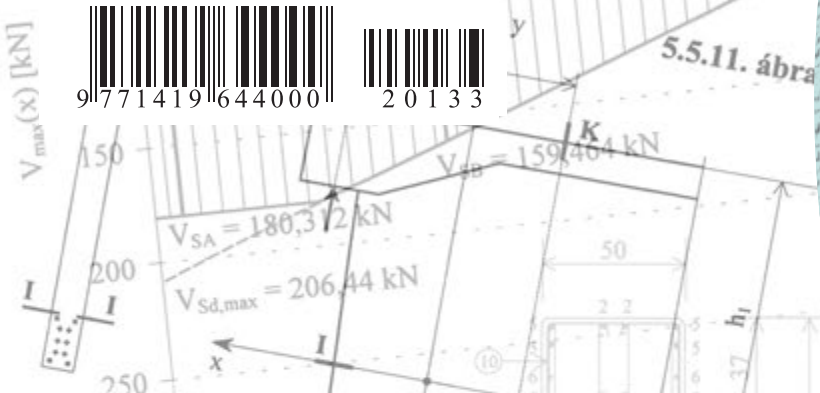


# VASBETONÉPÍTÉS

CONCRETE STRUCTURES

JOURNAL OF THE HUNGARIAN GROUP OF *fib*

9 771419 644000 20133



Tóth László – Asztalos István

## A BUDAPESTI SZABADSÁG HÍD VASBETON PÁLYALEMEZE CSÖKKENTETT ZSUGORODÁSÚ BETONBÓL

66

Madaras Botond

## A DEBRECENI NAGYERDEI STADION TRIBÜNELEMEINEK DINAMIKAI VIZSGÁLATA

72

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

## A SOPRONI TÚZTORONY HELYREÁLLÍTÁSÁNAK BEMUTATÁSA - 1.

76

2013/3

XV. évfolyam, 3. szám

[WWW.BETONMIX.HU](http://WWW.BETONMIX.HU)

## Ipari padlók, térbetonok

Teljes körű építési csomag, optimális szerkezet meghatározása.

## Mérnöki tanácsadás

### Ipari padló tervezése:

- műszaki- és költség szempontból is optimális megoldás kidolgozása;
- rétegrend meghatározása, méretezés (padlóvastagság, beton, acélszál mennyiség; munkahézag kialakítás és kiosztás, stb.);
- csomóponti kialakítások, pótvasalások.

### Néhány referencia:

- Mercedes Autógyár, Kecskemét;
- Tesco, Auchan, Cora áruházak, országsszerte;
- Lidl, Aldi szupermarketek, országsszerte;
- Pro Logis és más logisztikai központok országsszerte.

## Igazságügyi szakértői tevékenység

Tapasztalatainkra alapozva magánmegbízásokat is teljesítünk:

- megelőzhetőek a bírósági peres eljárások;
- a felek közti kompromisszumos megoldás megkeresése;
- optimális megoldás kidolgozása a peres fázisban is.

### 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

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: Navigar Kft.

Egy példány ára: 1275 Ft

Előfizetési díj egy évre: 5100 Ft

Megjelenik negyedévenként

1000 példányban.

© a *fib* Magyar Tagozata

ISSN 1419-6441 online ISSN: 1586-0361

### Hirdetések:

Külső borító: 220 000 Ft+áfa

belső borító: 180 000 Ft+áfa

A hirdetések felvétele:

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

### Címlapfotó:

Homlokzati részlet: Musée des Civilisations

de l'Europe et de la Méditerranée (MuCEM),

UHPC elemekkel, Marseille, Franciaország

Fotó: Dr. Balázs L. György

## TARTALOMJEGYZÉK

- 66** Tóth László – Asztalos István  
**A BUDAPESTI SZABADSÁG HÍD VASBETON PÁLYALEMEZE CSÖKKENTETT ZSUGORODÁSÚ BETONBÓL**
- 72** Madaras Botond  
**A DEBRECENI NAGYERDEI STADION TRIBÜNELEMEINEK DINAMIKAI VIZSGÁLATA**
- 76** Dr. Almási József – Dr. Oláh M. Zoltán – Nemes Bálint – Petik Árpád – Petik Csaba  
**A SOPRONI TÚZTORONY HELYREÁLLÍTÁSÁNAK BEMUTATÁSA – 1.**

### A folyóirat támogatói:

Vasúti Hidak Alapítvány, Duna-Dráva Cement Kft., ÉMI Nonprofit Kft., A-Híd Zrt., MÁV Zrt., MSC Mérnöki Tervező és Tanácsadó Kft., Lábatlani Vasbetonipari Zrt., Pont-Terv Zrt., 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 BUDAPESTI SZABADSÁG HÍD VASBETON PÁLYALEMEZE CSÖKKENTETT ZSUGORODÁSÚ BETONBÓL



Tóth László – Asztalos István

*Jelen cikkben rövid áttekintést adunk a budapesti Szabadság híd felújítása során, Magyarországon elsőként alkalmazott csökkentett zsugorodású betonról. A 2009-ben kicserélt pályalemez egy különleges, tartós betontól készült, amelynek elkészítését a világszerte jól ismert Sika® ViscoCrete® technológia tette lehetővé. Ennek a betonnak hídépítési célra történt felhasználása a világban is újdonságnak számított. A rendszer gyakorlati alkalmazhatóságát a BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszéke ellenőrizte. A hidat 2009. május 30-án adták át a forgalomnak.*

**Kulcsszavak:** Sika ViscoCrete, csökkentett zsugorodású beton, Gerber-tartó, alakváltozás, plasztikus zsugorodás, kémiai zsugorodás, száradási zsugorodás

## 1. BEVEZETÉS

A ma Szabadság híd néven ismert fővárosi Duna-hidat eredetileg Ferenc József híd néven nyitották meg 1896. október 4-én ([hu.wikipedia.org](http://hu.wikipedia.org), 2012). Személyesen Ferenc József adta át a millenniumi ünnepek keretében a Duna fölött átívelő hidat. Annak idején nemzetközi tervpályázatot hirdettek két hídra vonatkozóan. Az egyiket az Eskü térhez (mai Erzsébet híd), a másikat a Fővám térhez (mai Szabadság híd). Buda és Pest jobb kapcsolatát voltak hivatottak szolgálni a dinamikus fejlődő főváros fejlesztésében. A hidak építését a hídvámokból befolyó bevétel tette lehetővé, amely ekkor már meghaladta a 650 000 forintot. A 2009. évi felújítás során elvégezték ennek a patinás hídnak a teljes rekonstrukcióját, beleértve az elhasznált vasbeton pályalemez teljes cseréjét is.

## 2. A SZABADSÁG HÍD TERVEZÉSE ÉS MŰSZAKI ADATAI

A nemzetközi tervpályázatra összesen 74 pályamű érkezett be, melyek közül 53 az Eskü téri, 21 pedig a Fővám téri hídra vonatkozott. A Fővám téri híd megépítésére végül Feketeházy János terveit választotta ki a szintén nemzetközi zsűri Kherndl Antal műegytemi tanár vezetésével. Ez a terv háromnyílású, acél rácsos szerkezetű, közepén befüggesztett (Gerber) tartós hídszerkezetet tartalmazott. A kivitelezési munkálatokat 1894-ben kezdték el. A kiviteli terveket Gállik István és Beke József készítette, a dekoratív megoldásokban Nagy Virgil építész működött közre.

Legnagyobb támaszköz: 170,75 m.

Nyílások száma: 3.

Teljes hosszúság: 333,6 m.



Szélesség: 20,1 m.

Sávok száma: 2×1+ két villamosvágány.

Az első átadásra 1896. október 4-én került sor. Eredeti burkolata telített bükkfa, illetve tölgyfa kocka volt és csak közúti és gyalogos forgalomra használták. Villamos közlekedést később létesítettek rajta. 1945. január 16-án a visszavonuló német hadsereg a hidat – a többi Duna híddal együtt – felrobbantotta. A robbanótölteteket a középső, befüggesztett tartórészben helyezték el, azonban a kapcsolódó tartóvégek is sérültek. A szovjet hadsereg a budai oldalon a visszabontás során a megmaradt parti nyílásban további komoly károkat idézett elő, majd hajókra épített faszervezettel állították helyre ideiglenesen. A végleges helyreállítás Sávoly Pál tervei alapján készült és 1946. augusztus 20-án nyitották meg újra a forgalom számára. Ekkor kapta a Szabadság hid nevet.

### 3. A VASBETON PÁLYALEMEZ CSERÉJÉNEK ELŐKÉSZÍTÉSE

#### 3.1 A közelmúlt története

Az azóta eltelt évtizedek alatt több állagfelmérésen, állagmegóvó felújításon esett át a híd. Ezek esetenként részleges, vagy teljes forgalomzárás mellett történtek. A legutóbbi felújítási munkák, melyek a híd egészét érintették 2007. augusztus 21. és 2009. május 31. között zajlottak. A felújítás során a szükségtelen tartóelemeket eltávolították, ahol szükséges volt, ott megerősítésre kerültek, esetenként újakra cserélték azokat. Kicserélték továbbá a hídszerkezetben átfutó vízvezeték egészét is.

#### 3.2 A statikai modell

Az acélszerkezetek cseréje során a pályát alátámasztó keresztartókat és az arra kerülő betonlemezt együttdolgozóvá – öszvértartóvá – kívánták alakítani. Annak érdekében, hogy a majdan rákerülő vasbeton lemez kényszermozgásaiból – kúszás, zsugorodás – ne adódjon át az acélszerkezetre fölösleges kényszererő, szükségessé vált olyan pályabeton készítése, melynek lassú alakváltozási hajlama csekély.

#### 3.3 A MEGOLDÁS KERESÉSE

A tervezők e cél elérése érdekében felvették a kapcsolatot két nagy betongyártó céggel – TBG és Holcim – hogy tegyenek javaslatot olyan betonösszetételre, melynek lassú alakváltozási tulajdonságai alkalmassá teszik azt a pályalemez megépítésére. A feladat tehát egy olyan betonösszetétel előállítás volt, mely alacsony zsugorodási hajlama révén csak korlátozottan terheli majd az öreg hidat. Természetesen az elméleti kiindulás célja egy kivitelezhető megoldás megtalálása volt. Ezt a feladatot kapta meg a Sika Hungária Kft. Beton üzletága a TBG Hungária-Beton Kft.-től.

### 4. ELMÉLETI ÉS GYAKORLATI ALAPOK

#### 4.1 A beton tartóssága

Közismert, hogy ma már nem elsősorban a statikai igénybevételek szerint kell elkészíteni egy

betonszerkezetet, hanem az élettartama során a szerkezetet érő környezeti körülményeket is figyelembe kell venni a betonminőség meghatározásakor. Mindezek azt a célt szolgálják, hogy a beton várható élettartama ténylegesen elérje a tervezettet (Tóth László, 2012).

Fontos tehát átgondolni, hogy mely tényezők befolyásolják a beton tartósságát. Az összetevők helyes megválasztásához jó irányt mutat az európai betonszabvány, de az abban foglaltak csak ajánlások és a kiadáskor meglévő ismeretanyagra támaszkodnak. Fontos kérdés például a szerkezetek repedésektől való védelme. Alkalmazunk is ilyen ökölszabályokat a repedések elkerülésére: cementfajta megválasztása, adalékanyag legnagyobb szemmagyságának –  $d_{max}$  – előírása, repedéskorlátozás megfelelő vasalással vagy feszítéssel, gondos utókezelés stb., ám ezek nem minden esetben elégséges intézkedések.

#### 4.2 A beton zsugorodása

*Mi az a zsugorodás?*

Erre igen röviden lehet válaszolni: a beton zsugorodása a beton lineáris rövidülése. A beton a környezete nedvességtartalmától függően száradáskor zsugorodik, átnedvesedve duzzad. A zsugorodás a betonnak – cementkőnek – alapvető tulajdonsága, számítani lehet a megjelenésére. Mondhatjuk tehát, hogy ez a jelenség végigkíséri a beton élettartamát.

*Miért káros a zsugorodás?*

A betonban zsugorodás hatására húzófeszültségek ébrednek. Köztudott, hogy a beton húzószilárdsága a nyomószilárdságának mindössze kb. a tizede. Ha tehát a zsugorodás miatt ébredő húzó igénybevétel nagyobb, mint a beton helyi húzószilárdsága, akkor a beton bereped.

Amennyiben a beton bereped, a szerkezeti kialakítástól, környezeti hatásoktól függően tönkremehet. Összefoglalva tehát: a repedések kerülendők.

#### 4.3 A ZSUGORODÁS LEÍRÁSA

A zsugorodás időbeli lejártszódását szemléltetik az 1. és 2. ábrák. Az 1. ábra azt mutatja be, hogy a cement hidratációja során különböző okokból eltérő mértékű zsugorodások lépnek fel (Asztalos István, 2012).

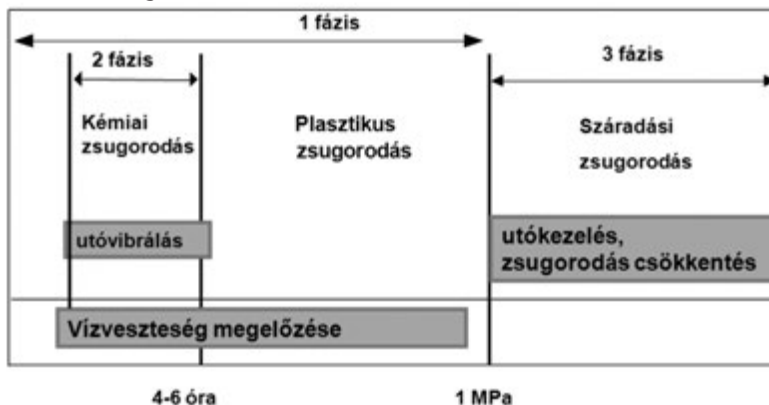
##### 4.3.1 Plasztikus zsugorodás

A beton korai állapotában következik be, ahogy a megnevezése is elárulja, addig lehet számítani a megjelenésére, amíg a beton még plasztikusnak mondható.

##### 4.3.2 Kémiai zsugorodás

A szilárdulási folyamat lejártszódása során következik be, tehát a plasztikus szakaszban. Oka, hogy a hidrát termék

1. ábra: A zsugorodás fázisai



térfogata kisebb, mint a kiindulási anyagé. Csökkentése betontechnológiai feladat.

#### 4.3.3 Száradási zsugorodás

Kb. a beton 1 napos korától kezdődik és időben elnyúlik – általában elmondható, hogy a száradási zsugorodásból bekövetkező hosszváltozás túlnyomó része 1 éves korig lejátsszódik.

### 4.4 A zsugorodás csökkentésének lehetőségei

A különböző zsugorodási fázisok mértékének csökkentésére különböző módszerek alakultak ki. A 2. ábrából világosan látható, hogy a leghatásosabb módszer, ha a két legnagyobb zsugorodású szakaszban avatkozunk be külön-külön vagy együtt.

A kezdeti plasztikus zsugorodás mértéke csökkenthető utóvibrálással, de ez sajnos viszonylag ritkán adódó lehetőség. Ezt nagyjából a kötés kezdetig lehet végezni, azt követően már sérülhet a cementkő szövetszerkezete. Ezen kívül kiemelt jelentőségű a beton vízvesztésének elkerülése is, tehát a hatékony utókezelés.

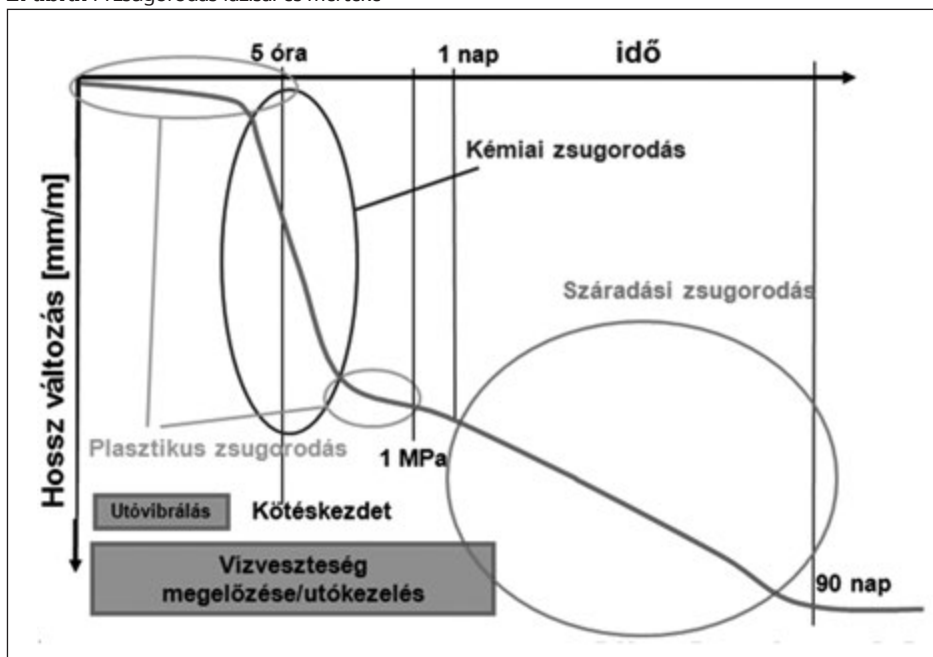
A kémiai zsugorodás jelentős mértékű a korai zsugorodási fázisok között. Igen fontos, hogy ebben az időszakban ne veszítsen vizet a beton, hiszen az tovább erősíti az amúgy is erőteljes alakváltozást. Mértékét a péptartalom csökkentésével, a cement fajtájának helyes megválasztásával, az alacsony v/c tényezővel, illetve az alacsony teljes víztartalom alkalmazásával lehet csökkenteni.

A száradási zsugorodás mértékének csökkentésére a zsugorodáscsökkentő szerek alkalmasak, melyek elsősorban fizikai elven működnek.

### 4.5 Módszerek a zsugorodás mértékének csökkentésére

A 3. ábrán azt tanulmányozhatjuk, hogy frissbetonba bekevert adalékszerekkel két módszerrel lehetséges az eredő zsugorodás mértékét redukálni, melyek különbözőképpen alkalmazandók.

2. ábra: A zsugorodás fázisai és mértéke



#### 4.5.1 Zsugorodáskompenzálás

A cementkő fázis térfogatának megnövelése a beton 1 napos korát megelőzően. Ezt duzzadó adalékok bekeverésével érhetjük el, ami a cementtel reagálva hidrogéngázt képez, és ezzel hozza létre térfogatnövelő hatását. Ez a folyamat a beton kb. 2-3 órás koráig bezárólag lejátsszódik. Tehát a két lényeges szakaszban, a kémiai zsugorodási fázisban, ill. a hosszabb száradási zsugorodási fázisban nem befolyásol semmit, hanem egy harmadik, a legérzékenyebb friss korban működik. Ennek a kompenzálás fajtának a beton 4-8 órás korától már elvileg nincs hatása és az normál módon zsugorodik. A folyamat ténylegesen nem kontrollálható, cementfajtánként eltérő és minőségi ingadozások esetén különböző végeredménye lehet. Ilyen termékek pl. a Sika® Quellmittel QM 1, a Sika® Einpresshilfe EH 1, vagy a Intraplast A. Ezek alapvetően gázt képeznek, esetleg kismértékben képlékenyítenek is. Hatóanyaguk alumínium por vagy kalcium só, és mindkét esetben tartalmazhat lignin-szulfonátot. Alkalmazási területük: injektálások, alöntések, üregek kitöltése, ahol a duzzadás geometriailag korlátozott, és a mikroszerkezeti integritásnak nincs kiemelt jelentősége a geometriai térkitöltéssel szemben, tehát nem megy a tartósság rovására, ha a cementkő kötés közben egy kissé károsodott.

#### 4.5.2 Zsugorodáscsökkentés

A Sika AG a világon egyedülálló módon kifejlesztette zsugorodás csökkentő Sika® Control adalékszer családját, amely a Sika® ViscoCrete® technológiára épül. Valószínűleg erre válaszul kezdtek foglalkozni egyes gyártók a már évtizedek óta rendelkezésre álló duzzadó porok különböző beton szerkezeti elemekben való alkalmazásával. A Sika® Control-40, Sika® Control-50 vagy Sika® Control-60 a cementkő vízvesztését csökkenti elsősorban fizikai elv alapján, növelve a kohéziót a pórusokban, kismértékben kémiailag reagálva a cementtel. A zsugorodást csökkentő szerek az első 24 órát követően fejtik ki hatásukat az 1 nap és 1 év közötti időszakban, tehát a jelentős mértékű száradási zsugorodást tudják kedvezően befolyásolni.

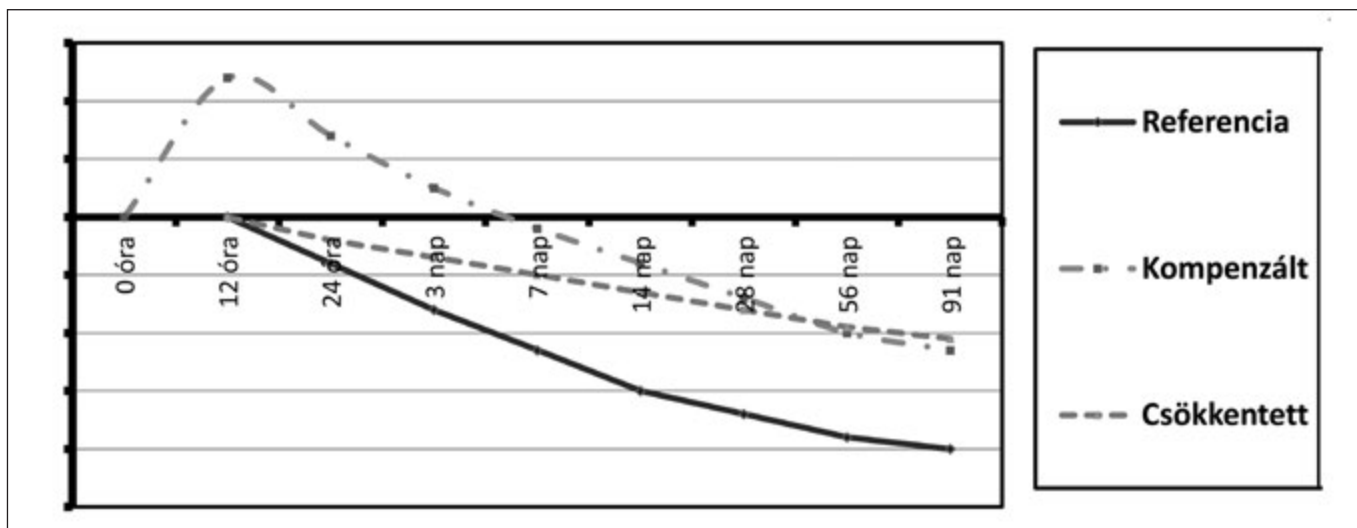
### 4.6 A zsugorodáscsökkentés kivitelezési szabályai

A 3. ábra tanúsága szerint tehát jelentősen befolyásolható

a hosszú távú száradási zsugorodás mértéke. Fontos tudni, hogy egy csekély eredő zsugorodású betonszerkezet készítésénél több lépésben kell eljutni a végső megoldásig.

Már a szerkezeti kialakítás és a csomópontok tervezésénél gondolni kell erre. A vasalás átgondolt kialakításával elérhető, hogy minél nagyobb legyen az alkalmazott szemmagyság, ami a pépmennyiség csökkentésével eleve kedvezőbb zsugorodási szempontból. A betonozási szakaszok célzott kialakításával szintén segíthető a hajlam csökkentése.

Szükséges a betonösszetétel optimalizálása. Lényeges a cement fajtája, minél kisebb legyen a pépmennyiség az adott szilárdsághoz (CEM 42,5). Zsugorodásra nem hajlamos cementfajtát kell választani és alacsony v/c tényezővel kell dolgozni.



3. ábra: A kompenzált és a csökkentett zsugorodás összehasonlítása

Az alacsony v/c érték feltételezi a jó minőségű folyósító szerek, a Sika® ViscoCrete® család valamelyik tagjának alkalmazását. A zsugorodás csökkentő adalékszer – pl. Sika® Control-40 – alkalmazása pedig elengedhetetlen. Jelen esetben többet ért, mint az előtte felsorolt paraméterek változtatása.

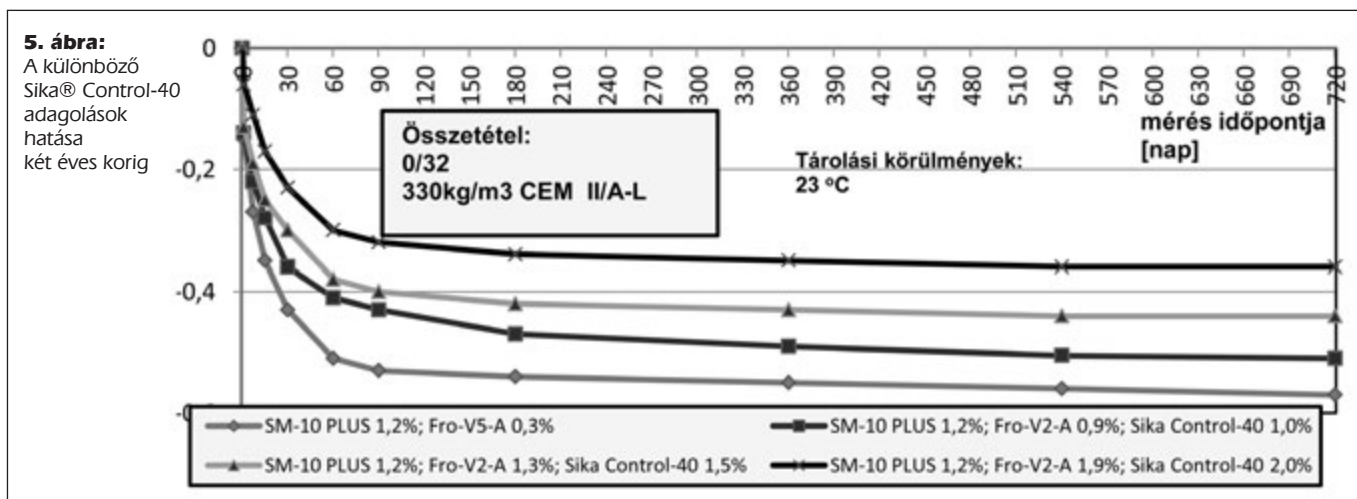
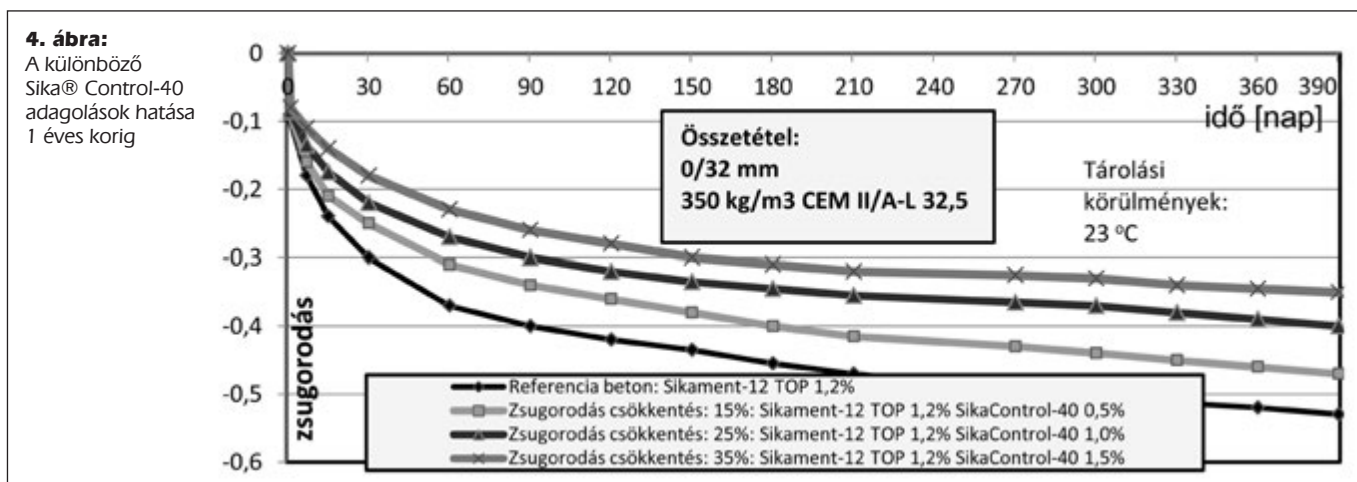
További fontos intézkedés a víz eltávolásának megelőzése, a zsaluzat, ill. ágyazat előnedvesítése. Természetesen gondos utókezelésre is szükség van (pl. Sika® Antisol®, Sika NB 100).

## 4.7 A zsugorodáscsökkentés időbeli viselkedése

Attól függően, hogy milyen mértékű zsugorodáscsökkentésre van szükség, különböző zsugorodáscsökkentő adalékszer

adagolások választhatóak. A pontos értékek meghatározásához szükséges lehet kísérlettel igazolni azt. A 4. ábrán egy ilyen vizsgálat eredményeit vehetjük szemügyre.

Az 5. ábra egy két évig tartó vizsgálat sorozat eredményeit mutatja. Az ábrából kiderül, hogy a vizsgált betonok még 1 éves kor után is zsugorodtak valamelyest, még ha ennek mértéke az első év végén mért értékhez mérten, %-ban kifejezve már nem is jelentős. Az igazán tartós betonok vizsgálata során világossá vált, hogy a megfelelő szilárdság mellett a kismértékű lassú alakváltozási hajlam az egyik ismérve az ilyen betonoknak. A lassú alakváltozás több részről tevődik össze egy betonszerkezet élettartama során. Olyan beton előállítása volt tehát a cél, amely megfelel ezeknek a követelményeknek.



## 5. A PÁLYALEMEZHEZ KÉSZÍTETT BETONOK VIZSGÁLATA

A mesterségesen bevitt, légbuborékos betonoknál közismert az alacsonyabb alakváltozási hajlam. Egyik javaslatunk ezért egy légbuborékképzővel elkészített beton volt. A másik, igazán erre a célra szolgáló megoldás, a zsugorodás mértékének csökkentésére kifejlesztett Sika® ViscoCrete® technológiára épülő speciális adalékszer alkalmazása volt (Sika at Work, 2009). A Sika AG megoldásával lehetséges a zsugorodás mértékének jelentős csökkentése.

A technológia úgy működik, hogy a beton pórusszerkezetét megváltoztatja. Ennek során a zsugorodási hajlam egy része leépíthető. A zsugorodást olyan mértékben szükséges lecsökkenteni, hogy az abból keletkező húzófeszültségek ne lépjék túl a beton saját húzószilárdágát.

Az általunk javasolt összetételek:

Beton összetételek	TBG Hungária-Beton Kft.	
	1. keverék	2. keverék
Cement fajtája	CEM II/A-S 42,5 N	CEM II/A-S 42,5 N
Cement mennyisége [kg/m <sup>3</sup> ]:	360	360
v/c tényező	0,42	0,42
Adalékszer	Sika ViscoCrete-1035 Sika Aer	Sika ViscoCrete-1035 Sika Control-40

Az előkészítés során a Holcim Hungária Zrt. is javasolt kétfajta beton összetételt.

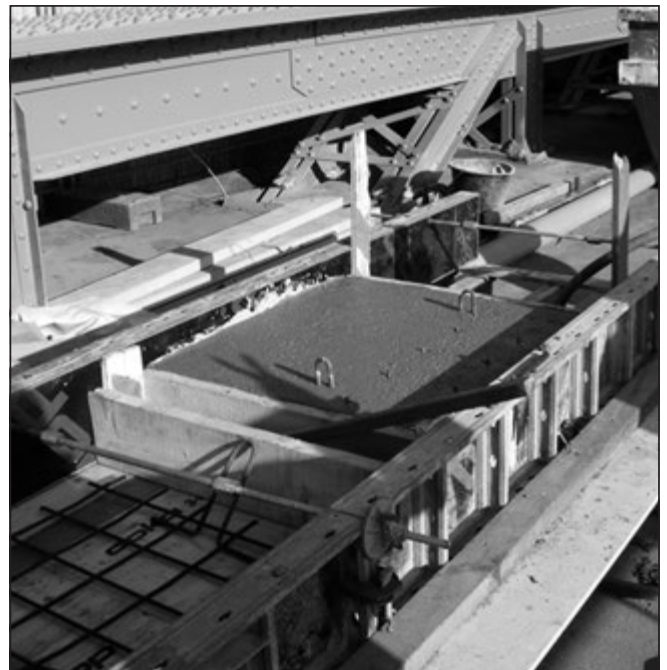
Beton összetételek	Holcim Hungária Zrt.	
	3. keverék	4. keverék
Cement fajtája	CEM I 32,5 R-S	CEM II/B-S 32,5 R
Cement mennyisége [kg/m <sup>3</sup> ]:	340	350
v/c tényező	0,38	0,38
Adalékszer	Biber V7 Averak FM 66T	Biber V7 Averak FM 66T

A kivitelező mind a négy összetételt meg kívánta vizsgálni. Mind a négy keverék elkészült a keverőtelepen, majd a helyszínre szállították. Ezzel mintegy modelleztük a beépítési körülményeket. A helyszínen a kivitelezést végző cég próbatesteket készített a későbbi receptúra kiválasztásához. Ezt követően a Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszéke is készített próbatesteket, mellyel a különböző viszonyok közötti tárolás által befolyásolt szilárdsági, alakváltozási tulajdonságait vizsgálni szándékoztak. A próbakeverések 2007 nyarának végén zajlottak.

A vizsgálatok azt mutatták (Józsa, Balázs, Fenyvesi 2007, 2008; Józsa, Fenyvesi 2008), hogy a zsugorodás szempontjából legkedvezőbbben a 2. keverék viselkedett. Ezek alapján ezt választották.

## 6. A PÁLYALEMEZ KIVITELEZÉSE

A 18 cm vastagságú vasbeton pályalemez építése a téli, hidegebb időszakokra esett. A továbbiakban a beépítést végző cég a Sika® Control-40 káros késleltető hatásától tartva újabb tesztekert kért. Ennek során a felújítás alatt lévő hídpályán készítettünk próbafelületeket különböző Sika® Control-40 adagolások mellett. Ezek rendre 1%; 0,5% ill. 0 % voltak.



A tesztek eredménye egyértelmű volt és a megbízó az 1% Sika Control-40 adagolású keveréket választotta ki. A késleltető hatás, mely a Sika® Control-40 mellékhatása lehet alacsony hőmérsékleten, a kivitelezés során nem volt tapasztalható.

A pályalemez betonozását a pesti hídfő közelében kezdték, majd fokozatosan haladtak a budai oldal felé. A pályát szélessége mentén három ütemre bontották szét. Külön készült mindkét forgalmi irány sávja, illetve harmadikként a közbúlsó, villamos pálya alatti lemez. Hosszirányban először a part és a pillér közötti szakaszt betonozták, majd a pillér és a Gerbercsukló közötti rész következett. Ezt követően készült el a befüggesztett tartó fölötti szakasz, majd végül a budai oldal a pesti oldalhoz hasonló bontásban.

## 7. MEGÁLLAPÍTÁSOK

Tartós betonszerkezetek készítésénél mindenképpen a beton hosszú távú viselkedését kell megvizsgálnunk, és annak alapján kell kialakítani az építés koncepcióját. A zsugorodások hosszú távú csökkentésének módszere az alapvető betontechnológiai eszközökön túlmenően az ezen a téren úttörő fejlesztés eredményeként létrejött zsugorodáscsökkentő adalékszer alkalmazása.

A beton alakváltozási viselkedését elemezve a két legnagyobb zsugorodású szakasz a friss állapotban bekövetkező kémiai zsugorodás, illetve a kötési folyamatok lejátszódása után következő, időben elnyúló száradási zsugorodási szakasz.

Az első értékének csökkentése betontechnológiailag ismert módszerekkel eddig is lehetséges volt: az adott szilárdsághoz tartozó legalacsonyabb lehetséges cementtartalom/péptartalom, alacsony v/c tényező, folyósító szerek alkalmazása, minél nagyobb szemmagyság, továbbá az ezt támogató szerkezeti kialakítás.

Ami eddig nem volt elérhető és a betonszerkezetek építésében gyakorlat, az a Sika AG által kifejlesztett, Sika® ViscoCrete® technológiára épülő zsugorodáscsökkentő szer család - Sika® Control - mely az időben elnyúló, száradásból bekövetkező zsugorodást is képes csökkenteni különleges tulajdonságai által.

Összességében így több mint 1.000 m<sup>3</sup> csökkentett zsugorodású betonpálya készült Budapest egyik legszebb acél rácsos tartójú hídjának felújítása során a Sika AG által kifejlesztett technológia felhasználásával.



## 8. HIVATKOZÁSOK

- Asztalos I. (2012): „A tartósság 100 éve - Zsugorodás-kompenzált beton”; *Beton*, 2012. január
- hu.wikipedia.org (2012) /wiki/Szabadság\_híd
- Józsa Zs., Balázs L. Gy., Fenyvesi O. (2007): „A Szabadság híd pályalemezéhez kis zsugorodású beton összetételének tervezése”; *Szakértői vélemény*, BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszék, 2007. december.
- Józsa Zs., Balázs L. Gy., Fenyvesi O. (2008): „A Szabadság híd pályalemezéhez készített beton tartóssága”; *Szakértői vélemény*, BME Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszék, 2008. január.
- Józsa Zs., Fenyvesi O. (2008): „Kis zsugorodású beton”; *Konferencia kiadvány*, ÉPKO, 2008. június 14., pp. 89-93. (ISSN 1843-2123)
- Sika at Work (2009): „Shrinkage Reduction with Sika Control and Sika ViscoCrete Technology - Renovation of old Liberty Bridge on the Danube”; 2009. december
- Tóth L. (2012): „Zsugorodás csökkentett betonok előállítása”; *Beton*, 2012. november-december

**Tóth László (1975)** Végzettségek: okl. építőmérnök, BME Építőmérnöki Kar 1999 – okl. szerkezetépítő betontechnológia szakmérnök – Budapesti Műszaki Egyetem Építőmérnöki Kar 2007. Munkahelyek: Vízép Mélyépítő Kft., művezető, munkahelyi mérnök 1999-2002 – VARPEX Építőipari Zrt., munkahelyi mérnök 2002 - Stabiment Hungaria Kft., projektmenedzser 2002-2004 – Sika Hungaria Kft., projektmenedzser 2004-2013, üzletágvezető 2013-óta. Szakmai tevékenységek: Mélyépítés: résfalak vb. tartószerkezetek kivitelezése. Generálkivitelezés. Betonadalékszerek és egyéb építési segédanyagok értékesítése, értékesítési tevékenység irányítása. Betontechnológiai tanácsadás.

**Asztalos István (1955)** Végzettségek: okl. építészmérnök, BME Építészmérnöki Kar 1979 – okl. építőipari gazdasági mérnök, BME Építészmérnöki Kar 1985 – okl. szerkezetépítő betontechnológia szakmérnök – Budapesti Műszaki Egyetem Építőmérnöki Kar 2001. Munkahelyek: Beton- és Vasbetonipari Művek Vezérgazgatósága, gyártmánytervező 1979-1989 – BVM Mérnöki Kft., gyártmányfejlesztő 1989-91, ügyvezető igazgató 1991-94 – BVM Épelem Kft., marketing irodavezető 1994-96 – Stabiment Hungaria Kft., ügyvezető igazgató 1996-2004 – Sika Hungaria Kft., üzletág vezető 2004-2011, műszaki vezető, tanácsadó 2012-óta. Társadalmi tevékenységek: A BETON c. szakmai lap alapítója és szerkesztőbizottsági vezetője 1993-óta. A Szilikátipari Tudományos Egyesület tagja 1996-óta, vezetőségi tagja 1998-óta,

főtitkára 2004-2013 között, elnöke 2013-óta. Szakmai tevékenységek: Beton és vasbeton épületszerkezetek erőtani tervezései és technológiai fejlesztései. Cementipari piackutatási tevékenység megszervezése és irányítása. Téglá- és köbkerületű épületek rögzítéstechnikai tervezése. Betonadalékszerek és egyéb építési vegyi anyagok értékesítési tevékenységének megszervezése és irányítása.

### THE BRIDGE-DECK OF THE LIBERTY BRIDGE FROM REDUCED SHRINKAGE CONCRETE

The Liberty Bridge is in Budapest, over the Danube River. This bridge was the 3<sup>rd</sup> which have made contact between Buda and Pest, at the end of 19<sup>th</sup> century. On the bridge there are railways, roadways and two sidewalks. In the middle of the bridge lay the tram rails, and outsides are the roadways. According to the original plan – end of 19<sup>th</sup> century – it's a steel lattice-bridge. During the renovation project some elements were changed, some were strengthened. The concrete bridge-deck was changed. The new bridge-deck will during the lifetime transmit the stresses to steel elements, because according to the new plan this deck and steel elements work as a composite structure.

The composite structure requires keeping low the level of shrinkage of the concrete deck. The shrinkage of the concrete deck is the one of the loads which will be transmitted to the steel elements. The special requirement of the concrete material was the decreased level of shrinkage. Nevertheless an important point of view was the low costs level.

The structural engineers and the ready-mix supplier wanted at least two different possible solutions for this problem. To select the best solution the structural engineers have made some preliminary examinations by the Department of Construction Materials and Engineering Geology of Budapest University of Technology and Economics (BME).

The concrete placing happened in 10 sections: lengthwise 2 sections (1/3–2/3 proportion), crosswise 5 sections. From beach to river pier, from river pier to end of console, and between those the hanged part (the middle Gerber-part). The placing was absolutely successful. The consistency was increased - from F2 to F3 - after the first day experience.

The deck was finished without cracks on surface. Thickness: 18 cm, total concrete volume of the deck and the curbs ~ 1.200 m<sup>3</sup>. The structural engineers and the general contractor were satisfied with the quality of concrete. The one of the possible side effects of the Sika® Control-40, is the retardation by low temperature. This effect had not appeared during the project.

The article presents through this first Hungarian project the behaviour of reduced shrinkage concrete.

## 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 **érdeklődésében minden cégnek kell legyen jó betontechnológusa.**

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

*betongyártás és előregyártás kérdéseiben, a minőségirányítás és minőségbiztosítás módszereiben és áttekintést kapnak a vasbetonépítésben megjelent legújabb anyagokról. Mindezeket jogi, gazdasági és vezetéselméleti 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 önéletrajzot. További információ, ill. kérdés esetén: Sánta Gyuláné (tel: (1) 463-4068).

# A DEBRECENI NAGYERDEI STADION TRIBÜNELEMEINEK DINAMIKAI VIZSGÁLATA



Madaras Botond

*A cikkben a debreceni új Nagyerdei Stadion előregyártott egyenes, illetve íves tribünelemeinek dinamikai vizsgálatát mutatjuk be. A laboratóriumi nagymintakísérlettel meghatározott sajátfrekvencia az elemek legfontosabb dinamikai jellemzője, melynek ismerete segíti a szerkezet teljes körű értékelését.*

**Kulcsszavak:** dinamikai vizsgálat, sajátfrekvencia, nagymintakísérlet, tribünelem, stadion

## 1. ELŐZMÉNYEK

Az új debreceni Nagyerdei Stadion szerkezetépítési munkái a befejezéshez közelednek. Az előregyártott vasbeton vázszerkezet elemtervezését, gyártását és építését az ASA Építőipari Kft. végezte. Az innovatív zsalutechnológiának (CNC géppel megmunkált bútorlap-zsaluzat) köszönhetően az íves szektorokban lévő tribünelemek egyediek, igazodnak az alaprajzi geometriához, így poligonális kialakítás helyett tökéletesen követik az íveket. A lágyvasalású íves elemek mellett az egyenes szektorok szálereősítésű, hosszúpadon feszített tribünelemekkel készülnek, gyakorlatilag lágyvasalás nélkül. Az ASA Kft. a jellemző – feszített egyenes, illetve lágyvasalású íves – elemek nagymintakísérlettel végzett szilárdsági és dinamikai vizsgálatára adott megbízást, amit az ÉMI-TÜV SÜD Kft. szentendrei laboratóriumában végeztünk.

## 2. PROBLÉMAFELVETÉS, VIZSGÁLATI CÉL

A tömegrendezvényeknek helyt adó építményekben a szokásos statikai, illetve kvázistatikai vizsgálatok mellett figyelmet kell szentelni a jelentős tömeg okozta dinamikus terheknek is. Különösen igaz ez a zenei, illetve sport rendezvények esetén, hiszen itt az ütemes, együttes mozgás gerjesztő hatása komolyan befolyásolhatja a szerkezet viselkedését, igénybevételeit és választát.

A probléma jól ismert: egy terhelt szerkezet valamely sajátfrekvenciája közelébe eső gerjesztő erő esetén fellépő igénybevételek és elmozdulások jelentősen meghaladják a statikus terhelés hatását. A tömegrendezvények esetében a gerjesztőfrekvencia jól behatárolható: egyszerű biomechanikai megfontolással belátható, hogy 3,5 – 4,0 Hz (210 – 240 ütés/perc) fölötti frekvenciával nem kell számolni, így abban az esetben, ha az adott szerkezet első sajátfrekvenciája ezen érték fölé esik, úgy rezonancia nem következik be. Szabványelőírások általában  $f_{ult} = 5,0$  Hz értékű minimális sajátfrekvenciát írnak elő a szerkezetekre (jellemzően az üres, terheletlen állapotban).

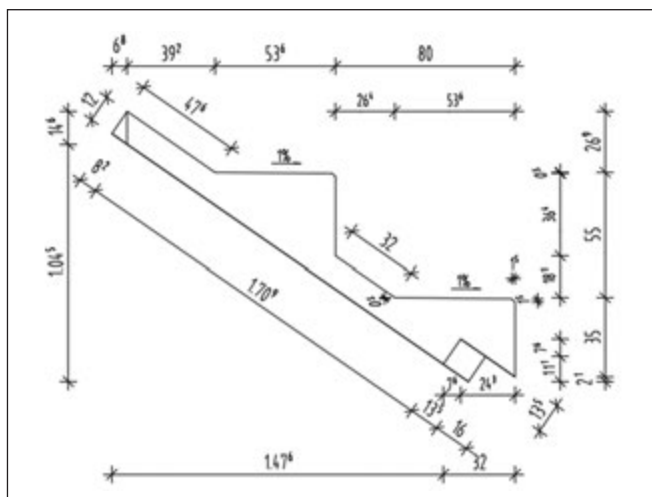
A dinamikai vizsgálatok bonyolultsága nyilvánvalóan nő a szerkezet komplexitásával. Összetett szerkezetek (pl. bonyolultabb gyalogos hidak) esetén nem ritka, hogy a kritikus frekvenciatartományban több sajátfrekvencia is lehet, melyek bonyolult lengéssalakokhoz tartozhatnak. Ilyen

szerkezeti rendszerek esetén a számítási modell „kis” hibája is a tényleges értékektől jelentősen eltérő sajátfrekvenciákat adhat, ezért számos esetben szükségessé válhat a megépült szerkezeten végzett mérés. Egyszerűbb, hierarchikusan felépített szerkezetek esetén gyakran a teljes szerkezet vizsgálata nélkül kijelölhetők a kritikus elemek, illetve az elemekre bontott szerkezetek esetén is jól vizsgálhatóak a dinamikai hatások. Előregyártott szerkezetek esetén nem ritka, hogy a jelentős merevségű fő vázon (pl. keretgerendák) támaszkodó kéttámaszú elemek önálló vizsgálata elégséges a dinamikai viselkedés vizsgálatához, az elemekre bontás nem okoz érdemi eltérést az eredményekben.

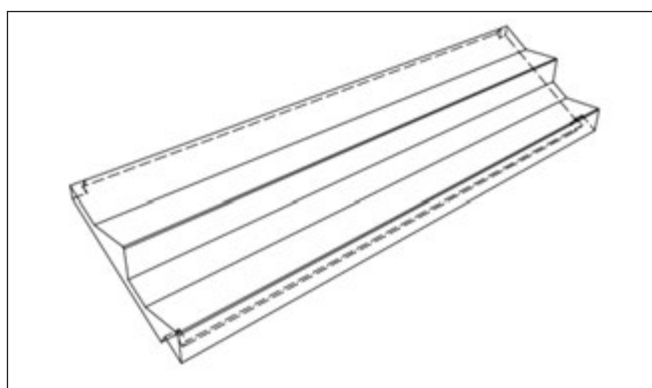
Az elmúlt évtizedekben több stadionban észleltek zavaró, esetenként káros lengéseket, főleg zenei rendezvények alatt. Elsősorban nagyobb fesztávú, illetve konzolos elemeken észlelték a jelenséget. A brazil Maracana stadionban (Rio de Janeiro), a holland Feyenoord FC stadionjában (Rotterdam), illetve az angol Manchester United FC (Manchester), az Arsenal FC (London), illetve a Liverpool FC (Liverpool) stadionjában is végeztek rezgésméréseket (a már üzemelő stadionokban), melyek eredményeképpen több helyen is korlátozásokat kellett bevezetni, illetve gondoskodni kellett a szerkezetek átalakításáról. Elsősorban az 1,5 – 2,5 Hz közötti rezgéstartományban mértek jelentős lengéseket, melyek több esetben is szerkezeti károsodásokat okoztak.”

A vasbetonszerkezetek komplex viselkedése miatt a kritikus sajátfrekvenciák megállapítása nem egyszerű, hiszen azt a szerkezeti kialakítás (méretek, fesztávok stb.) mellett a rugalmassági modulus, illetve a szerkezet repedezettségi állapota (összességében a hajlítómerevsége) is jelentősen befolyásolja. Szerencsés jelenség, hogy rezonancia esetén a megnövekedő igénybevételek megváltoztatják a szerkezet repedezettségét, ami elhangolhatja a rendszert, ugyanakkor kedvezőtlen, hogy ilyen fődémek esetén az ugráló tömeg „érzi” a gerjesztést és a gerjesztőfrekvencia ütemét önkéntelenül is átveszi (ez nyilván csak akkor állhat elő, ha a sajátfrekvencia „követhető” és nem túl magas). Összetett szerkezetek esetén csomóponti kialakítások is külön figyelmet érdemelnek. A statikai számításban általában figyelmen kívül hagyható hatások (pl. kibetonozott fugák, nem ténylegesen csuklós csomópontok stb.) a dinamikai jellemzőkre jelentős hatással lehetnek, megváltoztathatják a szerkezet dinamikai jellemzőit.

A Nagyerdei Stadion (1. és 2. ábra) esetében a tribünelemek a jelentős hajlítómerevségű keretgerendákra terhelnek. Vizsgálatunk célja a kéttámaszú tribünelemek



1. ábra: Az egyenes, feszített elemek keresztmetszete



2. ábra: Az egyenes feszített elemek perspektivikus ábrája

sajátfrekvenciájának meghatározása volt, laboratóriumi nagymintakísérlettel. Az elemek hajlítómerevségének terhelés alatti változása miatt a vizsgálatot az elemek terheléses teherbírás-vizsgálatát megelőzően, majd azt követően is elvégeztük. A kísérlet során az elemek első – fél szinus hullám rezgésalakhoz tartozó – sajátfrekvenciáját határoztuk meg, mert a gerjesztés szempontjából ez a kritikus érték. A magasabb sajátfrekvenciák olyan tartományba esnek, ahol a humán gerjesztés kizárható. Az íves elemek esetén vizsgálati cél volt a csavarólendések vizsgálata is, bár beépített állapotban – a csatlakozó elemszélék stabilizáló hatása miatt – ezek kialakulása nem várható.

### 3. VIZSGÁLATI MÓDSZER

Az elemek dinamikai vizsgálatát a valós alátámasztásnak megfelelően beépítve végeztük szentendrei laboratóriumunkban (3. és 4. ábra). A tribünelemek alátámasztását adó bakok geometriája megfelelt a keretgerendáknak, így az elemek hajlásszöge is megfelelt a valós helyzetnek. A sajátfrekvencia mérését az elemek „pengetésével” végeztük, a rezgést lökészerű impulzussal hoztuk létre.

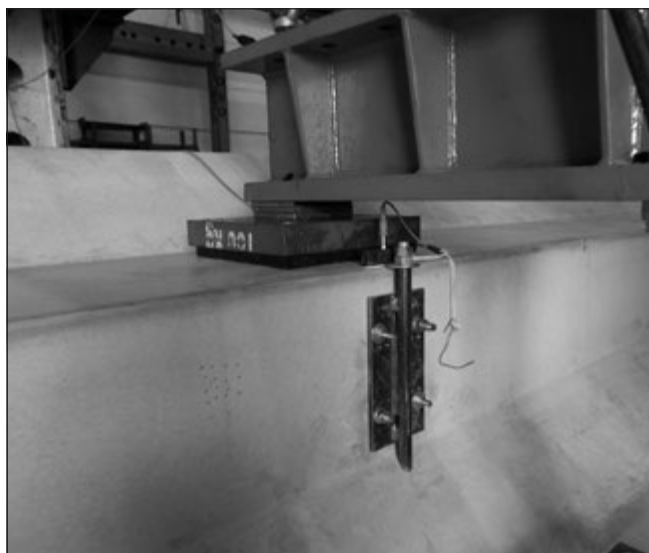
A vizsgálat menete az alábbi volt: az elemeket hidraulikus sajttal előterheltük (támaszközépen), hozzávetőlegesen  $L/1000$  elmozdulást létrehozva (az önsúly okozta kezdeti lehajlason – mint kiindulási helyzeten - túlmenően. Jelen esetben ez mintegy kb. 7 mm-es elmozdulást jelentett, mind az egyenes, mind az íves elemek esetén. Az elmozdulás megválasztásakor fontos szempont volt, hogy annak mértéke a valós üzemiállapotot tükrözze, figyelembe véve azt is, hogy az alkalmazott elmozdulás mindenképpen lecsökken a sajtó eltávolítását követően. Az előfeszítést követően a tartókat kis duktilitású lehorgonyzó elemmel (menetes szárral) lekötöttük a terhelőfödémhez, majd a sajtókat tehermentesítettük,



3. ábra: Vizsgálatra előkészített tribünelem

eltávolítottuk. A lekötő szárok alakváltozása, illetve a sajtók eltávolítása (tehercsökkenés) miatt mintegy 5 mm kényszerelmozdulás maradt a szerkezetekben mint maradó előfeszítés.

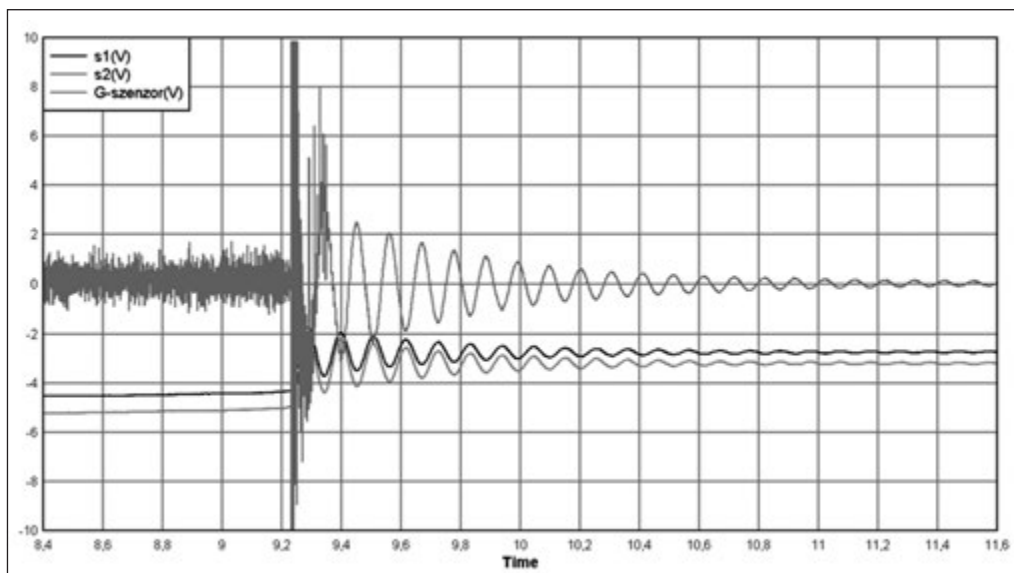
A vizsgálat szempontjából kedvező volt, hogy a keresztmetszet súlypontja gyakorlatilag a felső lépcsőelem függőleges falához esik, így az ott feldübelezett szerelvényvel biztosítható volt a megfelelő helyen történő (nem excentrikus) lekötés. A felhegesztett csőhüvellyel ellátott szerelvényben a menetes szárok könnyen cserélhetőek voltak, így a vizsgálatok ismétlése nem okozott technikai nehézséget.



4. ábra: A lehorgonyzó szerelvény a gyorsulásmérő szenzorral

A lefeszítő szerelvény gyors átvágása után kialakuló szabadrezgést a mezőközépi keresztmetszet súlypontjában elhelyezett gyorsulásmérő szenzorral, illetve a keresztmetszet szélein elhelyezett induktív útdókkal valós időben rögzítettük, nagyfrekvenciás mintavételezéssel. A vizsgálat megkezdése előtt jelentett némi bizonytalanságot, hogy a lekötés átvágása során elkerülhetetlenül kialakuló helyi képlékenyedés nem okozza-e a bevitt feszítőerő túlzott lecsökkenését, de a mért adatok is jól mutatják, hogy az átvágás közben bekövetkező elmozdulás nem volt számottevő, így a mérést nem befolyásolta, a bevitt impulzus megfelelő nagyságú volt. A fenti hatást csökkentendő, 10.9 anyagú menetes szárral végeztük a lekötést, hogy a képlékenyedés hatása minimalizálható legyen.

Mind a gyorsulásmérő szenzor, mind az induktív útdók a függőleges irányba állítva mérték, ennek a későbbiekben taglalt

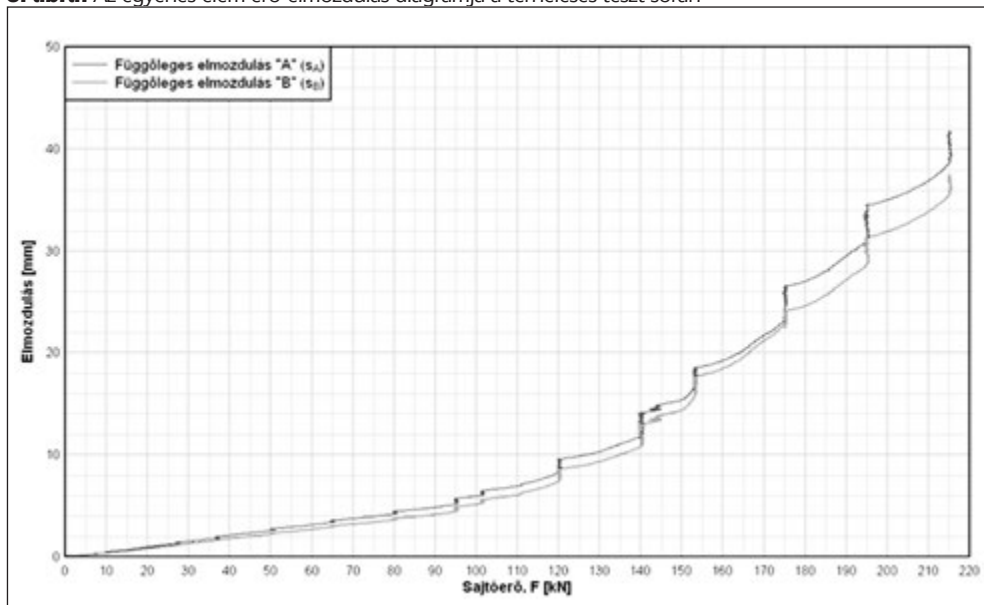


3. ábra: Az idő-gyorsulás és az idő-elmozdulás diagramok

hatások szempontjából van jelentősége. A gyorsulásmérő szenzor mintavételezési frekvenciája több mint három nagyságrenddel meghaladta az előzetesen várt sajátfrekvenciát, így a rögzített adatok gyakorlati szempontból folyamatosnak tekinthetők. A felvett adatok adták a tranzien impulzus bevitelét követő csillapított szabadrezgés idő-gyorsulás, illetve idő-elmozdulás diagramjait (5. ábra), melyekről a sajátfrekvencia gyakorlatilag közvetlenül leolvasható volt. A gyorsulásmérő szenzor mezőközépen történő elhelyezése a 2. – teljes szinusz hullám – rezgésalak hatását gyakorlatilag kioltotta, lévén ehhez a frekvenciához nem tartozik ebben a keresztmetszetben elmozdulás. A mezőközépi keresztmetszet súlypontjában elhelyezett gyorsulásmérő szenzor – az elhelyezési pozícióból adódóan – „érzéketlen” volt a szerkezet esetleges torziós lengéseire. Az esetleges elcsavarodás hatásának vizsgálatára – is – szolgáltak a mezőközépi keresztmetszet szélein elhelyezett induktív útdók, melyek jelének eltérése jól mutatná az elem torziós lengését, deformációját. A két útdó egyben azt is mutatja, hogy az előterhelés során volt-e lehajlás-különbség az elem két éle között (a mellékelt ábrán jól látható, hogy mintegy 0,8 mm – kb. 15% - elmozduláskülönbség mutatkozott).

A szerkezetek pontosabb viselkedésének megismerése érdekében a dinamikai vizsgálatot elvégeztük a beszállított,

6. ábra: Az egyenes elem erő-elmozdulás diagramja a terheléses teszt során



ép elemeken, majd a későbbiekben elvégzett terheléses vizsgálatot követően is. A terheléses vizsgálatot mind a feszített, mind a lágyvasalású tribünelemek esetén kb. 1,0 – 1,2 mm-es repedéstágasságig végeztük (ez gyakorlati szempontból tönkremenetelt jelent), így olyan elemeken is volt módunk a mérést elvégezni, amely hajlítómerevsége bizonyosan alacsonyabb, mint a normál üzemi állapotban lévő elemeké. Ez azért is volt fontos, hogy a sajátfrekvencia alsó korlátját is meg tudjuk határozni. A terheléses vizsgálatot követő sajátfrekvencia- mérés arra

is alkalmas volt, hogy az elem maradó hajlítómerevségét meg tudjuk határozni. Önmagában a berepedt keresztmetszet jellemzőinek figyelembevétele túlságosan alábecsülte volna a hajlítómerevséget, ezért a mérés utólagos elvégzése indokolt volt. Nem meglepő módon a feszített elemek terheléses vizsgálatot követő hajlítómerevség-csökkenése kisebb fokú volt, mint a lágyvasalású elemeké, hiszen a feszítőerő miatt a hajlítási repedések jelentős része bezárult a visszaterhelést követően. Az elem merevségváltozását jól mutatja a terheléses teherbírás-vizsgálat során felvett erő-elmozdulás diagram is (6. ábra).

## 4. AZ EREDMÉNYEK ÉRTÉKELÉSE

A felvett idő-gyorsulás diagramok alapján több amplitúdó tartományban meghatároztuk a sajátfrekvenciát (több helyről vett egész számú hullám alkotta sorozat időtartományának mérésével), ami a várakozásnak megfelelően változatlan volt (a sajátfrekvencia nem változott az amplitúdóval). A vizsgálatot elvégeztük a terheléses vizsgálat előtt, illetve azt követően is.

A tartók terheléses teherbírás-vizsgálatát követően mért sajátfrekvenciája alapján meghatároztuk a tartók reziduális hajlítómerevségét, mely az eredeti érték mintegy 80%-ára adódott a feszített tartó esetén, míg a lágyvasalású tartó esetén 65%-os maradó merevséget mértünk. A feszített tartónál tapasztalt kisebb csökkenés

a feszítésnek (illetve a feszítés repedészáró hatásának) tudható be. Tekintettel arra, hogy a sajátfrekvencia a hajlítómerevség négyzetgyökével arányos, a frekvenciák esetén a változás kisebb – de jól kimutatható - volt a terheléses vizsgálatot követően. Megjegyezzük, hogy a felszakítás miatt mind a lágyvasalású, mind a feszített tartón voltak kis tágasságú repedések, melyek részben záródtak is a terheléses vizsgálat során, így a „kezdeti” állapotban sem beszélhetünk tökéletesen repedésmentes szerkezetről. Ez is indokolja, hogy a terheléses vizsgálatot követő merevségcsökkenés nem jelentősebb.

A nyers szerkezeten mért adatok kiértékelését követően meghatároztuk a tényleges, beépített szerkezet várható sajátfrekvenciáját. A kész szerkezet alsó síkján vakolat készül, mely kismértékben megnöveli a rezgő rendszer tömegét, a merevségi viszonyok érdemi változtatása nélkül (a vakolat okozta kismértékű - és gyakorlatilag nem számítható - merevségnövekményt a biztonság javára történő közelítéssel elhanyagoltuk). További módosítást ad az esetleges teher, mely szintén növeli a rezgőrendszer tömegét. Gyakorlati szempontokat figyelembe véve ezt a tömeget a hasznos teher kváziállandó értékével vettük figyelembe (az  $5,0 \text{ kN/m}^2$  karakterisztikus teher olyan sűrű tömeget jelent, ahol az ütemes gerjesztés nehezen állhat elő, ezért tartottuk indokoltnak a  $0,6 \times 5,0 = 3,0 \text{ kN/m}^2$  érték figyelembevételét).

A vizsgálati eredmények, illetve a fenti megfontolás alapján olyan *alsó* becslést adtunk a sajátfrekvenciára, mely a lehető legkedvezőtlenebb állapotban (extrém módon berepedt, így erősen lecsökkent hajlítómerevségű tartó) állhat elő. A lágyvasalású (~6,45 m fesztávú) elemek esetében ez az érték 6,5 Hz-re, míg a feszített (~7,25 m fesztávú) elemek esetében 7,3 Hz-re adódott. Mindkét érték jóval a várható maximális gerjesztőfrekvencia fölé esik, így az elemek dinamikai szempontból megfelelő viselkedésűek. Elvégeztük annak vizsgálatát is, hogy a statikus terheken alkalmazott  $g_{\text{din}} = 1,30$  dinamikus tényező megfelelő-e. Ez a 3,5 Hz *maximális* gerjesztőfrekvencia és 6,5 Hz *minimális* első sajátfrekvencia esetére  $g_{\text{din,c}} = 1/[1-(3,5/6,5)^2] = 1,41$  értékre adódott, de ez a hasznos teher *kváziállandó* értékéhez ( $3,0 \text{ kN/m}^2$ ) tartozik. Az így adódó szorzat ( $1,41 \times 3,0 = 4,23 \text{ kN/m}^2$ ) jóval kisebb, mint az elem számításakor alkalmazott érték ( $1,3 \times 5,0 = 6,5 \text{ kN/m}^2$ ).

Az elemszéléken elhelyezett induktív útdók valós időben rögzített jelei jól mutatták, hogy az elemek csavarólengéseivel nem kell számolni (a két szenzor szinte teljes szinkront mutatott a két élen). Hasonló adatokat kaptunk mind az egyenes, mind az íves elemek esetén (az íves elemeknél a szinte „tisztá” hajlítólengést a nagy rádiusz is indokolja). Excentrikus teherrel vélhetően kiprovokálható az elemek torziós lengése, ezt a végállapotban ugyanakkor hatásosan gátolják a szomszédos elemek, így valós problémát ez nem jelenthet az üzem során.

A beépített állapotban a tribünelemek erőtanis viselkedése gyakorlatilag azonosnak tekinthető a vizsgált elrendezéssel. Az alátámasztó keretgerendák nagy merevsége miatt a laboratóriumi vizsgálat során alkalmazott „merev” megtámasztás hatása nem okoz érdemi változást a tényleges szerkezethez képest. Az alátámasztó oszlopok normálrezgéséhez tartozó sajátfrekvenciája (ami voltaképp az oszlopok normálmerevségéből és az alapozási szerkezet merevségéből adódik) jóval magasabb értékű, így a tribünelemek dinamikai vizsgálatok hatásuk nem számottevő.

A tényleges állapotot vizsgálva, a leginkább számottevő eltérést az élek mentén illeszkedő elemek együttes hatása jelenti. A függőlegesen ható erők (önsúly, hasznos teher) hatásvonala jelentősen eltér az elem keresztmetszet főtengelyeinek irányától, így ferde hajlításról beszélhetünk. Ez jól megmutatkozott a terheléses vizsgálatok során mért elmozdulásokon is, ekkor az elemek vízszintesen is jelentősen elmozdultak. Az egyes elemek csatlakozásánál a beépítés során kialakuló hézag az alsó sík vakolásakor – részben – eltömődhet, ami olyan tárcsahatást eredményez, mely a lelátósíkban a merevséget nagyságrendekkel megnövelheti. Ilyen állapotot feltételezve, sajátlengéssel csak a lelátósíkra merőlegesen

kell számolni, ami némiképpen módosítja a laboratóriumban meghatározott frekvenciaértékeket. Fontos megjegyezni, hogy ez a hatás erősen függ az elemszélék közötti hézagok kitöltöttségétől, aminek becslése nagyon bizonytalan.

Az elemek egymást megtámasztó szélei bizonyosan kedvezően hatnak a szerkezet globális dinamikai viselkedésére, hiszen egy adott szektor tényleges gerjesztése csak úgy képzelhető el, ha minden – egy szektorba eső - elem azonos frekvenciájú gerjesztő erő hat (ez természetesen előállhat, de jóval kisebb valószínűséggel, mint egy elem esetén). Amennyiben a gerjesztés csak egyes elemekre hat, úgy a csatlakozó elemek hatékonyan elhangolják a szerkezetet.

## 5. MEGÁLLAPÍTÁSOK

A debreceni új Nagyerdei Stadion előregyártott tribünelemein elvégzett dinamikai vizsgálatok igazolták az elemek megfelelő dinamikai viselkedését, illetve a szerkezet megfelelő biztonságát. A terheléses vizsgálat előtt, illetve azt követően felvett rezgéskép segítséget adott a sajátfrekvencia alsó, illetve felső értékének pontos meghatározásához. Az így kapott eredmények birtokában lehetőség adódott a dinamikus tényező pontosabb meghatározására is. A szerkezetek első – terheléses vizsgálatot megelőző – vizsgálata alapján meghatározott sajátfrekvencia jó egyezést mutatott a számított értékekkel, visszaigazolva egyben azt.

A választott vizsgálati eljárás megfelelőségét a rögzített értékek, diagramok igazolják. A módszer különösen alkalmas dinamikus hatásnak kitett szerkezeti elemek laboratóriumi vizsgálatára, a mintavételezés nagy frekvenciája miatt magasabb – nem embertömeg okozta - gerjesztőfrekvencia esetén is pontos mérés biztosítható.

## 6. HIVATKOZÁSOK

- Comer AJ, Williams MS, Blakeborough A: Experimental determination of crowd load and coherency when jumping on a rigid raked grandstand, *Proceedings of IMAC XXV, Conference & exposition on structural dynamics*, Orlando, Florida, 2007.
- Ebrahimipour A, Sack RL: Design Live Loads for coherent crowd harmonic movements, *Journal of Structural Engineering*, volume 118, issue 4, 1992, 1121-1136
- Rogers D, Thompson R: “Liverpool stand gets a red card”, *Construction News*, 10 August, 2000.
- Rogers D: “Two more ‘wobbly’ stands”, *Construction News*, 17 August, 2000.
- Sim J: Human-Structure Interaction in Cantilever Grandstands (*Dphil thesis*), 2006

**Madaras Botond** (1976) okleveles építőmérnök (Budapesti Műszaki Egyetem Építőmérnöki Kar, 1999); 1999 – 2001: Mélyépterv Komplex Mérnöki Zrt – szerkezettervező mérnök; 2001 – 2013: Terraplan’97 Mérnökiroda Kft – szerkezettervező mérnök; 2013 – ÉMI-TÜV SÜD Kft. Építőipari Szolgáltatások Osztály – osztályvezető. 2000 – 2013: óraadó gyakorlatvezető (Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem, Építőmérnöki Kar, Hidak és Szerkezetek Tanszék)

### DYNAMIC TESTS OF THE STAND ELEMENTS OF THE NEW STADIUM OF DEBRECEN

**Botond Madaras**

The dynamic properties of the precast stand elements of the new stadium of Debrecen were examined with full scale tests at the lab of ÉMI-TÜV SÜD Ltd. in Szentendre. The effect of the applied transient impulse on the stand elements was analysed with both acceleration sensor and inductive displacement sensors. The self frequency was recorded before and after the load tests, so the effect of cracks was taken into account during the whole analysis. Both tests showed good results, so the dynamic behaviour of the elements is adequate.

# A SOPRONI TŰZTORONY HELYREÁLLÍTÁSÁNAK BEMUTATÁSA – 1.



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 építésekor (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 vizsgálgatások 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

## 1. A TŰZTORONY RÖVID TÖRTÉNETE

A Tűztorony jel és jelkép. A város jelképe, jel a tájban, kapuja és megtestesítője a város történetének.

Scarbantia – mai nevén Sopron – már a római korban és a honfoglalás után is fontos stratégiai szerepet játszott.

*A tatárjárás után, 1277 és 1339 között Sopront megerősítették, elkészült a hármass falgyűrű.*

A négyzetes toronytest magassága a belső városfal pártázata fölé emelkedhetett. A torony bejárata a belső városfal gyilokjárójához is kapcsolódott. A toronyba felmenni az őrsgnek kaputól jobbra álló épületében elhelyezett lépcsőn lehetett. A négyzetes toronytest, elhagyva a városfalak magasságát, hengerként folytatódik. A belső fafödémek közötti szinteket csigalépcső köti össze. A hengeres toronytest a kutatások bizonyítéka szerint kőkonzolos külső gyilokjáróval volt lezárva. A csigalépcső meglévő maradványai bizonyítják, hogy e szint fölé feltehetően a torony nyitott tetejére kis építményen keresztül még kivezetett (1. ábra, a rajzos ábrák Dr Oláh Z. munkái).

*A Tűztorony 1676. november 28-án egy tűzvészben teljesen kiégett. Az 1680-as években helyreállították, ekkor készült el a reneszánsz loggiaszint, a nyolcszögű toronytest a toronyórával, majd ezen az impozáns barokk toronysisak (2. ábra) (Holl, 1974).*

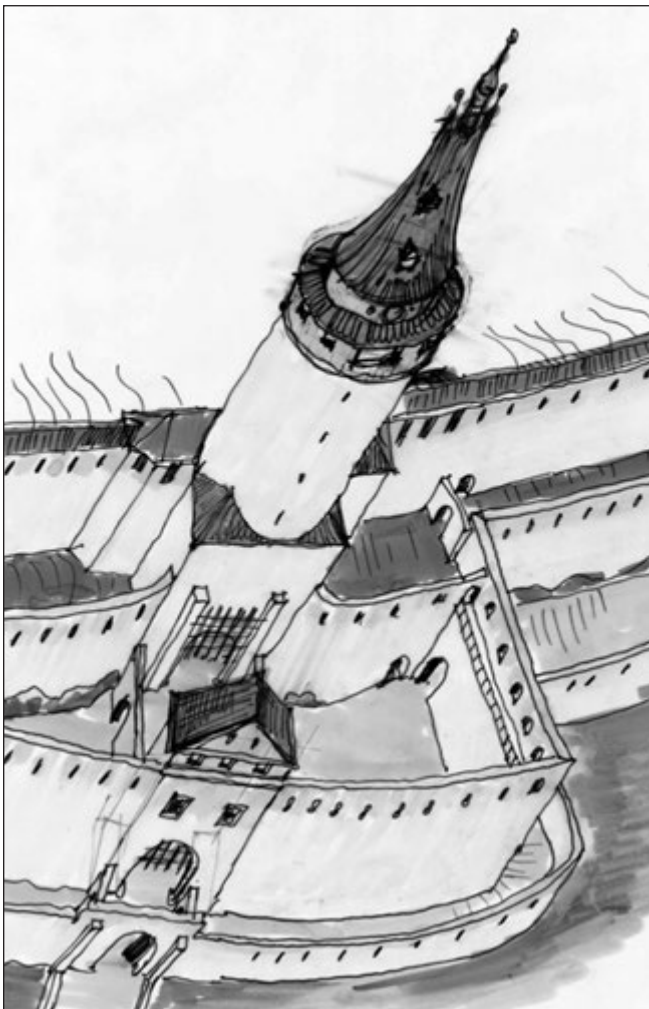
A Tűztorony szerkezeti stabilitása a kapuívек haránt irányú támasztékát biztosító városfalak meglétéig nem volt veszélyeztetve. *Sopron városa a XIX. század végén új városháza építését határozta el. Ezt megelőzően a belváros szennyvizét és csapadékvizét elvezető közcsatornát a toronytest alapozásának átvésésével építették ki. Az új városháza építkezése bontásokkal kezdődött, ahol a régi városháza épületével együtt elbontották a belső és a középső városfalat, az alsó falszorosban lévő épületeket, az ötszög alakú bástyát és kiemelték a munkagödört (3. ábra).*

Az új városháza alapozási síkjának mélysége csaknem eléri a 4 métert. A városfalak elbontásával megszűnt a kapuívекet támasztó harántfalak stabilizáló hatása, a munkagödör kiemeléseével csökkent a talaj teherfelevő képessége. A Tűztorony kapuívекi – különösen a vizesárok felőli boltváll – megrepedtek. A korabeli szakértők csaknem egybehangzó véleménye alapján a torony megóvása érdekében a Városkapu mindkét kapuívекét aláfalazták. A tömör téglafalazat beton alapra épült, amely lefedi a csatorna bevésése során, a torony alaptestén keletkezett sérülést. A két téglafaltesten az építők egy-egy gyalogos átjárót hagytak meg, így a Városkapu nem szűnt meg teljesen, de közlekedési funkcióját nem volt képes ellátni (4. ábra: a rekonstrukció előtti állapot).

*A XX. század második felében, az 1967-1971 közötti műemlék-helyreállítás során ásátásokat végeztek a kibontott területen. Az ásátások során került elő a római kori északi kapu, a Borostyánkő út, a Honfoglalás-kori és Árpád-kori kapuzatok maradványa, valamint a Tűztorony alatti Városkapu megnyitásakor készült Római kapu elfalazása is. Az értékes régészeti és építészeti lelet védelmére elkészült a napjainkban is álló vasbeton létesítmény. Az új épület vasbeton fallal zárja le a kapuudvar, létrehozza a Toronyórház feltételezett egykori tömegét és a romterület fölötti földemével a feltöltött kapuudvar teraszát.*

A Toronyórház helyén új lépcső vezet a torony első emeleti bejáratához. A natúr vasbeton építmény terében múzeumi céllal helyreállították az előkerült falmaradványokat (5. ábra), (Kissné Nagy Pál Judit, 1975).

Az 1970-es évek helyreállítási munkái a tervek szerint kiterjedtek volna az elfalazott kapuk kibontására is. A toronyszerkezet mostani megerősítési munkálatainál napvilágra kerültek az 1970 körül megkezdett kapukibontás beavatkozásai. Ekkor a gyalogos átjáró fölött átvésték a faltestet a XIII. századi boltzatok alatt a kapuívек külső kökeretéig, mindkét oldalon. Megkezdtek továbbá a városháza felőli belső kapuív kibontását



1. ábra: A városfalak és a Tűztorony kialakulása - elméleti rekonstrukció

is a torony falazat mentén. Ezt megelőzően a hengeres toronytesten keletkezett repedéseket vasbeton megerősítő szerkezetek bevéásával igyekeztek kijavítani. A kapukibontás és a torony állékonyságára vonatkozó további vizsgálatok eredményeként végül is a kapuívек kibontása nem valósult meg. A megkezdett bontásokat azonban szerkezeti nem állították helyre, csak egy éltéglafallal zárták le a kibontott falszakaszt (Sedlmayer, 2002, Konstruma Kft., 2002, Oláh, 2003).

## 2. A TŰZTORNYON TAPASZTALT MEGHIBÁSODÁSOK

### 2.1 A 2003-as állapotot meghatározó szakvélemény készítése során tapasztalt meghibásodások

a.) A torony 2002-ben elindított szerkezet-helyreállítási folyamatának elsődleges indítéka az volt, hogy a torony falazatán függőleges repedések voltak tapasztalhatóak, amelyeket a 2002 évi helyszíni szemlén rögzítettünk. Ekkor a *torony törzs hengeres szakaszán három szemmel jól látható függőleges repedés* volt megfigyelhető a múzeum és a városi körút által bezárt észak-nyugati oldalon. Ezeket mutatja a 6. ábra. Az ábrán a repedéseket 1,2,3 sorszámmal jelöltük meg. A repedések a csatlakozó múzeumépület tetőponti szintje fölött indultak és a legfelső csigalépcső ablak alatt



2. ábra: A tűzvész utáni kiépítés, a kapuudvar feltöltése

körbefutó vasbeton erősítő gyűrű alatt értek véget. Hasonló repedéseket észlelhettek az 1969. év környékén zajló építési munkálatok során. Nagy valószínűséggel a korábban beépített vasbeton gyűrűk nem működtek kellő hatékonysággal.

b.) Repedések voltak észlelhetőek még a toronytest belsejében a kívül látható repedésekkel szemközti oldalon. Ez alapján feltételezhető volt, hogy a kívülről tapasztalt repedések közül kettő átmenő repedés (CAEC Kft., 2003).

### 2.2 Meghibásodások a XIX – XX. században

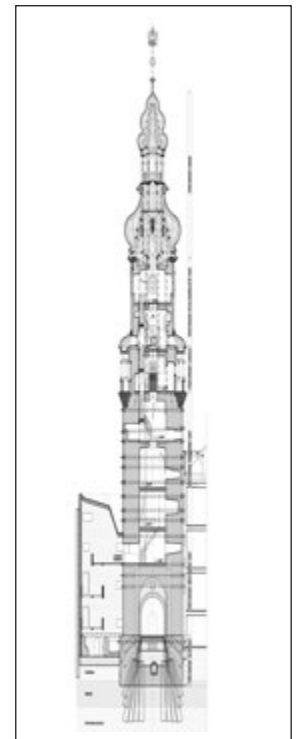
a.) *A torony állapotát leíró első szakvélemények a környezetének XIX. század végi jelentős átépítésével összefüggésben születtek. Az 1890-es évek második felében született nagyszámú szakvélemény tanúsága szerint a toronyátjáró Városháza felőli oldalán az északi (Előkapu felőli) kapuzatnál, a boltvállból 70-75 fokos szögben repedés indult ki az átjáró tengelye irányában felfelé. A boltvállnál a falazat kőanyagának morzsolódását is tapasztalták. Továbbá a torony elvált a szomszédos építményektől (7. ábra). A repedés kialakulásának okát valószínűsíthetően Hegedűs Gyula, a Sopron megyei Államépítészeti Hivatal vezetőjének jelentése írja le legpontosabban. Jelentése szerint a repedések oka a boltövek oldalnyomásában*



**3. ábra:** A Tűztorony körül eltávolították a városfalakat. A torony megroppant



**4. ábra:** A Tűztorony a rekonstrukció előtt

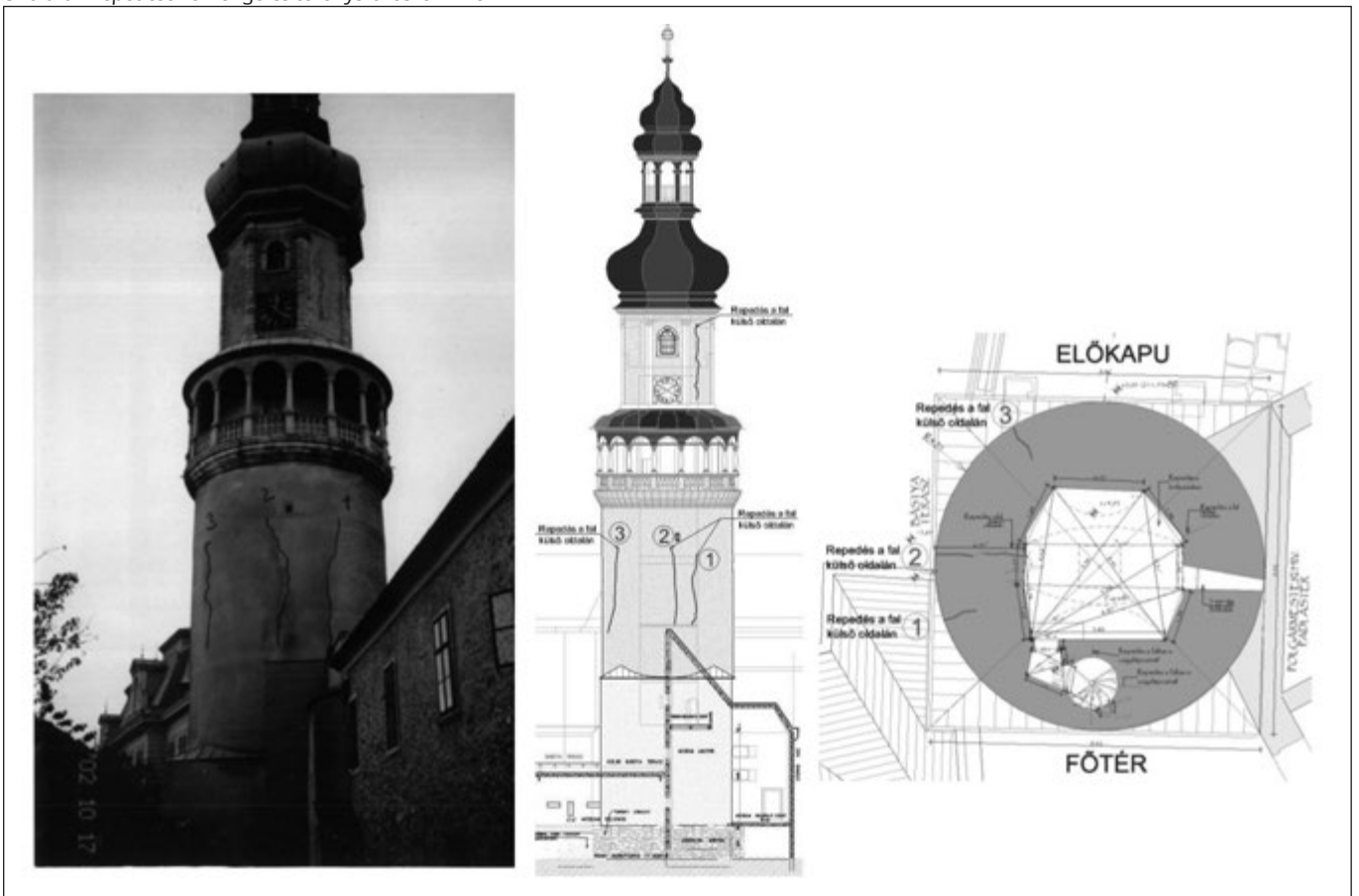


**5. ábra:** A Tűztorony függőleges metszete

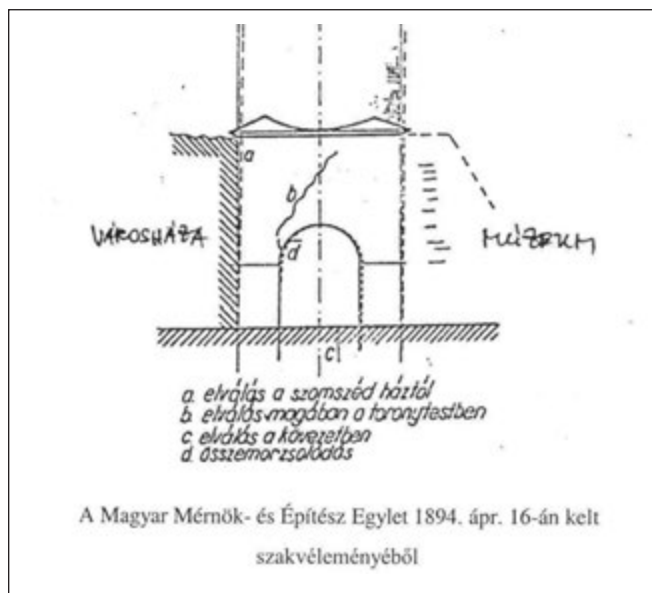
keresendő. Korábban a Mérnök és Építész Egylet szakvéleményében említett másod- és harmadrendű repedéseket nem tartotta jelentősnek, lévén azok a csatlakozó építményeknél mutatkoztak. Nem értett egyet a korábbi szakvéleményekkel, amelyek szerint a repedések kialakulásához a csatlakozó falak elbontása vezethetett. Véleménye szerint a repedések oka a Városháza alapjainak kiemelésekor a megtámasztás megszűntében keresendő.

Javításként szakvéleményében az átjáró teljes kifalazását javasolta, ami egy 1,0x2,1 m méretű átjáró nyílás megtartásával valósult meg, válogatott téglá és pc. habarcs felhasználásával az 1900-as évek elejére. A repedés kialakulásában további szerepet játszhatott a torony alapozásának 1850-es évekbeli átvágása a városi csatornával, illetve a tornyot oldalról megtámasztó bástyafalak elbontása. Ezek a repedések a 2002. évi helyszíni szemléken már

**6. ábra:** Repedések a hengeres toronyszakaszon kívül







7. ábra: Az átjáró boltozat károsodása az 1890-es években

nem voltak láthatóak a korábbi javítások, vakolás és átjárószűkítés miatt.

b.) A toronyról készített korábbi szakvélemények második hulláma a torony és környezetének 1970-es évekbeli felújításához köthető.

A legátfogóbb szakvéleményt ezen időszak végén a BME Vasbetonszerkezetek Tanszéke készítette (1974), amely a torony alábbi meghibásodásait említi:

- Az 1969-1970 közötti naplóbejegyzések tanúsága szerint a torony hengeres részén több függőleges repedést tapasztaltak kívül és belül. A repedések helyéről pontos információ nem maradt fenn. A repedéseket a tervező „vasbeton varrattal” javasolta összefűzni, ezen túl három vasbeton gyűrű építését rendelte el a hengeres szakaszon. Akkor három vasbeton gyűrűt építettek a toronytörzs összefogására, az elsőt közvetlenül a négyszögletes toronytest fölött, a másodikat alulról a második és harmadik ablak között, a harmadikat a legfelső ablak alatt alakították ki.
- 1971-ben az átjárót leszűkítő befalazást részlegesen kibontották és 1973-ban tartott helyszíni szemlén megállapították, hogy repedések jelentek meg a fölötté lévő csigalépcső kőfokain. Ekkor a szakértők a befalazás eredeti állapotát visszaállították.

## 2.3 A 2011-2012-es rekonstrukciós munkálatok során készített feltárásoknál tapasztalt meghibásodások

A 2002-2003. évi vizsgálatok csak helyszíni szemlékre terjedhettek ki, mivel műemléki okok miatt és a helyreállítási munkálatok megkezdésének bizonytalansága miatt komolyabb szerkezeti feltárásokra nem volt lehetőség. Nem lehetett biztosítani a torony külső megfigyeléséhez szükséges állványzatot, valamint a torony felső szakaszán lévő faszervezet rézlemez burkolatának megbontását sem.

A rekonstrukció során lehetőség nyílt feltárások készítésére.

A feltárások során egyrészt a faszervezetű torony szakaszon volt meghibásodás tapasztalható, miután a rézlemez fedést a faszervezet elemeiről eltávolították.

a.) A legjelentősebb meghibásodás a faszervezetű toronyrészt alkotó nyolc ötszögletű – a +37,00 és 48,70 m szintek kö-



8. ábra: Károsodott ötszögletű oszlop a harangterasz szinten

zötti kb. 12 m hosszú - függőleges faoszlop esetében volt tapasztalható a harangszinten.

A harangszinten (+45,00 – 48,70 m) már az előzetes részleges feltárások (2012. május-június) azt mutatták, hogy az oszlopok közül három, megerősítése válhat szükségessé.

A feltárás utáni faszakértői vélemény (Müller, 2011) a fa

9. ábra: A hengeres toronyrész falzatának függőleges repedése



meghibásodása miatt is készült (8. ábra). A rézlemez fedés és díszítő elemek lebontása után a faszerkezet teljesen láthatóvá vált. Ebből kiderült, hogy három északi oldali oszlopot már jó 100 évvel ezelőtt szükségessé vált megerősíteni. Ezek a megerősítések az oszlopmagasság mentén eltérő mértékben történtek meg. Megerősítésül a faoszlop belső oldalára laposvasat erősítettek fel.

A faszakértői vélemény ezen három oszlopon vörös korhadást és rovarrágást állapított meg, további megerősítést javasolva.

b.) A faszerkezetek feltárt másik jelentős, aggodalomra okot adó meghibásodása a +48,70 m szinten a felső kúpos faszerkezet (sisak) és harangszinti oszlopok kapcsolatánál jelentkezett. A *lekötések hiánya, károsodása* vagy elégtelensége volt tapasztalható. Mindkét szinten a lekötéseket megerősítettük.

c.) A tapasztalt meghibásodások másik köre a *vakolatok leverésével vált láthatóvá a falazatoknál*. A falazatok felületén felismerhetőkké váltak utólagos átépítések, bontások, beavatkozások nyomai, amelyek a falazat teherbírását lokálisan gyengítették. Ilyen gyengítés a hengeres toronyszakasz észak-nyugati oldalán bevéselt WC-lefolyó, amely mentén az egyik jelentős függőleges repedés is kialakult (lásd a 2. számú repedést a 6. és 9. ábrán).

## 2.4 A Tűztorony tervezett szerkezeti helyreállítása

A szerkezet helyreállítási munkái elsősorban a fenti káros hatások megszüntetésére, a károsodások felszámolására irányultak. A következő tervezői elhatározások születtek:

- a torony alatti altalaj és az alapozás megerősítése,
- a négyzetes toronytest megerősítéséhez a falazat injektálása és a vízszintes erők felvételére irányuló feszítópázmák elhelyezése,
- a hengeres toronytesten a fáfödémek helyett vasbeton födémek készüljenek, kívül gyűrűirányú feszítópázmák fogják össze és segítsenek elhárítani a fal inhomogenitásának következményeit,
- a loggiaszinten és a nyolcszögű toronytest minden szintjén a boltozat legyen megerősítve,
- a sisak lehorgonyzását is biztosító függőleges feszítópázmák stabilizálják a faszerkezetű toronytestet és a pázmák vasbeton tárcsához legyenek lehorgonyozva.

A kivitelezési munkálatok során dőlt el, hogy a faszerkezetű toronysisaknál – a csúcstól az oszlopok mentén és gyűrűirányban – több helyen az ácsszerkezeti javítások mellett feszítő pázmákkal szükséges megerősíteni a rácsos tartó fagyűrűt. A harangszinten, az alatta lévő rácsos tartó fagyűrűvel együtt az oszlopokat függőleges acéllemezrel is meg kellett erősíteni a faanyag korhadása miatt bekövetkezett szerkezeti károsodás következményeinek felszámolása érdekében.

A szerkezet megerősítése mellett épületszerkezeti beavatkozásokkal együtt, mint a deszkázat cseréjével, réz lemezfedés javításával kívántuk elérni a teljes helyreállítást. A torony külső és belső vakolása a falazat felületi rétegeit stabilizálta és megakadályozta a víz és savas eső bejutását. A kőszerkezetek hidrofóbizálása, a falazat helyenként szükséges kiegészítése a falazat homogenitását tovább növelte. A sisak bádогоzásának javítása, a párkányok lefedése a torony homlokzati nyílászáróinak kijavítása segített kiküszöbölni az időjárás szerkezet károsító hatásait.

A Tűztorony szerkezet helyreállítási munkái azon túl, hogy a torony állékonyságát biztosítják és megóvják állapotát, arra is

irányultak, hogy a kapuk XIX. század végi téglafalazásai kibonthatók legyenek. Az alapjaitól stabilizált torony elfalazott kapuívei belülről kifelé haladva alaplemezen nyugvó, szakaszosan elkészülő vasbeton keretekkel fokozatosan váltak kibonthatóvá. Az új megerősítések alig néhány centiméterrel csökkentették a középkori kapu méretét, mert a XIII. századi külső kapuzat kökerete és a XX. századi, Fő tér felőli domborműves kapuzat a vasbeton ívek előtt megmaradt. A helyreállítási munkák eredményeként a XIX. század végi elfalazás 100 év után megszűnt és a Tűztorony alatt újra megnyílt Sopron város kapuja.

## 2.5 A műemléki szerkezetek sikeres helyreállításának feltételei

A műemléki szerkezetek általában 100 évet meghaladó korúak, esetünkben a tűztorony több száz éves. Az eltelt hosszú időszak alatt az építéstudomány igen sokat fejlődött, új anyagok, új technológiák jelentek meg és a szerkezetek erőtani elemzésével foglalkozó statika tudománya is rengeteg ismerettel és új lehetőségekkel bővült.

Fontos, hogy elődeink munkáját értékeljük és elismerjük, amikor – mai szemmel nézve – igen szűkös lehetőségek közepette hosszú évtizedekre, évszázadokra maradandó alkotásokat hoztak létre.

A sikeres helyreállítás alapvető feltétele, hogy minél mélyrehatóbban megismerjük a szerkezet felépítését, anyagait, a korszak építési adottságait, szokásait, lehetőségeit és mindezt a technika jelenlegi állásának megfelelően értelmezzük, elemezzük, kihasználva a jelenleg rendelkezésre álló ismeretek nyújtotta lehetőségeket.

Az elmúlt évtizedekben többször volt próbálkozás, hogy a korábban befalazott kapuátjárót „kibontsák”, a korábbi nyílás méretet visszaállítsák. Mindez a korábbi technikai feltételek miatt nem járhatott sikerrel, mert nem álltak rendelkezésre azok a korszerű eljárások és anyagok, amelyek például a korábban meggyengített alapozás „fájdalommentes” megerősítését lehetővé tették volna, hiszen az itt alkalmazott jet-grouting technológia akkor még nem létezett. Vagy nem volt ismeretes, hogyan lehet egy gyenge szilárdságú fal teherbírását növelni, mert ismeretlen volt az alkalmazható injektáló anyag és gépi felszerelés, nem beszélve a tényleges szilárdság növekedésének ellenőrzésére szolgáló ultrahangos technikáról, ami a megbízható kivitelezés egyik fontos eleme volt. Ide sorolható a zsírozott csúszó feszítő kábelek alkalmazása is, ami lehetővé tette a toronytest földrengésre való megerősítését.

Végeredményben megállapíthatjuk, hogy az új anyagok és új technológiák, valamint a statika tudományának, a helyszíni vizsgálati módszereknek fejlődése, a gondosan végrehajtott és szigorúan ellenőrzött kivitelezői munka együttesen tették lehetővé, hogy a soproni Tűztorony szerkezete hosszú időre, tartós módon megerősítést nyerjen és a soproniak 100 éves álma valóra váljon, hogy a toronyátjáró újból kiszélesedjen.

## 3. A TORONY ERŐTANI ELLENŐRZÉSE ÉS MEGERŐSÍTÉSE

### 3.1 A műemléki szerkezetek erőtani elemzésének általános problémái

A műemléki szerkezetek helyreállításához szükséges erőtani elemzések, számítások teljes körű végzésének számos akadálya van:

- a pontos geometriai adatok rendszerint hiányoznak,
- a szerkezet „belső részével” kapcsolatos adatok hiányosak, nem következetesek, egymásnak ellentmondanak,
- az anyagok szilárdsági jellemzői ismeretlenek, ezek meghatározása bonyolult, költséges, hiányoznak a korszerű vizsgálati eljárások,
- az anyagok szilárdsági jellemzőinek változása igen tág határok között mozog a természetes anyagok jellemzőinek megfelelően,
- az építési mód, sorrend, korábbi változások rendszerint nem ismertek,
- a jelenleg fennálló meghibásodás meghatározása sem lehetséges teljes bizonyossággal,
- a műemléki tartószerkezet erőtani elemzésére vonatkozó szabványok hiányosak.

Az erőtani ellenőrzés során külön foglalkozunk a torony faszerkezetű részével (3.2 fejezet), a falazott toronytesttel (3.3. fejezet), valamint a kapuátjáró visszabóvításával. Az egyes fejezetek kitérnek az alkalmazott megerősítésekre, illetve a végrehajtás minőségellenőrzésére is.

A torony erőtani ellenőrzését három módon végeztük el: kézzel, rúd modell, és héj modell segítségével, a szükséges pontosság és praktikuság szerint változtatva ezek alkalmazását. A következőkben e modellek számítási eredményeiből csak részleteket ismertetünk.

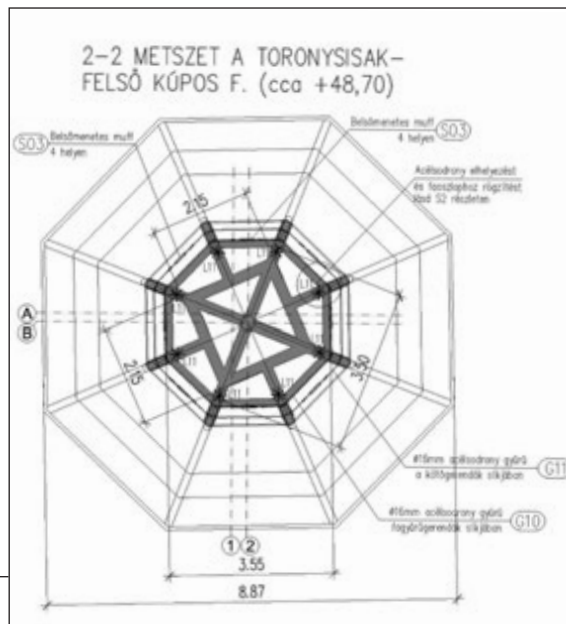
Az erőtani ellenőrzés következő kivonatott részét a CAEC Kft. (2006) számítása alapján állítottuk össze.

## 3.2 A faszerkezetű toronyrész ellenőrző számítása

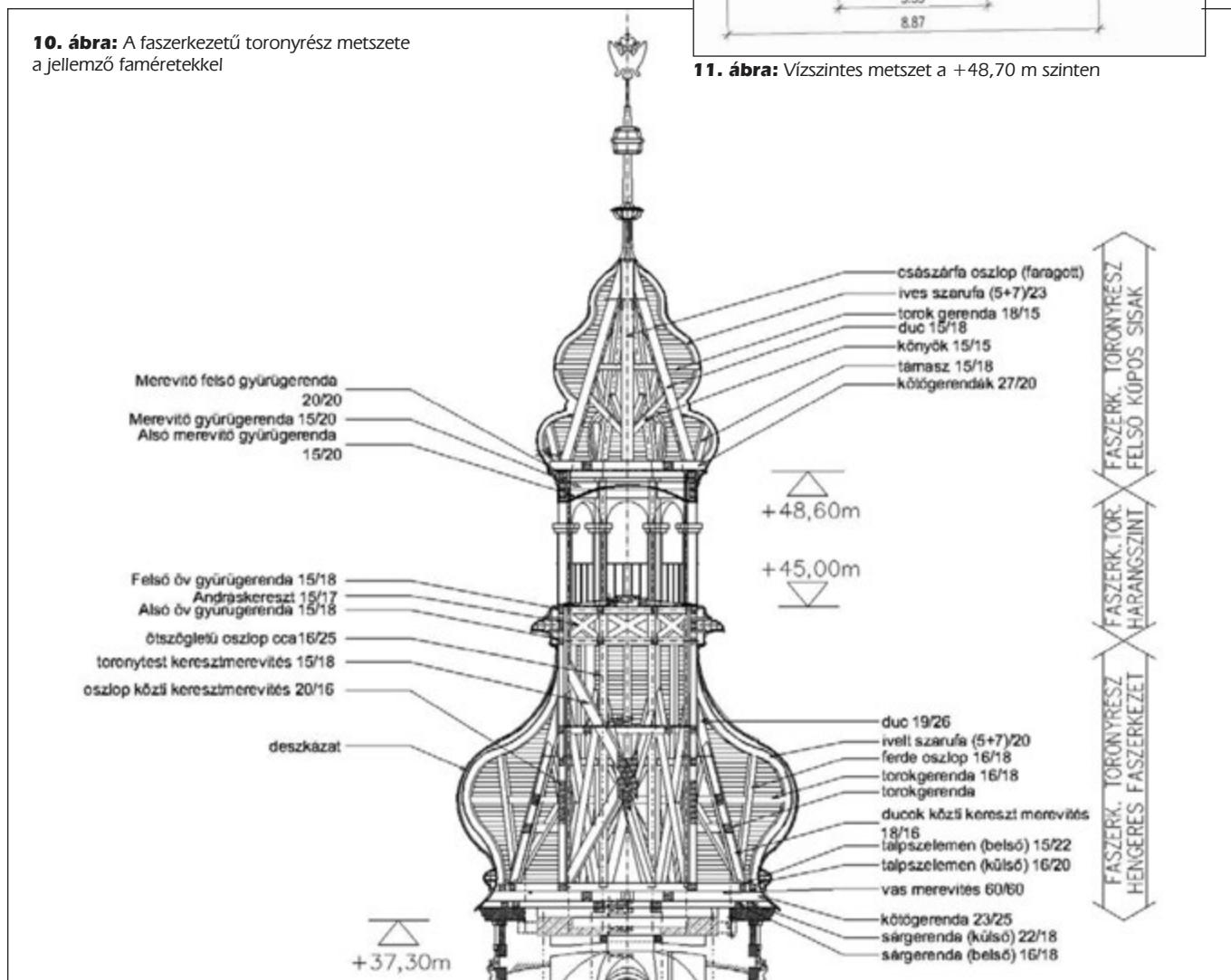
3.2.1 A faszerkezetű toronyrész szerkezetének kialakítása  
A tűztorony felső, 20 méter magas szakaszán faszerkezetű toronyrész található (+37,20 – 58,02 m, 10., 11., 12. ábrák).

A toronysisak három jellegzetes tartószerkezeti szakaszból áll:

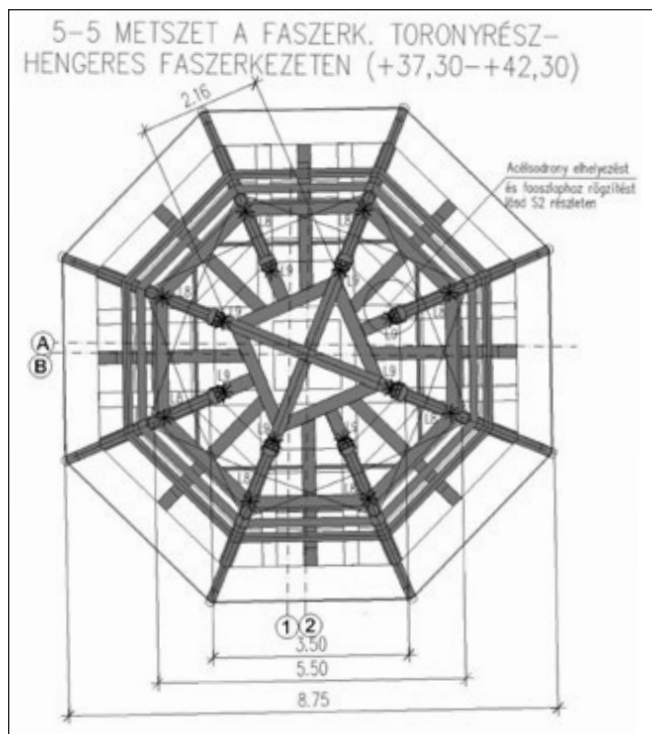
- Felső kúpos faszerkezet +48,60 – +58,00 m, a toronysisak
- Felső terasz +45,00 – +48,60 m, a harangszint
- Hengeres faszerkezet +37,30 – +45,00 m.



11. ábra: Vízszintes metszet a +48,70 m szinten



10. ábra: A faszerkezetű toronyrész metszete a jellemző faméretekkel



12. ábra: Vízszintes metszet a +37,30 m szinten

### 3.2.2 A meglévő faszervezetek anyaga:

Vörös fenyő, a faanyagvédelmi szakvélemény alapján (Müller, 2011)

A faanyagot az EN 14081-1 szabvány szerint osztályba soroltuk: – S13, ami az EN 1912:2004 szabvány szerint a C30 szilárdsági osztálynak felel meg.

A számítás során figyelembe vett szilárdságok tervezési értékeit az MSZ EN 338:2010 szabvány alapján a C30 szilárdsági osztálynak megfelelően állapítottuk meg:

$$f_{m,k} = 30 \text{ N/mm}^2;$$

$$f_{c,0,k} = 23 \text{ N/mm}^2;$$

$$f_{t,0,k} = 18 \text{ N/mm}^2;$$

$$E_{0,mean} = 12000 \text{ N/mm}^2.$$

### 3.2.3 A figyelembe vett terhek

#### Önsúly teher

A faszervezet önsúlyát a sisak szerkezet 3D modellje alapján pontosítottuk 590 kg/m<sup>3</sup> sűrűséggel számolva (10., 11. és 12. ábrák). Ezek alapján a felső kúpos faszervezet önsúlya: G = 51 kN

A teljes toronysisak önsúlya: G<sub>s</sub> = 201 kN.

#### Szélteher

A szélterheket az MSZ EN 1991 szabvány alapján határoztuk meg (a max. szélesebesség: v=160 km/h=44,4 m/s mellett) 2,41 kN/m<sup>2</sup> torlónyomással.

A gépi számításhoz pontosított szélteher eloszlást vettünk fel, amely a henger vízszintes metszetében pontonként változó szélnyomás, illetve szélszívás értéket ad. A magasságtól függően változó max. torlónyomás és annak keresztmetszet menti eloszlása következő értéket adja:

w = -6,93 és +2,86 kN/m<sup>2</sup> között változó, az MSZ-EN 1991-1-4:2007 szabvány 7.27 ábrájának megfelelő eloszlással.

### Földrengés teher

A toronyra működő földrengés terhet az MSZ-EN-1998-1:2008 szabvány alapján a következő kiindulási adatok figyelembe vételével határoztuk meg. Földrengésből az igénybevételeket egyszerű kézi módszerrel és gépi számítással is meghatároztuk.

### Földrengés paraméterek

- Szeizmikus számítási paraméterek:

Altalaj: C osztály S = 1,15  
 Talajgyorsulási csúcs paraméter: Sopron a<sub>g</sub> = 0,10 g  
 MMK szerinti redukált talajgyorsulás: a<sub>gk</sub> = 0,7 · a<sub>g</sub> = 0,07 g  
 Épület rezgési ideje: T = C<sub>t</sub> · H<sup>0,75</sup> ≈ 0,2 s  
 C<sub>t</sub> téglafalazatnál = 0,025  
 H = épület magasság

Épület viselkedési tényezője: q = 1,5

Vízszintes teher paramétere:

$$S_d = \frac{a_{gk} \cdot S \cdot 2,5}{q} = 1,32$$

Vízszintes teher földrengésből: F<sub>v</sub> = S<sub>d</sub> · m = S<sub>d</sub> · G/g  
 G = az elmozduló teher súlya

Tervezési talajgyorsulás: a<sub>g</sub> = 0,780 m/s<sup>2</sup>

Az épület fontossági tényezője: γ<sub>i</sub> = 1,0

Viselkedési tényező: q = 1,5

Talajtípus: C típusú.

### 3.2.4 Az igénybevételek kézi számításának eredményei

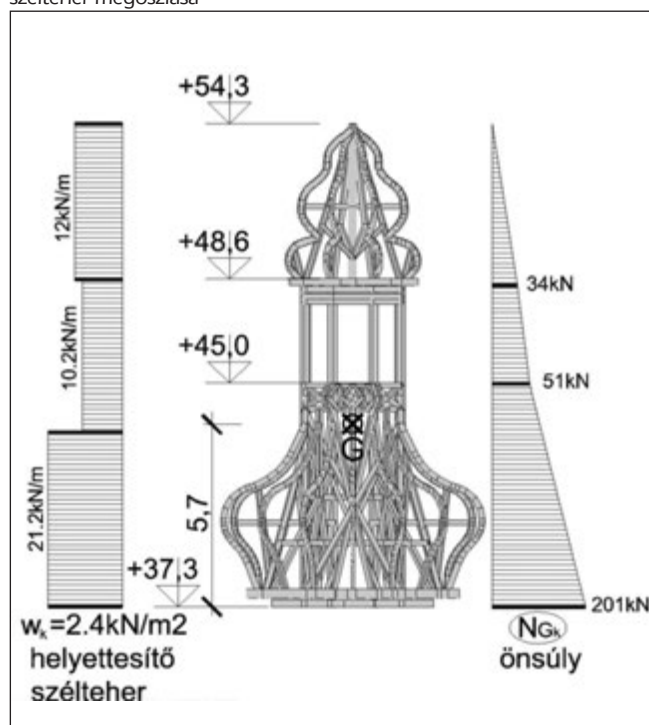
#### 3.2.4.1 A statikai modell

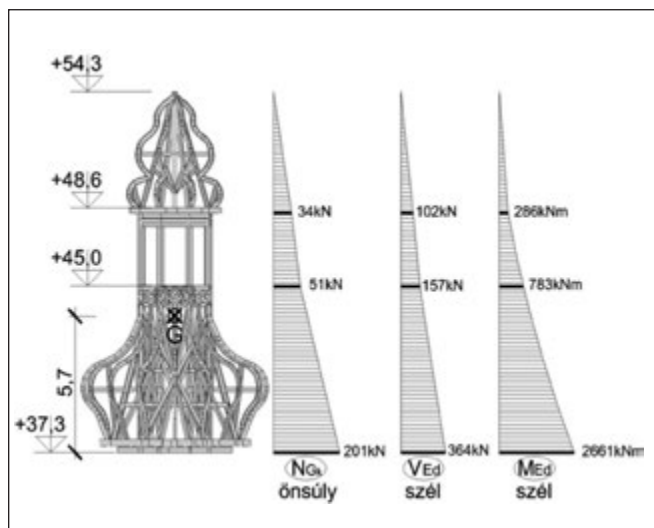
A kézi számítás során a torony faszervezetű részét mintegy 17,00 m magas konzol rúdként vettük figyelembe.

Előzetes vizsgálataink alapján arra a következtetésre jutottunk, hogy a faszervezet kicsi önsúlya miatt a földrengés teher ezen a toronyszakaszon nem mérvadó, így ezt itt csak közelítően számítottuk.

#### 3.2.4.2 Az önsúly és szélteher eloszlása a magasság mentén (13. ábra)

13. ábra: A faszervezetű toronyrészen az önsúly és a helyettesítő szélteher megoszlása





14. ábra: A faszervezetű toronyrész igénybevételei

3.2.4.3 A nyomatók, normálerő, nyíróerő értékei (14. ábra)  
Az igénybevételekből számított rüderőket a 3.2.4.5 pont alatt ismertetjük.

3.2.4.3 Közeli igénybevételek földrengésből a +37,30 m szinten:

$$G_k = 201 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,fr} \approx 1,32 G_k / g = 27 \text{ kN}$$

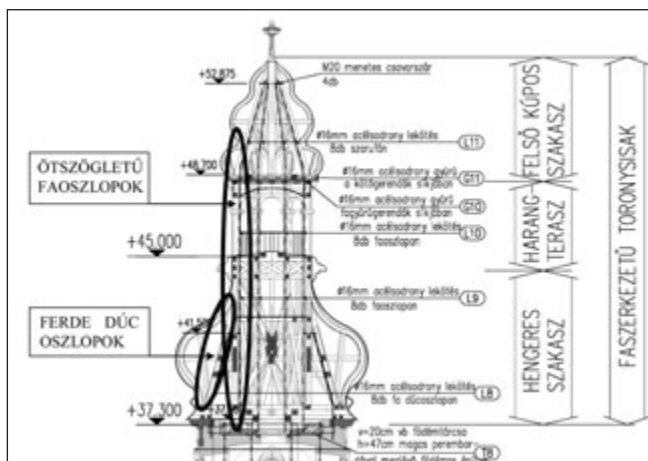
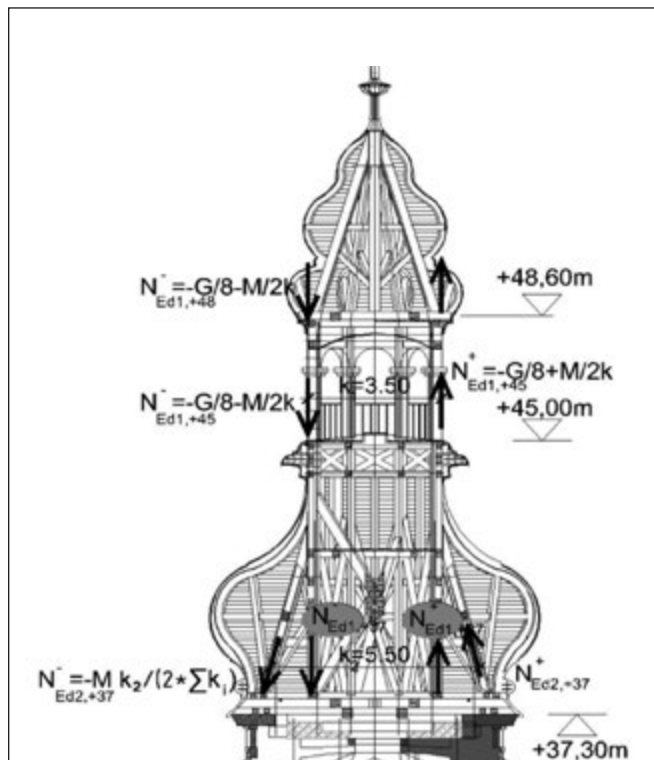
$$M_{Ed,fr} \approx 27 \cdot 5,70 = 154 \text{ kNm}$$

Ezen igénybevételei értékek a 3.2.4.3 pontban meghatározott értékeknél jelentősen kisebbek, így a farudak és a lekötések ellenőrzésénél nem ezek a mértékadók.

3.2.4.3 A farúd elemekben ébredő erők a +48,6 m, +45,0 m és a +37,3 m szinten

A faszervezetű toronyrész egyik legkényesebb szakasza a +45,0 m feletti harangszint, ahol a vízszintes és függőleges terhek hordására csak a nyolc végigmenő (befogott) ötszögletű oszlop áll rendelkezésre, amelyeket a +48,6 m szintnél három egymás feletti fa gyűrűgerendával kötöttek össze (15. ábra).

15. ábra: A faszervezetű toronyrész rüderői



16. ábra: A faszervezetű toronyrész és acélsodrony lekötés jelrendszer – függőleges metszet

A felső sisak lekötéséből származó normálerők a következők: a nyolc ötszögletű oszlop tetején a +48,60 m szinten  $E_{d,48} = 36,5 \text{ kN}$  (húzás, nyomás), a +45,0 harangszinten  $E_{d,45} = -120 \text{ kN}$  (nyomás), valamint a +37,30 m szinten  $E_{d,37} = -144 \text{ kN}$  és +85 kN a függőleges oszlopban, továbbá  $E_{d,37} = -172 \text{ kN}$  és +172 kN a ferde kitámasztó dűcökben (15. és 16. ábra).

3.2.5 Megerősítések a faszervezetű toronyrészben

A toronysisakot alkotó „testek”, mint a nyolc oszlopból álló torony hasáb és kúp része a +37,30 m és a +48,60 m szinten kapcsolódnak egymáshoz, ahol a függőleges irányú húzó- és nyomóerők továbbítása szükséges.

Ezek a kapcsolatok az építési kornak megfelelően alkalmazott fakötésekkel és csekély számú laposvas elemmel voltak megoldva. Ezek a kapcsolatok kevésbé képesek húzóerők továbbítására, ma már ezekre megbízhatóan számítani nem lehet.

A toronysisak-lekötés megerősítésének egyik módja lehetett volna ha a hagyományos kötéseket helyileg húzások felvételére megerősítjük fémszerkezettel. A kapcsolatok bonyolultsága miatt ezen megerősítések geometriája igen bonyolult lett volna és ez a kialakítás csak a héjazatok teljes lebontása után állt volna rendelkezésre, így ez reálisan nem volt megvalósítható.

Ezért, valamint a lokális megerősítések helyett, inkább a sisak elemeinek integrált, a teljes magasságban áthaladó acélsodronykábeles megerősítési módját választottuk, ami a helyi csomóponti kapcsolatok erősítésén túlmenően a sisak általános megerősítését és stabilizálását is szolgálja.

A megerősítő, lekötő sodronykötelek anyaga:

A kábel anyaga a tervek szerint a Carl Stahl Hungária Kft. által forgalmazott, rozsdamentes sodronykötél és ennek szerelvényei.

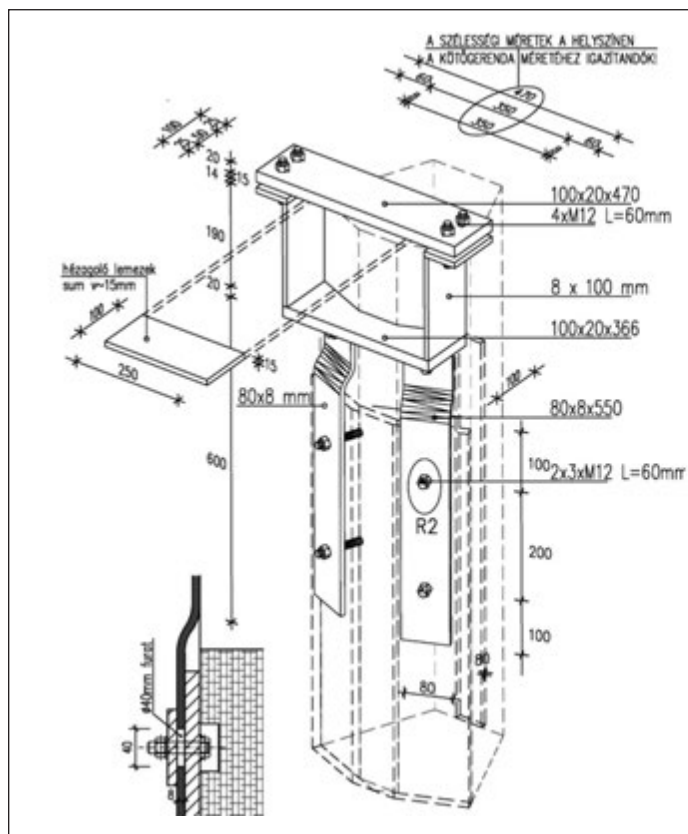
Az alkalmazott Ø16 mm-es rozsdamentes sodronykötél anyagának jele I.4401 I 6x36 WS+IWRC, felülete 150,8 mm<sup>2</sup>, maximális terhelhetősége 140 kN (928 N/mm<sup>2</sup>), szakítószilárdsága 1370 N/mm<sup>2</sup>.

Az oszlopok mentén vezetett függőleges kábelek mellett a +48,60 m szintű irányváltásnál, valamint a függőleges faoszlopokat gyűrű irányban merevítő farácsos szerkezet (+45,04 m) szintje alatt vízszintes gyűrű irányú kábeleket is elhelyeztünk a faszervezet külső felületén.

A toronysisakot lekötő acél sodronykábelek a +37,30 m szinten kialakított új vasbeton. földemtarcsába vannak lehorgonyozva. Ezen földemtarcsa húzóerőt átvivő módon az alsóbb toronytesttel össze van kötve (16. ábra).

3.2.5.1 A harangszinti oszlopok megerősítése

A lekötő sodronyrendszer mellett a harangszinten (+45,00 -



17. ábra: Acélszerkezetű lekötő szerelvény (M03) a +48,70 m szintnél



+48,60) a nyolc végigmenő, ötszög keresztmetszetű oszlop megerősítésére is szükség volt, miután a kivitelezés során elvégzett teljes feltárás azt mutatta, hogy az oszlopok közül három már jelentős károsodást szenvedett és a többi faoszlop jövőbeni, hosszú távon való teherbírásának biztosítása érdekében szükséges a megerősítés. Az erősen károsodott oszlopokat már korábban (több mint 100 éve) megerősítették. A megerősítések cseréje a jelen kor technológiájának megfelelő acélszerkezettel időszerűvé vált (18. ábra).

### 3.2.5.1 A toronysisak lekötésének megerősítése

Az acél sodronykábelek a magasság mentén a következők szerint haladnak a 16. ábrán található jelekre való hivatkozással:

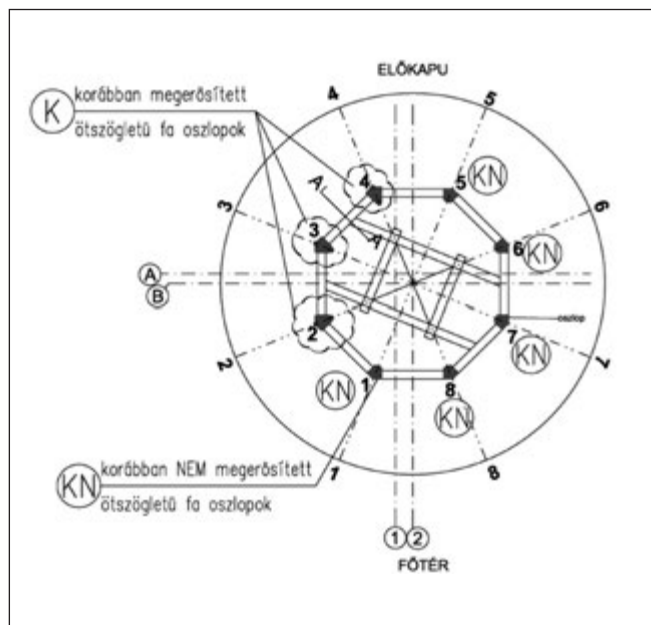
Az L11 jelű acélsodronyok indítása a +53,00 m szint körül a főszarufákon átfúrt és császárfa oszlopra acél abronnal rögzített 4-4 db M24 menetes végű acél szár segítségével történik. Az acélszárakra kábelként egy-egy M30-as gyűrűcsavar került felfűzésre. A menetes végű kábel M24-es belsőmenetes feszítő hüvellyel (muffal) csatlakozik az elhelyezett gyűrűcsavarokhoz.

Az acél sodronykábelt közvetlenül a menetes végszerelvény után 5 cm-rel laposvasból hajlított szerelvényvel a szarufához rögzítettük.

Továbbá az oszlopok felső végződéseinél a függőleges kapcsolat megerősítését tartottuk szükségesnek lekötés kialakításával.

E lekötés minden oszlopnál (nyolc helyen) elkészült. A lekötéshez szükséges kengyelszerű acélszerelvényt (M03 jelű) és annak elhelyezésének részleteit a 17. ábra ismerteti.

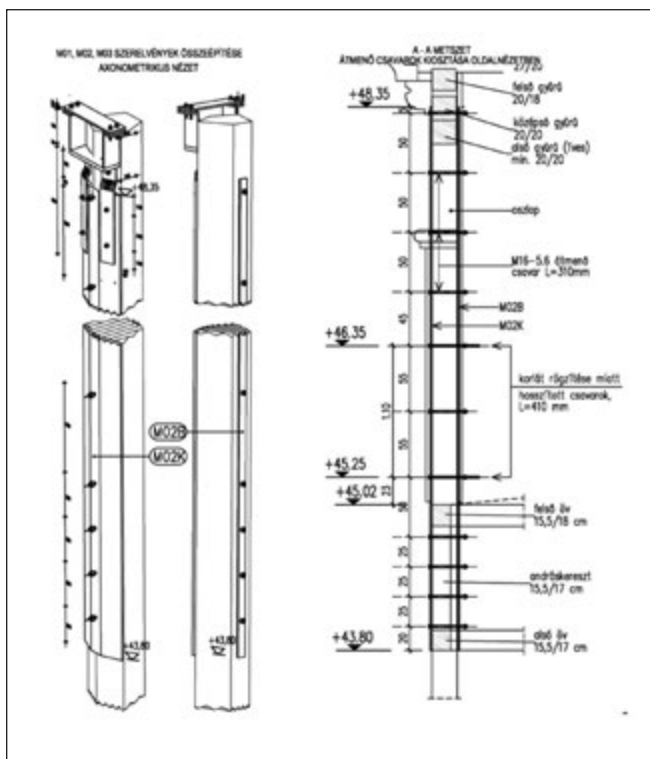
A függőleges lekötő kábelek mellett a felső kúpos faszerkezet alsó síkjánál, kb. +48,60 szintnél két vízszintes feszítő kábelgyűrű elhelyezését terveztük. E vízszintes, poligonális gyűrűk a kúpos faszerkezet ferde szarufái vízszintes erőinek felvételére, valamint a harangszintről felérkező nyolc ötszög keresztmetszetű oszlop felső végén kialakított „fagyűrűk” összefogására szolgálnak, ami így az egyedi fakötések meg-



18. ábra: A harangszinti ötszögletű oszlopok jelölése

erősítése nélkül is növeli a felső harangszint és felső kúpos faszerkezet globális vízszintes merevségét és teherbírását. (16. és 17. ábrák)

A +43,80 m és +45,00 m szintek közötti farácsos gyűrűtartó feltárás utáni állapota azt mutatta, hogy a gyűrűirányú erők felvétele csak jelentősebb mozgások lejátszódása („csomóponti lötyögések”) után működik. Ez hosszútávon (80-100 év) tovább romlik, tehát nem elfogadható. Ezért a +45,00 m és a +43,80 m szinten új gyűrűs megerősítést terveztünk acélsodrony kialakítással a +48,60 szinthez hasonló megoldással (18. és 19. ábrák).



19. ábra: A harangszinti ötszögletű oszlopokat megerősítő acélszerelvény kialakítása

### 3.3 A falazott toronytest erőtani ellenőrzése és megerősítése

#### 3.3.1 A falazott toronytest szerkezetének kialakítása

A torony alapozása és felszerkezeti része a +37,30 m szintig falazott szerkezetből készült, a fontosabb geometriai méreteket és keresztmetszeti kialakításokat a 21. ábra mutatja.

#### 3.3.1 Terhek

##### 3.3.1.1 Állandó terhek:

Az önsúly terhet a 3D rúdszerkezeti modellben felvett geometria és a fa elemek sűrűségének figyelembe vételével (automatikusan) határoztuk meg, és vonal mentén megoszló teherként került a rúdelemekre.

#### 3.3.1.2 Szelteher

Az önsúly és szél teheresetekből a teherbírasi és használati határállapotokhoz szükséges teherkombinációkat az Eurocode szabályai szerint hoztuk létre (22. és 25. ábra). Lásd még a 3.2.3 pontot.

##### A szélteher eloszlása a magasság mentén

A szélteher magasság menti eloszlását a 23. ábrán adottak szerint vettük fel.

#### 3.3.1.3 Földrengés terhek

A toronyra működő földrengés terhet az MSZ-EN-1998-1:2008 szabvány alapján a következő kiindulási adatok figyelembe vételével határoztuk meg.

##### Földrengés paraméterek

	Paraméterek
	Elmozdulási viselkedési tényező: $q_i = 1,5$
<b>Spektrum (vízszintes)</b>	
	Paraméteres alak
	Az épület fontossági tényezője: $\gamma_1 = 1$
	Talajtípus: C Type 1
	Tervezési talajgyorsulás: $a_g = 0,780 \text{ m/s}^2$
	Viselkedési tényező: $q = 1,5$
	Talajparaméter: $S = 1,15$
	Az állandó spektrál-gyorsulási szakasz kezdete: $T_B = 0,200 \text{ s}$
	Az állandó spektrál-gyorsulási szakasz vége: $T_C = 0,600 \text{ s}$
	Az állandó elmozdulás spektráltartományának kezdete: $T_D = 2,000 \text{ s}$
	Spektrum alsó határának szorzója: $\beta = 0,2$
<b>Kombinációs módok</b>	
	Modális válaszok kombinációja: Automatikus
	Viszkózus csillapítás: $\xi' = 0,05$
	Szeizmikus hatás összetevőinek kombinációja: SRSS
<b>Csavaróhatás</b>	
	Külpontossági koefficiens = 0,05

#### 3.3.2 Igénybevételek, feszültségek, alakváltozások

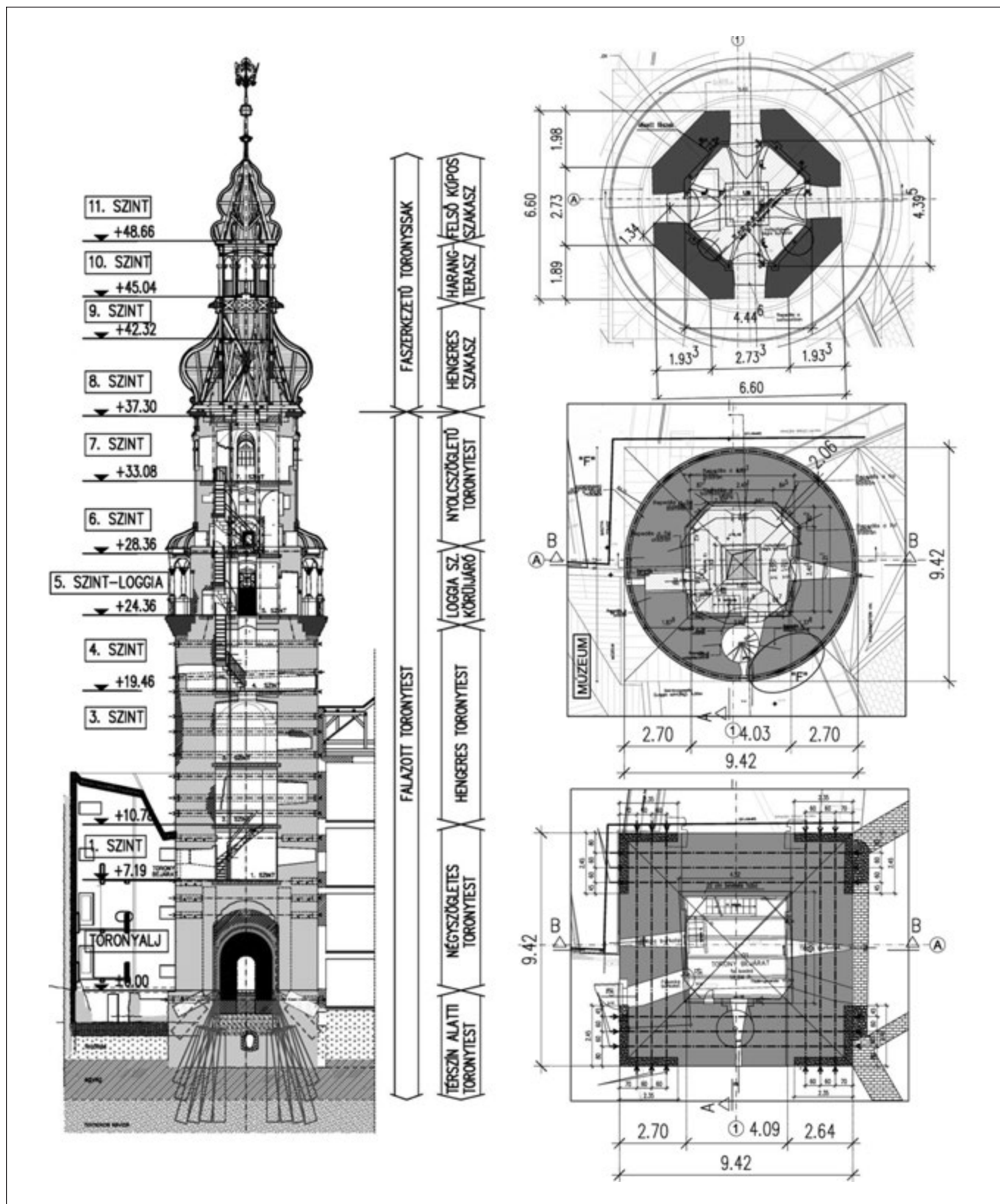
##### 3.3.2.1 A számítási modell (24. ábra)

A szélterhek kerület menti megoszlását a hengeres testekre érvényes tervezési előírás szerint vettük figyelembe (22. és 25. ábra).

##### 3.3.2.2 A számított vízszintes elmozdulások (26. ábra)

20. ábra: A harangszinti ötszög keresztmetszetű oszlopokat megerősítő acélszerelvény és a kicserélt poligonális gyűrű egy része





21. ábra: A falazott toronytest kialakítása a megerősítésekkel

- A falazott toronyszakasz maximális vízszintes elmozdulása használati (SLS) gyakori teherkombinációban a +37,0 m szinten (26. ábra):

$$e_{x,Ed} = 57 \text{ mm} < H/150 = 246 \text{ mm.}$$

- A falazott toronyszakasz maximális vízszintes elmozdulása szeizmikus teherkombinációban a +37,0 m szinten (26. ábra):

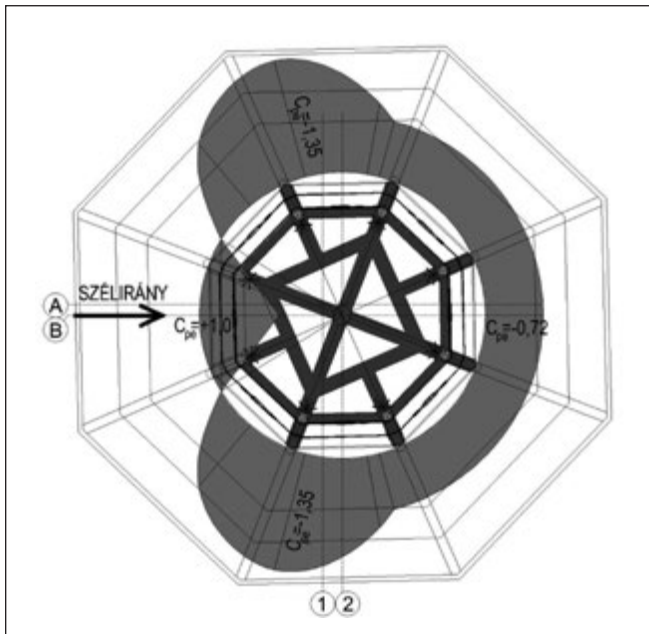
$$e_{x,szeizmikus} = 129 \text{ mm} < H/75 = 493 \text{ mm.}$$

Ha a számított elmozdulási értékekből a falazat elfordulási alakváltozását meghatározzuk  $57/37000 = 1,54 \cdot 10^{-3} < 0,004$  (MSZ EN 1998-3/C4.2) a használati állapotban, illetve

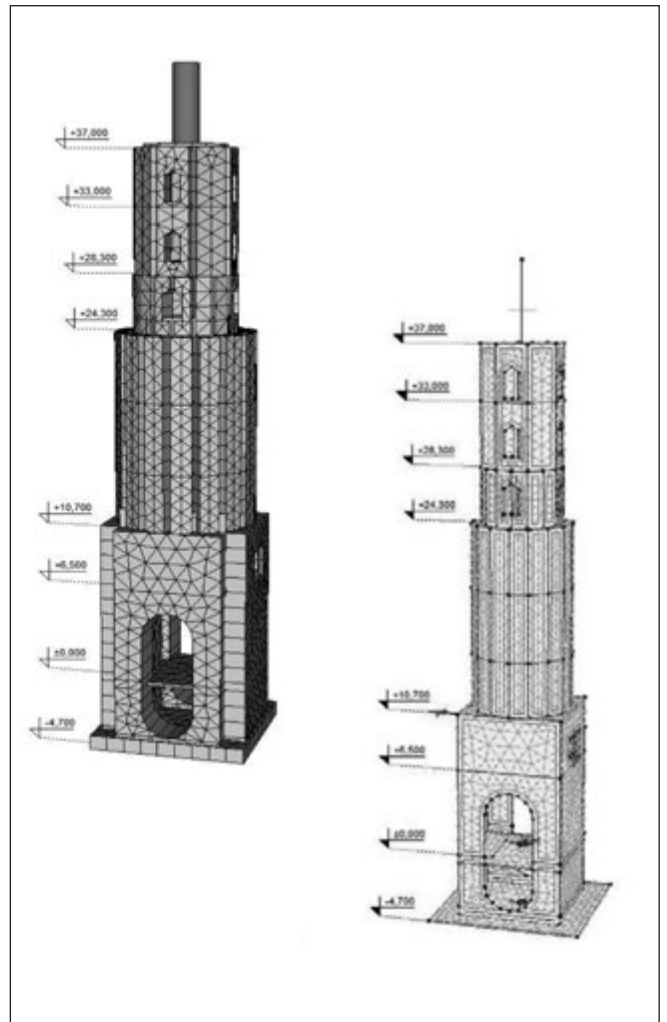
szeizmikus állapotban  $129/37000 = 3,49 \cdot 10^{-3}$  radian értéket kapunk. Ez kisebb, mint az elfordulási képesség határértéke:  $0,008 \cdot H_0/D = 0,008 \cdot 37000/9400 = 31,49 \cdot 10^{-3}$  (MSZ EN 1998-3/C4.2 pont). Tehát mind használati, mind földrengési állapotra a torony vízszintes elmozdulása a tervezési határértékek alatt marad.

Használati állapotban a szélterhekből származó elmozdulások messze elmaradnak a  $H/500$  határértéktől. A földrengés teher esetén az elmozdulások jóval meghaladják a szélterhekből meghatározott értéket, de jelentősen kisebbek, mint az EC8 szabványban a szintek között eltolódás korlátozására megfogalmazott érték (0,5 %).

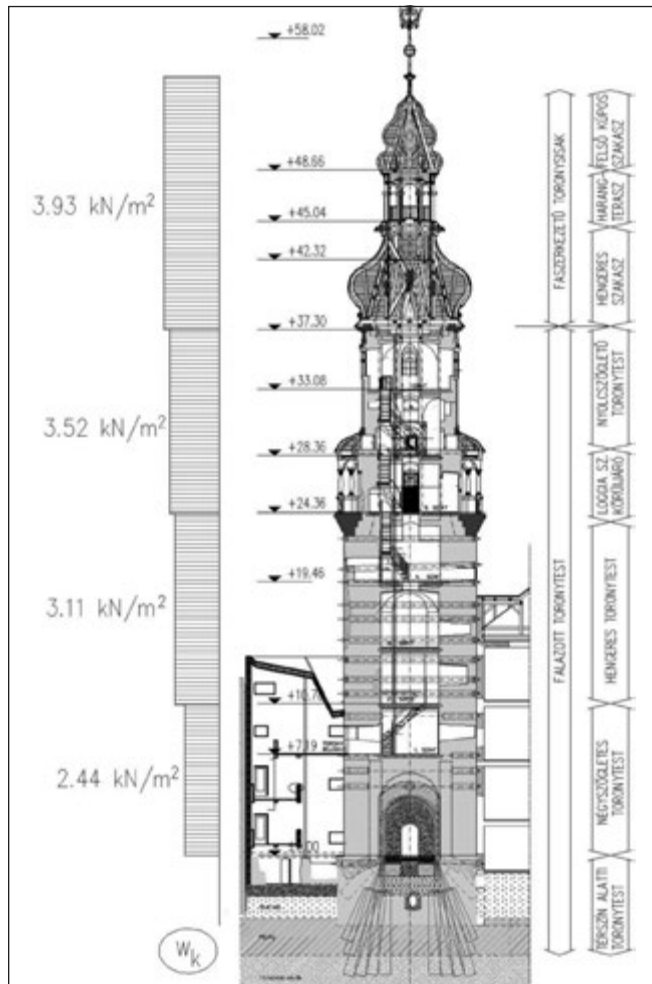




22. ábra: A szélterhelés megoszlása a faszervezetű toronyrészen gyűrü irányban –  $C_{pe}$  nyomási tényező



24. ábra: Hég modell geometria

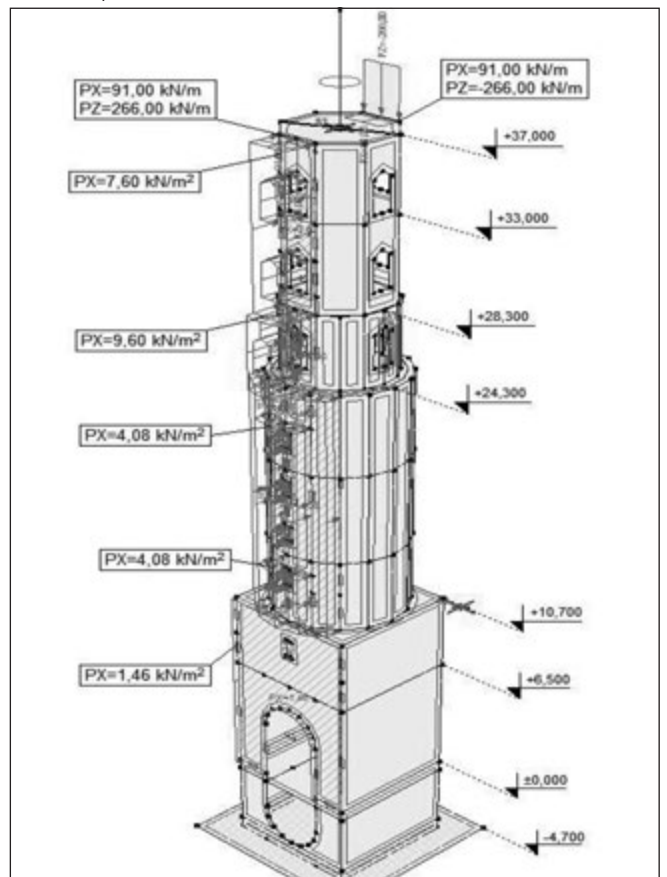


23. ábra: A szélterhelés megoszlása a toronyon az előzetes kézi számítás szerint

### 3.3.2.3 Igénybevételek

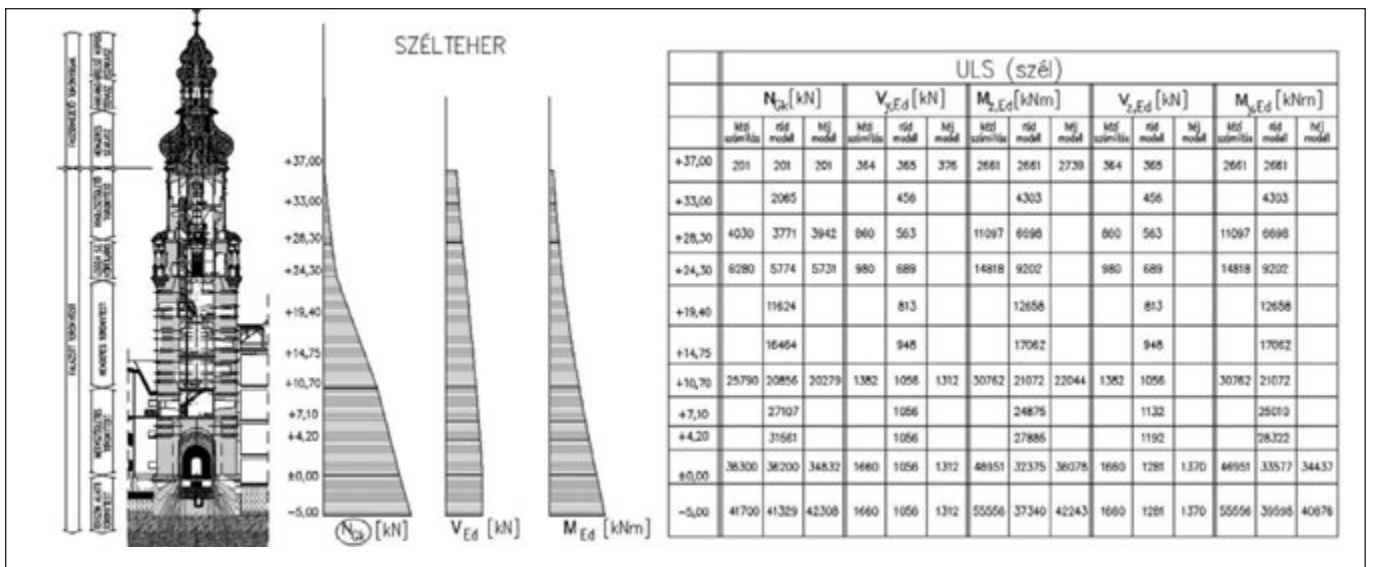
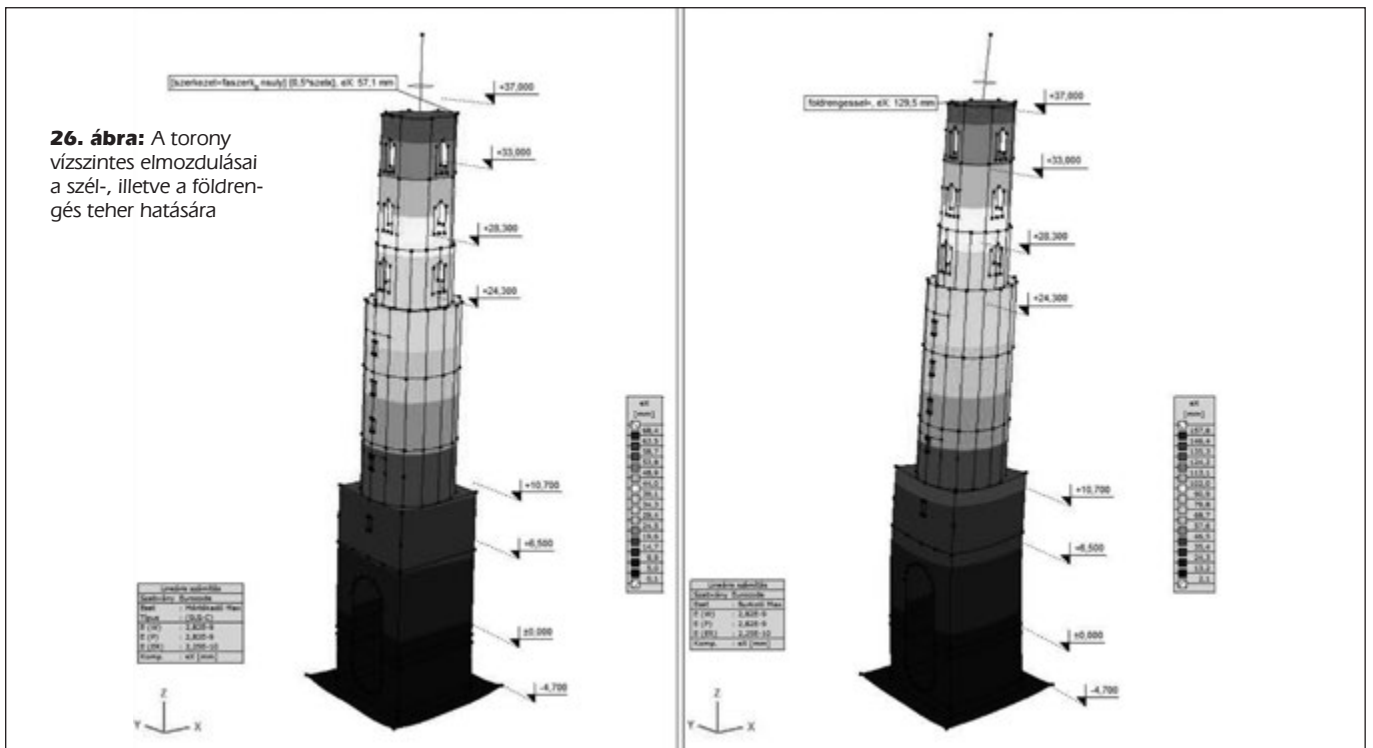
A számított igénybevételeket a 27. és 28. ábrákon ismertetjük.

(Folytatása következik.)

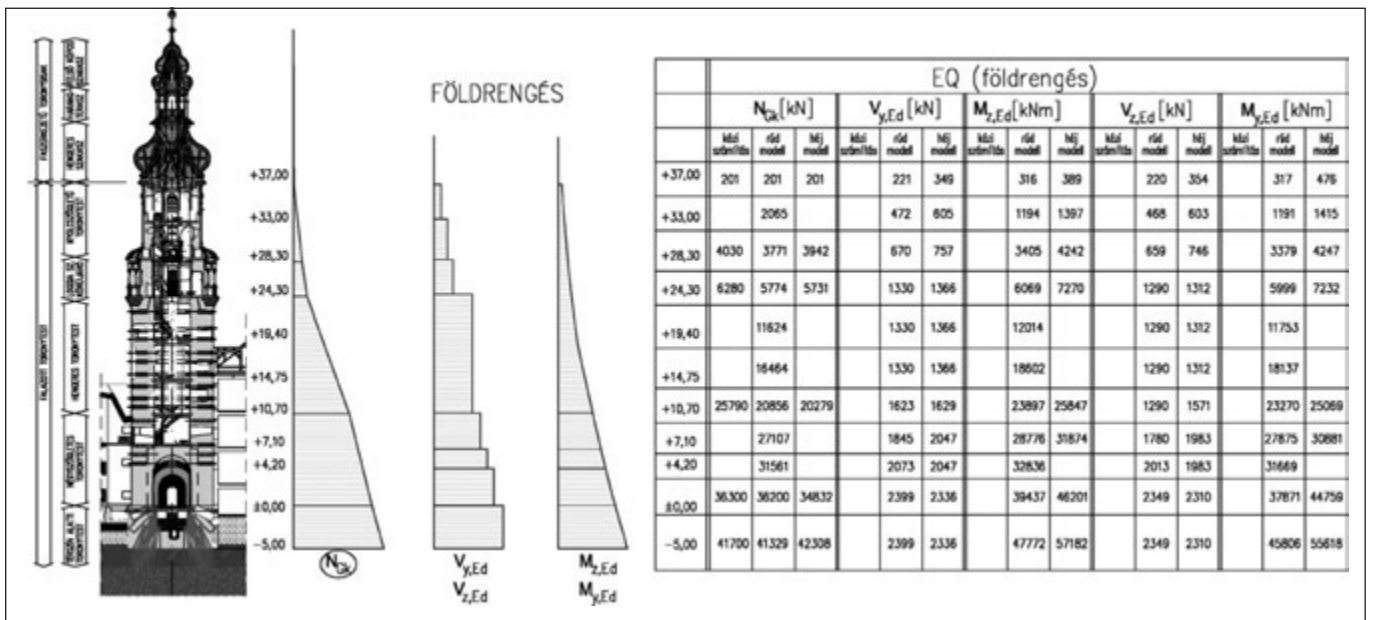


25. ábra: A szélterhelés a hég modellen (helyettesítő teher karakterisztikus értéke)

**26. ábra:** A torony vízszintes elmozdulásai a szél-, illetve a földrengés teher hatására



**27. ábra:** Igénybevételek tervezési értékei önsúly+szél ULS teherkombinációkban az egyes számítási modellek esetén



**28. ábra:** Igénybevételek tervezési értékei önsúly+földrengés szeizmikus teherkombinációkban az egyes számítási modellek esetén



# SKALÁR TERV

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



STYLECRETE®

LÁTVÁNYBETON ELEMÉK

info@argomex.hu  
www.argomex.hu  
Tel./fax: 66/218-439  
5561, Békésszentandrás, Kisfaludy u. 30.



# 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