

# MOL Campus – A toronyház merevítőmagjainak duktilis kialakítása, a modellezés és méretezés menetének ismertetése

## MOL Campus - The seismic design of the tower bracing cores, description of the modelling and sizing procedure

SZABÓ LÁSZLÓ<sup>1</sup>, MAGYAR MÁTÉ<sup>1</sup>

<sup>1</sup>HydraStat Mérnöki Iroda Kft.

4029 Debrecen, Maróthi György u. 4.

E-mail: [hydrastat@hydrastat.hu](mailto:hydrastat@hydrastat.hu); Tel.:+36-52-453-413; [www.hydrastat.hu](http://www.hydrastat.hu)

### Abstract

*Description of the wind and seismic loading of the tower. The effect of building height on the ratio of seismic to wind loads. Structure and structural design of the MOL Campus bracing cores. Capacity analysis of the wall piers of the stiffening core, illustrated by examples, verification of their ductility adequacy.*

**Keywords:** tower building, core, wind load, seismic load, ductility

### Kivonat

*A toronyház szél és szeizmikus teherszámításának ismertetése. Épület magasság hatása a szeizmikus és szél terhek egymáshoz viszonyított arányára. A MOL Campus merevítőmagjainak felépítése, szerkezeti kialakítása. A merevítőmag faltestjeinek kapacitásvizsgálata példákön keresztül bemutatva, a duktilitási megfelelésük igazolása.*

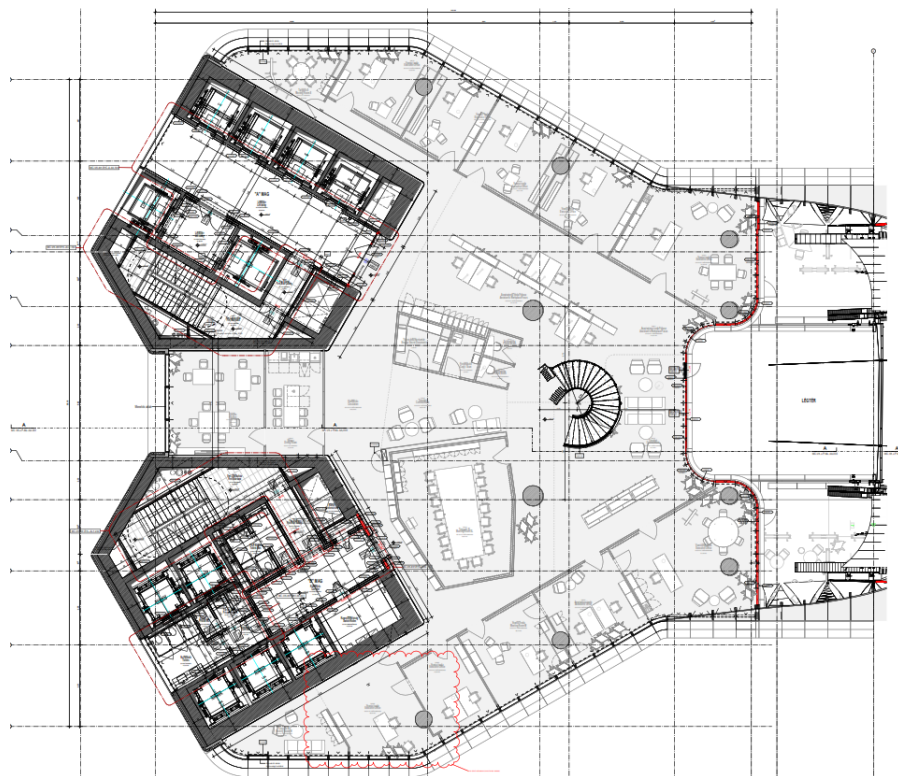
**Kulcsszavak:** toronyház, merevítőmag, szél teher, szeizmikus teher, duktilitás

## 1. BEVEZETÉS

A MOL Campus toronyépületének talajszinttől mért szerkezeti magassága 144,9 méter. Az alaplemez felső síkja 15,3 méterrel a terepszint alatt található, így az épület teljes szerkezeti magassága 160,2 méter. A pincében két nagy belmagasságú gépészeti szint kapott helyet. Felszerkezeti részében földszint + 28 emelet + 4 gépészeti szint található. Az általános szintek alaprajzi mérete az épület magassága mentén folyamatosan csökken. A legelső födéme ~1000 m<sup>2</sup> alapterületűek, mely méret szintenként egyenletesen kb. 950 m<sup>2</sup>-re redukálódik. Az épület vertikális teherhordó rendszerét 10 darab köroszlop és két merevítőmag biztosítja. Az oszlopok tengelye nyugati irányba dől. Az oszlopferdeségből adódó vízszintes terheket, továbbá a szeizmikus és szél terhek okozta vízszintes igénybevételeket az épület duál magokkal kialakított merevítőrendszere veszi fel, melyek az épület működését kiszolgáló 11 db felvonó, 2 db lépcsőház és gépészeti felszállókat közrefogva kerültek kialakításra.

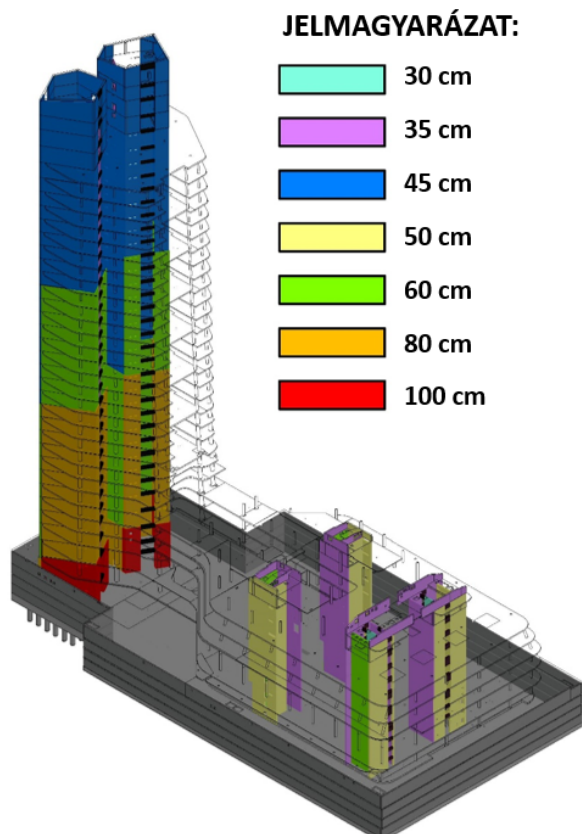
## 2. MEREVÍTŐMAGOK POZÍCIÓJA, SZERKEZETI KIALAKÍTÁSA

Építészeti elvárás volt, hogy a Duna mellett épülő irodaház lehető legnagyobb részéről a dunai panoráma élvezhető legyen. Ezt biztosítandó a klasszikus födémközepre szervezett magelhelyezés nem volt elfogadható. A merevítőmagok az épület nyugati szélére lettek kitalolva, így biztosítva az építészeti elvárásokat. Tartószerkezeti szempontból ez egyben azt is jelentette, hogy az épület tömegközéppontjától távol excentrikusan kerültek a magok elhelyezésre, mely jelentős többlet csavaróhatást jelent a magok számára. További műszaki gondot okozott, hogy a merevítő mag nyugati oldala csatlakozó födém hiányában leterheletlen, míg keleti oldalára egy 14x14 méteres lemezmező terhel szintenként. Az egyenlőtlen tehereloszlás a faltestekben jelentős normálerő eltérést eredményez. Hasonló jellegű kialakítás több szempontból is kerülendő magasházak esetén.



1. ábra. Torony épület alaprajz

Az egyik probléma, hogy a szeizmikus és szél terhek okozta hajlítónyomatékból a leterheletlen oldalon jelentős húzóerő ébredhet, mely gazdaságtalan magas betonacél felhasználást, berepedt, ezáltal csökkentett merevségű faltesteket eredményezhet. Másrészt az egyenlőtlen feszültségeloszlás hosszútávon a beton tartóteher okozta alakváltozásában, zsugorodásában is megmutatkozik, mely ilyen esetekben aszimmetrikus alakváltozáshoz / összenyomódáshoz vezethet.



2. ábra. Merevítőmagok falvastagsága

Az említett kedvezőtlen hatásokra az alábbi műszaki megoldások születtek: A magokra ható csavaróhatást a magok összeforgatásával sikerült csökkenteni, melynek következtében a duálmag csavarási középpontja keleti irányba tolódott, jelentősen csökkentve ez által a födémek tömegközéppontja és a csavarási középpont közötti távolságot, így a magokon jelentkező csavarónyomaték mértékét. Ezen felül az épület körpillérei függőleges helyett kb. 2 fokban megdőntve lettek kialakítva, így minden szinten vízszintes erőt generálva az épület állandó terheiből. Ezek a vízszintes erők egységesen nyugati irányba fejtik ki hatásukat. Az így felépülő hajlítónyomaték az épület leterheletlen részén többletnyomóerőt, leterhelt részén pedig tehermentesítést idéz elő, így kiegyenlítve a födémek egyenetlen leterhelő hatását.

A már említett duálmagok monolit vasbeton faltestekből állnak, melyek szerkezeti vastagságának megválasztása szintén hozzájárul a normálfeszültségek kiegyenlítéséhez. A pincétől a 32. emeletig nagyjából 10 szintenként több lépcsőben

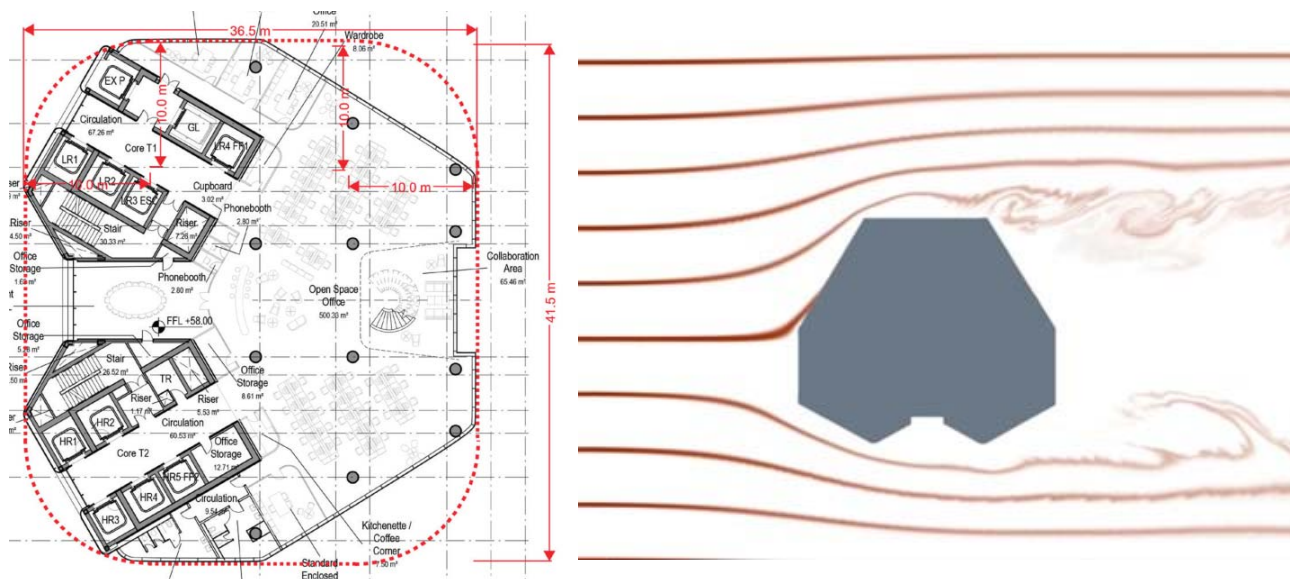
csökkennek a faltestek vastagsága. A legnagyobb szerkezeti falvastagság 100 cm, mely először 80, majd 60, végül pedig 45 cm-es vastagságra csökken.

A megfelelő falvastagság megválasztásával biztosítható, hogy a DCM duktilitási osztály által előírt normálfeszültség korlátozást egyetlen faltest sem lépi túl szeizmikus állapotban. A faltestek keleti oldalukon kapcsolt falként lettek kialakítva, melyeket  $d = 3,2$  méter fesztávolságú  $h = 80$  cm szerkezeti magasságú kapcsológerendák biztosítanak. A gerenda magassága úgy lett meghatározva, hogy azok  $h/d$  aránya nem haladja meg a  $1/4$ -et, így diagonál vasalással kialakított kapcsológerenda alkalmazására nem volt szükség. A magok külső határolófalai egy „C” alakú faltestből és hozzá kapcsoltan csatlakozó lépcsőházat körbezáró összetett faltestből áll. A nyugati oldalon építészeti okokból kapcsoló gerenda alkalmazására nem volt lehetőség így azonban a kellő csavarómerevséget a külső faltestek nem tudták biztosítani. A csavarási merevség növelésének érdekében a lépcsőházat és lifteket elválasztó faltest került elhelyezésre, melynek vastagsága egységesen 35 cm. Így a magon belül létrejött lépcsőház körüli körülzárt rész alkalmas volt a csavarási merevség jelentős növelésére.

### 3. AZ ÉPÜLET VÍZSZINTES TERHEI

#### 3.1. Szélteher

A MOL Campus tartószerkezetére ható szélterhelés meghatározása a szabvány által definiált úgynevezett erőtenyezős módszerrel történt. A szél torlónyomásának meghatározásakor figyelembe véve az épület dél-kelet felőli részén elterülő gyéren beépített Csepel-szigetcsúcsot a beépítési szint II. kategóriában lett meghatározva. Ezen csoport esetén 140 méteres magasságban a szél torlónyomásának 10 perces szélhez tartozó alapértéke eléri az  $1,5 \text{ kN/m}^2$ -es értéket, így az épület 4 méteres szintmagasságát és 42 méteres szélességét alapul véve a szélterhelés emeletenkénti értéke az épület tetején  $\sim 250 \text{ kN}$ . Annak érdekében, hogy a szélteher mértéke csökkenthető legyen, az épület formája optimalizáláson esett át.



3. ábra. Az épület szélteher számításánál figyelembe vett alaprajzi méretei és közelítő örvényvonalai

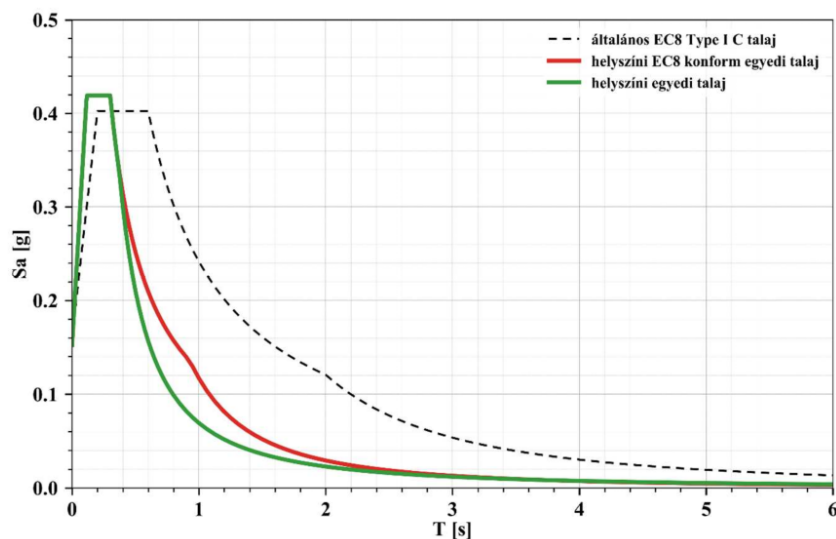
Az optimalizáció következtében a födémek derékszögű sarkai le lettek csapva, így az épület alakjában a meghatározásakor, mint lekerekített sarkú zártszelvényhez hasonló épülettömeg lett a szerkezet bekezdve. Ez lehetővé tette a szélterhek 30%-os csökkentését.

A geometriai módosításokat követően a szélteher karakterisztikus alapértékének összege kelet-nyugati irányban **5126 kN**-ra, míg észak-déli irányban **4436 kN**-ra adódott.

Magasházaknál rendszerint előforduló probléma, hogy a szél okozta ciklikus kilengés olyan épületgyorsulást eredményez, mely az épületben tartózkodók által érezhető, kellemetlen érzést okoz. Ennek kiküszöbölése végett az épületen szélkomfort vizsgálatot végeztünk. Az épület megfelelő szélirányokhoz tartozó sajátfrekvenciáiból, továbbá az egy éves gyakoriságú szélsébségből meghatározásra került az épület irányonkénti csúcsgyorsulása, így igazolva az épület szélkomfortjának megfelelőségét.

### 3.2. Szeizmikus igénybevételek

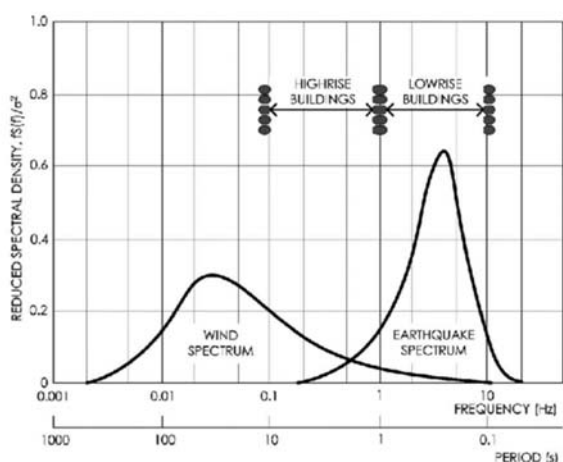
A MOL Campus építési területére a BME munkatársai előállították annak lokális válaszspektrumát, felhasználva a területen végzett downhole mérés eredményét, mely méréssel meghatározható az adott rétegekhez tartozó hullámterjedési sebességek, ezáltal az átlagos nyíróhullám terjedési sebesség is.



4. ábra. A szabványos rugalmas válaszspektrum, valamint a helyszíni számított 475 éves helyi rugalmas gyorsulási válaszspektrumok

A lokális válaszspektrum jelleggörbéjéből látható, hogy a 0.5 s rezgésidőnél lágyabb épületekre a lokális spektrum jelentősen kedvezőbb szeizmikus együtttható értéket ad meg. További érdekesség, hogy a szabvány által alkalmazott válaszspektrum  $T=4$  s rezgésidőig van kiszámítva. A tervezett magasház rezgésalakjaihoz meghatározott rezgésidők azonban 4 s-nál nagyobbra adódtak, így a spektrumgörbe 6 másodperc rezgésidőig lett kidolgozva.

Heves szakmai vita övezte az épület duktilitási osztályba sorolását. Az angol munkatársak az Eurocode által definiált legmagasabb duktilitási osztályt (DCH) preferálták, mely lehetővé teszi – a vonatkozó megkötések betartásával  $q=4$ -es viselkedési tényező alkalmazását is, azaz a megfelelő energiaelnyelő zónák kialakítása esetén a hajlításból adódó igénybevételek a negyedére csökkenthetők. A magyar tervezők által javasolt DCM kategória esetén a viselkedési tényező alkalmazható maximuma  $q=3$ . A hazai tervező csapat mintavasalásokkal igazolta, hogy a merevítőmagok hosszvasalásában jelentkező megtakarítás DCH osztály alkalmazása esetén – a szükséges nyírési vasalás miatt elvész, DCH esetén ugyanis a nyíróerő „ $q$ ” szorosára kell a falak teherbírását méretezni, míg DCM esetén másfélszeres túlméretezés szükséges.



5. ábra. Szél- és földrengés spektrum jelleggörbék

tervezési értéke, vagy akár a szélteher meg is haladhatja a földrengés okozta hatásokat. 140 méternél nagyobb épületek esetén már jellemzően a szélteher a domináns.

A szakmai egyeztetéseket követően az épület szeizmikus analízise lokális válaszspektrum alapján, Medium Ductility Class besorolással történt. Így a földrengésteher összesített értéke irányonként: **~14 000 kN** és **~9400 kN**-ra adódtak.

Érdekességként megjegyezzük, hogy amennyiben az épület széleinek lekerekítése nem történt volna meg, akkor a szélteher értéke **~7300 kN**-ra adódik. A szélterhelést azonban a szeizmikus terhekkel ellentétben 1,5-szörös biztonsági tényezővel kell figyelembe venni. Így a szélteher tervezési értéke már közel **11 000 kN**-ra adódik, amely a lokális válaszspektrummal meghatározott igen alacsony szeizmikus terhelés értékét már meghaladná.

Jól megfigyelhető tehát, hogy a MOL Campus esetén is az a jelenség, hogy ekkora épületmagasságnál már kiegyenlítődik a szélteher és a szeizmikus teher

## 4. A TORONY ÉPÜLET VÁLASZSPEKTRUM ANALÍZISE ÉS VÉGES-ELEMES MODELLEZÉSE

A MOL Campus torony épületét a pódium épülettől függetlenül, önálló számítási modellként vizsgáltuk. A modális válaszspektrum analízishez az épületrész sajátfrekvenciáit három modelltől is meghatároztuk. Az első két modellben (T3; T4) bemodellezésre került a négy pinceszint és a felszerkezeti szintek, míg a harmadik modellben kizárólag a felszerkezeti rész lett figyelembe véve. Az alépitményt ez utóbbi esetben, mint talajba ágyazott merev dobozmű vettük figyelembe. Az épület teljes szerkezetét tartalmazó T3, T4 jelű számítási modellek beállítási paramétereit tekintve szinte teljesen azonosak, alapvető különbségek az eltérő viselkedési tényező, valamint az eltérő támasz merevségek (ágyazási tényezők) megadásában voltak. Az alapozási szerkezeteket  $q=1$ -es viselkedési tényezőtől származtatott szeizmikus terhekre is ellenőriztük. A modellek analízisét követően megállapítottuk, hogy az első két modell esetén az eredmények közel azonosak a harmadik modell eredményével, azaz az alépitmény ill. alapozás merev befogásként működik, az épület mozgását számottevően nem lágyítja. Így a válaszspektrum analízissel meghatározott szeizmikus terhek a harmadik (T5) modell esetén voltak mértékadók, a merevítőrendszer méretezéséhez ezért ezt a modellt használtuk.

Az analízis során felhasznált modellek főbb jellemzői

1. táblázat

Épületrész	Torony				
	Szél		Földrengés		
Vizsgált hatás	Szél		Földrengés		
Melyik szintől épült a modell?	B4-től	B4-től	B4-től	B4-től	FSZ-től
Modell jele:	T1	T2	T3	T4	T5
Ágyazás/ Támasz merevség	Cölöp: v:240 000 kN/m h:62 000 kN/m  Lemezalap: v:8 000 kN/m <sup>2</sup> /m h:0 kN/m <sup>2</sup> /m	Cölöp: 350 000 kN/m h:62 000 kN/m  Lemezalap: v:8 000 kN/m <sup>2</sup> /m h:0 kN/m <sup>2</sup> /m	Cölöp: 350 000 kN/m h:62 000 kN/m  Lemezalap: v:8 000 kN/m <sup>2</sup> /m h:0 kN/m <sup>2</sup> /m	Cölöp: 350 000 kN/m h:62 000 kN/m <b>rezgésszámításhoz felkeményítve!</b>  Lemezalap: v:8 000 kN/m <sup>2</sup> /m h:0 kN/m <sup>2</sup> /m <b>rezgésszámításhoz felkeményítve!</b>	Merev támaszok
Merevségi beállítások					
Merevítőmagok	B4-G2: EA:100%	B4-G2: EA:100%	B4-G2: EA:100%	B4-10.EM: EA: 100% 11-G2: EA:50%	FSZ-10.EM: EA: 100% 11-G2: EA:50%
Másodlagos falak	EA:50%	EA:50%	Falak héjelemként modellezve EA:10%		végükön csuklózott rudakkal modellezve
Pincehatároló falak	EA:50%	EA:50%	EA:80%		-
Oszlopok	EA:400% csuklós	EA:400% csuklós	EA:400% csuklós		EA:400% csuklós
CB-gerendák	EI:50%	EI:50%	EI:50%		EI:50%
Födémek	EI:50%	EI:50%	EI:25%		EI:25%
Egyéb gerendák	EI:50%	EI:50%	EI:10%		EI:10%
Viselkedési tényező (q)	-	-	q=1 (alapozás igénybevételei)	q=3	q=3
Felhasználási terület:	Lemezalap hosszvasalása	Oszlop erők Fal normálerők Átszűrődés Cölöpméretezés Épületmozgások	Az alapozás igénybevételeit ellenőriztük szeizmikus terhekre. Nem mértékadó	CB gerendák igénybevételeinek meghatározásához. Pincszinti elemek szeizmikus méretezéséhez	Merevítőrendszer méretezése

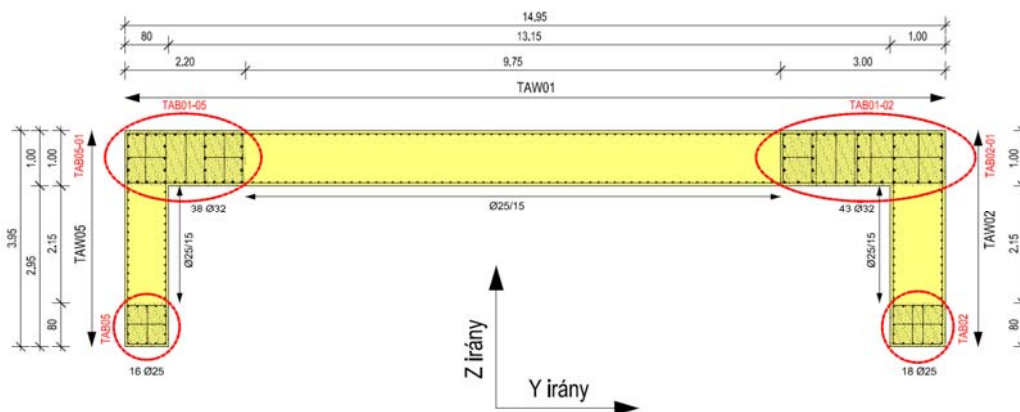
A merevítőmagok egyes gépészeti áttörésekkel jelentősen gyengített falait továbbá belső liftelválasztó falait másodlagos falakként kezeltük, melyek szeizmikus esemény esetén lokálisan károsodhatnak, de ez az épület biztonságát, állékonyágát nem befolyásolja. Ezen falelemeket egy csökkentett merevségi modulussal definiált anyagminőséggel lettek figyelembe véve a számítás során. A födémek szeizmikus állapotban berepedt keresztmetszettel lettek számításba véve, melyek síkjukban merev tárcsaként osztják az igénybevételeket a kapcsolódó merevítő magokra, illetve merevítő elemekre. A torony oszlopaikat alul-felül csuklós oszlopként modelleztük, melyek nem vesznek részt az épület merevítésében, az oszlopok reológiai jellemzőit, illetve az építési állapot okozta szekvenciális tehernövekedést az oszlopok „felkeményítésével”, merevségük növelésével vettük figyelembe.

A torony merevítőmaggait az *EUROCODE* által meghatározott **DCM** duktilitási osztály kritériumai szerint alakítottuk ki, oly módon, hogy a  $q=3$ -as viselkedési tényező használatát lehetővé tegyük. A torony merevítőmaggjának kritikus zónájában szabvány szerint előírt kapacitásvizsgálatot végeztünk, melyet a későbbiek során részletesebben is ismertetünk. Az elsőrendű szeizmikus falak alsó szakaszánál figyelembe vettük a betonacél megfolyása következtében előforduló nyíróerő megnövekedést, oly módon, hogy a tervezési nyíróerőket a számítottéhoz képest 50%-al megnöveltük.

A torony épület merevítőmaggjainak primer vasbeton falai kielégítik az *MSZ EN 1998-1 5.4.1.2.3*-as pont geometriai feltételeit, azaz a fal  $b_{wo}$  gerincvastagsága:

$$b_{wo} \geq \max(0,15; h_s/20)$$

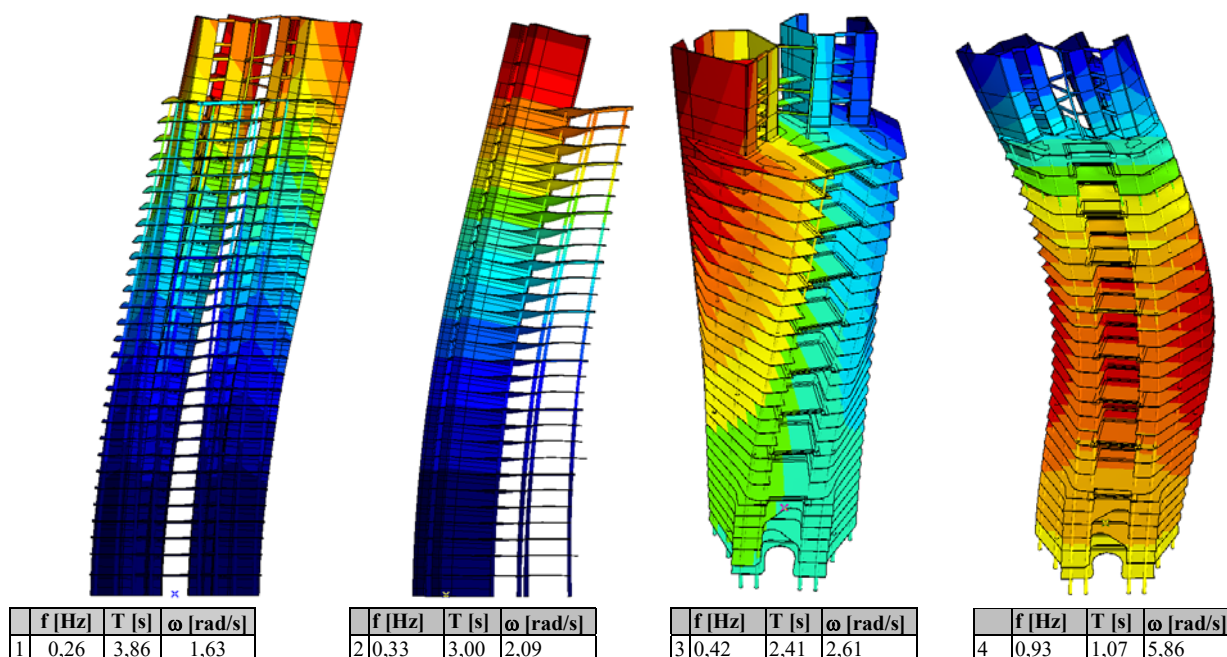
ahol  $h_s$  a szabad szintmagasság méterben.



6. ábra. „C” keresztmetszetű összetett faltest geometriai mérete

A merevítőmagok összetett faltestjeit elsőrendű szeizmikus gerendák kapcsolják össze. A gerenda magasságának és szerkezeti hosszának hányadosan úgy lett meghatározva, hogy az nem haladja meg a 0,25-ös arányt. Így a gerendák duktilis gerendaként méretezhetők.

Az épület modális válaszspektrum analízisét az *AxisVM* végelemes számító és méretező szoftver segítségével végeztük el, mely számítási módszer alapjául szolgáló rezgésalakok és az azokhoz tartozó tömegrezsesedéseket az alábbi táblázatok, illetve ábrák tartalmazzák.

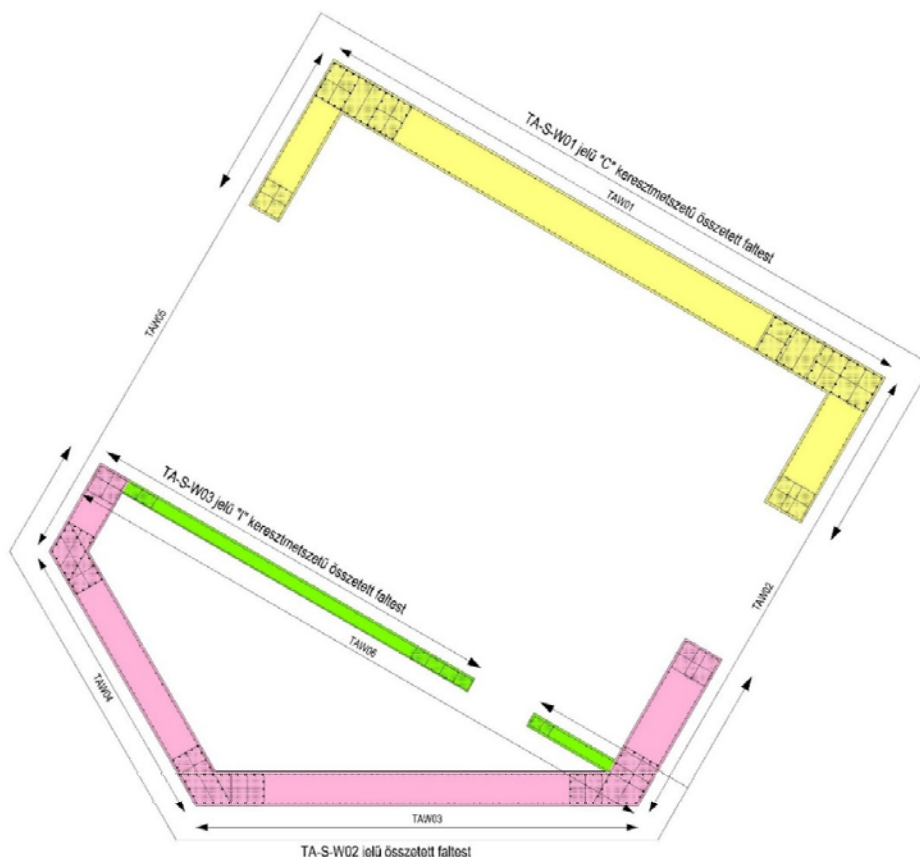


7. ábra. Torony épület rezgésalakjai és sajátfrekvenciái

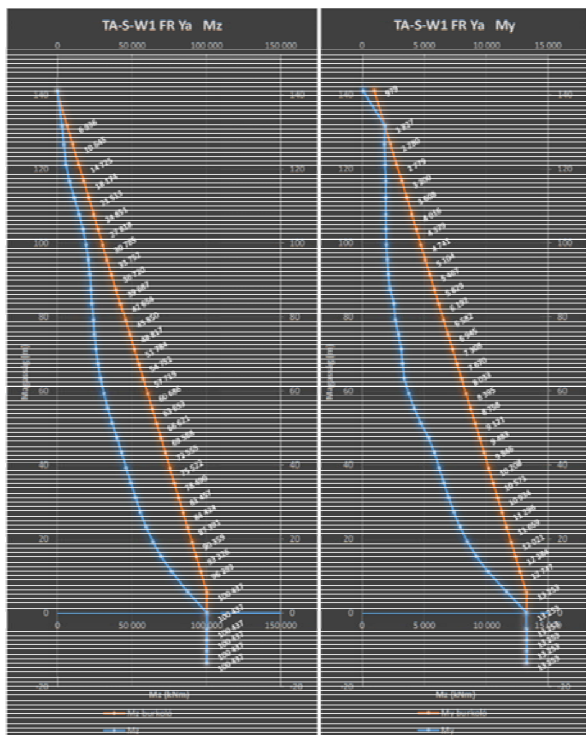
	$\varepsilon_{XX}$	$\varepsilon_{YY}$	$\varepsilon_{ZZ}$	$\Sigma_i \varepsilon_X$	$\Sigma_i \varepsilon_Y$	$\Sigma_i \varepsilon_Z$	$\Sigma_i \varepsilon_{XX}$	$\Sigma_i \varepsilon_{YY}$	$\Sigma_i \varepsilon_{ZZ}$	Aktív
1	0,300	0,003	0,016	0,006	0,676	0	0,300	0,003	0,016	✓
2	0,003	0,285	0	0,710	0,682	0	0,302	0,287	0,016	✓
3	0	0	0,655	0,710	0,705	0	0,302	0,287	0,671	✓
4	0,344	0,001	0,014	0,710	0,875	0	0,646	0,288	0,685	✓
5	0,002	0,422	0	0,913	0,876	0	0,648	0,710	0,686	✓
6	0,051	0,001	0,175	0,914	0,896	0	0,699	0,711	0,861	✓
7	0,120	0	0,022	0,914	0,945	0	0,818	0,711	0,883	✓
8	0,001	0	0,002	0,914	0,945	0	0,819	0,712	0,885	✓
9	0,019	0	0,022	0,914	0,951	0	0,838	0,712	0,906	✓
10	0,027	0	0,028	0,914	0,959	0	0,865	0,712	0,934	✓
11	0	0,180	0	0,972	0,959	0	0,865	0,893	0,934	✓
12	0,054	0	0,023	0,972	0,977	0	0,918	0,893	0,958	✓
13	0,034	0	0,006	0,972	0,986	0	0,953	0,893	0,964	✓
14	0,005	0,005	0,019	0,973	0,988	0	0,958	0,898	0,983	✓
15	0,001	0,047	0,001	0,986	0,989	0	0,959	0,946	0,984	✓
16	0	0,001	0	0,986	0,989	0	0,959	0,946	0,984	✓
16/16	0,959	0,946	0,984							

## 5. SZEIZMIKUS IGÉNYBEVÉTELEK ÉS ÖSSZETEVŐINEK KOMBINÁCIÓJA

A merevítőmagok alaprajzi elrendezését, azaz a mag keresztmetszetét tekintve egymáshoz kapcsolódó vagy egymást átmetsző különböző (C, I, U vagy hasonló) keresztmetszetű összetett faltestekből állnak. Ezeket a falakat olyan egységes keresztmetszetű falnak kell tekinteni, amelynek gerincei párhuzamosak vagy közel párhuzamosak a szeizmikus hatásból keletkező nyíróerő irányával, míg övlemezei arra merőlegesek. Ennek megfelelő lokális koordináta-rendszerben határoztuk meg a faltestek igénybevételeit az *AxisVM* végeeselemes program segítségével.



8. ábra. Torony „A” jelű merevítőmag összetett faltestjeinek keresztmetszete



9. ábra. Nyomatékábra eltolás

A számítástechnikai bizonytalanságokat és a posztelasztikus dinamikusan hatásokat oly módon vettük figyelembe, hogy a tervezési hajlítónyomatéki ábrát a fal magassága mentén a számítástechnikai eredő hajlítónyomatéki ábra burkolásával, nyomatékábra eltolással határoztuk meg. Ez gyakorlatban úgy történt, hogy a faltestek ( $FRXa$ ,  $FRXb$ ,  $FRYa$ ,  $FRYb$ ) szeizmikus terhek okozta igénybevételeit - melyek tartalmazzák az 5 %-os véletlen kiértékelésből származó csavaró-hatás eredményeit is - kiexportáltuk EXCEL táblázatokba, ahol előállítottuk minden teheresetre a nyomatéki burkoló ábrákat és a szintenkénti nyomatéki értékeket. Következő lépésben az EXCEL program segítségével „manuálisan” előállítottuk a szeizmikus terhelések minden lehetséges változatát lefedő 16 teherkombinációt, és az ebből származó igénybevételek kombinációját. Erre azért volt szükség, mert az AxisVM program a MVSA jellegéből adódóan az eredményeket csak abszolút értékben határozza meg, ezért a teheresetek csak pozitív értékeket tartalmaznak. Ezért a lehetséges 16 teherkombináció helyett, a program csak a legkedvezőtlenebb, a méretezés szempontjából vélhetően mértékadó 4 burkoló teherkombinációt állítja elő az alábbiak szerint:

$$1 = Xa + Ya + Z$$

$$2 = Xa + Yb + Z$$

$$3 = Xb + Ya + Z$$

$$4 = Xb + Yb + Z$$

A végeelemes szoftver ezeket a kombinált terheket működteti mind + és – előjellel, azaz az ebből származó eredmények abszolút értéke megegyezik.

Jelen esetben a merevítőfalak kapacitás vizsgálatokor, valamint összetett csomópontok tervezésekor a program által automatikusan generált tisztán pozitív és tisztán negatív igénybevételeket tartalmazó esetek mellett egyéb, vegyes előjelű igénybevételek hatása is mértékadóvá válhat.

## 6. MEREVÍTŐFALAK TEHERBÍRÁSÁNAK ELLENŐRZÉSE, ILLETVE A HELYI DUKTILITÁSI FELTÉTELEK BIZTOSÍTÁSA

A DCM duktilitási osztályban alapvető feltétel, hogy az általános duktilitás elérése érdekében a - minden különböző falszerkezeti elemre meghatározott – képlékeny csuklók kialakulására alkalmas tartományoknak nagy képlékeny elfordulási képessége legyen. Ez a feltétel teljesítettnek tekinthető, ha:

- az elsőrendű szeizmikus elemek kritikus tartományainak elegendő görbületes duktilitásuk van, azaz a  $\mu_\phi$  görbületes duktilitási tényező legalább egyenlő a következő kifejezéssel:

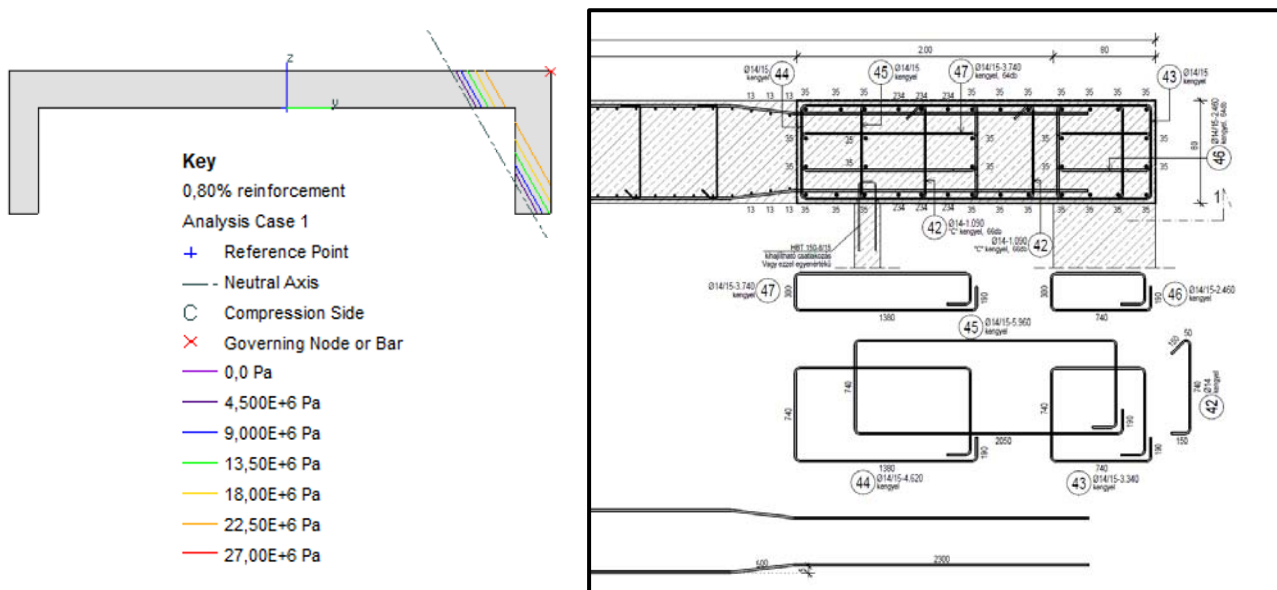
$$\mu_\phi \geq 2q_0 - 1 \quad \text{ha } T_1 \geq T_C$$

ahol  $\mu_\phi$  értéke a határnyomatéknak megfelelő görbületes és a folyási görbületes hányadosa

- az elsőrendű szeizmikus elemekben a képlékeny csuklók kialakulásának lehetséges tartományában a nyomott betonacélok helyi kihajlása meg van akadályozva (falvégi abroncsozott szegélyek ellenőrzése)
- a megfelelő beton- és betonacél minőség tervezése (min. C16/20 szilárdságú beton és min. B- vagy C- osztályú betonacél)

A fentieknek megfelelően az a) feltétel igazolásához első lépésben meg kell határozni a kritikus tartományon (földszint + I. emeleten) belül az összetett faltest keresztmetszetek határteherbírását, határnyomatékait és az azokhoz tartozó keresztmetszeti „határ” görbületes, valamint a betonacélok megfolyásához tartozó nyomatéki értéket mind a 16 szeizmikus teherkombinációban. A számítást az Oasys AdSec keresztmetszet ellenőrző program segítségével készítettük, amiben előállítottuk a méretezendő falkeresztmetszeteket a tervezett betonminőséggel (C40/50), vasalással és betonacél minőséggel (B500C).





10. ábra. „C” keresztmetszetű faltestben ébredő nyomófeszültségek egy teherkombinációban, valamint az abroncsozott duktilis falvég kialakítása

Az első körös számítás eredményeit (az  $M_u$  határyomatékokat, a hozzájuk tartozó  $\mu_u$  görbületeket, valamint a betonacélok folyási határához tartozó nyomatéki igénybevételeket  $M_{yield}$ ) kiexportáltuk EXCEL táblázatba, ahol meghatároztuk a faltestek kihasználtságát ( $M/M_u$ ), továbbá felbontottuk az eredő folyási igénybevételeket ( $M_{yield}$ ) a teherkombinációknak megfelelő kétirányú nyomatéki igénybevételek arányában.

Ezen „folyási” igénybevételek ismeretében egy újabb körös számítás következett az AdSec programban, ahol ezúttal már meghatározhatóvá váltak a folyási nyomatékhoz tartozó görbületek. ( $\mu_{yield}$ ) Ezzel az eljárással az összes faltest keresztmetszethez minden teherkombinációban előállítható volt, mind a határteherbíráshoz tartozó keresztmetszeti görbület ( $\mu_u$ ), mind pedig a legjobban igénybevett betonacél folyási határához tartozó görbület ( $\mu_{yield}$ ). A falgörbületek hányadosainak ( $\mu_\phi = \mu_u/\mu_{yield}$ ) ismeretében igazolhatóvá vált a falvégek duktilis kihasználtsága, azaz a figyelembe vett viselkedési tényező helyességének visszaigazolása.

A kritikus zónán kívüli tartományban a tervezett vasalással kialakított faltestek határyomatékai kerültek kiszámításra, illetve meghatároztuk azok kihasználtságát. Ezen szakaszokon igazolandó duktilitási követelmények szabvány szerint nincsenek.

A b) feltétel igazolásához a falkeresztmetszetek széleit körbefogó abroncsoló-, kengyelező vasalást alkalmaztunk, így biztosítva a minimális duktilitást, és a hosszanti acélbetétek kihajlás mentességét. Az abroncsoló vasalás pontos mennyiségét MSZ EN 1998-1 5.4.3.4-es pontja szerint határoztuk meg.

## 7. IRODALMI HIVATKOZÁSOK

- [1] MSZ EN 1990:2011 Eurocode: A tartószerkezetek tervezésének alapjai
- [2] MSZ EN 1991-1-1:2005 Eurocode 1: A tartószerkezeteket érő hatások. 1-1. rész: Általános hatások. Sűrűség, önsúly és az épületek hasznos terhei
- [3] MSZ EN 1991-1-4:2007 Eurocode 1: A tartószerkezeteket érő hatások. 1-4. rész: Általános hatások. Szélhatás
- [4] MSZ EN 1998-1:2008 Eurocode 8: Tartószerkezetek tervezése földrengésre. 1. rész: Általános szabályok, szeizmikus hatások és az épületekre vonatkozó szabályok
- [5] fib, Tall Buildings, Structural design of concrete buildings up to 300 m tall 2014
- [6] National Building Code of Canada, NBCC 2015, Division B, Part 4, Structural Design
- [7] fib, Model Code for Concrete Structures, 2010
- [8] The Institution of Structural Engineers, Manual for the seismic design of steel and concrete buildings to Eurocode 8, 2010
- [9] Council of Tall Buildings and Urban Habitat Research, Wind-induced motion of tall buildings: Design for occupant comfort, 2015
- [10] Council on Tall Buildings and Urban Habitat, Recommendations for the Seismic Design of High-rise Buildings, 2008
- [11] Council on Tall Buildings and Urban Habitat, Performance-Based Seismic Design for Tall Buildings