egymást befolyásoló hatása számításba vehető. Paraméterelemzést végeztünk különböző betonösszetételek, külső hőmérsékletek, zsalutípusok és hőszigetelés-vastagságok figyelembevételével. Értékeljük a keletkező hőmérséklet- és feszültségeloszlást. Betontechnológiai javaslatokat fogalmaztunk meg a fiatal beton repedésmentességének biztosítása érdekében, ami nagy teljesítőképességű betonok alkalmazásakor kiemelt jelentőséggel bír.

**Kulcsszavak:** fiatal beton, hidratációhő, numerikus modellezés, hőmérséklet-eloszlás, feszültségeloszlás, repedésképződés.

## 1. CÉLKITŰZÉSEK

A beton tulajdonságai folyamatosan változnak szilárdulás közben, ezért a végbemenő folyamatok megfelelő modellezése szükséges a szerkezeti viselkedés pontosabb leírása érdekében. A mikroszintű folyamatoknak számottevő hatása van a pórusszerkezetre, amely jelentősen befolyásolja a mechanikai tulajdonságokat, ezért tárgyalásuk elősegíti a szilárduló beton makroszintű viselkedésének megértését. Egy feszültség alapú repedési feltétel megfogalmazásával a repedések kialakulásához numerikus korlát rendelhető. A fiatal beton repedései kiemelt jelentőségűek a szerkezet tartóssága és használhatósága szempontjából, továbbá ahol szerkezeti okokból feszültségkoncentráció alakul ki (pl. elő- vagy utófeszített szerkezeteknél, illetve csatlakozó szerkezetek által okozott alakváltozási kényszer környezetében).

A kutatás célja a szilárduló beton viselkedésének tanulmányozása (különös tekintettel a hidratációra és a szilárdságfejlődésre), illetve a betonszerkezetek tartósságának növelését célzó további kutatások numerikus modellezési lehetőségeinek bemutatása volt.

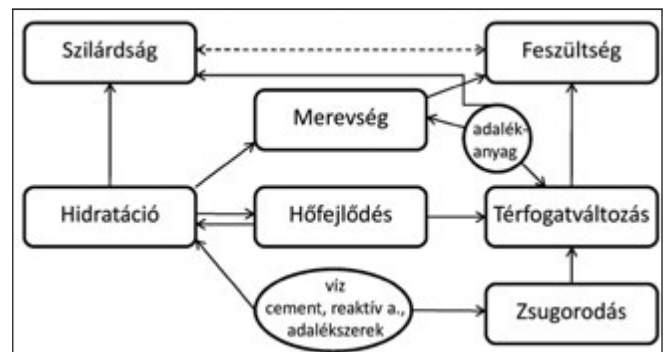
## 2. BEVEZETÉS

Betonoknál a nagy teljesítőképesség két szempontból közelíthető meg: a szilárdság és az áteresztőképesség szempontjából. Minél kisebb az áteresztőképesség, annál lassabb a korróziót okozó anyagok szerkezetbe jutása. A kis áteresztőképesség biztosításához szükséges a repedésképződés megelőzése. Ez megfelelő statikai tervezéssel, betontechnológiai eszközökkel (zsugorodás és kúszás kompenzálása), valamint a fiatal beton gátolt hőmozgásából származó feszültségek korlátozásával érhető el. A cikk az utóbbi elv legfontosabb szempontjaira világít rá.

Fiatal beton alatt a 28 naposnál fiatalabb betont értjük,

ezen belül is az első hét az, amely a megszilárdult állapotot eredményező kémiai folyamatok szempontjából a legfontosabb. Ezek a folyamatok hő- és szilárdságfejlődéssel, valamint térfogatváltozással járnak.

A beton tulajdonságait elsősorban összetevői határozzák meg (cement, adalékanyagok, víz, levegő és adalékszerek). A hidratáció kémiai folyamatai erősen időfüggőek és számottevő hatásuk van egymásra is (1. ábra). További befolyásoló tényezők a tömörítés mértéke, a zsaluzat típusa, a hőszigetelés jelenléte és vastagsága, a külső hőmérséklet, a relatív páratartalom, a szélesebbesség, valamint a vasalás mennyisége.



1. ábra: Fiatal beton belső folyamatai

Farkas és szerzőtársai (2009) a nagy teljesítőképességű fiatal betonokban lejátszódó folyamatok követésének jelentőségével valamint e folyamatok numerikus modellezésével foglalkoztak az M7 autópálya S-65 jelű hídja kapcsán. A fiatal betonban kialakuló hőmérséklet-eloszlás számítására vonatkozó eredményeiket a kivitelezés során mért betonhőmérsékletekkel igazolták, valamint mintapéldát mutattak be a hűtés hidratációhőre gyakorolt hatásáról.

Jelen cikk tárgyát ugyanezen szerkezet alapulvételével végrehajtott modellezés továbbfejlesztése képezi. Elsődleges célja a betonösszetétel és a zsaluzat hőszigetelő képessége

által a beton repedésérzékenységére kifejtett hatás elemzése paramétervizsgálat segítségével, majd ennek alapján tervezési és kivitelezési elvek megfogalmazása.

## 2.1. A portlandcement hidratációja

A cement tulajdonságait jelentősen befolyásolja a klinker kémiai összetétele. A legfontosabb klinkerásványok a  $C_3S$ ,  $C_2S$ ,  $C_3A$  és  $C_4AF$  (1. táblázat). Ezek különböző módon vesznek részt a hidratációban és szilárdságuk fejlődése is eltér, mind a mérték, mind az időbeli alakulás szempontjából.

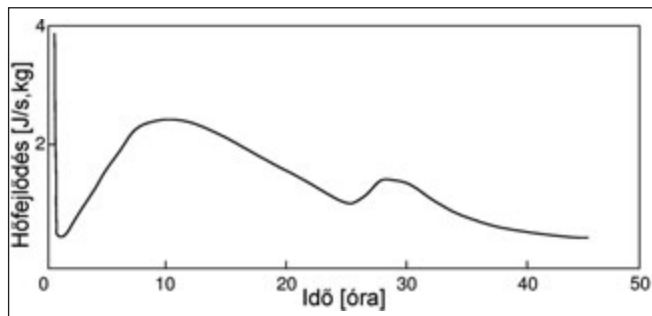
A cementszemcsék vízzel érintkezve oldatot képeznek és az oldat ionkoncentrációja időben nő. Vegyületek keletkeznek az oldatban, amelyek telítődés után szilárd fázisként kiválnak. Ezt a folyamatot nevezzük hidratációnak, a keletkező vegyületek a hidratációs termékek.

**1. táblázat:** Klinkerásványok tulajdonságai (Ujhelyi, 2005)

Jelölés	Név	Tulajdonságok	Mennyiség (m%)	Hőfejlés (J/g)
$C_3S$	trikalcium-szilikát	gyors hidratáció, nagy korai szilárdság	37-60	520
$C_2S$	dikalcium-szilikát	lassú hidratáció, kis hőfejlés, utószilárdulás	15-37	260
$C_3A$	trikalcium-aluminát	gyors szilárdulás, nagy hőfejlés, kis korai szilárdság	7-15	1670
$C_4AF$	tetrakalcium-aluminát-ferrit	lassú szilárdulás, kis szilárdság		420

## 2.2. Hidratációhő és hatékony kor

A hidratáció rendkívül összetett exoterm folyamat, amit számos tényező befolyásol. A felszabaduló hő mennyisége függ a szerkezeti elem méreteitől, a cementtartalomtól és a cement típusától. A hidratációhőt többnyire egységnyi tömegre vonatkoztatva adják meg (2. ábra).



**2. ábra:** Cement hidratációs hőfejlése (Neville, 2000)

**2. táblázat:** A hidratált cementpép pórusméreteinek osztályozása (Oberholster, 1988; Ujhelyi, 2005)

Megnevezés	Átmérő	Leírás	A víz szerepe	Befolyásolt tulajdonság
Makropórusok	1000 - 15 $\mu$ m	Nagyméretű, gömb alakú üreg	Halmazos víz	Szilárdság, áteresztőképesség
Kapilláris pórusok	15 - 0,05 $\mu$ m	Nagy kapilláris pórusok	Halmazos víz	Szilárdság, áteresztőképesség
	50 - 10 nm	Közepes kapillárisok, kapilláris üregek	Mérsékelt felületi feszültség	Szilárdság, áteresztő-képesség, zsugorodás nagy nedvességtartalom esetén
Gélpórusok	10 - 2,5 nm	Kisméretű géllkapilláris	Nagy felületi feszültség	Zsugorodás <50% környező relatív páratartalom esetén
	2,5 - 0,5 nm	Mikropórus, gélpórus	Erős vízadszorpció	Zsugorodás, kúszás
	< 0,5 nm	Rétegek közötti mikropórus, kristályközi pórus	A kötésben résztvevő szerkezeti víz	Zsugorodás, kúszás

A beton hőtágulási együtthatóját az összetétel, a kor, a külső hőmérséklet és a tárolási körülmények határozzák meg. Nagyságára a szakirodalomban közelítő összefüggéseket találhatunk. Palotás és Balázs (1980) szerint a beton hőtágulási együtthatója ( $\alpha_b$ ) a megszilárdult cementkő ( $\alpha_c$ ) és az adalékanyag ( $\alpha_a$ ) hőtágulási együtthatójából a következőképpen becsülhető:

$$\alpha_b = c \cdot \alpha_c + (1 - c) \alpha_a,$$

$$\text{ahol } c = v_c^2$$

$v_c$  a cementkő pórusokkal együtt vett térfogatos részaránya a betonban.

A beton szilárdságát nagymértékben befolyásolja a kor és a hőmérséklet-történet. Mindkét tényezőt figyelembe veszi a *hatékony kor* ( $t_e$ ). A hatékony kor azt az időtartamot jelenti (a betonozástól számítva), amely állandó referencia hőmérsékleten való tárolás esetén szükséges lenne ahhoz, hogy elérjük ugyanazt a szilárdságot, mint amekkorát a valós hőmérséklet-történet mellett kapunk (Malhotra, Carino, 2004). A hatékony kor számítására több modell is létezik, ezek részletes összefoglalása megtalálható Kausay (2011a,b,c) írásában. Ezek közül Arrhenius képletét kiemelve:

$$t_e = \sum^t e^{\frac{-E}{R} \left[ \frac{1}{273+T} - \frac{1}{273+T_r} \right]} \cdot \Delta t$$

ahol

$t_e$  – a hatékony kor

$T$  – átlagos betonhőmérséklet a  $\Delta t$  időintervallumban [ $^{\circ}C$ ]

$T_r$  – referencia hőmérséklet [ $^{\circ}C$ ]

$E$  – aktiválási energia, 33500 J/mol

$R$  – egyetemes gázállandó, 8,3144 J/(mol·K).

## 2.3. Pórusszerkezet

A beton mikroszerkezetének modelljei általában megegyeznek abban, hogy merev vázat és olyan pórusszerkezetet feltételeznek, amelyben a víz különböző formákban van jelen: szabad vízként a kapillárisokban, abszorbeált vízként a pórusok felszínén és rétegek közötti vízként a hidratációs termékekben (Ujhelyi, 2005). Makropórusok elégtelen tömörítés miatt keletkezhetnek, viszont többnyire nem alkotnak összefüggő rendszert, ezért nem befolyásolják az áteresztőképességet. Kapilláris pórusok akkor alakulnak ki, amikor a kémiai kötéshez fel nem használt fölösleges víz elpárolog. Ezek a pórusok összefüggnek egymással (perkoláció) és átjárhatóak a külső betonfelület felé, így döntő szerepük van a transzportfolyamatokban (a betonban lévő és a környezetből származó anyagoknak –

gázok, víz, oldatok – a beton belsejében való vándorlásában). További pórusok keletkezhetnek az ún. kémiai zsugorodás következtében, melynek oka, hogy a hidráttermékek térfogata körülbelül 10 százalékkal kisebb, mint az ezek alapanyagául szolgáló cement és víz együttes térfogata (2. táblázat).

## 2.4. Zsugorodás és térfogatváltozás

A beton térfogatváltozása a következő jelenségekből tevődik össze (Aitcin, 1988):

- képlékeny zsugorodás (a frissbeton felületének gyors kiszáradásából és ülepedésből),
- autogén zsugorodás (cement hidratációból),
- száradási zsugorodás (elpárolgó víz miatt),
- hőmérsékletváltozás okozta térfogatváltozás, karbonátosodás okozta térfogatcsökkenés.

## 3. SZERKEZETI MODELL

A hidratáció folyamatát és annak befolyásoló tényezőit egy megépült, utófeszített, monolit vasbeton híd-felszerkezeti részen modelleztük (M7 autópálya, S-65 jelű aluljáró). A numerikus modell Sofistik szoftverrel (Sofistik, 2012) készült nyolc csomópontú térfogatelemek alkalmazásával (3. ábra). A vizsgált felszerkezet-rész végein hőmérsékleti és erőtani szimmetria feltételnek megfelelő kényszereket alkalmaztunk. A szerkezetben vasalást nem vettünk figyelembe. A zsaluzatot illetően feltételeztük, hogy az függőleges irányban kellően merev ahhoz, hogy a fiatal beton alsó felületére merőleges irányú alakváltozásokat meggátolja, ennek megfelelően a modellben a zsaluzat alsó vízszintes síkján a felületre merőleges irányban zérus elmozdulást írtunk elő (megjegyezzük, hogy ez a feltétel megakadályozta a szerkezet globális hajlítást hosszirányban).

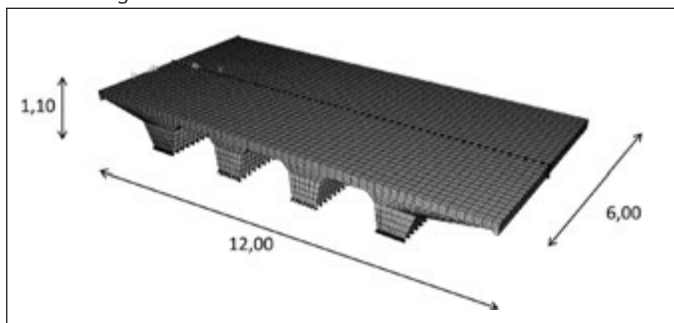
Paraméterelemzést végeztünk a keletkező hőmérséklet- (hőmérsékletmező) és feszültségeloszlás értékelése céljából. 24 különböző betonösszetételt vizsgáltunk a következő paraméterek összes lehetséges kombinációjaként:

- cementtartalom: 300 és 400 kg/m<sup>3</sup>
- cement típus: CEM I és CEM III
- víz-cement tényező (v/c): 0,4; 0,5 és 0,6
- adalékanyag típus: kvarc és bazalt

A frissbeton hőmérséklet-eloszlását befolyásoló zsaluzatként különböző zsaluzat típusokat vizsgáltunk kiegészítő hőszigeteléssel vagy anélkül:

- faanyagú
- acél anyagú
- polisztirol (PS) – zsaluzathoz rögzítve alsó és oldalsó felületen; felső felületen opcionális

3. ábra: Végeselem modell



Típus	Anyag	Vastagság [mm]	k [W/(m <sup>2</sup> K)]
I	Fa	25	8,00
II	Acél	2	25000
III	Fa (2 rtg.)	50	1,33
	PS	20	
IV	Fa (2 rtg.)	50	0,67
	PS	50	
V	Fa (2 rtg.)	50	0,36
	PS	100	

3. táblázat: Zsaluzattípusok és a hőszigetelés mértéke, jellemzők

Az egyes zsaluzattípusok geometriai és hőtechnikai tulajdonságait a (3. táblázat) foglalja össze. A zsaluzat gyakorlati alkalmazása kapcsán további vizsgálat tárgya volt a zsaluzati hőszigetelő képesség felület menti egyenletességének elemzése. Ennek vizsgálata céljából a PS hőszigetelésű III-V. zsaluzattípusok esetén további eseteket is elemeztünk, amikor egyáltalán nem volt hőszigetelés a szerkezet felső felületén (4.b. ábra), ezeket rendre III/b-V/b jelöléssel láttuk el.

A beton hőtágulási együtthatóját a hidratáció során állandónak feltételeztük. A felületi hőtadást figyelembe vettük.

Értékelési célból a vizsgált szerkezeti részlet középső keresztmetszetében hat pontot jelöltünk ki (5. ábra): felső, középső és alsó pontok a gerendák (bordák) tengelyében (A, B és C), valamint további három pont a közbenső lemez középső keresztmetszetében (D, E és F).

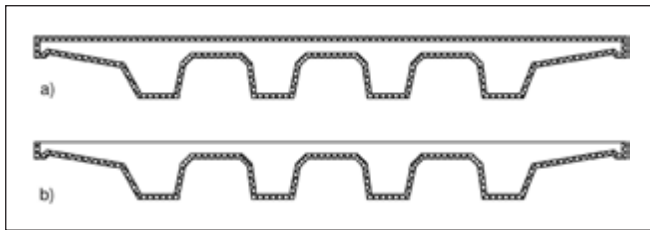
## 4. HŐMÉRSÉKLET-ELOSZLÁS

A kijelölt pontok hőmérsékletének alakulását vizsgáltuk a beton bedolgozását követő 168 órában. Az eredmények összhangban állnak a fizikai peremfeltételekkel és az előzetes várakozással: a nagyobb térfogatú bordákban fejlődő nagyobb hőmennyiség miatt a bordákban nagyobb hőmérséklet alakul ki, mint a vékonyabb lemezmezőkben. A betonfelszín hőmérséklete a külső hőmérséklettől és a hőszigetelés hatékonyságától függ. A külső hőmérséklet az összes szimuláció során állandó, 20 °C értékű volt. Egy jellegzetes hőmérséklet-eloszlást szemléltet az 6. ábra, amelynek időbeli lefutását (deszka zsaluzat esetén) a 7. ábrán láthatjuk.

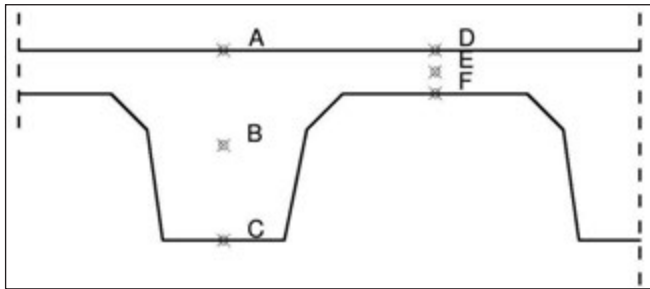
A betonkeverék összetételének a kijelölt pontokban kialakuló csúcshőmérsékletre gyakorolt hatását tekintve a következő tendenciák voltak megfigyelhetők (9. ábra):

- a hőfejlődés mértékére a legnagyobb befolyása a cementtartalomnak van; nagyobb cementtartalomhoz nagyobb csúcshőmérséklet tartozik;
- nagy klinkertartalmú cementek (pl. CEM I) több hőt fejlesztenek a hidraulikus pótlékokat tartalmazó cementekhez (pl. CEM III) képest;
- a víz-cement tényező növelésével csak kismértékben emelkedik a csúcshőmérséklet;
- a kvarc adalékanyagú keverékek nagyobb csúcshőmérsékletet eredményeznek, mint bazalt adalékanyagúak.

Az utóbbi két jelenség az eltérő testsűrűségekre vezethető vissza. A kisebb testsűrűségű keverékeknek kisebb a hőterjedési sebessége, ezért bennük gyorsabb a hőterjedés, mint a nagyobb testsűrűségű keverékekben. A gyorsabb hőterjedés nagyobb csúcshőmérsékletet eredményez.



4. ábra: Hőszigetelés elhelyezésének vizsgált esetei; a. alapeset b. részleges



5. ábra: Értékelési célból kijelölt pontok

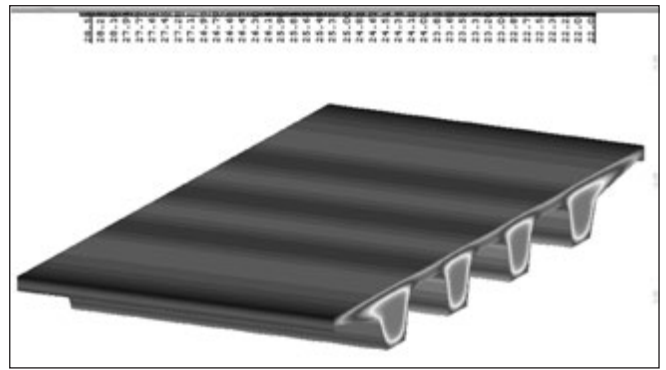
Amennyiben a 7. ábra szerinti hőmérséklet-eloszlást eredményező zsaluzatot hőszigeteléssel egészítjük ki (a teljes felület mentén), a szerkezet átlagos hőmérséklete ugyan magasabb lesz, de az elemen belüli hőmérséklet-eloszlás egyenletesebbé válik a hőszigetelés nélküli esethez (7. ábra) képest (8. ábra).

Az eredmények szerint a teljes felületen alkalmazott hőszigetelés esetén a leghidegebb és legmelegebb pontok között 2-5 °C hőmérsékletkülönbség alakult ki (3. táblázat szerinti III-V esetek), míg szabad felső felület esetén ez 12-14 °C-ra adódott (III/b-V/b esetek), ami nagyobb, mint ami a PS hőszigetelés nélküli (3. táblázat szerinti I-II) esetben kialakul (10. ábra). Tehát a „jobbna” tűnő PS hőszigetelt megoldás (III/b-V/b esetek) kedvezőtlenebb hőmérséklet-eloszlást eredményezett a vizsgált (gyakorlatban sokszor előforduló) nem megfelelő alkalmazás esetén. A szerkezet felső felülete ez utóbbi esetekben is a külső hőmérsékletnek megfelelően alacsonyabb hőmérsékletű maradt, azonban az alsó és középső részek az alsó és oldalsó felület menti hőszigetelés miatt nem hűltek le, így a szerkezeti elemen belül nagyobb hőmérsékletkülönbség alakult ki.

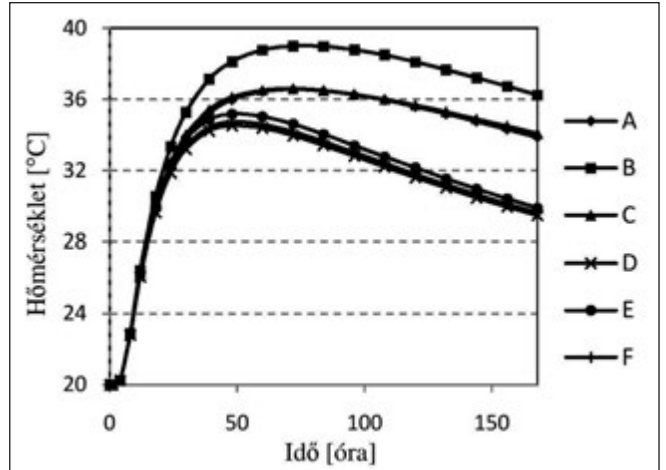
## 5. SZERKEZETI ALAKVÁLTOZÁSOK ÉS FESZÜLTÉGELOSZLÁS

A hidratációból keletkező, időtől függő hőmérsékletmezőt hőmérsékleti hatásként figyelembe véve meghatároztuk a szerkezeten belüli feszültségeloszlást. A szerkezet eltérő hőmérséklet-történetű pontjainak hatékony kora különböző, ezért a beton szilárdsága és rugalmassági modulusa mind időben ( $t$ ), mind térben ( $x, y, z$ ) változó.

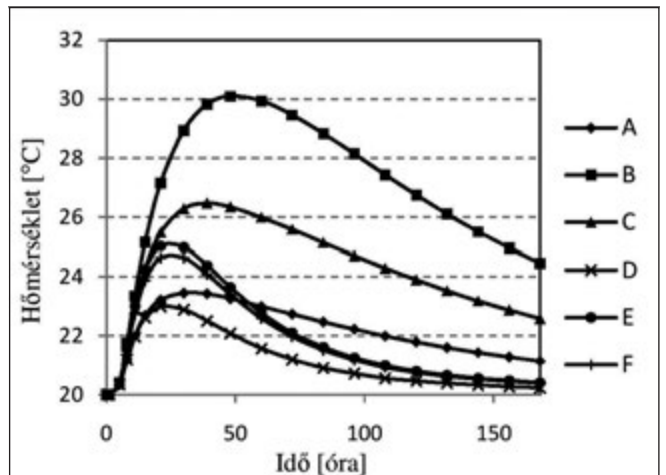
A hőmérséklet-különbségek a szerkezetben alakváltozást okoznak, ezt szemlélteti a 11. ábra. A bordák jelentősen nagyobb tengelyirányú és hajlítási merevséggel rendelkeznek, mint a közbeeső lemezmezők, ennek köszönhetően a szerkezet egészének (globális) alakváltozását a bordák határozzák meg. A nagyobb hőmérsékletű, ezért nagyobb mértékben hőtáguló bordák alakváltozását a lemezmezők gátolják. A lemez felső felületén elhelyezett zsaluzati hőszigetelés vagy annak hiánya főleg a keresztirányú alakváltozást befolyásolja, különösen az oldalkonzolok esetén (a 11. ábrán látható mértékű felhajlás az alulról hőszigetelt, felül hőszigetelés nélküli esetekben adódott; ekkor az alsó és a felső felület között jelentős mértékű hőmérsékletkülönbség alakult ki).



6. ábra: Jellegzetes hőmérséklet-eloszlás az elemen belül



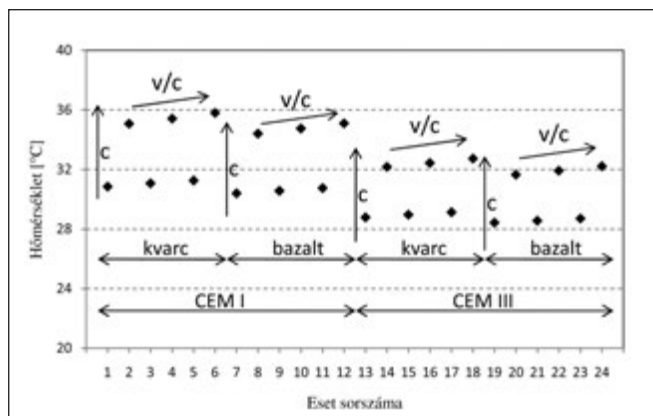
7. ábra: A hőmérséklet időbeli alakulása a kijelölt pontokban (3. táblázat szerinti I. típus)



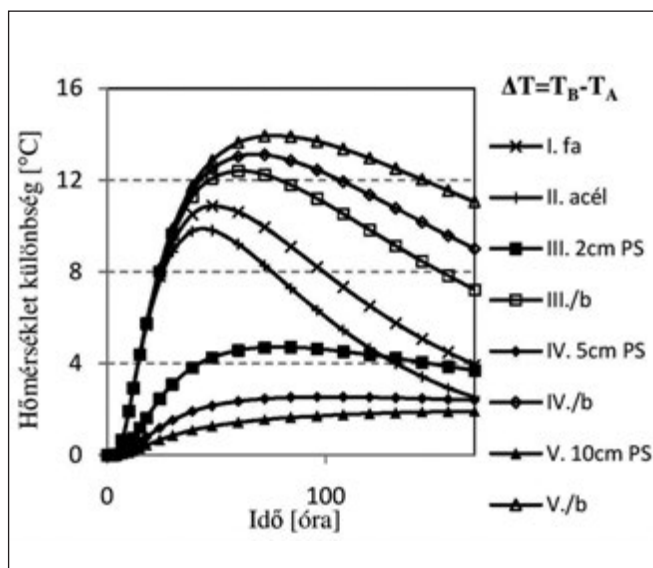
8. ábra: A hőmérséklet időbeli alakulása 50 mm PS hőszigetelés esetén (3. táblázat szerinti IV. típus)

A feszültségek időbeli alakulását követve megállapíthatjuk, hogy valamennyi vizsgált pontban a legnagyobb feszültség viszonylag gyors elérését követően jelentős, de időben hosszabban elhúzódó feszültségcsökkenés következik be, a feszültség előjelétől függetlenül. Az is látható azonban, hogy a hidratáció befejeztével sajátfeszültségek maradnak vissza a szerkezetben, ami elsősorban a merevség ezen időszak alatti változó mértékével magyarázható (12. és 13. ábra). A hidratációt követően (pl. zsugorodásból) fellépő és a szerkezet kialakítása (pl. a vasalás) miatt gátolt alakváltozások következtében kialakuló további sajátfeszültségek a hidratáció végén kialakuló ezen (kezdeti állapotnak tekinthető) feszültségeloszlásra szuperponálódnak.

A bordák vizsgált pontjaiban fellépő normálfeszültségek tendenciái összhangban voltak a hőmérséklet-különbségek



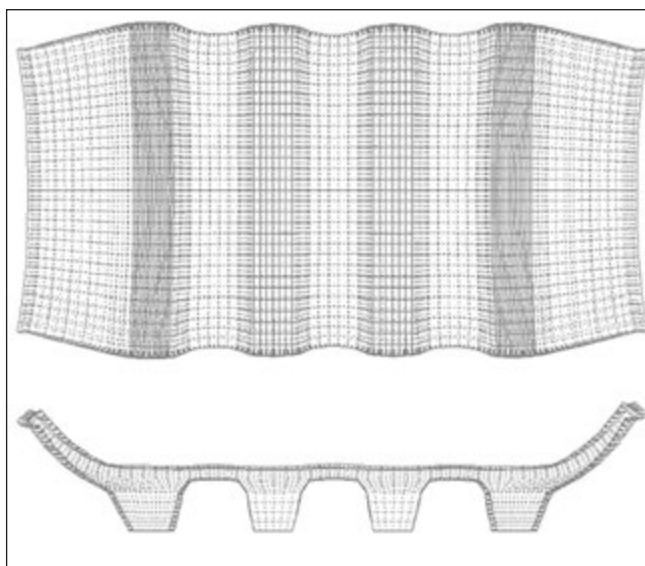
9. ábra: Csúcshőmérsékletek vizsgálati esetenként



10. ábra: Hőmérsékletkülönbségek zsaluzat és hőszigetelés típusonként

alapján várt tendenciákkal (12. b. és 13. b. ábra). A belső, legmelegebb pont (B) környezetében fellépő hőtágulás nagyobb mértékű volt, mint a felső (A) és alsó (C) pontok környezetében. Ezért a (B) pontban nyomás, az A pontban húzás alakult ki mind hossz-, mind keresztirányban. A (C) pont keresztirányban ugyanezt a tendenciát követte, hosszirányban azonban itt kismértékű nyomófeszültség keletkezett, ami feltehetőleg a szerkezet modell (3. pontban leírt) gátolt hosszirányú hajlítási alakváltozásából adódott. Ugyanezen gátolt hosszirányú hajlítási alakváltozás feltehetőleg az (A) pontban kialakuló hosszirányú húzófeszültséget is megnövelte kismértékben.

A közbenső lemezmezők alakváltozási és feszültségállapotát alapvetően a bordák alakváltozás gátló hatása befolyásolta (12. a. és 13. a. ábra). Keresztirányban a közbenső lemezmezők „befeszülnek” a bordák közé, ennek részeként (a 11. ábrán is látható módon) felülről domború alakúvá válnak. Ez az alak ellentétes az oldalkonzolok esetén megfigyelt alakkal (11. ábra), ahol a bordák alakváltozást gátló hatása nem érvényesül, továbbá a (D)-(F) pontok hőmérsékleti értékeiből (6. ábra) is ellentétes irányú görbület következne. A középsíkban lévő (E) pontban és az alsó síkon lévő (F) pontban fellépő közel azonos keresztirányú nyomófeszültség (12. a. ábra) szintén a befeszülés állapotát igazolja. Hosszirányban a magasabb hőmérsékletű és nagyobb merevségű bordák mintegy „megnyújtják” a lemezt, ezzel jelentős mértékű húzófeszültséget okoznak benne (13. a. ábra). Ez a megfigyelés egyben alátámasztja azt az ökölszabályt is, hogy az egymástól számottevő mértékben eltérő merevségű szerkezetrészek



11. ábra: A vizsgált szerkezeti rész deformációja (3. táblázat szerinti I. eset)

közvetlen csatlakoztatása erőtanilag kedvezőtlen hatású (magnó a repedésképződés kockázata).

## 6. REPEDÉSÉRZÉKENYSÉG PARAMETRIKUS VIZSGÁLATA

A feszültséganalízis során akkor feltételeztünk repedésmentes állapotot, ha a húzó főfeszültség nem haladta meg az aktuális húzószilárdságot. Mivel a feszültségek és a szilárdság időben egymástól eltérő mértékben változnak, ezért egymáshoz viszonyított arányuk is időben változó. A feszültséganalízis alapján a vizsgált szerkezeti részletnek a lemezmező felső síkján kijelölt (D) pontját tekintettük leginkább érzékenynek a repedésképződésre, ezért az e pontban fellépő húzó főfeszültségeket hasonlítottuk össze az aktuális húzószilárdsággal.

A legszélsőségesebb hőmérsékletmezőt eredményező betonösszetételt (6. j. keverék:  $c=400 \text{ kg/m}^3$ , kvarc adalékanyag, CEM I,  $v/c=0,6$ , fa zsaluzat, 3. tábl. szerinti I. eset) választottuk ki összehasonlítás céljából. A paramétereket külön-külön változtattuk, hogy a betonösszetétel és a zsaluzat hőszigetelő hatásai jól elkülöníthetőek legyenek.

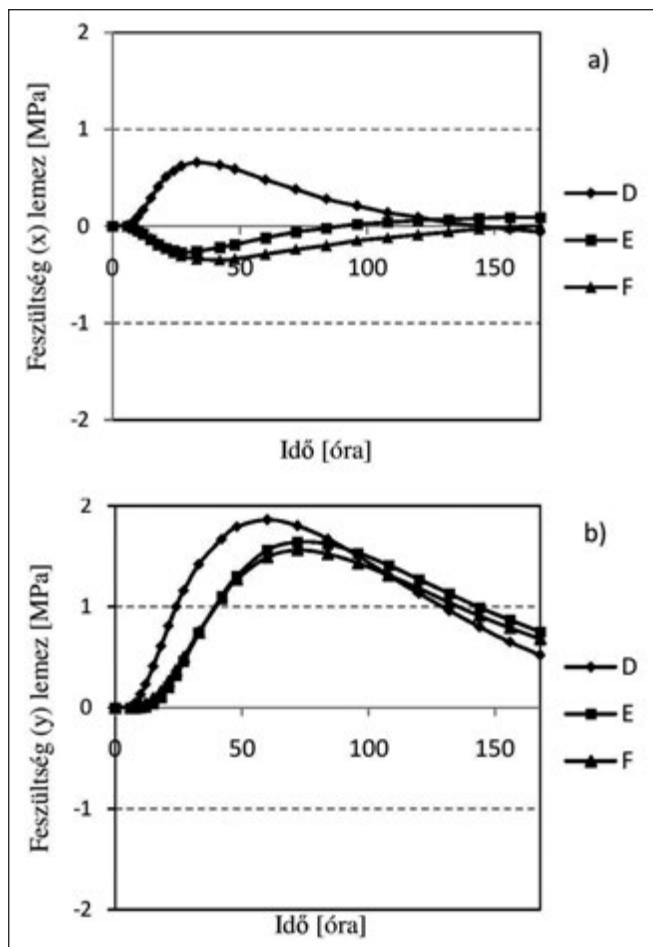
### 6.1. A betonösszetétel hatása

#### Víz-cement tényező

A víz-cement tényező növelése nagyobb hőmérsékletet és némileg kisebb húzófeszültséget eredményezett (14. a. és b. ábra). A kisebb feszültség a nagyobb víz-cement tényezőnek köszönhető, ami azonban jelentősen kisebb és időben is később kialakuló húzószilárdságot eredményez. Ezért  $v/c=0,6$  esetén (13. a. ábra) a húzófeszültség/húzószilárdság arány az 50 órás kor környezetében repedések kialakulásának veszélyét jelzi.

#### Cementtartalom és cementtípus

A cement típusa és mennyisége jelentősen befolyásolja a fejlődő hidratáció hőmértékét, ezáltal a húzófeszültségek intenzitását és eloszlását. Kevesebb cement adagolása, illetve hidraulikus pótlékokat tartalmazó cement használata esetén a hőfejlődés és a belőle adódó húzófeszültségek kisebbek lesznek, míg a szilárdság fejlődése lényegében nem változik, következésképpen a repedésképződés kockázata (akár jelentősen) csökkenthető (14. a., c. és e. ábra).



12. ábra: Feszültségek bordában a) kereszt- b) hosszirányban (3. táblázat szerinti I. eset)

#### Adalékanyag-típus

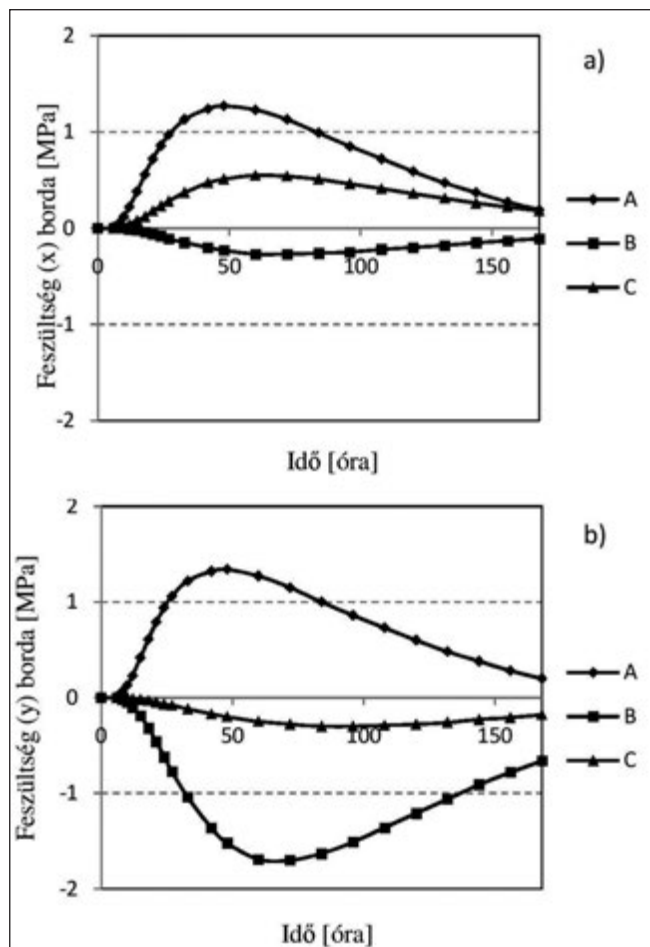
Bár a kvarc adalékanyagú beton csak kismértékű hőmérsékletnövekedést eredményezett, számottevően nagyobb különbséget észleltünk a fellépő húzófeszültségek esetén. Ez elsősorban a bazalt kisebb hőtágulási együtthatójára vezethető vissza: kisebb hőtágulás, azaz kisebb térfogatváltozás kisebb feszültségintenzitást eredményez, ezért a bazalt adalékanyaga repedésmegelőzés szempontjából kedvezőbb, mint a kvarc adalékanyag (14. a. és d. ábra).

## 6.2. A zsaluzat hőszigetelő hatása

A zsaluzat hőszigetelésének a hőmérsékletmezőre gyakorolt hatását a korábbi fejezetben részben bemutattuk. A következőkben azonos összetétel mellett vizsgáljuk a különböző mértékű hőszigetelést biztosító zsaluzattípusok húzófeszültségre és húzószilárdságra gyakorolt hatását.

A 10. ábra szerint a repedés kialakulása a betonozást követő 50.óra körül várható fa-, illetve acélanyagú zsaluzat (3. tábl. szerinti I. és II. eset) esetén, a legkedvezőtlenebb betonösszetétel mellett ( $c=400 \text{ kg/m}^3$ , kvarc adalékanyag, CEM I,  $v/c=0,6$ ). Ez elkerülhető más betonösszetétel alkalmazásával vagy a zsaluzat hőszigetelő képességének fokozásával. A szerkezet teljes felszínén 20 mm vastagságú kiegészítő PS hőszigetelés (3. tábl. szerinti III. eset) már elegendőnek bizonyult a repedés megelőzésére. A hőszigetelés mértékének további növelésével (3. tábl. szerinti IV. és V. eset) tovább csökkenthető a repedések kialakulásának kockázata.

Ha a felső felületen egyáltalán nem helyeznek el hőszigetelést (vagy azt túl korán eltávolítják), akkor a szerkezetben nagy hőmérséklet-különbségek alakulnak ki, ami a 75 órás kor környezetében (10. ábra, III/b, IV/b és V/b esetek) a korai húzószilárdságot jelentősen meghaladó húzófeszültségek



13. ábra: Feszültségek lemezen a) kereszt- b) hosszirányban (3. táblázat szerinti I. eset)

kialakulásához vezet (lásd a 4. pontot). Ez a jelenség a hőszigetelt felületeken megnövelt vastagságú (+20 mm PS) hőszigetelés esetén is fennállt. Megállapítható tehát, hogy a hőszigetelt zsaluzat nem megfelelő alkalmazása (nem a teljes felületen való alkalmazás) nagyobb mértékű repedésveszélyhez vezet, mint a zsaluzat hőszigetelésének teljes mellőzése.

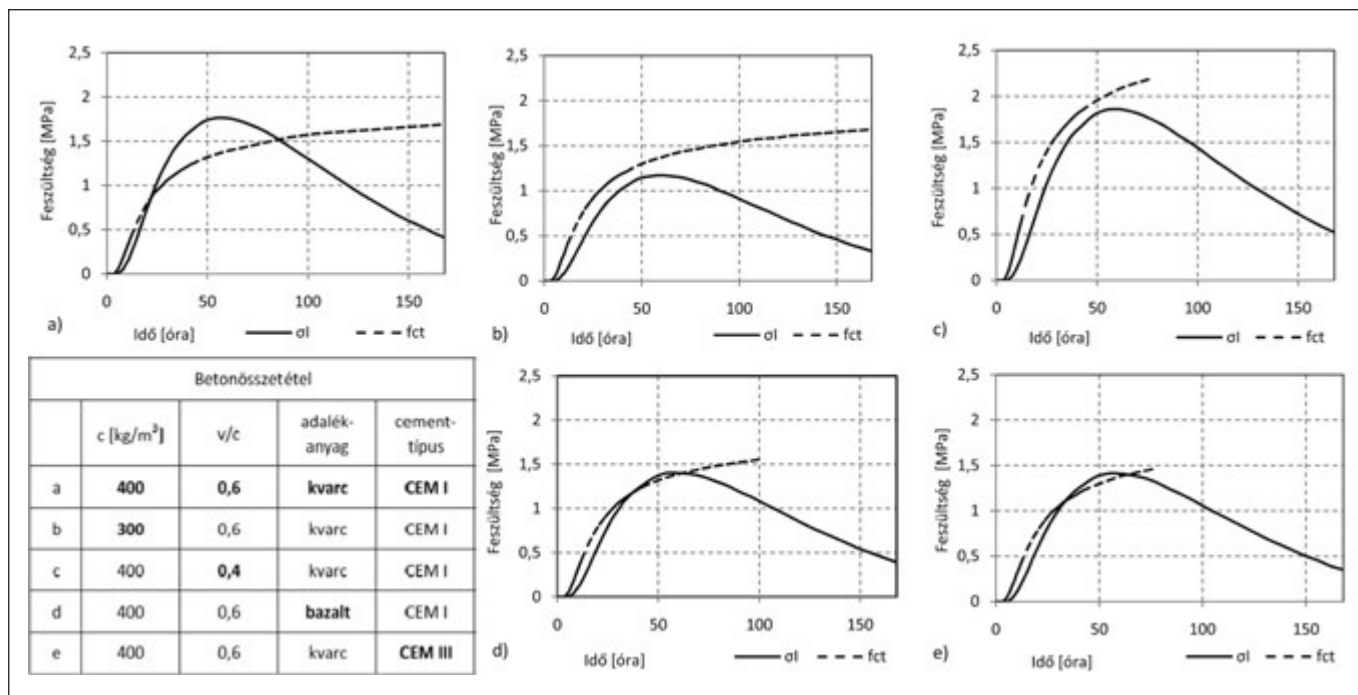
## 7. ÖSSZEFOGLALÁS

Cikkünk egy megépült monolit vasbeton híd-felszerkezet hőmérséklet- és feszültség-eloszlásának numerikus modellezése során kapott egyes eredményeket mutat be. Paraméterelemzés keretében 24 különböző betonösszetételre és öt különböző hőszigetelő képességű zsaluzattípusra végeztünk számítást. Az eredmények kiértékelése után a következő megállapítások tehetők.

A szerkezet hőmérséklet- és feszültségeloszlását befolyásoló tényezők tekintetében:

- A keletkező hidratációhő mennyisége elsősorban az alkalmazott cement típusának és mennyiségének a függvénye.
- A hőmérséklet-eloszlást jelentősen lehet befolyásolni a zsaluzat hőszigetelésével. A zsaluzat hőszigetelésének elsődleges célja a szerkezetben belüli hőmérsékletkülönbségek csökkentése. A nem megfelelően alkalmazott zsaluzati hőszigetelés a szerkezetben kedvezőtlenebb hőmérséklet-eloszlást és következésképpen – a repedésképződés kockázatának a megnövekedését eredményezheti, mint a hőszigetelés hiánya.
- A hidratáció során fellépő húzófeszültség mértékét elsősorban a szerkezetben belüli hőmérsékletkülönbségek nagysága határozza meg, de jelentős befolyása van a rugalmassági modulus időbeni fejlődésének és a csatlakozó szerkezeti elemek közti merevségkülönbség mértékének is.





**14. ábra:** Húzófeszültség ( $\sigma$ ) és húzószilárdság ( $f_{ct}$ ) az idő függvényében az egyes betonösszetevők változtatásával: a) referencia:  $c=400 \text{ kg/m}^3$ ,  $v/c=0,6$ , kvarc adalékanyag, CEM I cement, fa zsaluzat; b)  $c=300 \text{ kg/m}^3$ ; c)  $v/c=0,4$ ; d) bazalt adalékanyag e) CEM III cement

A fiatal beton repedezettségének megelőzése érdekében a következő javaslatok tehetők:

- kis hőfejlesztésű cement alkalmazása (pl. CEM III cement a CEM I helyett),
- a szükséges legkisebb cementtartalom alkalmazása,
- nagy testsűrűségű és kis hőtágulású adalékanyag alkalmazása,
- a szerkezet teljes felületére kiterjedő hőszigetelés alkalmazása, azaz a részleges – nem teljes felületre kiterjedő – hőszigetelés elkerülése,
- a szerkezeten belüli nagyobb vagy hirtelen méretváltozások – lehetőség szerinti elkerülése.

## 8. HIVATKOZÁSOK

- Aïtcin, P.-C. (1998) High Performance Concrete, *E & FN Spon*, 624 p.
- Farkas J., Németh I., Korpás R., Kovács T. (2009) Nagy teljesítőképességű betonhidak tervezése, *Vasbetonépítés*, 2009/4, pp. 102-112.
- Kausay T. (2011a) A fiatal beton szilárdulási folyamatának modelljei – Szakirodalmi áttekintés. 1. rész: A Nurse-Saul-és a Papadakis-Bresson-féle modell, *Vasbetonépítés*, 2011/2, pp. 49-53.
- Kausay T. (2011b) A fiatal beton szilárdulási folyamatának modelljei – Szakirodalmi áttekintés. 2. rész: A De Vree-féle modell és a CEMII-féle számítási módszer, *Vasbetonépítés*, 2011/3, pp.72-77.
- Kausay T. (2011c) A fiatal beton szilárdulási folyamatának modelljei – Szakirodalmi áttekintés. 3. rész: Az Arrhenius-féle modell, *Vasbetonépítés*, 2011/4, pp. 122-127.
- Malhotra, V. M., Carino, N. J. (2004) Handbook on Nondestructive Testing of Concrete, Chapter 5: The Maturity Method, *CRC Press*, 384 p.
- Neville, A. M. (2000) Properties of concrete, *Longman Group UK*, 844 p.
- Oberholster, R. E. (1988): Pore Structure, permeability and diffusivity of hardened cement paste and concrete in relation to durability: status and prospectus. RILEM Congress: From Materials to Construction Materials. Versailles. *Matériaux et constructions*, Paris, 1988. No. 21. pp 330.
- Palotás L. – Balázs Gy. (1980): Beton-habarcsc-kerámia-Műanyag, *Akadémi Kiadó*
- Sofistik User Manual (2012)
- Ujhelyi J. (2005): Betonismeretek, *Műegyetemi Kiadó*

**Nagy Réka Anna** (1988) okl. szerkezet-építőmérnök, a BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszék doktorandusza. Fő érdeklődési területei: tapadás és használhatósági határállapotok vasbeton és FRP betétes beton szerkezetekben.

**Dr. Borosnyói Adorján** (1974) okl. építőmérnök, PhD, egyetemi docens, BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszék. Fő érdeklődési területei: vasbeton és feszített vasbeton szerkezetek használhatósági határállapota és tartóssága, feszített és nem feszített FRP betétek alkalmazása, tapadása, tartószerkezetek utólagos megerősítése szál erősítésű anyagokkal. A *fib* Magyar Tagozat és a *fib* TG 4.1 „Serviceability Models” munkabizottság tagja.

**Dr. Kovács Tamás** (1974) okl. építőmérnök, PhD, egyetemi docens, BME Hidak és Szerkezetek Tanszék. Fő érdeklődési területei: betonszerkezetek dinamikai alapú károsodásvizsgálata, nagy teljesítőképességű híd betonok, szerkezetek megerősítése, betonburkolatok, szerkezetek megbízhatósága, szabványosítás. A *fib* Magyar Tagozat titkára.

### INTERNAL STRESS MODELLING IN EARLY AGE CONCRETE

**Réka Anna Nagy – Dr. Adorján Borosnyói – Dr. Tamás Kovács**

The aim of this paper was the numerical simulation of chemical processes as well as the resulting temperature, stress and strain distributions in early age concrete with special regard to their time dependence. A literature review is given on time-dependent processes in early age concrete such as hydration of cement and the resulting heat development, volume change, shrinkage and strength development. A numerical model based on Sofistik has been built in which the combined effect of the phenomena were modelled. Parameter analysis was carried out by considering different mix compositions, external temperatures, types of formwork equipped with thermal insulation of different thickness. The resulting temperature field and stress distribution in the investigated structure were evaluated. Finally, the study has been concluded in form of concrete technological proposals to help preventing crack formation in early age concrete. This is considered as the main priority of design of structures made of high performance concrete.

## BECZE JÁNOS KÖSZÖNTÉSE 65. SZÜLETÉSNAJJA ALKALMÁBÓL



1948-ban Budapesten született, édesapja kertészmérnök, édesanyja iskolagondnok volt.

Műszaki érdeklődése már korán megmutatkozott ezért a „Kvassay Jenő” Híd-, Vízépítő technikumban tanult, melynek elvégzése után 1967-től az Uvatervben dolgozott szerkesztő-technikusként.

Egy év múlva a BME Építőmérnöki Kar nappali tagozat Szerkezetépítő szakán Uvaterv-ösztöndíjasként kezdte meg tanulmányait, 1973 nyarán diplomázott.

Visszatérve az Uvatervhez, a Hídirodán kisebb-nagyobb gyakornoki feladatok után részt vett a győri Kis-Duna híd tervezési munkáiban, majd ezt követően közreműködött a szegedi Északi Tisza-híd, illetve az Árpád híd átépítésének tervezésében.

Következő jelentősebb munkája a Petőfi híd pesti feljáráshídjának a tervezése volt. Részt vett továbbá a nigériai Gusauban készült duzzasztómű üzemi hídja kiviteli munkáinak helyszíni tervezői irányításában is.

1987-ben áthelyezését kérte a Hídépítő Vállalathoz – amely később részvénytársasággá alakult – ahol egészen 2011-ig, nyugdíjba vonulásáig dolgozott.

Itt az első komoly feladatot a feszített vasbeton felszerkezetek szakaszos előretolási technológiájának hazai bevezetése jelentette. Ezzel a technológiával Magyarországon elsőként a berettyóújfalui Berettyó-híd feszített vasbeton felszerkezetét épült meg 1990-ben.

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, mint pl. a kaposvári „Donner” felüljáró, majd a debreceni Homokkerti felüljáró meglévő lehajtó ágának bontási technológiai tervezése.

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

Legjelentősebb munkája, melyet felelős tervezőként készített, az M7-M70 elválasztási csomópontjában, Letenyén megépült autópálya híd. A Magyarországon elsőként létesült ún. „extradosed” rendszerű hidat a Hídépítő Rt. kevesebb, mint háromnegyed év alatt építette meg.

A **fib** Magyar tagozat ezért a tervezői tevékenységért 2005-ben Palotás László-díjjal jutalmazta.

A letenyei „extradosed” hídról készült cikke több külföldi (svájci, orosz, japán, olasz) szakmai lapban is megjelent.

A Hídépítő Zrt. további nagy hídepítési munkáinak tervezésében vezető tervezőként vett részt köröshegyi völgyhíd, dunaújvárosi Duna-híd, M0 Északi Duna-híd)

Társszerzőként működött közre a „Hídepítés” c. középiskolai tankönyv elkészítésében.

A **fib** Magyar Tagozata szeretettel köszönti születésnapja alkalmából.

T. H.

## WELLNER PÉTER KÖSZÖNTÉSE 80. SZÜLETÉSNAJJA ALKALMÁBÓL



1933-ban Kolozsvárott született. Iskoláit Budapesten végezte. 1952-ben a Kölcsey Ferenc gimnáziumban kitűnő eredménnyel érettségizett. Mérnöki diplomáját 1957-ben szerezte meg.

Szakmai gyakorlatát 1957-ben az Uvaterv Hídirodáján szerezte meg. Számos kis híd tervezésében vett részt. Rövidesen részt vehetett 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, itt több aluljáró tervezését végezte. További szakmai pályáját alapvetően 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 volt a hídepítés gyorsításának technológiáját megtervezni. A feladat sikeresen teljesült, ennek okát abban látjuk, a tervező Reviczky János és a Wellner Péter által a kivitelezőnél megszervezett tervező csoport a kivitelező egységgel folyamatosan együtt dolgozott.

Minden további hídepítésnél ezt a gyakorlatot igyekezett

követni, nevezetesen hogy a nagy hidaknál a szerkezeti és a technológiai tervezés egy időben, szerencsés esetben egy vállalatnál történjék.

További legjelentősebb munkái:

- a szabadbetonozásos technológia hazai bevezetése, francia licenz felhasználásával (győri Mosoni-Duna-híd),
- a szakaszos előretolásos technológia kidolgozása és ennek alkalmazása,
- első esetben a Berettyóújfalui melletti Berettyó-hídnál, Reviczky János közreműködésével,
- az M5 autópálya bevezető szakaszán a ferencvárosi pályaudvar és a katonai főiskola felett egymás mellett két 370 m hosszú híd,
- a Magyarországot Szlovéniával összekötő vasútvonal 1400 m hosszú hídja,
- a köröshegyi völgyhíd az M7 autópályán, mely szabad betonozással és szabad szereléssel készült el 2007-ben.

Tervező társaival szakmai sikereket ért el országos tervpályázatokon. Szakmai tevékenységét díjak és oklevelek ismerik el. A legjelentősebbek:

- Állami díj 1978-ban,
- Palotás László-díj 2000-ben,
- Építőipari Nívódíj 2002-ben,
- Arany Mérföldkő-díj 2003-ban.

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

Ünnepelt tagtársunknak további jó egészséget kívánunk.

T. H.

# **AXISVM 12**

Végeselem programrendszer statikusoknak

- Teljeskörű megoldás az építőmérnöki feladatokhoz
- CAD rendszerű grafikus modellépítés és eredmény dokumentálás
- Szerkezetmodellezés egyszerű keretektől komplex épületekig
- Méretezési modulok EUROCODE és más szabványok szerint
- Hó- és szélterhek automatikus generálása Eurocode szerint
  - Gerendák, oszlopok, lemezek, falak vasalásszámítása
  - Homloklemezcsavarozott kapcsolatok ellenőrzése
  - Acél rúdelemek szilárdsági és stabilitási ellenőrzése
  - Acél rúdelemek keresztmetszeteinek optimalizálása
  - Faszervezetek szilárdsági és stabilitási ellenőrzése
- Pont- és sávalapok méretezése, geotechnikai ellenőrzése
  - Átszúródás vizsgálat, repedéstágasság számítás
  - Lineáris és nemlineáris statikai és rezgés számítások
- Földrengés vizsgálat, relatív szinteltolódások számítása
  - Általános dinamikai vizsgálatok (időtörténet eljárás)
    - 32 bites és 64 bites változat