

DIPLOMADOLGOZAT

Balogh Tamás

SZIE-YMÉK

2010

Tartalomjegyzék

Tartószerkezeti műszaki leírás	1
1. Kiinduló adatok	4
1.1. Teherelemzés – függőleges terhek	4
1.2. Alkalmazott anyagokkal kapcsolatos kiinduló adatok	10
1.3. Az épülettel és a merevítőrendszerrel kapcsolatos kiinduló adatok	10
1.4. A merevítőrendszer elemeinek merevségi adatai	11
2. Az épület komplex statikai vizsgálata	15
2.1. A helyettesítő tartó előállítása, helye és jellemzői	16
2.2. Stabilitásvizsgálat	19
2.2.1. Stabilitásvizsgálat – kritikus terhek	20
2.2.2. Stabilitásvizsgálat – globális biztonsági tényező meghatározása	23
2.3. Dinamikai vizsgálat	25
2.4. A vízszintes terhek meghatározása	29
2.4.1. Építési pontatlanságból származó vízszintes erő	29
2.4.2. Földrengésteher HSM módszer alapján	29
2.4.3. Földrengésteher – Modális válaszspektrum-analízis	30
2.4.3.1. Kiinduló adatok (MVA)	35
2.4.3.2. Merevítőelemek mátrixainak meghatározása	36
2.4.3.3. A tömegmátrix előállítása	48
2.4.3.4. Sajátérték probléma megoldása	49
2.4.3.5. Válaszspektrum értékeinek meghatározása	52
2.4.3.6. Hatásvektor meghatározása	53
2.4.3.7. Modális tömegek számítása	54
2.4.3.8. Alap nyíróerők	55
2.4.4. Szélteher	57
2.5. A legnagyobb tetőponti eltolódás szélteher hatására	59

2.6. "A" jelű merevítőelemre ható terhek számítása.....	62
2.6.1. Normálerő	62
2.6.2. Modális válaszspektrum-analízis.....	62
3. Szilárdságtani méretezés.....	69
3.1. Általános szint méretezése.....	69
3.1.1. Terhek.....	70
3.1.2. Hajlítási vasalás tervezése	71
3.1.3. Gerendák számítása	76
3.1.4. Átszűrődés számítása.....	78
3.2. Liftakna méretezése.....	88
4. Felhasznált irodalom	100

Csatlakozó tervlapok:

- **S-1:** Általános szint vasalási terve
- **S-2:** Általános szint zsaluzási terve
- **S-3:** Általános szint - részletrajzok
- **S-4:** Liftakna vasalási terve
- **S-5:** Liftakna - részletrajzok

Tartószerkezeti műszaki leírás

I) Általános ismertetés:

A Belvedere Hotel Budapest II. kerületében, a Szilágyi Erzsébet fasoron kerül megépítésre. A város egyik legfontosabb forgalmi csomópontjától, a Moszkva tértől gyalogosan is könnyen megközelíthető. Pontos cím: 1024, Budapest Szilágyi Erzsébet fasor 11/A.

A leendő épület tájolása ÉK – DNY, nagyjából 750 m² nagyságú foghíjtelek utcafrontján helyezkedik el. Foghíjbeépítés lévén az épülő szállodát két oldalról meglévő épületek határolják, amelyre a beruházás minden tervezési ciklusában különös figyelmet kell fordítani! A fennmaradó területen kültéri színpad és tóval gazdagított park kerül kialakításra. A szálloda 12 szintesre tervezett vasbetonvázaz, Ytong kitöltő falazatos épület, amelyben 54 szoba kerül kialakításra. A földszinten kapott helyet a recepció, illetve az épület alatt elhelyezkedő mélygarázs bejárata, az első emeleten étterem és egy különterem kerül kialakításra, illetve a 9. emeleten wellness részleg található és a hozzá tartozó kiszolgáló helyiségek. A 2.-től 8.-ik emeletig a szinteket lakásfunkció jellemzi. A 10. emeleten és a tetőszinten helyezkednek el a gépészeti és kiszolgáló berendezések, melyek jelentős súlyt jelentenek, erre a statikai számítás során külön gondot kellett fordítani.

A központi épület teljes tervezett szerkezeti magassága az alaplemez vastagságával együtt ~36,0m, melyből kifolyólag a szerkezet térbeli merevségéről gondoskodni kell a vízszintes terhekkel szemben (szél, földrengés és építési pontatlanság).

II) Alapozás:

Az épület terheit síkalapozás, azon belül lemezalap adja át a talajnak. Az alapozás tervezése jelen dolgozatban nem volt feladatom, a Belvedere Hotel esetleges kivitelezése esetén alapozási terv készítése szükséges.

III) Felmenő szerkezetek:

III/a) Vízszintes teherhordó szerkezetek:

Az épület födémei monolit vasbeton, jórészt kétirányban teherviselő lemezek, melyek vasbeton falakra, pillérekre és monolit gerendákra támaszkodnak. Szerkezeti vastagságuk változó, általános szint födémének vastagsága 18 cm. A lemezek szélein 4 Ø16-, a vasbeton falak fölött 4 Ø12 koszorúvasalás kerül elhelyezésre. Az épület északi végében a födémelek konzolosan kinyúlva tartják az erkélyeket. A

gépészeti vezetékek vezetése több ponton is födémáttörések kialakítását tette szükségessé, melyekre mind a tervezés, mind a kivitelezés során különös gondot kell fordítani. Az Ytong kitöltőfalazatban elhelyezett nyílások felett előregyártott áthidalók kerülnek beépítésre.

III/b) Függőleges teherhordó szerkezetek:

A függőleges terheket jórészt monolit vasbeton falelemek, illetve pillérek juttatják az alapozásra. Az Ytong falazat 4 szintig tekinthető teherbírónak, ezért a kitöltőfalazat "csupán" vonalmenti teherként szerepel a számításban, továbbá a válaszfalak elkenve szerepelnek 170 kg/m² alapértékű tömeggel, így esetleges áthelyezésük, ha mennyiségük nem nő jelentősen, nem okoz problémát.

III/c) Közlekedés:

A függőleges közlekedésről vasbeton monolit lépcső és lift gondoskodik. A lépcső kétkaros, félszinteken vasbeton lemez pihenővel ellátva. A lépcsőkarok födémlemezre és a pihenőkre támaszkodnak fel. A liftnak a térbeli merevség biztosításában is szerepet játszik.

III/d) Térbeli merevség:

Az épület térbeli merevségének biztosításáról vasbeton falelemek és merevítőmagok gondoskodnak, továbbá a vízszintes terheket is ezek segítségével juttatjuk az alapozásra. Ezek a 20 cm vastagságú vasbeton falelemek biztosítják továbbá az épület stabilitását a függőleges terhekkel szemben is. A statikai számítás során csak a talajba lealapozott falszakaszokat vettem figyelembe, a többi közbelső szintet alátámasztó magasságilag nem folytonos szintén vasbeton falakat nem.

III/e) Tetőszerkezet:

Az épület fedése egy csekély alapterületű lapostetőt leszámítva bádoglemezből készül, amelyet helyenként nyílásokkal megszakított monolit vasbeton koporsófödém tart meg. A tetőterhek számításánál figyelembe vettem, hogy a terület tengerszint feletti magassága MBf. < 300 m.

IV) Tervezés során felhasznált szabványok és előírások:

MSZ 15020	Építmények teherhordó szerkezetei erőtani tervezésének általános előírásai
MSZ 15021/1	Magasépítési szerkezetek terhei
MSZ 15021/2	Magasépítési szerkezetek merevségi követelményei
MSZ 15022/1	Vasbeton szerkezetek

V) Tervezés során felhasznált programok és tervezett anyagminőségek:

A gépi számítás során felhasznált programok:

AXIS – 3D végelem programrendszer 9.0 verzió

MathCAD v.14.0

Betonminőség:

Felszerkezet: C 20/16 - kk

Betonacél minőség: B 60.50

Budapest, 2010. május 9.



Balogh Tamás
tervező

1. Kiinduló adatok

1.1. Teherelemzés – függőleges terhek:

R4 - általános szint melegburkolat - belső tér

Állandó teher

Réteg	vtg. [mm]	Térfogattömeg [kg/m3]	g.a [kg/m2]	γ.g	g.sz [kg/m2]
szőnyegpadló	10,00		1,40	1,30	1,82
aljzatbeton	50,00	2300,00	115,00	1,40	161,00
1 rtg PE fólia					
lépéshanggátló szig.	10,00	40,00	0,40	1,30	0,52
vb. födém	180,00	2500,00	450,00	1,20	540,00
Σg.a=			5,67	Σg.sz=	7,03
			[kN/m2]		

Esetleges teher

a) Hasznos teher

p.a= 1,50 kN/m2

γ.p= 1,40

t.t.h.= 0,50

p.sz= 2,1 kN/m2

R4* - általános szint hidegburkolat - belső tér

Állandó teher

Réteg	vtg. [mm]	Térfogattömeg [kg/m3]	g.a [kg/m2]	γ.g	g.sz [kg/m2]
ker. lapburk. ragasztva	10,00		25,00	1,30	32,50
ragasztó	10,00	2000,00	20,00	1,40	28,00
aljzatbeton	50,00	2300,00	115,00	1,40	161,00
1 rtg PE fólia					
lépéshanggátló szig.	10,00	40,00	0,40	1,30	0,52
vb. födém	180,00	2500,00	450,00	1,20	540,00
Σg.a=			6,10	Σg.sz=	7,62
			[kN/m2]		

Esetleges teher

a) Hasznos teher

p.a= 1,50 kN/m2

γ.p= 1,40

t.t.h.= 0,50

p.sz= 2,1 kN/m2

Állandó teher

Esetleges teher

p.a= 3,00 kN/m2

t.t.h.= 0,50

p.sz= 3,9 kN/m2

Állandó teher

Esetleges teher

p.a= 1,50 kN/m²

t.t.h.= 0,50

p.sz=	2,1	kN/m2
-------	-----	-------

R10 - USZODA padló - belső tér

Állandó teher

Réteg	vtg. [mm]	Térfogattömeg [kg/m3]	g.a [kg/m2]	γ.g	g.sz [kg/m2]
farács burkolat	25,00	800,00	20,00	1,40	28,00
párnafa	50,00	800,00	40,00	1,40	56,00
fém tartórács			50,00	1,40	70,00
szűrőbeton	50,00	1500,00	75,00	1,40	105,00
műanyag filc 1 rtg.					
vízszigetelés 1 rtg.			4,00	1,30	5,20
bitum. kellősítés 1 rtg.					
lejtbeton	100,00	2300,00	230,00	1,40	322,00
vb. födém	220,00	2500,00	550,00	1,20	660,00
Σg.a=			9,69	Σg.sz=	12,46
			[kN/m2]		

Esetleges teher

a) Hasznos teher

p.a= 1,50 kN/m2
γ.p= 1,40
t.t.h.= 0,50
p.sz= 2,1 kN/m2

R11 - Lakótér feletti terasz - külső tér

Állandó teher

Réteg	vtg. [mm]	Térfogattömeg [kg/m3]	g.a [kg/m2]	γ.g	g.sz [kg/m2]
műkő lapburkolat	40,00	2400,00	96,00	1,30	124,80
lépésálló PS hablémez	60,00	40,00	2,40	1,30	3,12
geotextília					
1 rtg. drénlemez	80,00		0,50	1,30	0,65
vízszigetelés 2 rtg.			8,00	1,30	10,40
kellősítés 1 rtg.					
Murexin lejt. képző rtg.	30,00		48,00	1,40	67,20
vb. födém	220,00	2500,00	550,00	1,20	660,00
Σg.a=			7,05	Σg.sz=	8,66
			[kN/m2]		

Esetleges teher

a) Hasznos teher

p.a= 1,50 kN/m2
γ.p= 1,40
t.t.h.= 0,50
p.sz= 2,1 kN/m2

R12 - Nem járható terasz - külső tér**Állandó teher**

Réteg	vtg. [mm]	Térfogattömeg [kg/m ³]	g.a [kg/m ²]	γ.g	g.sz [kg/m ²]
kavics	20,00	1500,00	30,00	1,30	39,00
polipropilén fátyol 1 rtg.					
lépésálló PS hablémez	60,00	40,00	2,40	1,30	3,12
geotextília					
1 rtg. drénlemez	80,00		0,50	1,30	0,65
vízszigetelés 2 rtg.			8,00	1,30	10,40
kellősítés 1 rtg.					
Murexin lejt. képző rtg.	15,00		24,00	1,40	33,60
vb. földem	220,00	2500,00	550,00	1,20	660,00
dryvit hőszig. rendszer	50,00		15,00	1,30	19,50
Σg.a=			6,30	Σg.sz=	7,66
			[kN/m ²]		

Esetleges teher

b) Hóteher

p.a= 0,80 kN/m²
γ.p= 1,40
t.t.h.= 1,00
p.sz= 1,12 kN/m²

R13 - Tető - külső tér**Állandó teher**

Réteg	vtg. [mm]	Térfogattömeg [kg/m ³]	g.a [kg/m ²]	γ.g	g.sz [kg/m ²]
1 rtg. cinklemez fedés			7,00	1,30	9,10
1 rtg. alátétlemez					
teljes deszkázat	25,00	800,00	20,00	1,40	28,00
átszellőztetés	50,00				
7/15 szarufa			20,00	1,40	28,00
hőszigetelés	150,00	110,00	16,50	1,30	21,45
vb. földem	180,00	2500,00	450,00	1,20	540,00
Σg.a=			5,14	Σg.sz=	6,27
			[kN/m ²]		

Esetleges teher

b) Hóteher

p.a= 0,40 kN/m²
γ.p= 1,40
t.t.h.= 1,00
p.sz= 0,56 kN/m²

R16 - Lapostető legfelső szinten - külső tér

Állandó teher					
Réteg	vtg. [mm]	Térfogattömeg [kg/m3]	g.a [kg/m2]	γ.g	g.sz [kg/m2]
mosott kavics D32	90,00	1600,00	144,00	1,30	187,20
geotextília					
lépésálló PS hablémez	80,00	40,00	3,20	1,30	4,16
geotextília					
1 rtg. drénlemez	80,00		0,50	1,30	0,65
vízszigetelés 2 rtg.			8,00	1,30	10,40
kellősítés 1 rtg.					
Murexin lejt. képző rtg.	65,00		104,00	1,40	145,60
vb. földém	250,00	2500,00	625,00	1,20	750,00
Σg.a=			8,85	Σg.sz=	10,98
			[kN/m2]	[kN/m2]	

Esetleges teher

a) Hasznos teher

p.a= 5,00 kN/m2

γ.p= 1,20

t.t.h.= 1,00

p.sz= 6,00 kN/m2

b) Hóteher

p.a= 0,80 kN/m2

γ.p= 1,40

t.t.h.= 1,00

p.sz= 1,12 kN/m2

Lépcső - általános szint hidegburkolat - belső tér

PHENŐ

Állandó teher

Réteg	vtg. [mm]	Térfogattömeg [kg/m3]	g.a [kg/m2]	γ.g	g.sz [kg/m2]
ker. lapburk. ragasztva	10,00		24,00	1,30	31,20
ragasztó	10,00	2000,00	20,00	1,40	28,00
aljzatbeton	50,00	2200,00	110,00	1,40	154,00
1 rtg PE fólia					
lépéshanggátló szig.	10,00	40,00	0,40	1,30	0,52
vb. földém	150,00	2500,00	375,00	1,20	450,00
Σg.a=			5,29	Σg.sz=	6,64
			[kN/m2]	[kN/m2]	

Esetleges teher

a) Hasznos teher

p.a= 3,00 kN/m2
γ.p= 1,30

p.sz= 3,9 kN/m2

LÉPCSŐKAR
Állandó teher

Réteg	vtg. [mm]	Térfogattömeg [kg/m3]	g.a [kg/m2]	γ.g	g.sz [kg/m2]
ker. lapburk. ragasztva	10,00		24,00	1,30	31,20
ragasztó	10,00	2000,00	20,00	1,40	28,00
vb. Lemez	250,00	2500,00	625,00	1,20	750,00
Σg.a=			6,69	Σg.sz=	8,09
			[kN/m2]		
					[kN/m2]

Esetleges teher

a) Hasznos teher

p.a= 3,00 kN/m2
γ.p= 1,30

p.sz= 3,9 kN/m2

Vasbeton szerkezetek súlya (alapérték): 25 kN/m3
Ytong falak súlya (alapérték): 7,5 kN/m3
Víz súlya: 10 kN/m3

1.2. Alkalmazott anyagokkal kapcsolatos kiinduló adatok:

Beton jellemzői:

Felszerkezet:	C 20
Nyomási határfeszültség:	$\sigma_{bH} := 14.5 \text{ MPa}$
Húzási határfeszültség:	$\sigma_{hH} := 1.4 \text{ MPa}$
Törési összenyomódás:	$\varepsilon_{bH} := 0.25 \%$

Betonacél jellemzői:

	B 60.50
Határfeszültség	$\sigma_{sH} := 420 \text{ MPa}$
Tapadási tényező	$\alpha := 2$
Határnyúlás:	$\varepsilon_{sH} := 2.5 \%$

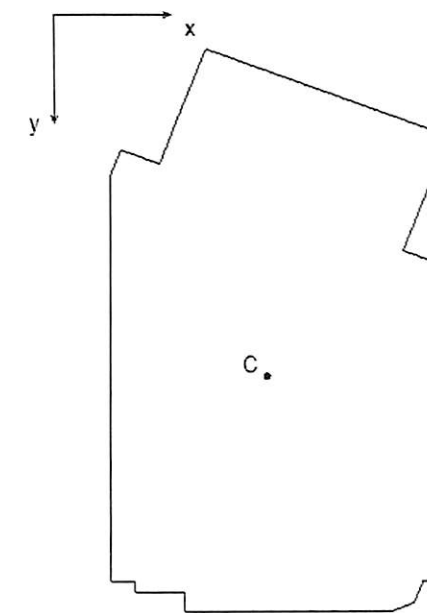
Vasbeton jellemzői (C20; B60.50.):

Vasak toldási hossza:	40d
Rugalmassági modulus:	$E := 23 \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2}$
Nyírási rugalmassági tényező:	$G := \frac{E}{2 \cdot (1 + 0.25)} = 9.2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2}$

1.3. Az épülettel és a merevítőrendszerrel kapcsolatos kiinduló adatok:

Szintmagasság:	$h_{sz} := 2.82 \text{ m}$
Merevítőrendszer magassága:	$H_m := 28.68 \text{ m}$
Épület térszín feletti magassága:	$H_e := 32.5 \text{ m}$
Építési pontatlanság értéke (kivitelező által vállalt max.):	$\varepsilon := 0.01 \text{ m}$
Általános földem területe:	$A_{alaprajz} := 340.863 \text{ m}^2$
Ált. földem tehetetlenségi nyomatéka az x tengelyre	$I_{xalaprajz} := 16509 \text{ m}^4$
Ált. földem tehetetlenségi nyomatéka az y tengelyre	$I_{yalaprajz} := 5485 \text{ m}^4$

A merevítőrendszer magassága nem egyezik meg az épület magasságával, ugyanis a merevítőelemek túlnyomó többsége csak a 8. emelet tetejéig épül. Az épület tömegközéppontjának a helyét az általános szint földemének súlypontjában feltételezzük (lásd 1. ábra a túloldalon).



1. ábra Általános színt alaprajzának súlypontja

1.4. A merevítőrendszer elemeinek merevségi adatai (elhelyezkedésüket lásd 3. ábra):

"A" jelű merevítőelem:

$$h_{tA} := 3.75\text{m} \quad h_A := 3.55\text{m}$$

$$b_{tA} := 2.2\text{m} \quad b_A := 2.1\text{m}$$

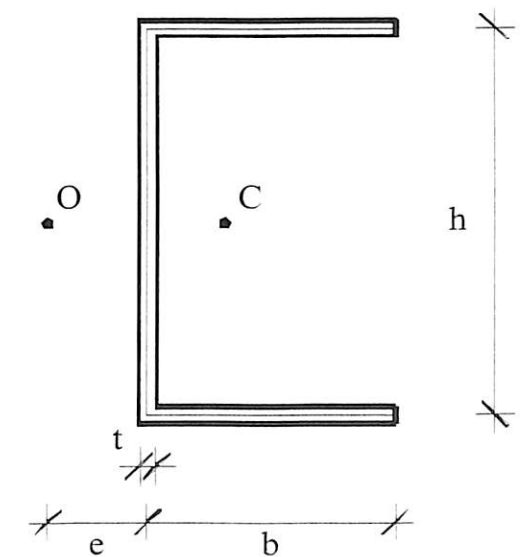
$$t_A := 0.2\text{m}$$

$$e_A := \frac{3 \cdot b_A^2}{6 \cdot b_A + h_A} - \frac{t_A}{2} = 719.195 \text{ mm}$$

$$A_A := 2t_A \cdot (b_{tA} - t_A) + t_A \cdot h_{tA} = 1.55 \text{ m}^2$$

$$x_{cA} := \frac{t_A \cdot h_{tA} \cdot \frac{t_A}{2} + 2 \left[t_A \cdot (b_{tA} - t_A) \cdot \left[t_A + \frac{\left(b_A - \frac{t_A}{2} \right)}{2} \right] \right]}{A_A} = 0.668\text{m}$$

$$I_{xA} := \frac{t_A \cdot h_{tA}^3}{12} + 2 \left[\frac{(b_{tA} - t_A) \cdot t_A^3}{12} + (b_{tA} - t_A) \cdot t_A \cdot \left(\frac{h_A}{2} \right)^2 \right] = 3.402 \cdot \text{m}^4$$



2. ábra

$$I_{yA} := 2 \left[\frac{b_{tA}^3 \cdot t_A}{12} + b_{tA} \cdot t_A \cdot \left(\frac{b_{tA}}{2} - x_{cA} \right)^2 \right] \dots = 0.738 \cdot m^4$$

$$+ \left[\frac{(h_A - t_A) \cdot t_A^3}{12} + (h_A - t_A) \cdot t_A \cdot \left(x_{cA} - \frac{t_A}{2} \right)^2 \right]$$

$$I_{\omega A} := \frac{t_A \cdot b_A^3 \cdot h_A^2}{12} \cdot \frac{3 \cdot b_A + 2 \cdot h_A}{6 \cdot b_A + h_A} = 1.614 \cdot m^6$$

$$J_A := \frac{1}{3} \cdot \left[(2 \cdot b_A + h_A) \cdot t_A^3 \right] = 0.021 m^4$$

"B" jelű merevítőelem:

$$A_B := 3.016 m^2$$

A súlypont és a merevségi középpont távolsága:

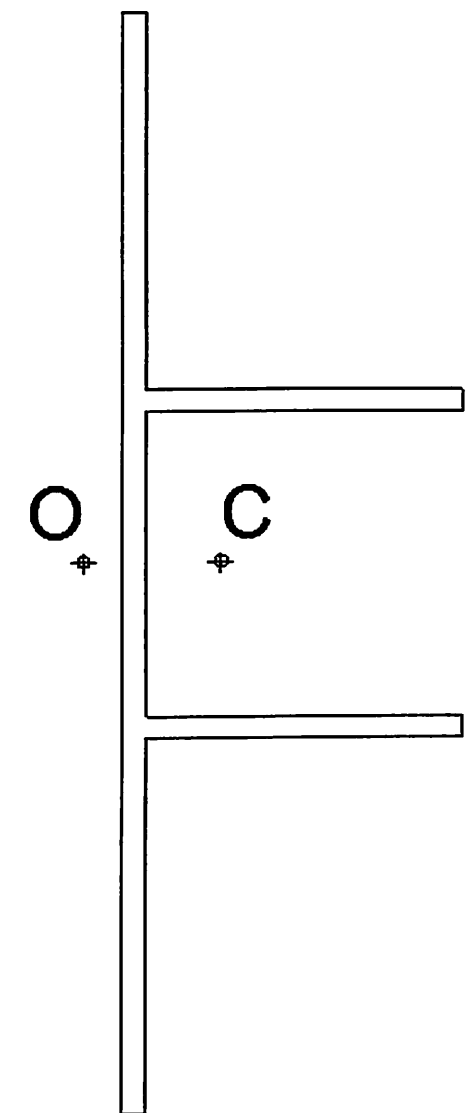
$$e_B := 0.44 m$$

$$I_{xB} := 19.52 m^4$$

$$I_{yB} := 1.711 m^4$$

$$I_{\omega B} := 4.8 m^6$$

$$J_B := \frac{1}{3} \cdot \left[(200 mm)^2 \cdot 200 mm \cdot 10.1214 m + 2 \cdot (200 mm)^2 \cdot 2.482 m \cdot 200 mm \right] = 0.04 m^4$$



3. ábra

A "B" jelű merevítőelem adatait az AXISVM végelem program szelvénytérképezője szolgáltatja.

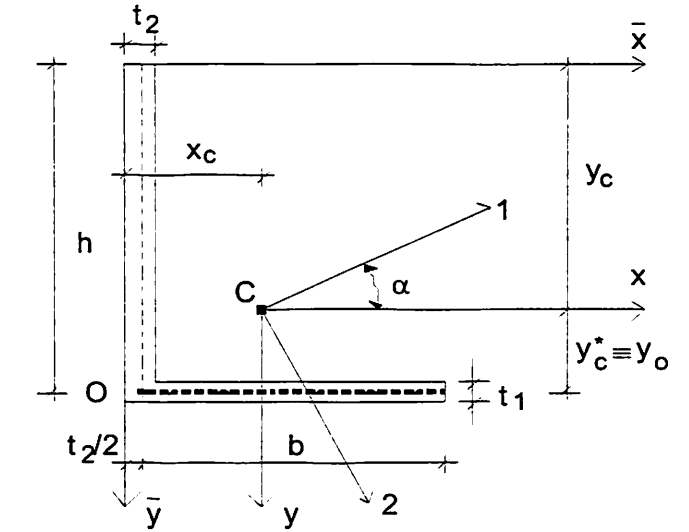
"C" jelű merevítőelem:

$$t_{1C} := 200\text{mm}$$

$$t_{2C} := 200\text{mm}$$

$$b_C := 6.2883\text{m}$$

$$h_C := 3.9795\text{m}$$



4. ábra

$$A_C := t_{1C} \cdot \left(b_C - \frac{t_{2C}}{2} \right) + t_{2C} \cdot \left(h_C + \frac{t_{1C}}{2} \right) = 2.054\text{m}^2$$

$$x_{C90} := \frac{t_{2C} \cdot \left(h_C + \frac{t_{1C}}{2} \right) \cdot \frac{t_{2C}}{2} + t_{1C} \cdot \left(b_C - \frac{t_{2C}}{2} \right) \cdot \left[t_{2C} + \left(b_C - \frac{t_{2C}}{2} \right) \cdot \frac{1}{2} \right]}{A_C} = 2.025\text{m}$$

$$y_{C90} := \frac{1}{2 \cdot A_C} \left[t_{2C} \cdot \left(h_C - \frac{t_{1C}}{2} \right)^2 + 2 \cdot h_C \cdot t_{1C} \cdot \left(b_C + \frac{t_{2C}}{2} \right) \right] = 3.209\text{ m}$$

$$I_{xC90} := \frac{t_{2C}}{12} \cdot \left(h_C - \frac{t_{1C}}{2} \right)^3 + \frac{t_{1C}^3}{12} \cdot \left(b_C + \frac{t_{2C}}{2} \right) \dots = 2.986\text{m}^4$$

$$+ t_{2C} \cdot \left(h_C - \frac{t_{1C}}{2} \right) \cdot \left(y_{C90} - \frac{h_C}{2} + \frac{t_{1C}}{4} \right)^2 + \left(b_C + \frac{t_{2C}}{2} \right) \cdot t_{1C} \cdot (h_C - y_{C90})^2$$

$$I_{yC90} := \frac{t_{1C}}{12} \cdot \left(b_C + \frac{t_{2C}}{2} \right)^3 + \frac{t_{2C}^3}{12} \cdot \left(h_C - \frac{t_{1C}}{2} \right) + t_{2C} \cdot \left(h_C - \frac{t_{1C}}{2} \right) \cdot \left(x_{C90} - \frac{t_{2C}}{2} \right)^2 \dots = 8.969\text{m}^4$$

$$+ t_{1C} \cdot \left(b_C + \frac{t_{2C}}{2} \right) \cdot \left(\frac{b_C}{2} + \frac{t_{2C}}{4} - x_{C90} \right)^2$$

$$J_C := \frac{1}{3} \left(b_C \cdot t_{1C}^3 + h_C \cdot t_{2C}^3 \right) = 0.027\text{m}^4$$

A "C" jelű merevítőelem valójában 90 fokkal elfordított állapotban helyezkedik el az épületben, ezért:

$$I_{xC} := I_{yC90} = 8.969\text{ m}^4 \quad I_{yC} := I_{xC90} = 2.986\text{m}^4 \quad I_{xyC} := -I_{x_{yC90}} = -3.047\text{m}^4$$

$$I_{\omega C} := 0 \text{ m}^6$$

$$\alpha_C := \frac{1}{2} \cdot \text{atan} \left(\frac{2 \cdot I_{xyC}}{I_{yC} - I_{xC}} \right) = 22.761 \cdot \text{deg}$$

$$I_{1C} := I_{xC} \cdot \cos(\alpha_C)^2 + I_{yC} \cdot \sin(\alpha_C)^2 - I_{xyC} \cdot \sin(2 \cdot \alpha_C) = 10.248 \text{ m}^4$$

$$I_{2C} := I_{yC} \cdot \cos(\alpha_C)^2 + I_{xC} \cdot \sin(\alpha_C)^2 + I_{xyC} \cdot \sin(2 \cdot \alpha_C) = 1.708 \text{ m}^4$$

"D" jelű merevítőfal:

$$h_D := 6.053 \text{ m}$$

$$t_D := 0.2 \text{ m}$$

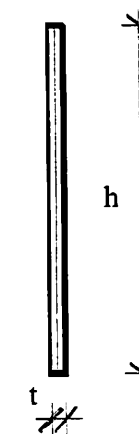
$$A_D := h_D \cdot t_D = 1.211 \text{ m}^2$$

$$I_{xD} := \frac{t_D \cdot h_D^3}{12} = 3.696 \text{ m}^4$$

$$I_{yD} := 0 \text{ m}^4$$

$$J_D := \frac{1}{3} \cdot h_D \cdot t_D^3 = 0.016 \text{ m}^4$$

$$I_{\omega D} := 0 \text{ m}^6$$



5. ábra

"E" jelű merevítőfal:

$$h_E := 5.855 \text{ m}$$

$$t_E := 0.2 \text{ m}$$

$$A_E := h_E \cdot t_E = 1.171 \text{ m}^2$$

$$I_{xE} := \frac{t_E \cdot h_E^3}{12} = 3.345 \text{ m}^4$$

$$I_{yE} := 0 \text{ m}^4$$

$$J_E := \frac{1}{3} \cdot h_E \cdot t_E^3 = 0.016 \text{ m}^4$$

$$I_{\omega E} := 0 \text{ m}^6$$

"F" jelű merevítőfal:

$$h_F := 2.65 \text{ m}$$

$$t_F := 0.2 \text{ m}$$

$$A_F := h_F \cdot t_F = 0.53 \text{ m}^2$$

$$I_{xF} := 0 \text{ m}^4$$

$$I_{yF} := \frac{h_F^3 \cdot t_F}{12} = 0.31 \text{ m}^4$$

$$J_F := \frac{1}{3} \cdot h_F \cdot t_F^3 = 7.067 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$I_{\omega F} := 0 \text{ m}^6$$

2. Az épület komplex statikai vizsgálata

A komplex statikai számítás az épületek globális viselkedésével foglalkozik, azaz nem külön – külön vizsgáljuk meg az egyes elemeket, hanem egyben a teljes tartószerkezetet. A tapasztalatok és a vizsgálati eredmények ugyanis azt mutatják, hogy egy összetett rendszer nem tekinthető egyszerűen az elemek együttesének [Zalka,2008]. Az általam vizsgált épület szerkezeti magassága és összetett merevítőrendszere indokolta a komplex statikai számítás elkészítését. A vizsgálat során négy változatot számoltam végig (a diplomadolgozatomban csak a legutolsó változat számítása kapott helyet.) az optimális merevítőelem - elrendezés megtalálása érdekében. Szükségessé vált kiegészíteni a merevítőrendszert az "F" jelű merevítőfallyal és megerősíteni a "B" jelű merevítőelemet. Továbbá a negyedik változat elkészítésére világossá vált, hogy az épület baloldalán nem épülhetett összefüggő vasbeton fal, azaz a "B"-, illetve "C" jelű elem nem építhető össze. A két elem összeépítése ugyanis egy rendkívül nagy merevségű elemet eredményezne, ami kedvezőtlenül hatna az épület viselkedésére a merevségi középpont maga felé "húzásával", továbbá a vízszintes terhekből is – a merevsége révén – nagyjából 60 – 70 % hordana. A túl nagy vízszintes teherre nehézkes lenne pontosan követni az elem viselkedését és szilárdságtanilag méretezni. A felsorolt indokokból kifolyólag két külön elemet hoztam

létre, így megszakítva az összefüggő vasbeton falat. A két elem között található eldilatált vasbeton falszakasz csak alapháló vasalást kap, a nagymértékű berepedezés megakadályozása érdekében. Továbbá a "D" és "E" elem azért nem tekinthető egy merevítőelemnek, mert az alsóbb szinteken az összefüggő vasbeton falat egy nyílás osztja két külön elemmé.

A liftaknaként funkcionáló "A" jelű merevítőelem esetében a biztonság javára történő közelítésként elhanyagoltuk a liftajtó melletti két "fület" és azt a tényt, hogy szintenként gerendák is merevítik.

2.1. A helyettesítő tartó előállítása, helye és jellemzői:

A komplex statikai számítás első lépéseként az egyes elemek "összetolásával" létrehoztam a helyettesítő tartót, amely helyettesíti az épület merevítőrendszerét a számításaink során. A rendszerrel egyenértékű helyettesítő tartó előállítására azért van szükség, hogy az épület viselkedését matematikai eszközökkel egyszerűbben tudjuk követni.

Tehetetlenségi nyomatékok összegei:

$$I_X := I_{xA} + I_{xB} + I_{xC} + I_{xD} + I_{xE} + I_{xF} = 38.933 \text{ m}^4$$

$$I_Y := I_{yA} + I_{yB} + I_{yC} + I_{yD} + I_{yE} + I_{yF} = 5.745 \text{ m}^4$$

$$I_{XY} := I_{xyC} = -3.047 \text{ m}^4$$

Tehetetlenségi fő tengelyek "ferdesége":

$$\alpha := \frac{1}{2} \cdot \text{atan} \left(\frac{2 \cdot I_{XY}}{I_Y - I_X} \right) = 5.202 \cdot \text{deg}$$

Tehetetlenségi nyomatékok a főtehetetlenségi tengelyekre:

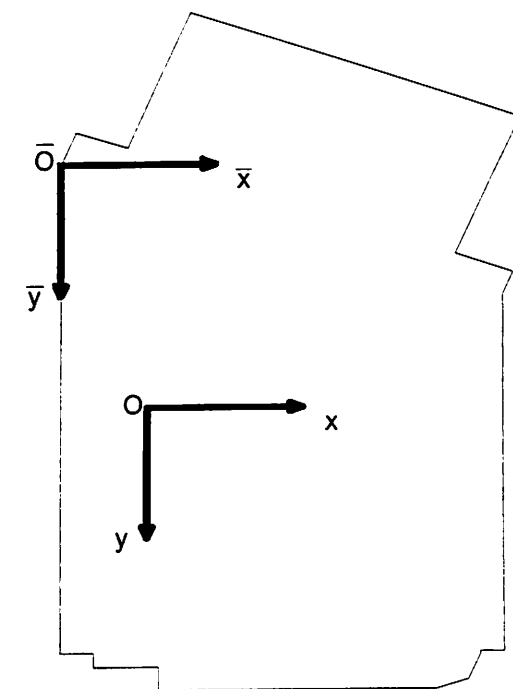
$$I_{XX} := I_X \cdot \cos(\alpha)^2 + I_Y \cdot \sin(\alpha)^2 - I_{XY} \cdot \sin(2\alpha) = 39.21 \text{ m}^4$$

$$I_{YY} := I_X \cdot \sin(\alpha)^2 + I_Y \cdot \cos(\alpha)^2 + I_{XY} \cdot \sin(2\alpha) = 5.467 \text{ m}^4$$

A kiindulási koordinátarendszert a 6. ábrán látható módon felvettem az épület bal felső sarkában, majd meghatároztam az $\bar{O}$ ponttól mért távolságát az épület merevségi középpontjának.

A merevítőelemek koordinátái a felvett koordinátarendszerben:

$x_A := 2613.3 \text{ mm}$	$x_C := 870.5 \text{ mm}$	$x_D := 14315.6 \text{ mm}$
$y_A := 8370.7 \text{ mm}$	$y_C := 13645.7 \text{ mm}$	$y_D := 8629.3 \text{ mm}$
$x_B := -50 \text{ mm}$	$x_E := 14315.6 \text{ mm}$	$x_F := 8257.5 \text{ mm}$
$y_B := 5095.7 \text{ mm}$	$y_E := 15083.2 \text{ mm}$	$y_F := 5320.7 \text{ mm}$



6. ábra
Az épület merevségi középpontjának helyzete

Nyírasközéppont koordinátái:

$$x_o := \frac{l_{XY} \cdot [(l_{yA} \cdot y_A + l_{yB} \cdot y_B + l_{yC} \cdot y_C + l_{yF} \cdot y_F) - (l_{xyC} \cdot x_C)]}{l_X \cdot l_Y - l_{XY}^2} + \frac{-1 \cdot l_Y \cdot [(l_{xyC} \cdot y_C) - (l_{xA} \cdot x_A + l_{xB} \cdot x_B + l_{xC} \cdot x_C + l_{xD} \cdot x_D + l_{xE} \cdot x_E)]}{l_X \cdot l_Y - l_{XY}^2} \dots = 3.385 \cdot m$$

$$y_o := \frac{l_X \cdot [(l_{yA} \cdot y_A + l_{yB} \cdot y_B + l_{yC} \cdot y_C + l_{yF} \cdot y_F) - (l_{xyC} \cdot x_C)]}{l_X \cdot l_Y - l_{XY}^2} + \frac{-1 \cdot l_{XY} \cdot [(l_{xyC} \cdot y_C) - (l_{xA} \cdot x_A + l_{xB} \cdot x_B + l_{xC} \cdot x_C + l_{xD} \cdot x_D + l_{xE} \cdot x_E)]}{l_X \cdot l_Y - l_{XY}^2} \dots = 8.639 \cdot m$$

A merevségi- és nyírási középpont közötti távolság:

$$x_{OC} := 3884.3 \text{ mm}$$

$$y_{OC} := -199.2 \text{ mm}$$

$$t_{OC} := \sqrt{x_{OC}^2 + y_{OC}^2} = 3.889 \text{ m}$$

A merevítőelemek koordinátái a nyírasközéppontba helyezett koordinátarendszerben:

$$x_{oA} := -771.7 \text{ mm}$$

$$x_{oC} := -2514.5 \text{ mm}$$

$$x_{oD} := 10930.6 \text{ mm}$$

$$y_{oA} := -268.3 \text{ mm}$$

$$y_{oC} := 5006.7 \text{ mm}$$

$$y_{oD} := -9.7 \text{ mm}$$

$$x_{oB} := -3435 \text{ mm}$$

$$x_{oE} := 10930.6 \text{ mm}$$

$$x_{oF} := 4872.5 \text{ mm}$$

$$y_{oB} := -3543.3 \text{ mm}$$

$$y_{oE} := 6453.9 \text{ mm}$$

$$y_{oF} := -3318.3 \text{ mm}$$

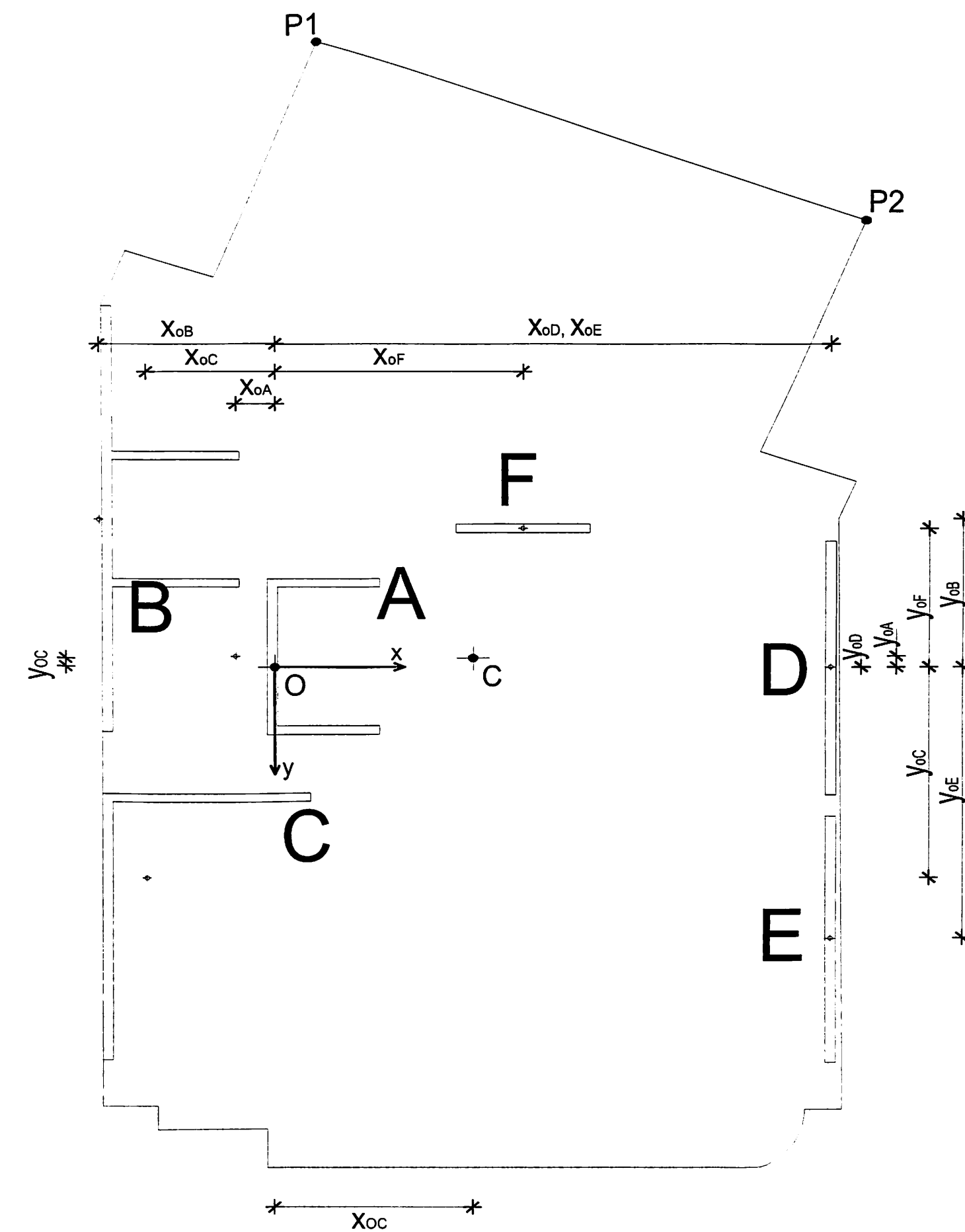
A helyettesítő tartó jellemzői:

Hajlítási merevségek:

$$EI_{XX} := E \cdot I_{XX} = 9.018 \times 10^8 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^2$$

$$EI_{YY} := E \cdot I_{YY} = 1.257 \times 10^8 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^2$$

$$EI_{XY} := E \cdot I_{XY} = -7.007 \times 10^7 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^2$$



7. ábra - Merevítőelemek elhelyezkedése, illetve a merevségi- és tömegközéppont helyzete (O; C)

Tiszta csavarási merevség:

$$J_A + J_B + J_C + J_D + J_E + J_F = 0.127 \text{ m}^4$$

$$GJ := G \cdot (J_A + J_B + J_C + J_D + J_E + J_F) = 1.169 \times 10^6 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^2$$

A három hajlítási- és a tiszta csavarási merevség esetében egyszerű a helyzet, ugyanis a merev födégek nagy síkbeli merevségük folytán együtdolgoztatják az elemeket, így merevségeiket egyszerűen összegeznem kellett. Az öblösödési csavarási merevség két részből tevődik össze. Az egyes elemek öblösödési merevségeit egyszerűen összegezhettük (ha van), azonban a födégek – tárcsahatásuk révén - az elemeket hajlítási alakváltozásra is kényszerítik, így "Steiner" tagokkal bővül a számítás.

Öblösödési csavarási merevség:

$$EI_{\omega} := E \cdot \left[\left(I_{\omega A} + I_{xA} \cdot x_{oA}^2 + I_{yA} \cdot y_{oA}^2 \right) + \left(I_{\omega B} + I_{xB} \cdot x_{oB}^2 + I_{yB} \cdot y_{oB}^2 \right) \dots \right. \\ \left. + \left(I_{xD} \cdot x_{oD}^2 \right) + \left(I_{xE} \cdot x_{oE}^2 \right) + \left(I_{xC} \cdot x_{oC}^2 + I_{yC} \cdot y_{oC}^2 - 2 \cdot I_{xyC} \cdot x_{oC} \cdot y_{oC} \right) \dots \right. \\ \left. + \left(I_{yF} \cdot y_{oF}^2 \right) \right]$$

$$EI_{\omega} = 2.668 \times 10^{10} \text{ kN} \cdot \text{m}^4$$

Az épület alaprajzának tehetetlenségi sugara:

$$i_p := \sqrt{\frac{I_{x\text{alaprajz}} + I_{y\text{alaprajz}} + A_{\text{alaprajz}} \cdot (x_{oC}^2 + y_{oC}^2)}{A_{\text{alaprajz}}}} = 8.925 \text{ m}$$

A tehetetlenségi sugár a helyettesítő tartó fontos jellemzője, a függőleges terhek alapozásra történő továbbítása során játszik fontos szerepet. A tehetetlenségi sugár számításakor a földemet téglalappal közelítettük.

2.2. Stabilitásvizsgálat:

A három fő komplex vizsgálat közül elsőként a merevítőrendszer stabilitásvizsgálatát végeztem el. Elsősorban azt kellett igazolnom, hogy az épület stabilis állapotban van a függőleges terhekre. Az 1.3. fejezetben láthattuk, hogy a merevítőrendszer nem azonos magasságú az épülettel, ezért a konzolnak tekintett épület kritikus terhe egy egyenletesen megoszló teherrel terhelt, és egy a tetejében függőleges koncentrált teherrel terhelt konzol kritikus erejéből tevődik össze. A második esetben a koncentrált teher a felső három szint súlyából származik, amelyből kivontam egy általános szint súlyát, ugyanis ekkor a 9. emelet súlya duplán szerepelt volna a számításban.

2.2.1. Stabilitásvizsgálat – kritikus terhek:

Kritikus alapterhek elő állítása koncentrált erőre:

$$\text{X irányú kihajlás:} \quad F_{krX} := \frac{\pi^2 \cdot EI_{YY}}{4 \cdot H_m^2} = 377.204 \cdot \text{MN}$$

$$\text{Y irányú kihajlás:} \quad F_{krY} := \frac{\pi^2 \cdot EI_{XX}}{4 H_m^2} = 2.705 \times 10^3 \cdot \text{MN}$$

$$\text{Elcsavarodó kihajlás:} \quad F_{kr\phi} := \frac{1}{i_p^2} \cdot \left(\frac{\pi^2 \cdot EI_{\omega}}{4 \cdot H_m^2} + GJ \right) = 1.019 \times 10^3 \cdot \text{MN}$$

A későbbi összehasonlítás kedvéért, közelítően az egyik ismert összegzési tétel segítségével előállíthatjuk a kritikus terhet koncentrált erőre. Ez a módszer mivel közelítő, a biztonság javára "téved", így várhatóan kisebb eredményt szolgáltat, mint a pontos harmadfokú egyenlet. Kritikus teher a Föppl – Papkovics tétel segítségével:

$$F_{kr\Sigma k} := \left(\frac{1}{F_{krX}} + \frac{1}{F_{krY}} + \frac{1}{F_{kr\phi}} \right)^{-1} = 249.89 \cdot \text{MN}$$

A merevítőrendszer általános helyzetű, tehát az épület tömegközéppontja nem esik egybe a merevségi középponttal, vagy esik rá a főtehetetlenségi tengelyekre. Ebben az esetben mindhárom a kritikus teher kombinálódik, amit pontosan egy harmadfokú egyenletbe való behelyettesítéssel számolhatunk.

Együtthatók:

$$\tau_x := \frac{x_{OC}}{i_p} \quad \tau_y := \frac{y_{OC}}{i_p}$$

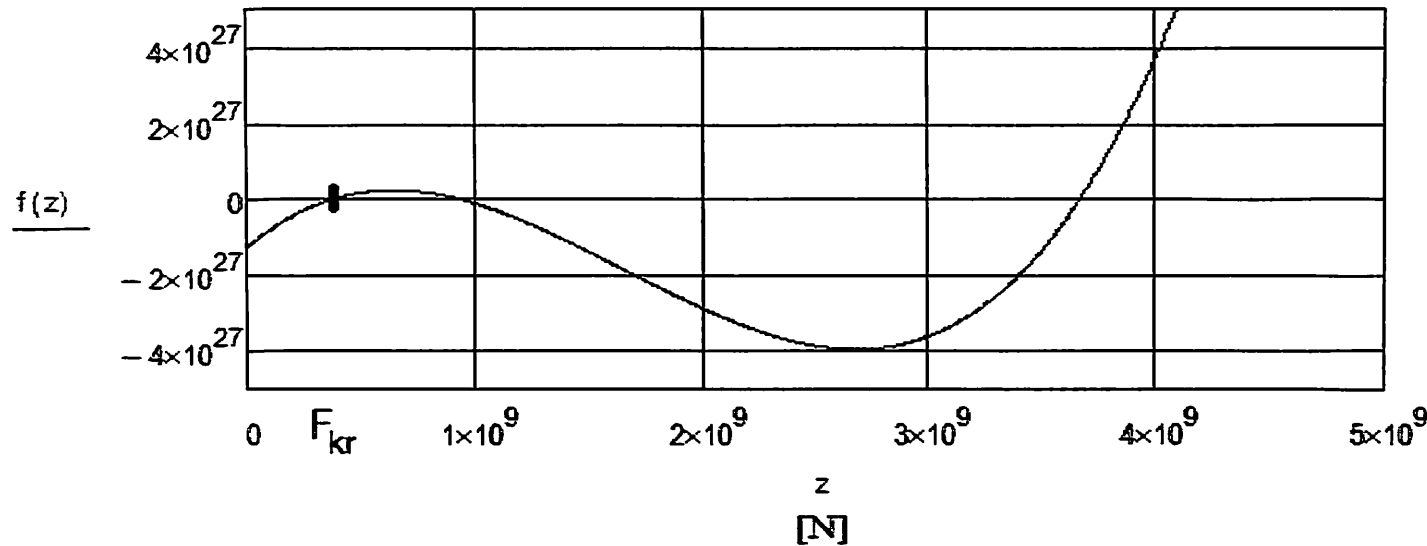
$$a_{0F} := -1 \cdot \frac{F_{krX} \cdot F_{krY} \cdot F_{kr\phi}}{1 - \tau_x^2 - \tau_y^2}$$

$$a_{1F} := \frac{F_{krX} \cdot F_{krY} + F_{krX} \cdot F_{kr\phi} + F_{krY} \cdot F_{kr\phi}}{1 - \tau_x^2 - \tau_y^2}$$

$$a_{2F} := -1 \cdot \frac{F_{krX} + F_{krY} + F_{kr\phi} - F_{krX} \cdot \tau_x^2 - F_{krY} \cdot \tau_y^2}{1 - \tau_x^2 - \tau_y^2}$$

A harmadfokú egyenlet és ábrázolása függvényként:

$$f(F_{krp}) := F_{krp}^3 + a_2F \cdot F_{krp}^2 + a_1F \cdot F_{krp} + a_0F$$



8. ábra – A harmadfokú egyenlet három megoldása (zérushelye)

A kritikus teher mindhárom kritikus alaptehernél kisebb és a harmadfokú egyenlet legkisebb gyöke szolgáltatja (8. ábra). A függvény még másik két ponton is zérus, azonban az épület már a legkisebb értéknél elveszti a stabilitását, így a többi zérushely számunkra érdektelen.

A kritikus teher pontos számítás alapján: $F_{kr\sum p} = 377.091\text{MN}$

Kritikus alapterhek megoszló erőre:

A terhek elkenését figyelembe vevő tényező: $r_s := 0.863$

X irányú kihajlás: $N_{krX} := \frac{7.837 \cdot r_s \cdot EI_{YY}}{H_m^2} = 1.034 \times 10^3 \cdot \text{MN}$

Y irányú kihajlás: $N_{krY} := \frac{7.837 \cdot r_s \cdot EI_{XX}}{H_m^2} = 7.415 \times 10^3 \cdot \text{MN}$

A két csavarási merevség arányát kifejező tényező : $k_s := H_m \cdot \sqrt{\frac{GJ}{r_s \cdot EI_{\omega}}} = 0.204$

Stabilitási paraméter:

$$\alpha_{ks} := \frac{0.716 \cdot (k_s - 0.1)}{0.4} + 7.867 = 8.054$$

Tiszta elcsavarodó kihajlás:

$$N_{kr\phi} := \frac{\alpha_{ks} \cdot r_s \cdot EI_{\omega}}{i_p^2 \cdot H_m^2} = 2.83 \times 10^3 \cdot \text{MN}$$

Közelítés a Föppl - Papkovics tétel segítségével:

$$N_{kr\Sigma k} := \left(\frac{1}{N_{krX}} + \frac{1}{N_{krY}} + \frac{1}{N_{kr\phi}} \right)^{-1} = 687.107 \cdot \text{MN}$$

A megoszló erővel terhelt konzol alap kritikus terhei is kombinálódnak, a koncentrált teher esetéhez hasonlóan egy harmadfokú egyenletbe való behelyettesítéssel számítottam a kritikus teher pontos értékét.

Együtthatók:

$$a_{0N} := -1 \cdot \frac{N_{krX} \cdot N_{krY} \cdot N_{kr\phi}}{1 - \tau_x^2 - \tau_y^2}$$

$$a_{1N} := \frac{N_{krX} \cdot N_{krY} + N_{krX} \cdot N_{kr\phi} + N_{krY} \cdot N_{kr\phi}}{1 - \tau_x^2 - \tau_y^2}$$

$$a_{2N} := \frac{N_{krX} \cdot \tau_x^2 + N_{krY} \cdot \tau_y^2 - N_{krX} - N_{krY} - N_{kr\phi}}{1 - \tau_x^2 - \tau_y^2}$$

A τ_x és τ_y értékek azonosak a koncentrált kritikus tehernél számítottakkal.

A harmadfokú egyenlet felírása függvényként és az első gyök értéke:

$$z(N_{krp}) := N_{krp}^3 + a_{2N} \cdot N_{krp}^2 + a_{1N} \cdot N_{krp} + a_{0N}$$

A kritikus teher pontos számítás alapján:

$$N_{kr\Sigma p} = 1.034 \times 10^3 \text{ MN}$$

2.2.2. Stabilitásvizsgálat – globális biztonsági tényező meghatározása:

Az épület kritikus terhének ismeretében számítottam a kritikus teher és az épületre ható teljes függőleges teher hányadosaként az épület globális biztonsági tényezőjét. Először meghatároztam az egyenletesen megoszló erővel terhelt konzol biztonsági tényezőjét, majd a koncentrált teherrel terhelt konzolét, majd a két értéket a Dunkerley tétel segítségével összegeztem.

Szintenként átadódó mértékadó teher általános szint alapján:

$$F_{R4.1} := 222.82 \text{m}^2 \cdot 9.13 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 2.034 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$F_{R4.2} := 50.57 \text{m}^2 \cdot 9.72 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 491.54 \cdot \text{kN}$$

$$F_{R15} := 29 \text{m}^2 \cdot 11.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 333.5 \cdot \text{kN}$$

$$F_{\text{vbfalak}} := 14.45 \text{m}^2 \cdot 2.64 \text{m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 1.2 = 1.144 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$F_{\text{ytongfalak}} := 23 \text{m}^2 \cdot 2.64 \text{m} \cdot 7.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 1.2 = 546.48 \cdot \text{kN}$$

$$F_{\text{falfolottifodem}} := 44 \text{m}^2 \cdot 0.2 \text{m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 1.2 = 264 \cdot \text{kN}$$

$$F_{\Sigma \text{altszint}} := F_{R4.1} + F_{R4.2} + F_{R15} + F_{\text{vbfalak}} + F_{\text{ytongfalak}} + F_{\text{falfolottifodem}} = 4.814 \cdot \text{MN}$$

Stabilitási biztonság megoszló teherre:

$$q_m := \frac{F_{\Sigma \text{altszint}}}{h_{\text{sz}}} = 1.707 \times 10^3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$N_M := q_m \cdot H_m = 48.963 \cdot \text{MN}$$

$$\eta_N := \frac{N_{\text{kr}\Sigma p}}{N_M} = 21.111$$

Koncentrált teher számítása:

$$F_{\text{Retegrendek}} := 155\text{m}^2 \cdot 12.83 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 43.24\text{m}^2 \cdot 14.56 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 53\text{m}^2 \cdot 10.76 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \dots = 6.089 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$+ 200.14\text{m}^2 \cdot 6.67 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 66\text{m}^2 \cdot 17.65 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 45.6\text{m}^2 \cdot 8.78 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$F_{\text{ytongfalak2}} := 6\text{m}^2 \cdot 2.64\text{m} \cdot 7.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 1.2 = 142.56 \cdot \text{kN}$$

$$F_{\text{vbfalak2}} := 12\text{m}^2 \cdot 2.64\text{m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 1.2 = 950.4 \cdot \text{kN}$$

$$F_{\text{medence}} := 10.3\text{m}^3 \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 1.2 = 309 \cdot \text{kN}$$

$$F_{\text{viz}} := 30\text{m}^3 \cdot 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 300 \cdot \text{kN}$$

$$F_{\Sigma \text{koncentrált}} := F_{\text{Retegrendek}} + F_{\text{medence}} + F_{\text{viz}} + F_{\text{vbfalak2}} \dots = 2.976 \cdot \text{MN}$$

$$+ F_{\text{ytongfalak2}} - F_{\Sigma \text{altszint}}$$

Stabilitási biztonság koncentrált teherre:

$$\eta_F := \frac{F_{\text{kr}\Sigma p}}{F_{\Sigma \text{koncentrált}}} = 126.696$$

Globális biztonsági tényező a Dunkerley tétel segítségével:

$$\eta_{\Sigma} := \left(\frac{1}{\eta_N} + \frac{1}{\eta_F} \right)^{-1} = 18.096 > 10 \quad \text{MEGFELEL!}$$

Tehát az épület merevítőrendszere stabilitás szempontjából megfelel, ugyanis a globális biztonsági tényezőnek nagyobbnak kell lennie, mint 10. Ez az érték egybeesik az EuroCode ajánlásával is. (Megjegyzés: az EuroCode a fent megadott két érték reciprokát hasonlítja össze, de ez a fizikai tartalom nem változtat.)

Ha ránézünk az alaprajzra, azonnal láthatjuk, hogy az épület az x irányban jóval gyengébb, ezért az eddigi számítás ellenőrzéseként csak az x irányú falakat figyelembe véve kiszámítottam az épület biztonsági tényezőjét x irányú kihajlásra:

$$N_{krXell} := \frac{7.837 \cdot r_s \cdot E \cdot (2.439m^4)}{H_m^2} = 461.256 \cdot MN$$

$$F_{krXell} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot (2.439m^4)}{4 \cdot H_m^2} = 168.276 \cdot MN$$

$$\eta_{Nell} := \frac{N_{krXell}}{N_M} = 9.421$$

$$\eta_{Fell} := \frac{F_{krXell}}{F_{\Sigma \text{koncentrált}}} = 56.537$$

$$\eta_{\Sigma ell} := \left(\frac{1}{\eta_{Nell}} + \frac{1}{\eta_{Fell}} \right)^{-1} = 8.075$$

Az érték láthatóan nem éri el a 10-t, de az "A", "B" és "C" jelű merevítőmagok y irányú falainak "Steiner tagja" hiányzik a merevségből, ezért a 8 mérnöki megfontolás alapján megfelelő értéknek mondható.

2.3. Dinamikai vizsgálat:

A jól ismert, földrengéstéher számítására használt Helyettesítő Statikai Módszer (HSM) "lelke" a merevítőrendszer sajátfrekvenciája. Az egysoros közelítő képletek mellett létezik még hosszabb, de még nem túl bonyolult közelítő eljárás a sajátfrekvencia pontosabb meghatározására. Először meghatároztam az egyenletesen megoszló teherrel, majd a koncentrált erővel terhelt konzol sajátfrekvenciáját, utána a két értéket összegzési tétel segítségével kombináltam:

Megoszló teherrel terhelt konzol alapfrekvenciái:

Általános szint súlya (alapérték):

$$Q_1 := 14.45m^2 \cdot 2.64m \cdot 25 \frac{kN}{m^3} + 23m^2 \cdot 2.64m \cdot 7.5 \frac{kN}{m^3} \dots = 3.63 \cdot MN$$

$$+ 44m^2 \cdot 0.2m \cdot 25 \frac{kN}{m^3} + 222.82m^2 \cdot 6.42 \frac{kN}{m^2} \dots$$

$$+ 50.57m^2 \cdot 6.854 \frac{kN}{m^2} + 29m^2 \cdot 7.7 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_a := \frac{Q_1}{h_{sz}} = 1.287 \times 10^3 \cdot \frac{kN}{m}$$

$$N_A := q_a \cdot H_m = 36.913 \cdot MN$$

Az épület térfogategységre jutó tömege:

$$\rho_m := \frac{N_A}{H_m \cdot A_{\text{alaprajz}}} \cdot \frac{1}{g} = 385.033 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

A tömeg egyenlőtlenségét figyelembe vevő tényező:

$$r_{fm} := 0.911$$

X irányú rezgés:

$$f_{xm} := \frac{0.56 \cdot r_{fm}}{H_m^2} \cdot \sqrt{\frac{EI_{YY}}{\rho_m \cdot A_{\text{alaprajz}}}} = 0.607 \frac{1}{\text{s}}$$

X irányú rezgés:

$$f_{ym} := \frac{0.56 \cdot r_{fm}}{H_m^2} \cdot \sqrt{\frac{EI_{XX}}{\rho_m \cdot A_{\text{alaprajz}}}} = 1.626 \frac{1}{\text{s}}$$

A frekvenciaparaméter:

A két csavarási merevség arányát figyelembe vevő tényező:

$$k_m := H_m \cdot \sqrt{\frac{GJ}{EI_{\omega}}} = 0.19$$

$$\eta_m := \frac{0.021 \cdot k_m}{0.5} + 0.56 = 0.568$$

Csavarási rezgés:

$$f_{\phi m} := \frac{\eta_m \cdot r_{fm}}{i_p \cdot H_m^2} \cdot \sqrt{\frac{EI_{\omega}}{\rho_m \cdot A_{\text{alaprajz}}}} = 1.005 \frac{1}{\text{s}}$$

A kritikus terheknel látható módon az alapprofrekvenciák kombinálódását is egy harmadfokú egyenletbe való behelyettesítéssel számíthatjuk. A legfőbb különbség, hogy a frekvenciák négyzetesen kombinálódnak, így az egyenlet legkisebb gyökeiből négyzetgyököt vonva kaphatjuk a sajátfrekvenciát.

Harmadfokú egyenlet együtthatói:

$$a_{f0m} := -\frac{f_{xm}^2 \cdot f_{ym}^2 \cdot f_{\phi m}^2}{1 - \tau_x^2 - \tau_y^2} = -1.214 \frac{1}{\text{s}^6}$$

$$a_{f1m} := \frac{f_{xm}^2 \cdot f_{ym}^2 + f_{xm}^2 \cdot f_{\phi m}^2 + f_{ym}^2 \cdot f_{\phi m}^2}{1 - \tau_x^2 - \tau_y^2} = 4.957 \frac{1}{\text{s}^4}$$

$$a_{f2m} := \frac{f_{xm}^2 \cdot \tau_x^2 + f_{ym}^2 \cdot \tau_y^2 - f_{xm}^2 - f_{ym}^2 - f_{\phi m}^2}{1 - \tau_x^2 - \tau_y^2} = -4.877 \frac{1}{\text{s}^2}$$

A sajátfrekvencia pontos számítás alapján:

$$f_{pm} = 0.607 \cdot \text{Hz}$$

Koncentrált teherrel terhelt konzol alapfrekvenciái:

Koncentrált teher – legfelső 3 szint (alapérték):

$$\begin{aligned} Q_2 := & 12\text{m}^2 \cdot 2.64\text{m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} + 6\text{m}^2 \cdot 2.64\text{m} \cdot 7.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \dots = 6.117 \cdot \text{MN} \\ & + 10.3\text{m}^3 \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} + 30\text{m}^3 \cdot 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} + 155\text{m}^2 \cdot 9.22 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \dots \\ & + 43.24\text{m}^2 \cdot 10.44 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 53\text{m}^2 \cdot 7.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 45.6\text{m}^2 \cdot 7.1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \dots \\ & + 200.14\text{m}^2 \cdot 5.42 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 66\text{m}^2 \cdot 14.33 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \end{aligned}$$

$$F_A := Q_2 - Q_1 = 2.487 \cdot \text{MN}$$

Konzol térfogategységére jutó tömeg:

$$\rho_k := \frac{F_A}{H_m \cdot A_{\text{alaprajz}}} \cdot \frac{1}{g} = 25.942 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

A tömeg egyenlőtlenségét figyelembe vevő tényező:

$$r_{fk} := 0.493$$

X irányú rezgés:

$$f_{xk} := \frac{0.56 \cdot r_{fk}}{H_m^2} \cdot \sqrt{\frac{E_{lyy}}{\rho_k \cdot A_{\text{alaprajz}}}} = 1.266 \frac{1}{\text{s}}$$

X irányú rezgés:

$$f_{yk} := \frac{0.56 \cdot r_{fk}}{H_m^2} \cdot \sqrt{\frac{E_{lxx}}{\rho_k \cdot A_{\text{alaprajz}}}} = 3.39 \frac{1}{\text{s}}$$

A két csavarási merevség arányát figyelembe vevő tényező és a frekvenciaparaméter:

$$k_k := k_m = 0.19 \quad \eta_k := \eta_m = 0.568$$

Csavarási rezgés:

$$f_{\phi k} := \frac{\eta_k \cdot r_{fk}}{i_p \cdot H_m^2} \cdot \sqrt{\frac{E_{l\omega}}{\rho_k \cdot A_{\text{alaprajz}}}} = 2.095 \frac{1}{\text{s}}$$

A harmadfokú egyenlet együtthatói:

$$a_{f0k} := -\frac{f_{xk}^2 \cdot f_{yk}^2 \cdot f_{\phi k}^2}{1 - \tau_x^2 - \tau_y^2} = -99.733 \frac{1}{\text{s}^6}$$

$$a_{f1k} := \frac{f_{xk}^2 \cdot f_{yk}^2 + f_{xk}^2 \cdot f_{\phi k}^2 + f_{yk}^2 \cdot f_{\phi k}^2}{1 - \tau_x^2 - \tau_y^2} = 93.657 \frac{1}{s^4}$$

$$a_{f2k} := \frac{f_{xk}^2 \cdot \tau_x^2 + f_{yk}^2 \cdot \tau_y^2 - f_{xk}^2 - f_{yk}^2 - f_{\phi k}^2}{1 - \tau_x^2 - \tau_y^2} = -21.198 \frac{1}{s^2}$$

A sajátfrekvencia pontos számítás alapján: $f_{pk} = 1.266 \text{ Hz}$

A szerkezet sajátfrekvenciája a Dunkerley tétel segítségével:

$$f_s := \sqrt{\left(\frac{1}{f_{pm}^2} + \frac{1}{f_{pk}^2} \right)^{-1}} = 0.547 \text{ Hz}$$

Megjegyzésként közöljük, hogy a merevítőrendszert terheli az épület tömege, és köztudottan a nyomóerő hatással van a szerkezet sajátfrekvenciájának alakulására [Kollár, 2004]. Továbbra is a fenti értékkel dolgozunk, tájékoztatásként azonban közöljük a merevítőrendszer sajátfrekvenciáját a nyomóerő csökkentő hatását figyelembe véve:

$$f_{sN} := \sqrt{\left[\frac{1}{\left(f_{pm} \cdot \sqrt{1 - \frac{N_A}{N_{kr\sigma p}}} \right)^2} + \frac{1}{\left(f_{pk} \cdot \sqrt{1 - \frac{F_A}{F_{kr\sigma p}}} \right)^2} \right]^{-1}} = 0.539 \text{ Hz}$$

Látható, hogy a két érték között az eltérés elhanyagolható, így – a statikus gyakorlatban szokásos módon – jó közelítéssel a 0.547 Hz –el dolgozhatunk.

2.4.1. Építési pontatlanságból származó vízszintes erő:

X irányú falak: $n_{hX} := 6$

Y irányú falak: $n_{hY} := 5$

$$F_{mX} := \left(22.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + h_{sz} \cdot 0.2\text{m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right) \cdot \frac{\dot{e}}{2h_{sz}} \cdot \sqrt{\eta_{hY} \cdot \eta} = 0.459 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

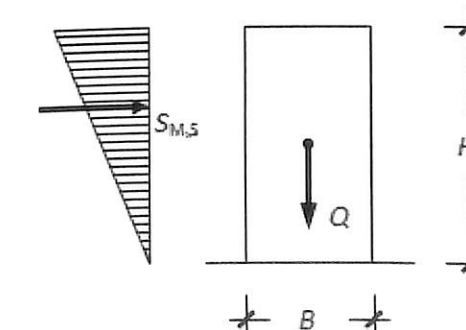
$$F_{mY} := \left(44.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + h_{sz} \cdot 0.2\text{m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right) \cdot \frac{\dot{e}}{2h_{sz}} \cdot \sqrt{\eta_{hX} \cdot \eta} = 0.806 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\Sigma X \text{ irányú teher: } F_{\Sigma \acute{e}X} := F_{mX} \cdot (17.95\text{m} + 3.65\text{m} + 6.05\text{m} + 5.86\text{m}) \cdot \frac{H_m}{h_{sz}} = 0.156 \cdot \text{MN}$$

$$\Sigma Y \text{ irányú teher: } F_{\Sigma \hat{e}Y} := F_{mY} \cdot (2.15\text{m} + 2.15\text{m} + 5.44\text{m}) \cdot \frac{H_m}{h_{sz}} = 0.08 \cdot \text{MN}$$

A továbbiakban az építési pontatlanságból származó terhet nem vettem számításba, mert az általam vizsgált épület monolit szerkezetű, mely esetében nem szokás figyelembe venni.

2.4.2. Földrengésteher HSM módszer alapján:

[illegible]

9. ábra Helyettesítő teher

"alakja" (9. ábra). A lineárisan megoszló teher abból következik, hogy a módszer csak a befogott konzolnak tekintett épület első rezgésalakjával számol és azt feltételezi, hogy teljes tömegével rezeg ebben a rezgésalakban. Az utóbbi állítás nem jelenthető ki kategorikusan minden épületre, ezért a módszerhez tartoznak bizonyos kikötések, amelyeket az épületnek teljesítenie kell. A HSM alkalmazható más épületre is, de jelentős eltérés esetén inkább jó tájékoztató értéknek tekinthető a végeredmény. Fontos megjegyezni, hogy a földrengésteher bármely irányban felléphet, nem tekinthető egyidejűnek a szélteherrel.

Teljes épület súlya (alapérték):

$$Q := Q_1 \cdot \frac{H_m}{h_{sz}} + Q_2 - Q_1 = 39.4 \cdot \text{MN}$$

Relatív tervezési gyorsulás – Budapest:

$$k_g := 0.08$$

Épületfontossági tényező:

$$k_s := 1$$

Talajminőség szorzó:

$$k_t := 1.2$$

Viselkedési tényező

$$q := 2$$

Teljes földrengésteher:

$$S_{MS} := (f_s \cdot s) \cdot Q \cdot k_g \cdot k_s \cdot k_t \cdot \frac{1}{q} = 1.035 \cdot \text{MN}$$

2.4.3. Földrengésteher – Modális válaszspektrum-analízis:

Az általam megvizsgált második közelítő módszer a HSM módszernél újabb, az ún. modális válaszspektrum-analízis (továbbiakban: MVA). Az EuroCode szabvány átvételével kapcsolatban tartottam fontosnak az épületet ezzel a módszerrel is megvizsgálni. Az MVA is a Helyettesítő Statikai Módszerhez hasonlóan a szerkezetnek a földrengésre adott válaszában alapszik.

„M. A. Biot-tól (1934) származik az ún. válaszspektrum-analízis alap gondolata: egy rugalmas rendszer adott földrengésre való válaszát a méretezés számára egyetlen paraméterrel jellemezhetjük: a szerkezet maximális elmozdulásával (illetve a maximális gyorsulásával).” [Dulácska-Jóó-Kollár, 2008]

De pontosan mi is az a válaszspektrum-analízis?

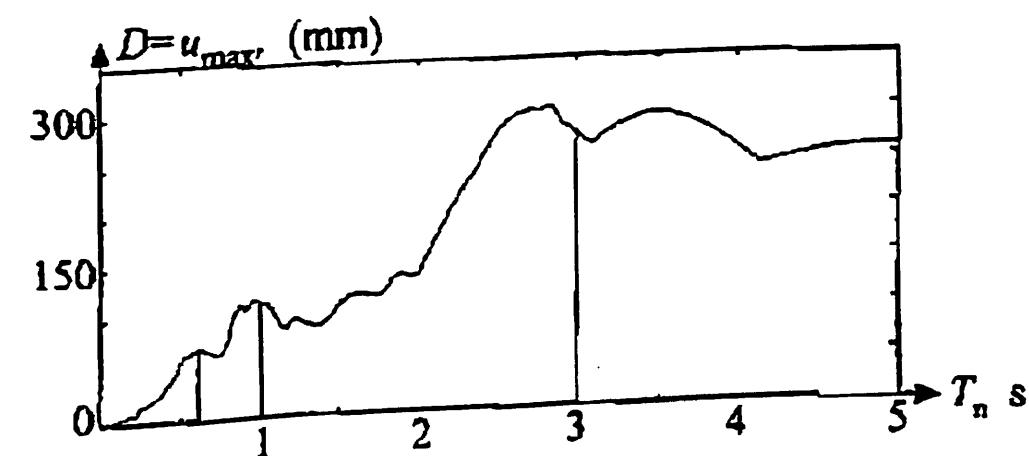
A kérdés megválaszolásának első lépéseként tekintsük meg egy földrengés gyorsulás-diagramját (10. ábra), amely segítségével kiszámíthatjuk egy adott rezgésidővel és csillapítással rendelkező egy szabadságfokú szerkezet válaszát az adott földrengésre. A talaj mozgása nagyon komplikált, ezért a

válasz csak numerikus módszerekkel határozható meg. Eredményként egy elmozdulás-ábrát kapunk, amelyről nekünk a maximális elmozdulás értékre van szükségünk, ugyanis a maximális erőkre méretezzük a szerkezetet.



10. ábra Egy adott földrengés gyorsulás-diagramja

A maximális elmozdulás az eltérő rezgésidővel rendelkező szerkezetek esetében más és más. Készítsünk most egy olyan diagramot, ahol a változó a szerkezet rezgésidője 0-tól 5 s-ig, és mindegyik rezgésidőhöz kiszámítjuk a maximális elmozdulás értékét, amelyet D -vel jelölünk. Ez az ábra lesz az elmozdulási válaszspektrum (11. ábra)



11. ábra Elmozdulási válaszspektrum

A szerkezetre ható maximális erőt az

$$F = k * D$$

egyenlet szolgáltatja, ahol k a szerkezet merevsége (azaz mekkora erő kell egységnyi elmozdulás létrejöttéhez). Figyelembe véve, hogy a körfrekvencia

$$\omega_n = \sqrt{k/m}$$

a következő összefüggés adódik:

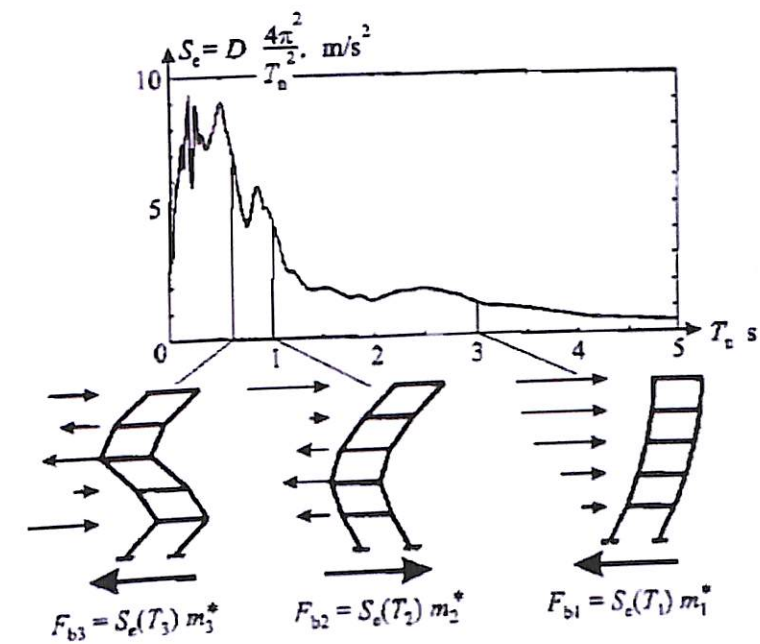
$$F = m * D * \omega_n^2$$

$$S_e = D * \omega_n^2 = 4\pi^2 D / T_n^2$$

$$F = m * S_e$$

Az m a tömeg és az S_e az ún. pszeudogyorsulás, amely értéket meg lehet adni a szerkezet rezgésidőjének függvényében (12. ábra). Az ábrán látható görbét gyorsulási válaszspektrumnak

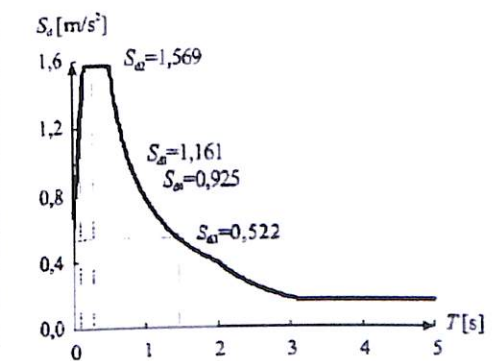
nevezzük, amelynek használata gyorsá és egyszerűvé teszi a szerkezet gyors méretezését. (Ha a szerkezet végtelen merev, azaz $T=0$, akkor a szerkezet együtt mozog a földdel és a pszeudogyorsulás értéke megegyezik a talaj maximális gyorsulásával.)



12. ábra Gyorsulási válaszspektrum

Természetesen a szerkezeti csillapítástól is függ a gyorsulási válaszspektrum, ezért a szakirodalom a csillapítás mértékétől függően görbesereget is megad.

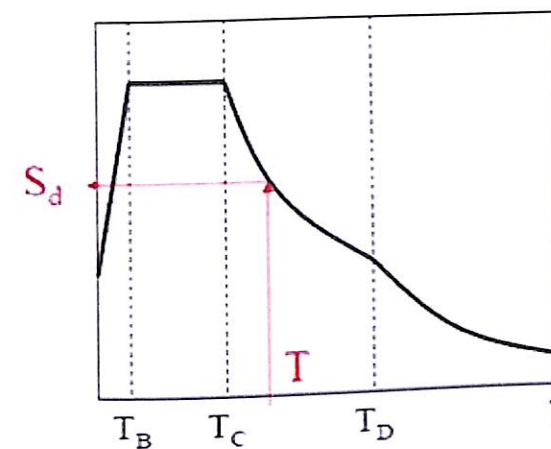
A 12. ábrán látható válaszspektrum hibája, hogy "hegyeket" és "völgyeket" tartalmaz, azaz kicsi eltérés a rezgésidőben nagy eltéréseket okozhat a teherben, továbbá ennél is súlyosabb probléma, hogy egy adott földrengésre vonatkozik, amelyről egy jövőbeni földrengés adatait eltérhet. A hibát úgy hidalják át, hogy több földrengés adatait dolgozzák fel, majd statisztikai módszerek és egy túllépési valószínűség alapján állítják elő a válaszgyorsulásokat, majd a görbét "kisítmítják" (13. ábra). Fontos megjegyezni, hogy a válaszspektrum a rezgésidő és a csillapítás függvénye, azaz más tömegű és merevségű szerkezetekhez azonos válasz tartozhat.



13. ábra "Kisítmított" gyorsulási válaszspektrum

A válaszspektrumnak további jellegzetességei is vannak, amelyekre nem térek ki részletesebben; ezek megtalálhatóak a szakirodalomban [Dulácska-Joó-Kollár, 2008].

Az EC8 szabvány kétféle válaszspektrumot ad meg, Magyarországon a Nemzeti Melléklet szerint az 1. használatos (14. ábra):



q - viselkedési tényező
 β - alsó korlát... (0,2)

$$\begin{aligned} 0 \leq T \leq T_B & \quad S_d(T) = a_s \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \\ T_B \leq T \leq T_C & \quad S_d(T) = a_s \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \\ T_C \leq T \leq T_D & \quad S_d(T) = \max \left[a_s \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \frac{T_C}{T}; \beta \cdot a_s \right] \\ T \geq T_D & \quad S_d(T) = \max \left[a_s \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2}; \beta \cdot a_s \right] \end{aligned}$$

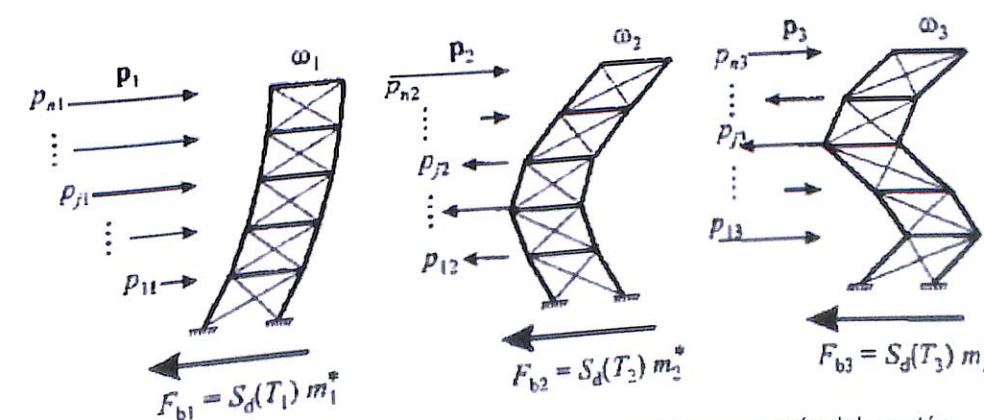
Vízszintes komponens...

Talajtípus	S	T_B	T_C	T_D
A	1,00	0,15	0,4	2,0
B	1,20	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,40	0,15	0,5	2,0

14. ábra Magyarországon használatos tervezési spektrum rugalmas analízishez

Eddigiekben egy szabadságfokú rendszerről volt szó, azonban a módszer alkalmazható több szabadságfokú szerkezetek esetében is. Egy többszintes épület ugyanis több szabadságfokú rendszer, pontosabban annyi szabadságfoka van, ahány szintje és háromszor annyi rezgésalakja, ahány szabadságfoka. A rezgésalakok kétirányú rezgésekből és csavarási rezgésekből állnak. Ekkor beszélhetünk modális válaszspektrum-analízisről. A módszer levezetése a szakirodalomban megtalálható [Dulácska-Joó-Kollár, 2008]. Az MVA szerint egy szerkezetet a szabad rezgésének megfelelő alakok alapján kell méretezni. A modális szó arra utal, hogy a szerkezet egy adott rezgésalakjában nem a teljes tömegével rezeg, hanem annak egy részével, az ún. modális tömeggel. Rezgésalakonként az eltoló erő:

$$F_{bi} = S_d(T_i) * m_i^*$$



15. ábra Szintenként működő terhek az első három rezgésalak esetén

Az előírások alapján annyi rezgésalakot elegendő figyelembe vennünk a számítás során, amelyek modális tömegeinek összege eléri a teljes tömeg 90%-át. A fenti eltoló erőt olyan megoszlásban működtetjük a szerkezeten, hogy arányos legyen a rezgésalak ordinátájával és a tömeggel (15. ábra).

A számítás a gyakorlatban mátrixműveletek formájában valósul meg, a rezgésalakok rendkívül nagy száma miatt már négyszintes, általános merevítőrendszerrel rendelkező épület kézi számítása szinte elképzelhetetlen. Az én épületem 10 szintes, ami 30x30 (!) elemből álló mátrixokkal való műveleteket jelent, ezért számítógépes program segítségével végeztem a számításokat. Az alkalmazott számítógépes programnak a MathCAD matematikai szoftvert választottam, amely használatát leginkább egy fejlett számológéphez tudnám hasonlítani, ugyanis a képleteket és a számítás egészét kézzel kellett bevinnem. Az összefüggések helyes bevitele után a program "csupán" a számításokat végezte el.

Megjegyzések:

- A számítás során a duktilitást nem vettem figyelembe, a szerkezetet rugalmasnak tekintettem.
- A másodrendű hatásokat nem vettem figyelembe, ugyanis a szerkezet ún. stabilitásindexe

(lényegében a teher alapértékére számítható biztonsági tényező reciproka):

$$\frac{m_1 \cdot 10 \cdot g}{N_{kr\Sigma p}} + \frac{(m_{10} - m_1) \cdot g}{F_{kr\Sigma p}} = 0.04 \leq 0.1$$

A merevségcsökkenés így messze nem éri el a 11%-t [Dulácska-Joó-Kollár, 2008].

2.4.3.1. Kiinduló adatok (MVA):

Rugalmassági modulus:

$$E := 23 \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2}$$

Szintek száma:

$$n_{\text{szint}} := 10$$

Szintmagasság:

$$h := 2.82\text{m}$$

Berepedt keresztmetszet miatti csökkentő tényező:

$$\alpha := 0.5$$

Szintek tömege (terhek alapértékével):

$$m_1 := \frac{3.63\text{MN}}{g} = 3.7 \times 10^5 \text{ kg}$$

$$m_2 := m_1 = 3.7 \times 10^5 \text{ kg}$$

$$m_3 := m_1 = 3.7 \times 10^5 \text{ kg}$$

$$m_4 := m_1 = 3.7 \times 10^5 \text{ kg}$$

$$m_5 := m_1 = 3.7 \times 10^5 \text{ kg}$$

$$m_6 := m_1 = 3.7 \times 10^5 \text{ kg}$$

$$m_7 := m_1 = 3.7 \times 10^5 \text{ kg}$$

$$m_8 := m_1 = 3.7 \times 10^5 \text{ kg}$$

$$m_9 := m_1 = 3.7 \times 10^5 \text{ kg}$$

$$m_{10} := \frac{6.117\text{MN}}{g} = 6.24 \times 10^5 \text{ kg}$$

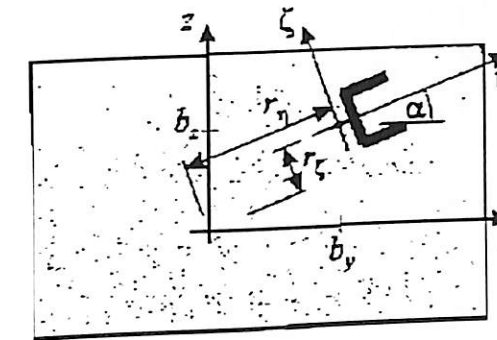
Az épület teljes tömege (terhek alapértékével):

$$m_{\Sigma} := m_1 + m_2 + m_3 + m_4 + m_5 + m_6 + m_7 + m_8 + m_9 + m_{10} = 3.96 \times 10^6 \text{ kg}$$

2.4.3.2. Merevítőelemek mátrixainak meghatározása:

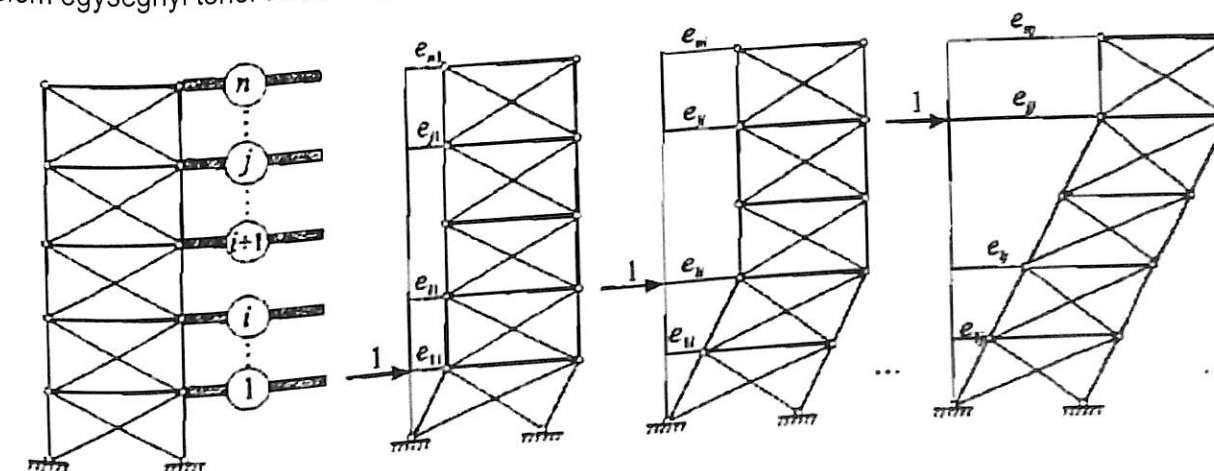
A számítás kiinduló lépésként meghatározzuk az egyes merevítőelemek merevségi mátrixait, amelyekhez először a transzformációs mátrixokat és az elemek hajlékonysági mátrixát kell előállítanunk. A számításban áttértünk x-y koordináta-rendszer helyett az EuroCode-ban alkalmazott y-z koordináta-rendszerre, de csak az MVA számításában.

A transzformációs mátrixok tartalmazzák az elem helyére vonatkozó információkat a merevítőrendszeren belül (16. ábra):



16. ábra Az elemek lokális koordináta-rendszerének transzformációja

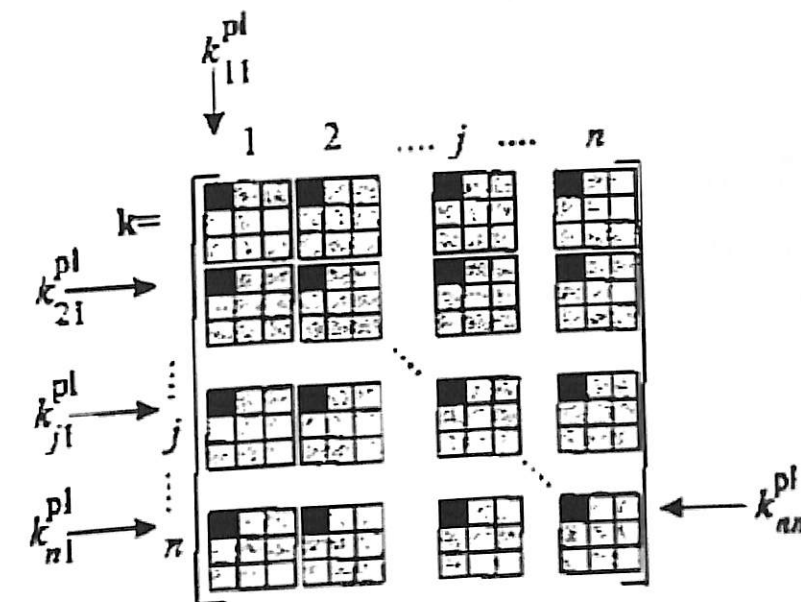
Egy elem hajlékonysági mátrixa megadja, hogy mekkora elmozdulásokat és elcsavaródásokat végez az elem egységnyi teher hatására (17. ábra). A hajlékonysági mátrix a merevségi mátrix inverze.



$$k^{pl} = \begin{bmatrix} k_{11}^{pl} & \dots & k_{1j}^{pl} & \dots & k_{1n}^{pl} \\ \vdots & \ddots & \vdots & \ddots & \vdots \\ k_{j1}^{pl} & \dots & k_{jj}^{pl} & \dots & k_{jn}^{pl} \\ \vdots & \ddots & \vdots & \ddots & \vdots \\ k_{n1}^{pl} & \dots & k_{nj}^{pl} & \dots & k_{nn}^{pl} \end{bmatrix} = (e^{pl})^{-1} = \begin{bmatrix} e_{11} & \dots & e_{1j} & \dots & e_{1n} \\ \vdots & \ddots & \vdots & \ddots & \vdots \\ e_{j1} & \dots & e_{jj} & \dots & e_{jn} \\ \vdots & \ddots & \vdots & \ddots & \vdots \\ e_{n1} & \dots & e_{nj} & \dots & e_{nn} \end{bmatrix}^{-1}$$

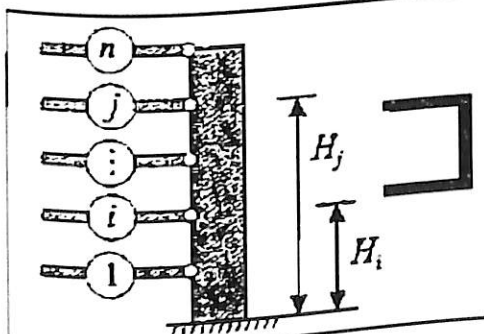
17. ábra – Síkbeli merevítőelem elmozdulásai és hajlékonysági mátrixa

A 17. ábrán látható mátrixok azonban lokálisak, ugyanis csak $n \times n$ méretűek, ahol n a szintek száma. A további számításhoz $3n \times 3n$ méretű globális mátrixokat kell előállítanunk. A síkbeli elemek globális mátrixait úgy állíthatjuk elő, hogy minden 3×3 -as blokk bal felső eleme a lokális mátrix megfelelő elemének értékét kapja, a többi elem nulla lesz (18. ábra), ugyanis a síkbeli elemek csak egy irányban rendelkeznek merevséggel.



18. ábra Egyirányú merevséggel rendelkező elem globális mátrixának előállítása

A térbeli merevítőelemek hajlékonysági mátrixának előállítására példa (19. ábra). Ez a képlet már globális mátrixot szolgáltat.



$$e_{ij} = \frac{H_i^2}{2} \left(H_j - \frac{H_i}{3} \right) \left\{ \mathbf{T} \begin{bmatrix} D_\zeta & 0 & 0 \\ 0 & D_\eta & 0 \\ 0 & 0 & D_\omega \end{bmatrix} \mathbf{T}^T \right\}^{-1},$$

$$H_i \leq H_j, \dots, i, j = 1, 2, \dots, n$$

19. ábra U alakú merevítőmag hajlékonysági mátrixa

"A" jelű elem:

z elem elhelyezkedésének adatai:

$$\alpha_A := 0 \text{deg}$$

$$y_A := -4656 \text{mm}$$

$$z_A := 69.1 \text{mm}$$

$$\zeta_A := -b_{yA} \cdot \sin(\alpha_A) + b_{zA} \cdot \cos(\alpha_A) = 0.07 \text{m}$$

$$\eta_A := b_{yA} \cdot \cos(\alpha_A) + b_{zA} \cdot \sin(\alpha_A) = -4.66 \text{m}$$

Merevségek:

$$I_{\zeta A} := 0.738 \text{m}^4$$

$$I_{\eta A} := 3.402 \text{m}^4$$

$$I_{\omega A} := 1.614 \text{m}^6$$

$$EI_{\zeta A} := E \cdot I_{\zeta A} \cdot \alpha = 8.49 \times 10^6 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^2$$

$$EI_{\eta A} := E \cdot I_{\eta A} \cdot \alpha = 3.91 \times 10^7 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^2$$

$$EI_{\omega A} := E \cdot I_{\omega A} \cdot \alpha = 1.86 \times 10^7 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^4$$

ranszformációs mátrix előállítás:

$$A := \begin{pmatrix} \cos(\alpha_A) & -\sin(\alpha_A) & 0 \\ \sin(\alpha_A) & \cos(\alpha_A) & 0 \\ -r_{\zeta A} \cdot \frac{1}{m} & r_{\eta A} \cdot \frac{1}{m} & 1 \end{pmatrix} = \begin{array}{c|ccc} & 0 & 1 & 2 \\ \hline 0 & 1 & 0 & 0 \\ 1 & 0 & 1 & 0 \\ 2 & -0.07 & -4.66 & 1 \end{array}$$

$$\text{Anagy} := \begin{array}{l} \text{for } i \in 1 \dots \text{nszint} \\ \quad \text{for } ii \in 1 \dots 3 \\ \quad \quad \text{for } jj \in 1 \dots 3 \\ \quad \quad \quad T_{\text{Anagy}}(i-1, 3+ii-1, (i-1) \cdot 3+jj-1) \leftarrow T_{A_{ii-1, jj-1}} \\ \quad T_{\text{Anagy}} \end{array}$$

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	-0.07	-4.66	1	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	-0.07	-4.66	1	0	0	0	0	0
6	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0
7	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0
8	0	0	0	0	0	0	-0.07	-4.66	1	0	0
9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0
10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1
11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-0.07	-4.66
12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
13	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
14	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	...
15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	...

lajlékonysági mátrix előállítás:

$$A := \begin{array}{l} \text{for } i \in 1.. \text{nszint} \\ \quad \text{for } j \in 1.. \text{nszint} \\ \\ e_{A0_{i-1,j-1}} \leftarrow \frac{(i-h)^2}{2} \cdot \left(j \cdot h - \frac{i-h}{3} \right) \cdot \left[T_A \cdot \begin{pmatrix} El_{\zeta A} & 0 & 0 \\ 0 & El_{\eta A} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{El_{\omega A}}{m^2} \end{pmatrix} \cdot T_A^T \right]^{-1} \quad \text{if } i-h \leq j-h \\ \\ \text{for } i \in 0.. \text{nszint} - 1 \\ \quad \text{for } j \in 0.. \text{nszint} - 1 \\ \quad \quad \text{for } ii \in 0.. 2 \\ \quad \quad \quad \text{for } jj \in 0.. 2 \\ \quad \quad \quad \quad e_{A_{i-3-ii,j-3+jj}} \leftarrow (e_{A0_{i,j}})_{ii,jj} \quad \text{if } i-h \leq j-h \\ \\ \text{for } i \in 0.. \text{nszint} - 3 - 1 \\ \quad \text{for } j \in 0.. \text{nszint} - 3 - 1 \\ \quad \quad e_{A_{i,j}} \leftarrow e_{A_{j,i}} \quad \text{if } i-h > j-h \end{array}$$

e_A

	0	1	2	3	4	5	6
0	$8.83 \cdot 10^{-10}$	$1.3 \cdot 10^{-10}$	$2.78 \cdot 10^{-11}$	$2.21 \cdot 10^{-9}$	$3.24 \cdot 10^{-10}$	$6.96 \cdot 10^{-11}$	$3.53 \cdot 10^{-9}$
1	$1.3 \cdot 10^{-10}$	$8.92 \cdot 10^{-9}$	$1.88 \cdot 10^{-9}$	$3.24 \cdot 10^{-10}$	$2.23 \cdot 10^{-8}$	$4.69 \cdot 10^{-9}$	$5.18 \cdot 10^{-10}$
2	$2.78 \cdot 10^{-11}$	$1.88 \cdot 10^{-9}$	$4.03 \cdot 10^{-10}$	$6.96 \cdot 10^{-11}$	$4.69 \cdot 10^{-9}$	$1.01 \cdot 10^{-9}$	$1.11 \cdot 10^{-10}$
3	$2.21 \cdot 10^{-9}$	$3.24 \cdot 10^{-10}$	$6.96 \cdot 10^{-11}$	$7.06 \cdot 10^{-9}$	$1.04 \cdot 10^{-9}$	$2.23 \cdot 10^{-10}$	$1.24 \cdot 10^{-8}$
4	$3.24 \cdot 10^{-10}$	$2.23 \cdot 10^{-8}$	$4.69 \cdot 10^{-9}$	$1.04 \cdot 10^{-9}$	$7.14 \cdot 10^{-8}$	$1.5 \cdot 10^{-8}$	$1.81 \cdot 10^{-9}$
5	$6.96 \cdot 10^{-11}$	$4.69 \cdot 10^{-9}$	$1.01 \cdot 10^{-9}$	$2.23 \cdot 10^{-10}$	$1.5 \cdot 10^{-8}$	$3.22 \cdot 10^{-9}$	$3.9 \cdot 10^{-10}$
6	$3.53 \cdot 10^{-9}$	$5.18 \cdot 10^{-10}$	$1.11 \cdot 10^{-10}$	$1.24 \cdot 10^{-8}$	$1.81 \cdot 10^{-9}$	$3.9 \cdot 10^{-10}$	$2.38 \cdot 10^{-8}$
7	$5.18 \cdot 10^{-10}$	$3.57 \cdot 10^{-8}$	$7.5 \cdot 10^{-9}$	$1.81 \cdot 10^{-9}$	$1.25 \cdot 10^{-7}$	$2.63 \cdot 10^{-8}$	...

$\frac{2}{\text{kg}}$

lerevségi mátrix előállítás:

$A := e_A^{-1}$

	0	1	2	3	4	5	6
0	$7.13 \cdot 10^9$	$-1.03 \cdot 10^{-5}$	$-4.92 \cdot 10^8$	$-4.51 \cdot 10^9$	$-1.22 \cdot 10^{-5}$	$3.11 \cdot 10^8$	$1.82 \cdot 10^9$
1	$-2.18 \cdot 10^{-5}$	$3.29 \cdot 10^{10}$	$-1.53 \cdot 10^{11}$	$-4.64 \cdot 10^{-6}$	$-2.08 \cdot 10^{10}$	$9.67 \cdot 10^{10}$	$4.02 \cdot 10^{-5}$
2	$-4.92 \cdot 10^8$	$-1.53 \cdot 10^{11}$	$7.28 \cdot 10^{11}$	$3.11 \cdot 10^8$	$9.67 \cdot 10^{10}$	$-4.6 \cdot 10^{11}$	$-1.25 \cdot 10^8$
3	$-4.51 \cdot 10^9$	$4.6 \cdot 10^{-6}$	$3.11 \cdot 10^8$	$5.55 \cdot 10^9$	$2.07 \cdot 10^{-5}$	$-3.84 \cdot 10^8$	$-4.08 \cdot 10^9$
4	$7.11 \cdot 10^{-6}$	$-2.08 \cdot 10^{10}$	$9.67 \cdot 10^{10}$	$5.27 \cdot 10^{-5}$	$2.56 \cdot 10^{10}$	$-1.19 \cdot 10^{11}$	$-1.24 \cdot 10^{-4}$
5	$3.11 \cdot 10^8$	$9.67 \cdot 10^{10}$	$-4.6 \cdot 10^{11}$	$-3.84 \cdot 10^8$	$-1.19 \cdot 10^{11}$	$5.67 \cdot 10^{11}$	$2.82 \cdot 10^8$
6	$1.82 \cdot 10^9$	$-2.45 \cdot 10^{-6}$	$-1.25 \cdot 10^8$	$-4.08 \cdot 10^9$	$-1.66 \cdot 10^{-5}$	$2.82 \cdot 10^8$	$5.44 \cdot 10^9$
7	$2.45 \cdot 10^{-5}$	$8.37 \cdot 10^9$	$-3.9 \cdot 10^{10}$	$-1.27 \cdot 10^{-4}$	$-1.88 \cdot 10^{10}$	$8.77 \cdot 10^{10}$	...

$\frac{\text{kg}}{\text{s}^2}$

"B" jelű elem:

$$\alpha_B := 90 \text{ deg}$$

$$y_B := -7319.3 \text{ mm}$$

$$z_B := 3344.1 \text{ mm}$$

$$\zeta_B := -b_{yB} \cdot \sin(\alpha_B) + b_{zB} \cdot \cos(\alpha_B) = 7.32 \text{ m}$$

$$\eta_B := b_{yB} \cdot \cos(\alpha_B) + b_{zB} \cdot \sin(\alpha_B) = 3.34 \text{ m}$$

$$I_{\zeta B} := 19.52 \text{ m}^4$$

$$I_{\eta B} := 1.711 \text{ m}^4$$

$$I_{\omega B} := 4.8 \text{ m}^6$$

$$EI_{\zeta B} := E \cdot I_{\zeta B} \cdot \alpha = 2.24 \times 10^8 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^2$$

$$EI_{\eta B} := E \cdot I_{\eta B} \cdot \alpha = 1.97 \times 10^7 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^2$$

$$EI_{\omega B} := E \cdot I_{\omega B} \cdot \alpha = 5.52 \times 10^7 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^4$$

transzformációs mátrix előállítás:

$$T_B := \begin{pmatrix} \cos(\alpha_B) & -\sin(\alpha_B) & 0 \\ \sin(\alpha_B) & \cos(\alpha_B) & 0 \\ -r_{\zeta B} \cdot \frac{1}{m} & r_{\eta B} \cdot \frac{1}{m} & 1 \end{pmatrix} = \begin{array}{c|ccc} & 0 & 1 & 2 \\ \hline 0 & 0 & -1 & 0 \\ 1 & 1 & 0 & 0 \\ 2 & -7.32 & 3.34 & 1 \end{array}$$

$$B_{\text{nagy}} := \begin{array}{l} \text{for } i \in 1.. \text{nszint} \\ \quad \text{for } ii \in 1.. 3 \\ \quad \quad \text{for } jj \in 1.. 3 \\ \quad \quad \quad T_{B_{\text{nagy}}(i-1) \cdot 3 + ii - 1, (i-1) \cdot 3 + jj - 1} \leftarrow T_{B_{ii-1, jj-1}} \\ \quad \quad \quad T_{B_{\text{nagy}}} \end{array}$$

ajlékonysági mátrix előállítás:

$$B := \begin{array}{l} \text{for } i \in 1.. \text{nszint} \\ \quad \text{for } j \in 1.. \text{nszint} \\ \quad \quad e_{B0_{i-1, j-1}} \leftarrow \frac{(i-h)^2}{2} \cdot \left(j \cdot h - \frac{i \cdot h}{3} \right) \cdot T_B \cdot \begin{pmatrix} EI_{\zeta B} & 0 & 0 \\ 0 & EI_{\eta B} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{EI_{\omega B}}{m^2} \end{pmatrix} \cdot T_B^T \quad \text{if } i \cdot h \leq j \cdot h \\ \\ \quad \text{for } i \in 0.. \text{nszint} - 1 \\ \quad \quad \text{for } j \in 0.. \text{nszint} - 1 \\ \quad \quad \quad \text{for } ii \in 0.. 2 \\ \quad \quad \quad \quad \text{for } jj \in 0.. 2 \\ \quad \quad \quad \quad \quad e_{B_{i \cdot 3 + ii, j \cdot 3 + jj}} \leftarrow \left(e_{B0_{i, j}} \right)_{ii, jj} \quad \text{if } i \cdot h \leq j \cdot h \\ \\ \quad \quad \text{for } i \in 0.. \text{nszint} - 3 - 1 \\ \quad \quad \quad \text{for } j \in 0.. \text{nszint} - 3 - 1 \\ \quad \quad \quad \quad e_{B_{i, j}} \leftarrow e_{B_{j, i}} \quad \text{if } i \cdot h > j \cdot h \\ \\ \quad \quad e_B \end{array}$$

Merevségi mátrix előállítás:

$$B := e_B^{-1}$$

"C" jelű elem:

$$\alpha_C := -22.761 \text{ deg}$$

$$y_C := -6398.8 \text{ mm}$$

$$z_C := -5206.4 \text{ mm}$$

$$\zeta_C := -b_{yC} \cdot \sin(\alpha_C) + b_{zC} \cdot \cos(\alpha_C) = -7.28 \text{ m}$$

$$\eta_C := b_{yC} \cdot \cos(\alpha_C) + b_{zC} \cdot \sin(\alpha_C) = -3.89 \text{ m}$$

$$I_{\zeta C} := 1.708 \text{ m}^4$$

$$I_{\eta C} := 10.248 \text{ m}^4$$

$$I_{\omega C} := 0.069 \text{ m}^6$$

$$EI_{\zeta C} := E \cdot I_{\zeta C} \cdot \alpha = 1.96 \times 10^7 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^2$$

$$EI_{\eta C} := E \cdot I_{\eta C} \cdot \alpha = 1.18 \times 10^8 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^2$$

$$EI_{\omega C} := E \cdot I_{\omega C} \cdot \alpha = 7.94 \times 10^5 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^4$$

Transzformációs mátrix előállítása:

$$C := \begin{pmatrix} \cos(\alpha_C) & -\sin(\alpha_C) & 0 \\ \sin(\alpha_C) & \cos(\alpha_C) & 0 \\ -r_{\zeta C} \cdot \frac{1}{m} & r_{\eta C} \cdot \frac{1}{m} & 1 \end{pmatrix} = \begin{array}{c|ccc} & 0 & 1 & 2 \\ \hline 0 & 0.92 & 0.39 & 0 \\ 1 & -0.39 & 0.92 & 0 \\ 2 & 7.28 & -3.89 & 1 \end{array}$$

$$C_{\text{nagy}} := \begin{array}{l} \text{for } i \in 1 \dots \text{nszint} \\ \quad \text{for } ii \in 1 \dots 3 \\ \quad \quad \text{for } jj \in 1 \dots 3 \\ \quad \quad \quad T_{C_{\text{nagy}}(i-1) \cdot 3 + ii - 1, (i-1) \cdot 3 + jj - 1} \leftarrow T_{C_{ii-1, jj-1}} \\ \quad T_{C_{\text{nagy}}} \end{array}$$

lajlékonysági mátrix előállítás:

```

C := for i ∈ 1..nszint
      for j ∈ 1..nszint

          
$$e_{C0_{i-1,j-1}} \leftarrow \frac{(i-h)^2}{2} \cdot \left( j \cdot h - \frac{i \cdot h}{3} \right) \cdot T_C \cdot \begin{pmatrix} El_{\zeta C} & 0 & 0 \\ 0 & El_{\eta C} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{El_{\omega C}}{m^2} \end{pmatrix} \cdot T_C^T \quad \text{if } i \cdot h \leq j \cdot h$$


          for i ∈ 0..nszint - 1
            for j ∈ 0..nszint - 1
              for ii ∈ 0..2
                for jj ∈ 0..2
                  
$$e_{C_{i-3+ii,j-3+jj}} \leftarrow (e_{C0_{i,j}})_{ii,jj} \quad \text{if } i \cdot h \leq j \cdot h$$


              for i ∈ 0..nszint-3 - 1
                for j ∈ 0..nszint-3 - 1
                  
$$e_{C_{i,j}} \leftarrow e_{C_{j,i}} \quad \text{if } i \cdot h > j \cdot h$$


          e_C
  
```

lerevségi mátrix előállítása:

$$C := e_C^{-1}$$

"D" jelű elem:

$$I_{\zeta D} := 3.696 \text{ m}^4$$

$$D := 90 \text{ deg}$$

$$y_D := 7046.3 \text{ mm}$$

$$z_D := -189.5 \text{ mm}$$

$$s_D := -b_{yD} \cdot \sin(\alpha_D) + b_{zD} \cdot \cos(\alpha_D) = -7.05 \text{ m}$$

$$r_D := b_{yD} \cdot \cos(\alpha_D) + b_{zD} \cdot \sin(\alpha_D) = -0.19 \text{ m}$$

$$El_{\zeta D} := E \cdot I_{\zeta D} \cdot \alpha = 4.25 \times 10^7 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^2$$

ranszformációs mátrix előállítása:

$$D := \begin{pmatrix} \cos(\alpha_D) & -\sin(\alpha_D) & 0 \\ \sin(\alpha_D) & \cos(\alpha_D) & 0 \\ -r_{\zeta D} \cdot \frac{1}{m} & r_{\eta D} \cdot \frac{1}{m} & 1 \end{pmatrix} = \begin{array}{c|ccc} & 0 & 1 & 2 \\ \hline 0 & 0 & -1 & 0 \\ 1 & 1 & 0 & 0 \\ 2 & 7.05 & -0.19 & 1 \end{array}$$


```

TDnagy :=
  for i ∈ 1..nszint
    for ii ∈ 1..3
      for jj ∈ 1..3
        TDnagy(i-1)·3+ii-1,(i-1)·3+jj-1 ← TDii-1,jj-1
      TDnagy

```

Hajlékonysági mátrix előállítás:

```

eD :=
  for i ∈ 1..nszint
    for j ∈ 1..nszint
      eDi-1,j-1 ←  $\frac{1}{E_{\zeta D}} \cdot \frac{(i \cdot h)^2}{2} \cdot \left( j \cdot h - \frac{i \cdot h}{3} \right)$  if i·h ≤ j·h
    for i ∈ 1..nszint
      for j ∈ 1..nszint
        eDi-1,j-1 ← eDj-1,i-1 if i·h > j·h
    eD

```

Árnyéki mátrix előállítás:

$k_{D0} := e_D^{-1}$

```

kDloc :=
  for i ∈ 1..nszint
    for j ∈ 1..nszint
      kDloc(i-1)·3,(j-1)·3 ← kD0i-1,j-1
      kDloc(i-1)·3+1,(j-1)·3+1 ← 0
      kDloc(i-1)·3+2,(j-1)·3+2 ← 0
    kDloc

```

$k_{Dloc} =$

	0	1	2	3	4	5
0	$3.57 \cdot 10^{10}$	0	0	$-2.26 \cdot 10^{10}$	0	0
1	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	$2.78 \cdot 10^{10}$	0	0
3	$-2.26 \cdot 10^{10}$	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	$-2.05 \cdot 10^{10}$	0	...
6	$9.09 \cdot 10^9$	0	0			

$\frac{\text{kg}}{\text{s}^2}$

$k_D := T_{Dnagy} \cdot k_{Dloc} \cdot T_{Dnagy}^T$

	0	1	2	3	4	5
0	0	$2.19 \cdot 10^{-6}$	$1.54 \cdot 10^{-5}$	0	$-1.38 \cdot 10^{-6}$	$-9.74 \cdot 10^{-6}$
1	$2.19 \cdot 10^{-6}$	$3.57 \cdot 10^{10}$	$2.51 \cdot 10^{11}$	$-1.38 \cdot 10^{-6}$	$-2.26 \cdot 10^{10}$	$-1.59 \cdot 10^{11}$
2	$1.54 \cdot 10^{-5}$	$2.51 \cdot 10^{11}$	$1.77 \cdot 10^{12}$	$-9.74 \cdot 10^{-6}$	$-1.59 \cdot 10^{11}$	$-1.12 \cdot 10^{12}$
3	0	$-1.38 \cdot 10^{-6}$	$-9.74 \cdot 10^{-6}$	0	$1.7 \cdot 10^{-6}$	$1.2 \cdot 10^{-5}$
4	$-1.38 \cdot 10^{-6}$	$-2.26 \cdot 10^{10}$	$-1.59 \cdot 10^{11}$	$1.7 \cdot 10^{-6}$	$2.78 \cdot 10^{10}$	$1.96 \cdot 10^{11}$
5	$-9.74 \cdot 10^{-6}$	$-1.59 \cdot 10^{11}$	$-1.12 \cdot 10^{12}$	$1.2 \cdot 10^{-5}$	$1.96 \cdot 10^{11}$	$1.38 \cdot 10^{12}$
6	0	$5.57 \cdot 10^{-7}$	$3.92 \cdot 10^{-6}$	0	$-1.25 \cdot 10^{-6}$	...

$\mathbf{D} =$

$\frac{\text{kg}}{\text{s}^2}$

"E" jelű elem:

$$\alpha_E := 90 \text{deg}$$

$$I_{\zeta E} := 3.345 \text{ m}^4$$

$$b_{yE} := 7046.3 \text{mm}$$

$$b_{zE} := -6643.4 \text{mm}$$

$$r_{\zeta E} := -b_{yE} \cdot \sin(\alpha_E) + b_{zE} \cdot \cos(\alpha_E) = -7.05 \text{ m}$$

$$EI_{\zeta E} := E \cdot I_{\zeta E} \cdot \alpha = 3.85 \times 10^7 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^2$$

$$r_{\eta E} := b_{yE} \cdot \cos(\alpha_E) + b_{zE} \cdot \sin(\alpha_E) = -6.64 \text{ m}$$

Transzformációs mátrix előállítás:

$$\mathbf{T}_E := \begin{pmatrix} \cos(\alpha_E) & -\sin(\alpha_E) & 0 \\ \sin(\alpha_E) & \cos(\alpha_E) & 0 \\ -r_{\zeta E} \cdot \frac{1}{\text{m}} & r_{\eta E} \cdot \frac{1}{\text{m}} & 1 \end{pmatrix} = \begin{array}{c|ccc} & 0 & 1 & 2 \\ \hline 0 & 0 & -1 & 0 \\ 1 & 1 & 0 & 0 \\ 2 & 7.05 & -6.64 & 1 \end{array}$$

$$\mathbf{T}_{\text{Enagy}} := \begin{array}{l} \text{for } i \in 1.. \text{nszint} \\ \quad \text{for } ii \in 1.. 3 \\ \quad \quad \text{for } jj \in 1.. 3 \\ \quad \quad \quad \mathbf{T}_{\text{Enagy}}(i-1) \cdot 3 + ii - 1, (i-1) \cdot 3 + jj - 1 \leftarrow \mathbf{T}_E(ii-1, jj-1) \\ \quad \mathbf{T}_{\text{Enagy}} \end{array}$$

Hajlékonysági mátrix előállítása:

$$e_E := \begin{cases} \text{for } i \in 1..n\text{szint} \\ \quad \text{for } j \in 1..n\text{szint} \\ \quad \quad e_{E_{i-1,j-1}} \leftarrow \frac{1}{EI_{\zeta E}} \cdot \frac{(i-h)^2}{2} \cdot \left(j \cdot h - \frac{i-h}{3} \right) \text{ if } i-h \leq j-h \\ \\ \text{for } i \in 1..n\text{szint} \\ \quad \text{for } j \in 1..n\text{szint} \\ \quad \quad e_{E_{i-1,j-1}} \leftarrow e_{E_{j-1,i-1}} \text{ if } i-h > j-h \\ \\ e_E \end{cases}$$

Merevségi mátrix előállítása:

$$k_{E0} := e_E^{-1}$$

$$k_{Eloc} := \begin{cases} \text{for } i \in 1..n\text{szint} \\ \quad \text{for } j \in 1..n\text{szint} \\ \quad \quad \begin{cases} k_{Eloc_{(i-1) \cdot 3, (j-1) \cdot 3}} \leftarrow k_{E0_{i-1,j-1}} \\ k_{Eloc_{(i-1) \cdot 3+1, (j-1) \cdot 3+1}} \leftarrow 0 \\ k_{Eloc_{(i-1) \cdot 3+2, (j-1) \cdot 3+2}} \leftarrow 0 \end{cases} \\ \\ k_{Eloc} \end{cases}$$

$$k_E := T_{Enagy} \cdot k_{Eloc} \cdot T_{Enagy}^T$$

·) "F" jelű elem:

$$\alpha_F := 0 \text{deg}$$

$$b_{yF} := 988.2 \text{mm}$$

$$b_{zF} := 3119.1 \text{mm}$$

$$r_{\zeta F} := -b_{yF} \cdot \sin(\alpha_F) + b_{zF} \cdot \cos(\alpha_F) = 3.12 \text{m}$$

$$r_{\eta F} := b_{yF} \cdot \cos(\alpha_F) + b_{zF} \cdot \sin(\alpha_F) = 0.99 \text{m}$$

$$I_{\zeta F} := 0.31 \text{m}^4$$

$$EI_{\zeta F} := E \cdot I_{\zeta F} \cdot \alpha = 3.57 \times 10^6 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^2$$

Transzformációs mátrix előállítása:

$$T_F := \begin{pmatrix} \cos(\alpha_F) & -\sin(\alpha_F) & 0 \\ \sin(\alpha_F) & \cos(\alpha_F) & 0 \\ -r_{\zeta F} \cdot \frac{1}{m} & r_{\eta F} \cdot \frac{1}{m} & 1 \end{pmatrix} = \begin{array}{c|ccc} & 0 & 1 & 2 \\ \hline 0 & 1 & 0 & 0 \\ 1 & 0 & 1 & 0 \\ 2 & -3.12 & 0.99 & 1 \end{array}$$

```

TFnagy :=
  for i ∈ 1..nszint
    for ii ∈ 1..3
      for jj ∈ 1..3
        TFnagy(i-1)·3+ii-1,(i-1)·3+jj-1 ← TFii-1,jj-1
      TFnagy

```

Hajlékonysági mátrix előállítása:

```

eF :=
  for i ∈ 1..nszint
    for j ∈ 1..nszint
      eFi-1,j-1 ←  $\frac{1}{E l_{\zeta F}} \cdot \frac{(i-h)^2}{2} \left( j \cdot h - \frac{i \cdot h}{3} \right)$  if i·h ≤ j·h
    for i ∈ 1..nszint
      for j ∈ 1..nszint
        eFi-1,j-1 ← eFj-1,i-1 if i·h > j·h
    eF

```

Merevségi mátrix előállítása:

$k_{F0} := e_F^{-1}$

```

kFloc :=
  for i ∈ 1..nszint
    for j ∈ 1..nszint
      kFloc(i-1)·3,(j-1)·3 ← kF0i-1,j-1
      kFloc(i-1)·3+1,(j-1)·3+1 ← 0
      kFloc(i-1)·3+2,(j-1)·3+2 ← 0
    kFloc

```

$k_F := T_{Fnagy} \cdot k_{Floc} \cdot T_{Fnagy}^T$

z épület merevségi mátrixa az elemek merevségi mátrixainak összegével egyenlő:

z épület merevségi mátrixa:

$$K := k_A + k_B + k_C + k_D + k_E + k_F$$

	0	1	2	3	4	5	6
0	$5.55 \cdot 10^{10}$	$2.94 \cdot 10^{10}$	$-1.03 \cdot 10^{11}$	$-3.51 \cdot 10^{10}$	$-1.86 \cdot 10^{10}$	$6.53 \cdot 10^{10}$	$1.41 \cdot 10^{10}$
1	$2.94 \cdot 10^{10}$	$3.76 \cdot 10^{11}$	$-1.45 \cdot 10^{12}$	$-1.86 \cdot 10^{10}$	$-2.38 \cdot 10^{11}$	$9.2 \cdot 10^{11}$	$7.5 \cdot 10^9$
2	$-1.03 \cdot 10^{11}$	$-1.45 \cdot 10^{12}$	$1.68 \cdot 10^{13}$	$6.53 \cdot 10^{10}$	$9.2 \cdot 10^{11}$	$-1.06 \cdot 10^{13}$	$-2.63 \cdot 10^{10}$
3	$-3.51 \cdot 10^{10}$	$-1.86 \cdot 10^{10}$	$6.53 \cdot 10^{10}$	$4.32 \cdot 10^{10}$	$2.29 \cdot 10^{10}$	$-8.04 \cdot 10^{10}$	$-3.18 \cdot 10^{10}$
4	$-1.86 \cdot 10^{10}$	$-2.38 \cdot 10^{11}$	$9.2 \cdot 10^{11}$	$2.29 \cdot 10^{10}$	$2.93 \cdot 10^{11}$	$-1.13 \cdot 10^{12}$	$-1.69 \cdot 10^{10}$
5	$6.53 \cdot 10^{10}$	$9.2 \cdot 10^{11}$	$-1.06 \cdot 10^{13}$	$-8.04 \cdot 10^{10}$	$-1.69 \cdot 10^{10}$	$5.92 \cdot 10^{10}$	$4.24 \cdot 10^{10}$
6	$1.41 \cdot 10^{10}$	$7.5 \cdot 10^9$	$-2.63 \cdot 10^{10}$	$-3.18 \cdot 10^{10}$	$-2.15 \cdot 10^{11}$	$8.34 \cdot 10^{11}$	$2.25 \cdot 10^{10}$
7	$7.5 \cdot 10^9$	$9.58 \cdot 10^{10}$	$-3.71 \cdot 10^{11}$	$-1.69 \cdot 10^{10}$	$8.34 \cdot 10^{11}$	$-9.65 \cdot 10^{12}$	$-7.88 \cdot 10^{10}$
8	$-2.63 \cdot 10^{10}$	$-3.71 \cdot 10^{11}$	$4.29 \cdot 10^{12}$	$5.92 \cdot 10^{10}$	$7.03 \cdot 10^9$	$-2.47 \cdot 10^{10}$	$-3.16 \cdot 10^{10}$
9	$-3.79 \cdot 10^9$	$-2.01 \cdot 10^9$	$7.05 \cdot 10^9$	$1.33 \cdot 10^{10}$	$8.98 \cdot 10^{10}$	$-3.48 \cdot 10^{11}$	$-1.67 \cdot 10^{10}$
10	$-2.01 \cdot 10^9$	$-2.57 \cdot 10^{10}$	$9.93 \cdot 10^{10}$	$7.03 \cdot 10^9$	$-3.48 \cdot 10^{11}$	$4.02 \cdot 10^{12}$	...
11	$7.05 \cdot 10^9$	$9.93 \cdot 10^{10}$	$-1.15 \cdot 10^{12}$	$-2.47 \cdot 10^{10}$			

$\frac{\text{kg}}{\text{s}^2}$

Következő lépésként előállítottam a szerkezet tömegmátrixát. A számítás során ugyanis a szerkezet tömegeit a födécek síkjában kell koncentrálni, erre való a tömegmátrix. Pontosabban az egységnyi gyorsulással elmozdított födémen keletkező tehetetlenségi erőket tartalmazza. Először előállítottam a merevítőrendszer általános szintjeinek és a legfelső szintjének mátrixát, majd ezekből készítettem el a teljes szerkezet tömegmátrixát (M), amely $3n \times 3n$ méretű, ahol n a szintek száma. Ebben a pontban vettem figyelembe a tömegek véletlen külpontosságát.

2.4.3.3. A tömegmátrix előállítása:

Külpontosság figyelembevétele:

Eset := 4

	0 központos
	1 +y
	2 -y
	3 +z
	4 -z

Épület alaprajzának területével azonos területű téglalap befoglaló méretei:

$$a_y := L = 14.55 \text{ m}$$

$$a_z := B = 23.44 \text{ m}$$

$$c_y := \begin{cases} 0 & \text{if Eset} = 0 \\ 0.05L & \text{if Eset} = 1 \\ -0.05L & \text{if Eset} = 2 \\ 0 & \text{if Eset} = 3 \\ 0 & \text{if Eset} = 4 \end{cases} \quad c_y = 0 \text{ m} \quad c_z := \begin{cases} 0 & \text{if Eset} = 0 \\ 0 & \text{if Eset} = 1 \\ 0 & \text{if Eset} = 2 \\ 0.05B & \text{if Eset} = 3 \\ -0.05B & \text{if Eset} = 4 \end{cases} \quad c_z = -1.17 \text{ m}$$

$$m_{alt} := \begin{bmatrix} m_1 \cdot m^2 & 0 & -m_1 \cdot c_z \cdot m \\ 0 & m_1 \cdot m^2 & m_1 \cdot c_y \cdot m \\ -m_1 \cdot c_z \cdot m & m_1 \cdot c_y \cdot m & m_1 \cdot \left(c_z^2 + c_y^2 + \frac{a_y^2 + a_z^2}{12} \right) \end{bmatrix}$$

$$m_{teto} := \begin{bmatrix} m_{10} \cdot m^2 & 0 & -m_{10} \cdot c_z \cdot m \\ 0 & m_{10} \cdot m^2 & m_{10} \cdot c_y \cdot m \\ -m_{10} \cdot c_z \cdot m & m_{10} \cdot c_y \cdot m & m_{10} \cdot \left(c_z^2 + c_y^2 + \frac{a_y^2 + a_z^2}{12} \right) \end{bmatrix}$$

A merevítő rendszer tömegmátrixa:

```

M :=
  for i ∈ 1..nszint - 1
    for ii ∈ 0..2
      for jj ∈ 0..2
        M(i-1)*3+ii, (i-1)*3+jj ← maltii, jj
      for i ∈ nszint
        for ii ∈ 0..2
          for jj ∈ 0..2
            M(i-1)*3+ii, (i-1)*3+jj ← metoii, jj
  M

```

	0	1	2	3	4	5	6
0	3.7·10 ⁵	0	4.34·10 ⁵	0	0	0	0
1	0	3.7·10 ⁵	0	0	0	0	0
2	4.34·10 ⁵	0	2.4·10 ⁷	0	0	4.34·10 ⁵	0
3	0	0	0	3.7·10 ⁵	0	0	0
4	0	0	0	0	3.7·10 ⁵	0	0
5	0	0	0	4.34·10 ⁵	0	2.4·10 ⁷	0
6	0	0	0	0	0	0	3.7·10 ⁵
7	0	0	0	0	0	0	0
8	0	0	0	0	0	0	4.34·10 ⁵
9	0	0	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0	0	...

m²·kg

2.4.3.4. Sajátérték probléma megoldása:

A rezgésidők meghatározásához az alábbi dinamikai egyenletet kell megoldanunk:

$$k * u + m * \ddot{u} = 0$$

Az értékek egy sajátérték feladat megoldása után adódnak, ahol a sajátértékek a körfrekvenciák négyzetei, a sajátvektorok pedig a rezgésalakok:

$$\left(k - \overset{\text{sajátérték}}{\omega_i^2} * m \right) * \overset{\text{sajátvektor}}{\Phi_i} = 0$$

Sajátértékek:

$$se := \text{genvals}(K, M)$$

	0	1	2	3	4	5	6	$\frac{1}{m^2 \cdot s^2}$
se^T	0	$3.32 \cdot 10^6$	$2.63 \cdot 10^6$	$1.79 \cdot 10^6$	$1.07 \cdot 10^6$	$8.22 \cdot 10^5$	$6.51 \cdot 10^5$	...

A növekvő sorba rendezett saját-körfrekvenciák négyzetei:

$$se_{\text{sort}} := \text{sort}(se) \cdot m^2$$

	0	1	2	3	4	5	6	$\frac{1}{s^2}$
se_{sort}^T	0	6.27	15.36	62	270.43	662.08	$2.24 \cdot 10^3$	...

Saját-körfrekvenciákból számítható rezgésidők:

$$T_n := \frac{2 \cdot \pi}{m \sqrt{se}}$$

	0	1	2	3	4	5	s
T_n^T	0	$3.45 \cdot 10^{-3}$	$3.88 \cdot 10^{-3}$	$4.7 \cdot 10^{-3}$	$6.09 \cdot 10^{-3}$	$6.93 \cdot 10^{-3}$	...

A sajátérték feladat megoldása nem sorrendben szolgáltatja a körfrekvenciákat, ezért a sorba rendezést külön végre kell hajtani. A csökkenő sorrendbe rendezett első öt rezgésidő:

$$T_{n,\text{sort}} := \text{reverse}(\text{sort}(T_n))$$

	0	1	2	3	4	5	s
$T_{n,\text{sort}}^T$	0	2.51	1.6	0.8	0.38	0.24	...

Az első rezgésalak rezgésideje látszólag nem egyezik a 2.3-as pontban számított sajátfrekvencia reciprokával, azonban itt figyelembe vettem a berepedezettséget egy 0.5-ös csökkentő tényezővel a 2.4.3.1-es pontban, ez okozza az eltérést a két érték között. A következő pár sor a későbbi számolásban játszik szerepet, ugyanis tudnunk kell, hogy melyik rezgésidőt hányadikként szolgáltatja a sajátérték feladat.

$$T_{\text{sorrend}} := \begin{cases} \text{for } i \in 0..3 \cdot \text{nszint} - 1 \\ \text{for } j \in 0..3 \cdot \text{nszint} - 1 \\ T_{\text{sorrend}_i} \leftarrow j \text{ if } T_{n,\text{sort}_i} = T_{n_j} \end{cases}$$

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	...
T_{sorrend}^T	0	28	29	27	26	25	23	24	22	21	20	19	18	...

Sajátvektorok a rezgésalakok:

sa := genvecs(K, M)

	0	1	2	3	4	5
0	0.13	-0.2	0.21	0.21	-0.11	0.17
1	0.61	-0.97	1	1	0.61	-0.97
2	-0.06	0.09	-0.09	-0.09	0.1	-0.16
3	-0.16	0.21	-0.13	-6.1·10 ⁻³	0.14	-0.18
4	-0.78	1	-0.6	-0.03	-0.78	1
5	0.07	-0.09	0.06	2.77·10 ⁻³	-0.13	...

A sajátértékek sorrendje alapján:

$\phi := \begin{cases} \text{for } i \in 0.. \text{nszint} - 1 \\ \phi \leftarrow \langle \phi \rangle_{\text{sortrend}_i} \\ \phi \end{cases}$

	0	1	2	3	4	5
0	-0.02	2.8·10 ⁻³	-3.34·10 ⁻³	-0.11	-0.02	0.27
1	1.11·10 ⁻³	-0.02	-0.02	7.77·10 ⁻³	0.11	-0.02
2	-7.56·10 ⁻⁵	-2.66·10 ⁻³	1.52·10 ⁻³	-5.27·10 ⁻⁴	0.02	1.29·10 ⁻³
3	-0.06	0.01	-0.01	-0.37	-0.06	0.75
4	4.26·10 ⁻³	-0.06	-0.06	0.03	0.37	-0.05
5	-2.89·10 ⁻⁴	-0.01	5.81·10 ⁻³	-1.75·10 ⁻³	0.06	3.54·10 ⁻³
6	-0.13	0.02	-0.03	-0.66	-0.12	1
7	9.15·10 ⁻³	-0.13	-0.13	0.05	0.66	-0.07
8	-6.21·10 ⁻⁴	-0.02	0.01	-3.14·10 ⁻³	0.11	4.73·10 ⁻³
9	-0.22	0.04	-0.05	-0.9	-0.16	...

A 30x30-as mátrix függőleges oszlopai tartalmazzák az egyes rezgésalakok vektorait. A vízszintes sorok értelmezése (lásd 16. ábra):

- 0. sor: 1. szint y irányú elmozdulás
- 1. sor: 1. szint z irányú elmozdulás
- 2. sor: 1. szint ϕ elfordulás
- 3. sor: 2. szint y irányú elmozdulás
- 4. sor: 2. szint z irányú elmozdulás
- ...

2.4.3.5. Válaszspektrum értékeinek meghatározása:

A következő kiindulási adatok jelentését lásd 14. ábrán, Talajtípus: B

$$T_{SeB} := 0.15 \quad T_{SeC} := 0.5 \quad T_{SeD} := 2 \quad T_{SeE} := 5 \quad T_{SeF} := 10$$

$$S_s := 1.2 \quad q := 2$$

Talajgyorsulás Budapesten, a Magyar Mérnöki Kamara ajánlását figyelembe véve:

$$\text{Budapest } 0,7 \cdot a_{gR} \quad a_{gR} := 0.09g = 0.88 \frac{m}{s^2}$$

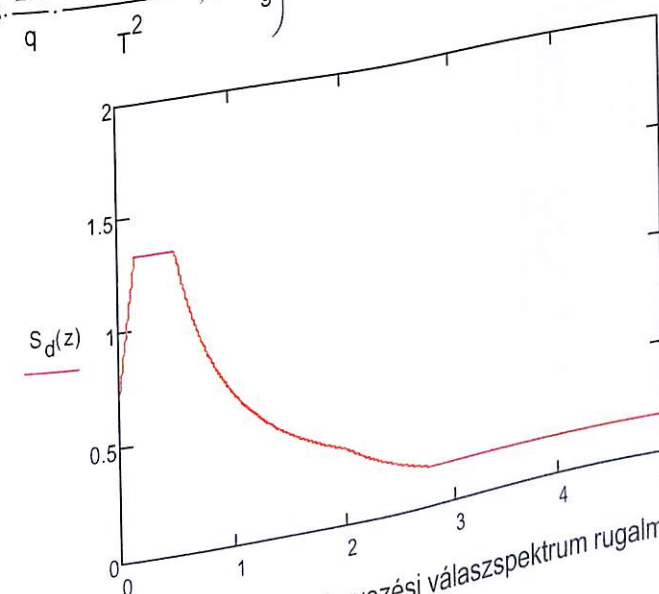
Fontossági tényező:

$$\gamma_I := 1.0$$

$$a_g := \gamma_I \cdot a_{gR} = 0.88 \frac{m}{s^2}$$

Az EC8 szabvány által megadott képletek a gyorsulási válaszspektrum meghatározásához:

$$S_d(T) := \begin{cases} a_g \cdot S_s \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_{SeB}} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{if } 0 \leq T \leq T_{SeB} \\ a_g \cdot S_s \cdot \frac{2.5}{q} & \text{if } T_{SeB} \leq T \leq T_{SeC} \\ \max \left(a_g \cdot S_s \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_{SeC}}{T}, 0.2 \cdot a_g \right) & \text{if } T_{SeC} \leq T \leq T_{SeD} \\ \max \left(a_g \cdot S_s \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_{SeC} \cdot T_{SeD}}{T^2}, 0.2 \cdot a_g \right) & \text{if } T_{SeD} \leq T \end{cases}$$



20. ábra Az épülethez előállított tervezési válaszspektrum rugalmas számításához

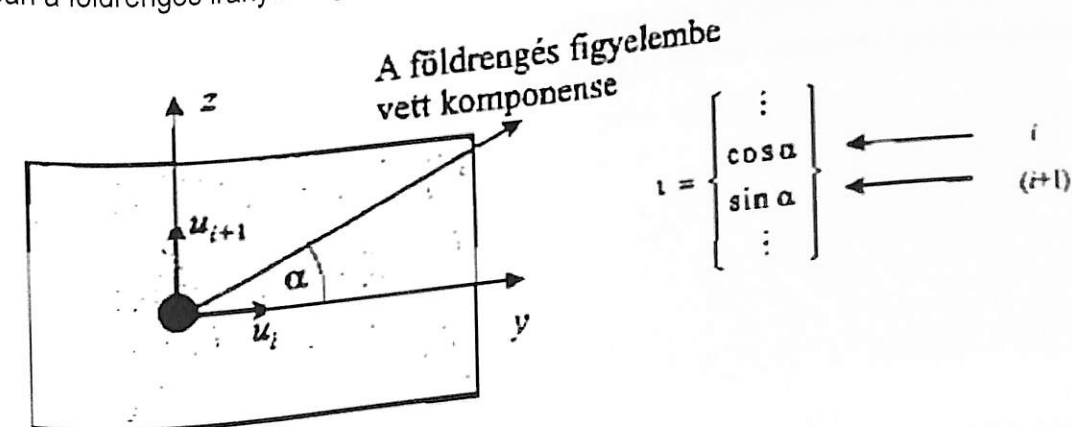
A rezgésidőknek megfelelő értékek "leolvasása":

$$S_D := \begin{cases} \text{for } i \in 0.. \text{nszint} \cdot 3 - 1 \\ S_{D_i} \leftarrow S_d \left(\frac{T_{n.\text{sort}_i}}{s} \right) \\ S_D \end{cases}$$

$$S_D^T = \begin{array}{c|cccccccccccc|c} & 0 & 1 & 2 & 3 & 4 & 5 & 6 & 7 & 8 & 9 & 10 & \frac{m}{s^2} \\ \hline 0 & 0.21 & 0.41 & 0.83 & 1.32 & 1.32 & 1.25 & 1.21 & 1.06 & 0.98 & 0.88 & \dots & \end{array}$$

2.4.3.6. Hatásvektor meghatározása:

Az eddigiek során meghatároztam a merevítőrendszer merevségi- és tömegmátrixát, figyelembe véve a külpontosságot. Ezekből számítottam a rezgésidőket és a rezgésalakokat, majd a gyorsulásokat. Azonban a földrengés iránya még hiányzik a számításból, ezt az ún. hatásvektor tartalmazza (21. ábra).



21. ábra A földrengés iránya

Hatásvektor y irányú földrengés esetén

$$l_0 := \begin{pmatrix} \cos(0\text{deg}) \\ \sin(0\text{deg}) \\ 0 \end{pmatrix}$$

$$l := \begin{cases} \text{for } i \in 0.. \text{nszint} - 1 \\ \text{for } j \in 0.. 2 \\ l_{i \cdot 3 + j} \leftarrow l_{0j} \end{cases}$$

$$l = \begin{array}{c|c} & 0 \\ \hline 0 & 1 \\ 1 & 0 \\ 2 & 0 \\ 3 & 1 \\ 4 & 0 \\ 5 & 0 \\ 6 & 1 \\ 7 & 0 \\ 8 & 0 \\ 9 & \dots \end{array}$$

2.4.3.7. Modális tömegek számítása:

$$m_{\text{mod}} := \begin{cases} \text{for } i \in 0.. \text{nszint} \cdot 3 - 1 \\ m_{\text{mod}_i} \leftarrow \frac{\left(\phi \cdot \langle \dot{\varphi} \rangle^T \cdot M \cdot \mathbf{1} \right)^2}{\phi \cdot \langle \dot{\varphi} \rangle^T \cdot M \cdot \phi} \\ m_{\text{mod}} \end{cases}$$

$m_{\text{mod}}^T =$	0	1	2	3	4	5	6	$m^2 \cdot \text{kg}$
	0	$2.57 \cdot 10^6$	364.21	$1.56 \cdot 10^4$	$7.63 \cdot 10^5$	108.22	$2.61 \cdot 10^5$	...

Ellenőrzésként összegzem a modális tömegek arányát. Az összes rezgésalak modális tömegének összege ki kell adja az épület teljes tömegét, tehát az arányok összegzése 1-t kell hogy adjon. A szabvány megengedi, hogy csak annyi rezgésalakot vegyünk figyelembe, amennyi kiadja az épület tömegének 90%-t, de a gépi számítás lehetőséget teremt az összes rezgésalak figyelembe vételére, így egyet sem hagytam ki a számításból.

$$\frac{\sum_{i=0}^{\text{nszint} \cdot 3 - 1} m_{\text{mod}_i}}{m_{\Sigma} \cdot m^2} = 1$$

A következő pár sorban százalékosan megadom, hogy az épület az egyes rezgésalakjaiban mekkora tömeggel rezeg a teljes tömegéhez képest.

$$m_{\text{modszaz}} := \begin{cases} \text{for } i \in 0.. \text{nszint} \cdot 3 - 1 \\ m_{\text{modszaz}_i} \leftarrow \frac{m_{\text{mod}_i}}{m_{\Sigma} \cdot m^2} \cdot 100 \\ m_{\text{modszaz}} \end{cases}$$

	m _{modszaz}							
		0	1	2	3	4	5	6
					19.3	2.74 · 10 ⁻³	6.59	...
m _{modszaz} ^T =	0	64.95	9.21 · 10 ⁻³	0.39				

Megjegyzés: Látható, hogy ebben az esetben az első öt rezgésalak figyelembe vétele elegendő lenne.

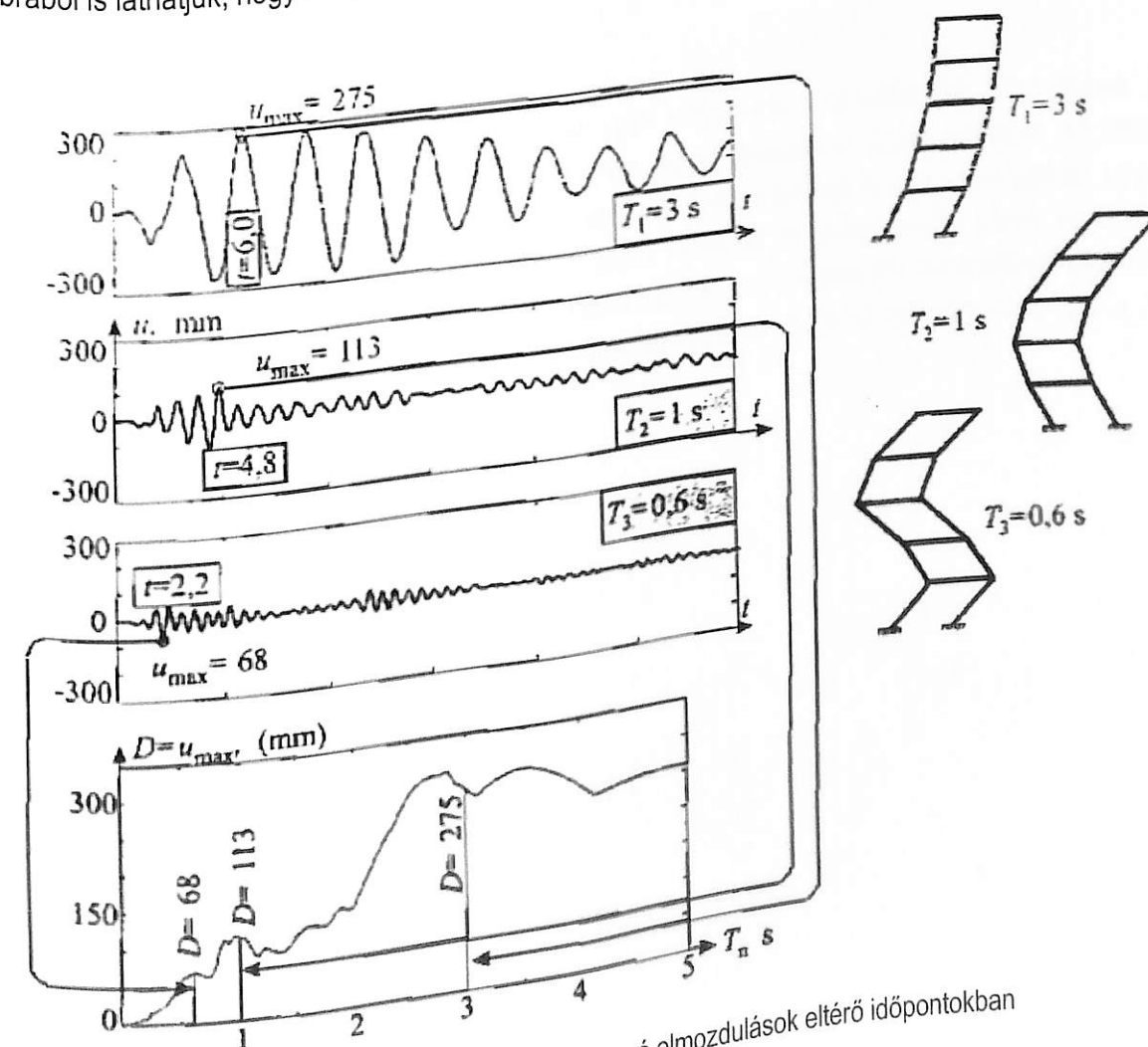
2.4.3.8. Alap nyíróerők:

Az egyes rezgésalakokban ébredő eredő erőt könnyen kiszámíthatjuk az ismert, $F=m \cdot a$ összefüggés alapján.

$$F_b := \begin{cases} \text{for } i \in 0 \dots \text{nszint} \cdot 3 - 1 \\ F_{b_i} \leftarrow \frac{m_{\text{mod}_i}}{m^2} \cdot S_{D_i} \\ F_b \end{cases}$$

$F_b^T =$	0	1	2	3	4	5	...
	540.49	0.15	12.93	$1.01 \cdot 10^3$	0.14		

A szerkezet válasza most rezgésalakokként áll rendelkezésünkre. Ezeknek a válaszoknak az összegzése adja meg a szerkezet teljes válaszát a földrengésre. Az összegzés azonban nem olyan egyszerű feladat, ugyanis az egyes rezgések nem azonos időpontban történnek (22. ábra), továbbá a 15. ábrából is láthatjuk, hogy nem adhatjuk egyszerűen össze az értékeket.



22. ábra A rezgésalakokhoz tartozó elmozdulások eltérő időpontokban

Létezik az abszolút értékek összegzése, az ún. ABSSUM módszer, de az előző oldali indoklás miatt jelentősen túlbecsüli a földrengés hatását. A számításaim során a hatások négyzetösszegének négyzetgyökét számítva összegeztem a hatásokat. Ez a módszer angol rövidítés alapján az SRSS összegzés.

A szerkezet teljes válasza a földrengésre:

$$F_{b,SRSS} := \begin{cases} F_{b,SRSS} \leftarrow \sqrt{\sum_{i=0}^{nszint-3-1} (F_{b_i})^2} \\ F_{b,SRSS} \end{cases} \quad F_{b,SRSS} = 1.2 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Ez az érték tájékoztató jellegű, nagyjából összehasonlítható a 2.4.2-es fejezetben szereplő értékkel. A 20%-os eltérés a két érték között nagyon üdvöztető, ugyanis a téma nagyon összetett és még nem teljesen kifarrott. Feltehetjük a kérdést, hogy miért nem a HSM szolgáltatja a nagyobb eredményeket, mikor az a módszer jóval egyszerűbb és sokkal inkább tekinthető "pársoros" közelítő számításnak. Válaszolni a kérdésre nem egyszerű, az eltérés következhet abból, hogy az MVA "fiatalabb", újabb tudományos eredményekre épül. Esetleg elképzelhető, hogy valamelyik módszer még fel nem fedett apróbb hibát rejt magában. Bizonyára a közeljövőben sok érdekes cikk és szakirodalom jelenik meg ebben a témában és foglalkozik majd az esetleges hibák kérdésével. A két érték közötti - földrengéssel kapcsolatos ismereteinkhez mérve - kicsi eltérés mindenképp megnyugtató lehet a mérnök számára.

Az összegzett eredő erő tudatában azonban nem végeztünk a számítással. Nem ennek az értéknek egyensúlyi szétosztásával kell méretezni az egyes elemeket, ezért jeleztem az előző bekezdésben, hogy az érték tájékoztató jellegű. Az elemek méretezéséhez ki kell számítani az egyes rezgésalakokban a szinteken jelentkező erőket, melyekből előállnak az igénybevételi ábrák, és ezeket az értékeket összegezzük. Az SRSS módszer jellegéből adódik, hogy maximális nyomatékok deriváltja nem a maximális nyíróerők ábrája! Ezt a tényt könnyen beláthatjuk, hogyha újra megvizsgáljuk a 15. ábrát.

2.4.4. Szélteher:

A szélterhet MSZ szabvány alapján számítottam, ezért itt újra az x-y koordinátarendszert használtam, lásd a 23. ábrát.

Az épület alaprajzi befoglaló méretei:

$$L_X := 14.6\text{m}$$

$$L_Y := 26.6\text{m}$$

X irányú alaki tényező:

$$\frac{H_e}{L_X} = 2.226$$

$$c_x := 0.8 + \left(0.4 + 0.2 \cdot \frac{0.226}{1} \right) = 1.245$$

Y irányú alaki tényező:

$$\frac{H_e}{L_Y} = 1.222$$

$$c_y := 0.8 + 0.4 = 1.2$$

Átlagos torlónyomás:

$$w_{0\text{átl}} := 0.373 \cdot \left(\frac{H_e}{10 \cdot \text{m}} \right)^{0.44} \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 0.627 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

X irányú szélnyomás és teljes szélteher:

$$p_{wXa} := w_{0\text{átl}} \cdot c_x = 0.78 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_{wXsz} := w_{0\text{átl}} \cdot c_x \cdot 1.2 = 0.936 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

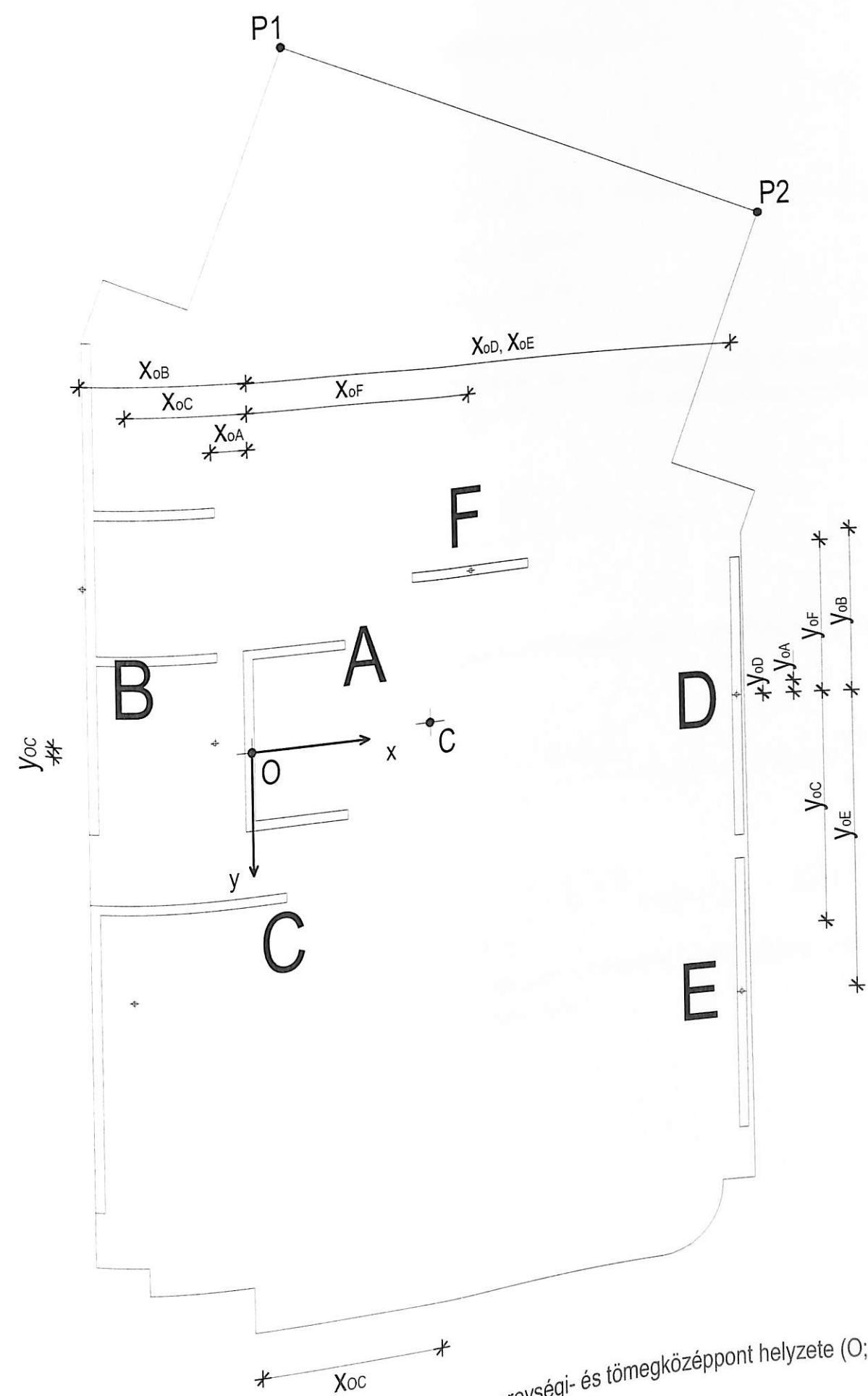
$$P_{wXsz} := H_e \cdot L_Y \cdot p_{wXsz} = 0.809 \cdot \text{MN}$$

Y irányú szélnyomás és teljes szélteher:

$$p_{wYa} := w_{0\text{átl}} \cdot c_y = 0.752 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_{wYsz} := w_{0\text{átl}} \cdot c_y \cdot 1.2 = 0.902 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$P_{wYsz} := H_e \cdot L_X \cdot p_{wYsz} = 0.428 \cdot \text{MN}$$



23. ábra - Merevítőelemek elhelyezkedése, illetve a merevségi- és tömegközéppont helyzete (O; C)

2.5. A legnagyobb tetőponti eltolódás szélteher hatására:

Irányok értelmezéséért lásd 23. ábrát.

$$\begin{aligned} \text{A teljes szerkezetmagasság:} \quad H_{\text{szerk}} &:= H_{\text{é}} + h_{\text{sz}} = 35.32\text{m} \\ \text{A merevítő rendszer magassága:} \quad l_r &:= H_m = 28.68\text{m} \\ \text{A szintmagasság:} \quad k &:= h_{\text{sz}} = 2.82\text{m} \end{aligned}$$

A következő lépésben meghatározott x tényezőt munkatétel segítségével vezettem le, és annak a jelenségnek a figyelembevételére szolgál, hogy nem a szerkezet teljes magasságában hat a szélteher (azaz a terepszint alatt nem).

$$x := \frac{8}{l_r^4} \left[\frac{(l_r - k)^4}{8} + \frac{3 \cdot (l_r - k)^2 \cdot k^2}{4} + \frac{(l_r - k)^3 \cdot k}{2} + \frac{k^3 \cdot (l_r - k)}{3} \right] = 0.999$$

Figyelembe véve, hogy a legfelső két szint nem része a merevítőrendszernek, egyenértékű eltolódást okozó megoszló szélteher képzése:

$$\begin{aligned} q_{wXa} &:= \frac{(H_{\text{szerk}} - H_m) \cdot L_Y \cdot p_{wXa} \cdot 8}{3 \cdot H_m} + \frac{4 \cdot (H_{\text{szerk}} - H_m)^2 \cdot L_Y \cdot p_{wXa}}{2 \cdot H_m^2} + p_{wXa} \cdot L_Y \cdot x = 35.763 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\ q_{wYa} &:= \frac{(H_{\text{szerk}} - H_m) \cdot L_X \cdot p_{wYa} \cdot 8}{3 \cdot H_m} + \frac{4 \cdot (H_{\text{szerk}} - H_m)^2 \cdot L_X \cdot p_{wYa}}{2 \cdot H_m^2} + p_{wYa} \cdot L_X \cdot x = 18.917 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \end{aligned}$$

A két pontot, amelyekre meghatároztam a maximális tetőponti eltolódást a 7. ábrán látható módon határoztam meg. Helyzetük a merevségi középponthoz viszonyítva:

$$\begin{aligned} x_{P1} &:= 0.8597\text{m} & x_{P2} &:= 11.5998\text{m} \\ y_{P1} &:= -14.609\text{m} & y_{P2} &:= -10.4982\text{m} \end{aligned}$$

X irányú szél esetében:

$$u_X := \frac{l_{XX} \cdot q_{wXa} \cdot H_m^4}{8 \cdot E \cdot (l_{XX} \cdot l_{YY} - l_{XY}^2)} = 25.141\text{mm}$$

Figyelembe véve a felső két szintet:

$$u_{\max X} := u_X + \frac{u_X}{H_m \cdot 0.75} \cdot (H_{\text{szerk}} - H_m) = 32.902 \cdot \text{mm}$$

$$v_X := \frac{-I_{XY} \cdot q_{wXa} \cdot H_m^4}{8 \cdot E \cdot (I_{XX} \cdot I_{YY} - I_{XY}^2)} = 1.954 \cdot \text{mm}$$

Figyelembe véve a felső két szintet:

$$v_{\max X} := v_X + \frac{v_X}{H_m \cdot 0.75} \cdot (H_{\text{szerk}} - H_m) = 2.557 \cdot \text{mm}$$

$$m_{zX} := q_{wXa} \cdot -1.287m = -46.027 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$\phi_{\max X} := \frac{m_{zX} \cdot H_m^2}{GJ} \cdot \left(\frac{\cosh(k_m) - 1}{k_m^2 \cdot \cosh(k_m)} - \frac{\tanh(k_m)}{k_m} + \frac{1}{2} \right) = -8.245 \times 10^{-3} \cdot \text{deg}$$

$$u_{PX} := -(u_{\max X} + y_{P1} \cdot \tan(\phi_{\max X})) = -35.005 \cdot \text{mm}$$

$$v_{PX} := v_{\max X} + x_{P1} \cdot \tan(\phi_{\max X}) = 2.433 \cdot \text{mm}$$

k_m - a csavarási merevségek arányát kifejező tényező

Y irányú szél esetében:

$$v_Y := \frac{I_{YY} \cdot q_{wYa} \cdot H_m^4}{8 \cdot E \cdot (I_{XX} \cdot I_{YY} - I_{XY}^2)} = 1.854 \cdot \text{mm}$$

$$v_{\max Y} := v_Y + \frac{v_Y}{H_m \cdot 0.75} \cdot (H_{\text{szerk}} - H_m) = 2.427 \cdot \text{mm}$$

$$u_Y := \frac{-I_{XY} \cdot q_w Y_a \cdot H_m^4}{8 \cdot E \cdot (I_{XX} \cdot I_{YY} - I_{XY}^2)} = 1.033 \cdot \text{mm}$$

$$u_{\max Y} := u_Y + \frac{u_Y}{H_m \cdot 0.75} \cdot (H_{\text{szerk}} - H_m) = 1.352 \cdot \text{mm}$$

$$m_{ZY} := q_w Y_a \cdot x_{OC} = 73.478 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$\phi_{\max Y} := \frac{m_{ZY} \cdot H_m^2}{GJ} \cdot \left(\frac{\cosh(k_m) - 1}{k_m^2 \cdot \cosh(k_m)} - \frac{\tanh(k_m)}{k_m} + \frac{1}{2} \right) = 0.013 \cdot \text{deg}$$

$$u_{PY} := -u_{\max Y} + y_{P2} \cdot \tan(\phi_{\max X}) = 0.158 \cdot \text{mm}$$

$$v_{PY} := v_{\max Y} + x_{P2} \cdot \tan(\phi_{\max Y}) = 5.091 \cdot \text{mm}$$

Tehát a legnagyobb tetőponti eltolódás X irányú szél hatására következik be és az értéke P1 pontban ~3,5 cm. Tetőponti eltolódásra az épület megfelel, ugyanis a 3,5 cm kisebb, mint a H/500 ajánlás által szolgáltatott ~7 cm.

2.6. "A" jelű merevítőelemre ható terhek számítása:

A dolgozatomban kiválasztom az "A" jelű merevítőelemet, amelyet a későbbiekben szilárdságtanilag méretezni fogok. A következő oldalakon gyűjtöm össze, hogy az eddig kiszámított, az épületre ható terhekből mekkora rész jut az erre az elemre. Újból fontos megjegyezni, hogy a földrengésteher nem tekinthető egyidejűnek a szélteherrel - továbbá minden irányban azonos nagyságú -, ezért kiválasztottam a mértékadó terhet és azzal folytattam a számítást.

2.6.1. Normálerő

Az elem külpontosan nyomott, a rá átvitt terhelés alapértéke az általános szinteken ~392,7 kN, a legfelső három szint terhe pedig ~662,3 kN. A teljes normálerő értéke megközelítőleg 4,1 MN. Azért nem a terhek szélsőértékével számoltam és méreteztem az elemet a későbbiekben, mert a mértékadó vízszintes terhelés földrengésből keletkezik.

2.6.2. Modális válaszspektrum-analízis:

A modális válaszspektrum-analízis-, HSM- és a szélteher eredményeit összevetve látható, hogy az MVA szolgáltatja a mértékadó terhet teherbírás szempontjából, ezért ezt a vízszintes terhet kiválasztva számítottam az elemre jutó terheket. Itt újfent y-z koordinátarendszert használtam x-y helyett.

Elsőként meghatároztam az egyes rezgésalakokban a szintenként működő erőket. A p mátrix szintén 30x30 elemből áll, a függőleges oszlopok az egyes rezgésalakok terheit tartalmazzák, és az oszlopok minden 3-as blokkja jellemző egy szintet, legfelső blokk a legalsó födémet. A blokkok első eleme tartalmazza az y, a második a z irányú erőket, a harmadik eleme pedig a nyomatékot.

$$p := \begin{cases} \text{for } i \in 0..n\text{szint}-3-1 \\ p_i \leftarrow \frac{M}{m^2} \cdot \phi \cdot \frac{\phi^T \cdot M \cdot \phi}{\phi \cdot \phi^T \cdot M \cdot \phi} \cdot S_{D_i} \end{cases}$$

Első három rezgésalakból:

$$p_0 =$$

	0
0	1.71
1	-0.12
2	2.51
3	6.54
4	-0.45
5	9.61
6	14.04
7	-0.97
8	20.64
9	23.77
10	-1.65
11	34.94
12	35.3
13	-2.45
14	51.9
15	48.23
16	-3.34
17	70.9
18	62.16
19	-4.31
20	91.39
21	76.78
22	-5.32
23	112.88
24	91.78
25	-6.36
26	134.93
27	180.2
28	-12.49
29	264.93

·kN

$$p_1 =$$

	0
0	$4.75 \cdot 10^{-4}$
1	0.02
2	0.26
3	$1.82 \cdot 10^{-3}$
4	0.09
5	0.98
6	$3.91 \cdot 10^{-3}$
7	0.2
8	2.1
9	$6.61 \cdot 10^{-3}$
10	0.34
11	3.55
12	$9.82 \cdot 10^{-3}$
13	0.5
14	5.27
15	0.01
16	0.68
17	7.2
18	0.02
19	0.88
20	9.28
21	0.02
22	1.08
23	11.46
24	0.03
25	1.3
26	13.7
27	0.05
28	2.55
29	26.9

·kN

$p_2 =$

	0
0	0.04
1	0.42
2	-2.47
3	0.16
4	1.6
5	-9.46
6	0.34
7	3.44
8	-20.32
9	0.57
10	5.82
11	-34.41
12	0.84
13	8.65
14	-51.11
15	1.15
16	11.81
17	-69.82
18	1.49
19	15.23
20	-90.01
21	1.84
22	18.81
23	-111.16
24	2.2
25	22.48
26	-132.88
27	4.31
28	44.15
29	-260.91

·kN

A szinteken működő erők és csavarónyomatékok ismeretében számítottam ki a már ismertett összefüggés segítségével az egyes szintek elmozdulásait. A mátrix minden függőleges oszlopa egy rezgésalakot mutat és 3-as blokk jellemző egy szintet, legfelső blokk a legalsó fődémet. A blokkok első eleme tartalmazza az y, a második a z irányú eltolódást, a harmadik eleme pedig az elfordulást.

$$u_{\text{tomeg}} := \begin{cases} \text{for } i \in 0.. \text{nszint} - 1 \\ \quad \langle \hat{p} \rangle \\ \quad u_{\text{tomeg}} \leftarrow K^{-1} \cdot p_i \\ u_{\text{tomeg}} \end{cases}$$

A számítás további részét az "A" jelű elemen mutatom be, a többi merevítőelem ennek példájára számítható. Következő lépésként kiszámoltam az elem elmozdulásait a födémek elmozdulásából. Az elem helyzete a koordinátarendszerben:

$$e_{A,y} := \frac{b_{yA}}{m} = -4.66$$

$$e_{A,z} := \frac{b_{zA}}{m} = 0.07$$

$$u_A := \begin{array}{l} \text{for } i \in 0.. \text{nszint} - 1 \\ \quad \text{for } j \in 0.. \text{nszint} - 3 - 1 \\ \quad \quad \left| \begin{array}{l} u_{A,i,3,j} \leftarrow u_{\text{tomeg},3,j} - u_{\text{tomeg},3+2,j} \cdot e_{A,z} \\ u_{A,i,3+1,j} \leftarrow u_{\text{tomeg},3+1,j} + u_{\text{tomeg},3+2,j} \cdot e_{A,y} \\ u_{A,i,3+2,j} \leftarrow u_{\text{tomeg},3+2,j} \end{array} \right. \\ \quad \quad u_A \end{array}$$

Az elemben szintenként ébredő erőket rezgésalakonként az F_A mátrix tartalmazza:

$$F_A := k_A \cdot u_A$$

Az igénybevételek szintenként:

Nyíróerők:

$$V_{A,y} := \begin{array}{l} \text{for } i \in 0.. \text{nszint} - 1 \\ \quad \text{for } j \in 0.. \text{nszint} - 3 - 1 \\ \quad \quad V_{A,y,i,j} \leftarrow 0 \\ \quad \text{for } i \in 0.. \text{nszint} - 1 \\ \quad \quad \text{for } j \in 0.. \text{nszint} - 3 - 1 \\ \quad \quad \quad \text{for } k \in i.. \text{nszint} - 1 \\ \quad \quad \quad \quad V_{A,y,i,j} \leftarrow V_{A,y,i,j} + F_{A,k,3+0,j} \\ \quad \quad V_{A,y} \end{array}$$

$$V_{A,z} := \begin{array}{l} \text{for } i \in 0.. \text{nszint} - 1 \\ \quad \text{for } j \in 0.. \text{nszint} - 3 - 1 \\ \quad \quad V_{A,z,i,j} \leftarrow 0 \\ \quad \text{for } i \in 0.. \text{nszint} - 1 \\ \quad \quad \text{for } j \in 0.. \text{nszint} - 3 - 1 \\ \quad \quad \quad \text{for } k \in i.. \text{nszint} - 1 \\ \quad \quad \quad \quad V_{A,z,i,j} \leftarrow V_{A,z,i,j} + F_{A,k,3+1,j} \\ \quad \quad V_{A,z} \end{array}$$

Csavarónyomatékok:

```
MA.cs :=  
  for i ∈ 0.. nszint - 1  
    for j ∈ 0.. nszint3 - 1  
      MA.csi,j ← 0  
    for i ∈ 0.. nszint - 1  
      for j ∈ 0.. nszint3 - 1  
        for k ∈ i.. nszint - 1  
          MA.csi,j ← MA.csi,j + FAk-3+2,j  
  MA.cs
```

Hállítónyomatékok:

```
MA.zz :=  
  for i ∈ 0.. nszint - 1  
    for j ∈ 0.. nszint3 - 1  
      MA.zzi,j ← 0  
    for i ∈ 0.. nszint - 1  
      for j ∈ 0.. nszint3 - 1  
        for k ∈ i.. nszint - 1  
          MA.zzi,j ← MA.zzi,j + FAk-3+0,j · [(k - i) + 1] · h  
  MA.zz
```

```
MA.yy :=  
  for i ∈ 0.. nszint - 1  
    for j ∈ 0.. nszint3 - 1  
      MA.yyi,j ← 0  
    for i ∈ 0.. nszint - 1  
      for j ∈ 0.. nszint3 - 1  
        for k ∈ i.. nszint - 1  
          MA.yyi,j ← MA.yyi,j + FAk-3+1,j · [(k - i) + 1] · h  
  MA.yy
```

Ezeket a hatások összegezve SRSS összegzés segítségével kaptam meg az igénybevételeket, amelyekre már méretezhetjük az elemet.

$$V_{A.y.SRSS} := \begin{cases} \text{for } i \in 0..n szint - 1 \\ V_{A.y.SRSS_{i,0}} \leftarrow \sqrt{\sum_{k=0}^{(n szint 3)-1} (V_{A.y_{i,k}})^2} \\ V_{A.y.SRSS} \end{cases}$$

$$V_{A.z.SRSS} := \begin{cases} \text{for } i \in 0..n szint - 1 \\ V_{A.z.SRSS_{i,0}} \leftarrow \sqrt{\sum_{k=0}^{(n szint 3)-1} (V_{A.z_{i,k}})^2} \\ V_{A.z.SRSS} \end{cases}$$

$$M_{A.cs.SRSS} := \begin{cases} \text{for } i \in 0..n szint - 1 \\ M_{A.cs.SRSS_{i,0}} \leftarrow m \sqrt{\sum_{k=0}^{(n szint 3)-1} (M_{A.cs_{i,k}})^2} \\ M_{A.cs.SRSS} \end{cases}$$

$$M_{A.zz.SRSS} := \begin{cases} \text{for } i \in 0..n szint - 1 \\ M_{A.zz.SRSS_{i,0}} \leftarrow \sqrt{\sum_{k=0}^{(n szint 3)-1} (M_{A.zz_{i,k}})^2} \\ M_{A.zz.SRSS} \end{cases}$$

$$M_{A.yy.SRSS} := \begin{cases} \text{for } i \in 0..n szint - 1 \\ M_{A.yy.SRSS_{i,0}} \leftarrow \sqrt{\sum_{k=0}^{(n szint 3)-1} (M_{A.yy_{i,k}})^2} \\ M_{A.yy.SRSS} \end{cases}$$

Az igénybevételi ábrák ordinátái:

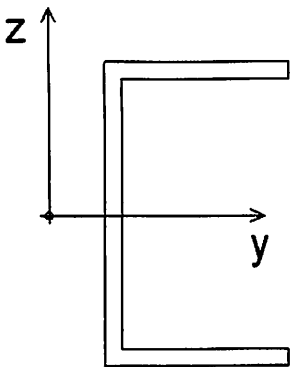
$$V_{A.y.SRSS} = \begin{pmatrix} 161.68 \\ 154.94 \\ 137.61 \\ 113.01 \\ 87.67 \\ 70.27 \\ 68.27 \\ 76.83 \\ 81.82 \\ 69.83 \end{pmatrix} \cdot \text{kN} \quad V_{A.z.SRSS} = \begin{pmatrix} 86.6 \\ 83.11 \\ 74.11 \\ 61.38 \\ 48.3 \\ 39.27 \\ 37.83 \\ 41.7 \\ 43.82 \\ 37.16 \end{pmatrix} \cdot \text{kN}$$

$$M_{A.cs.SRSS} = \begin{pmatrix} 394.01 \\ 378.14 \\ 337.28 \\ 279.47 \\ 220.12 \\ 179.07 \\ 172.46 \\ 189.88 \\ 199.37 \\ 169.02 \end{pmatrix} \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{A.zz.SRSS} = \begin{pmatrix} 1.85 \times 10^3 \\ 1.51 \times 10^3 \\ 1.23 \times 10^3 \\ 1.05 \times 10^3 \\ 946.68 \\ 874.2 \\ 776.67 \\ 626.56 \\ 424.19 \\ 196.93 \end{pmatrix} \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad M_{A.yy.SRSS} = \begin{pmatrix} 1.04 \times 10^3 \\ 848.66 \\ 696.51 \\ 592.2 \\ 528.41 \\ 479.96 \\ 420.84 \\ 336.5 \\ 226.53 \\ 104.8 \end{pmatrix} \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

A nyíróerők és a csavarónyomaték esetében a vektorok első eleme a legalsó szint magasságában a befogásig jelentkező igénybevételt jelzi, a hajlító igénybevételek esetében az első elem a befogásnál jelentkező, az utolsó pedig a 9. szint magasságában jelentkező nyomatékot. Látható, hogy az elemre tekintélyes csavarónyomaték hat, ez az elem helyzetével magyarázható, ugyanis a merevségi középpont közvetlen közelében helyezkedik el és az épület elcsavaródását nem tudja hajlítási merevsége segítségével felvenni.

A földrengéstéher számításakor két bemenő adat határozza meg az eredményeket. Az első a földrengés iránya, a második a tömeg központossága. Három különböző: egy y, egy z és egy általános irányú földrengés alapján határoztam meg az elemre ható maximális terheket (21. ábra). Az előző oldalon látható eredmények y irányú földrengés és "4"-es központosság felvételével lettek számolva, de mint látható lesz, eltérő irányú igénybevételek esetében más és más földrengés a mértékadó.



24. ábra Az "A" jelű merevítőelem

Maximális igénybevételek a befogási keresztmetszetben:

		Eset
Hajlítás z tengely körül	$M_{zz}=1850 \text{ kNm}$	Y - 4
Hajlítás y tengely körül	$M_{yy}=4030 \text{ kNm}$	Z - 2
y irányú nyíróerő	$V_y=162 \text{ kN}$	Y - 4
z irányú nyíróerő	$V_z=202 \text{ kN}$	Z - 2
Csavarónyomaték	$M_{cs}=949 \text{ kNm}$	Z - 2

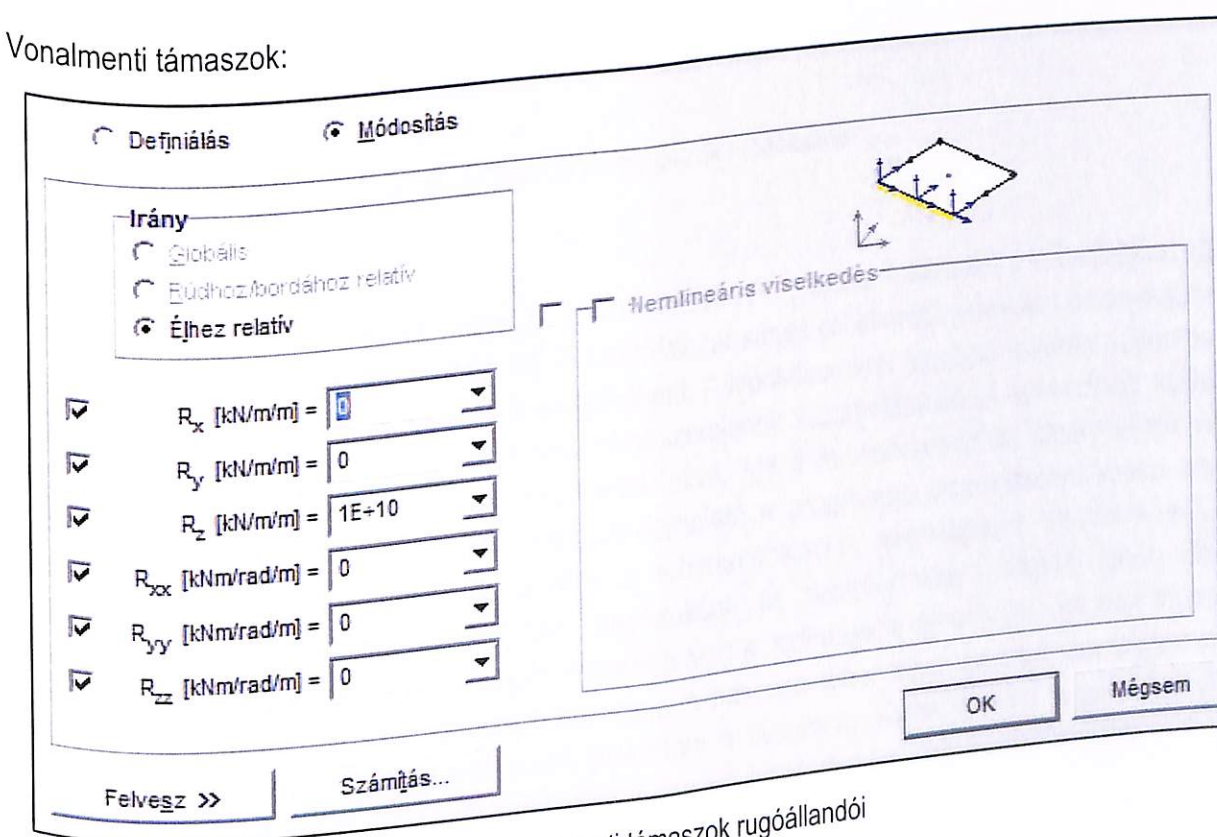
3. Szilárdságtani méretezés

Az eddigiekben az épületet komplexen vizsgáltam, elvégeztem a stabilitásvizsgálatot és meghatároztam a szerkezetre ható terheket. A 3-as pontban áttérek az ún. "lokális" méretezésre. A Magyar Szabvány előírásai alapján megterveztem egy általános szint, liftakna és a hozzájuk tartozó gerendák vasalását.

3.1. Általános szint méretezése:

A földem számítását az AxisVM végelelem programmal végeztem. A földem alátámasztásáról monolit vasbeton falak és oszlopok gondoskodnak. A vasbeton falak vonalmenti- (25. ábra), az oszlopok csomóponti (26. ábra) támaszokat jelentenek, melyek merevségét a vasbeton számítási gyakorlatban bevált $1E+10$ kN/m értékre.

Vonalmenti támaszok:



25. ábra Vonalmenti támaszok rugóállandói

Csomóponti támaszok:

26. ábra Csomóponti támaszok rugóállandói

3.1.1. Terhek:

A földemen felületi- és vonalmenti megoszló teher működik. A vonalmenti terheket a kitöltőfalazat súlya és a lépcsőkarok támaszereje szolgáltatta. A kitöltőfalazat súlyát csökkentő nyílásokat elhanyagoltam, ugyanis a későbbiekben az áthelyezésük elképzelhető. A lépcsőkarokról átadódó terheket számítással határoztam meg, törtvonalú kéttámaszú tartó támaszerejének kiszámításával. A válaszfalak súlyát a felületen "elkentem", 1,7 kN/m² alapértéket feltételezve, így a későbbiekben az áthelyezésük nem okozhat statikai problémát. A felületi megoszló terhelést a programba alapértékével vittem be, a biztonsági tényezővel szorozott szélsőértéket a teherkombinációk segítségével állítottam elő. A teherkombinációkban szerepel a totálisan alapértékkel- és szélsőértékkel működő teher, illetve "sakktáblaszerű" teherelrendezéssel egyéb teherállásokat is számításba vettem (pl.: minden második szobában működtettem a teher szélsőértékét, stb.). A hasznos teher alapértékének bevitelkor nem számoltam a tartós teher hányaddal, ezzel próbáltam a biztonság javára tévedni, ugyanis az Axis lehajlást a "Statika" fül alatt számol, figyelmen kívül hagyva a vasalást és a berepedezettséget.

3.1.2. Hajlítási vasalás tervezése:

Következő lépésként lefuttattam a lineáris statikai vizsgálatot, majd ellenőriztem, hogy a födém lehajlás szempontjából megfelel-e. Mivel a vastagsága révén sehol sem haladta meg a lehajlás a szabványban rögzített értékeket, következett a vasalás számítása. (27. ábra):

Anyagok és geometria

Anyagok

Beton BETON C20

Betonacél B 60.50

Vastagság (h) [cm] = 18,0

Kedvezőtlen kiütemesség (N > 0) = 0

Kedvezőtlen kiütemesség (N < 0) = 0

Vaspozíció

x_{felső} [cm] = 3,3

x_{alsó} [cm] = 2,1

y_{felső} [cm] = 2,1

y_{alsó} [cm] = 3,3

☐ Ez legyen az acélminőség és betonfedés alapértéke

OK Mégsem

Felvesz >>

27. ábra Vasalási paraméterek

A szükséges vasalási mennyiségeket a teherkombinációkra húzott burkoló maximum ábrából olvastam le a későbbiekben (28., 29., 30. és 31. ábra), és vasaltam be a födémeket.

A szabvány szerinti minimális vasmennyiség: 540 mm²/fm, ehhez az alkalmazott vasalás: $\varnothing 12/200$ mm $\rightarrow A_s = 565$ mm²/fm.

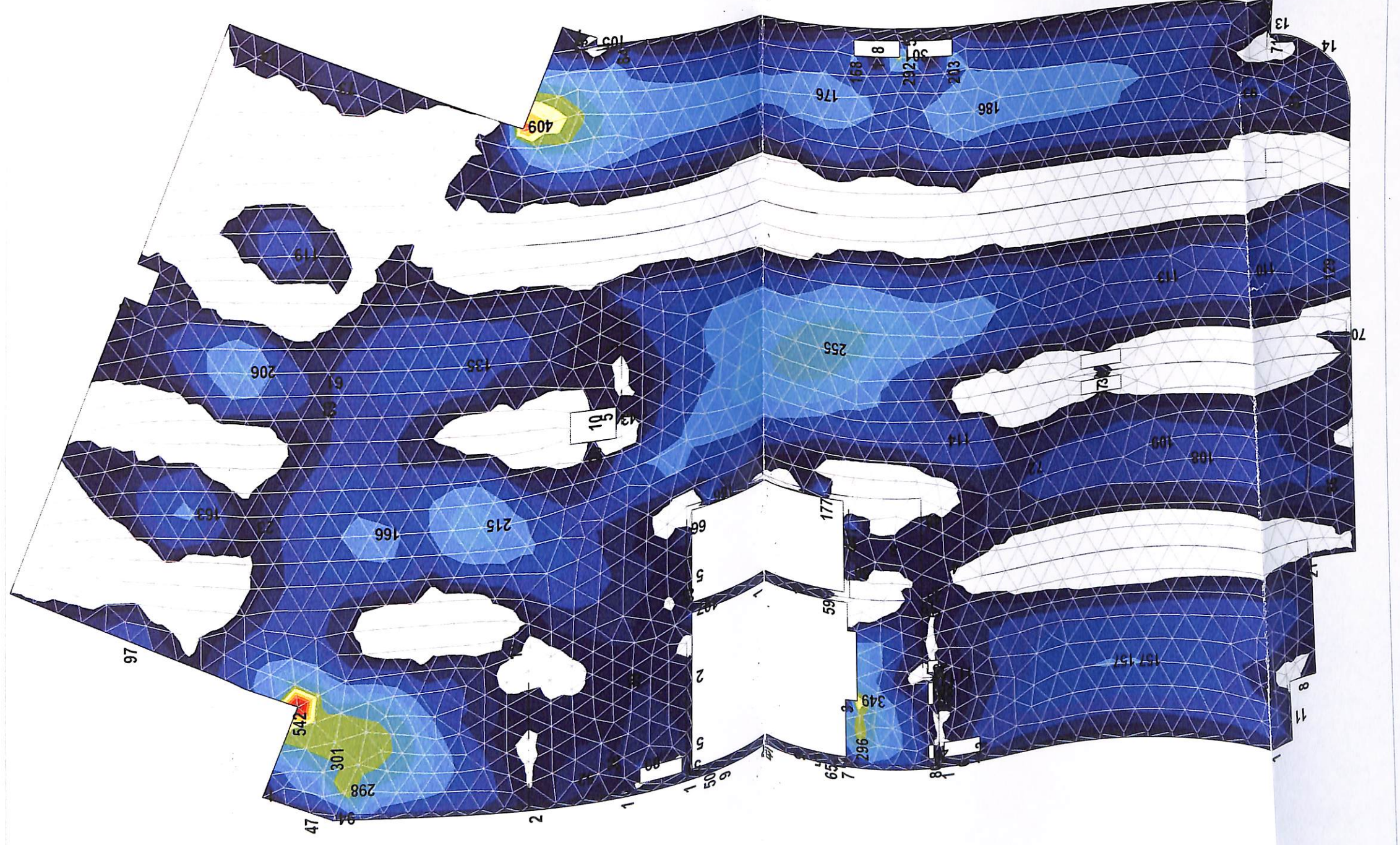
A födém több helyen jellemzően egy irányban teherviselőként viselkedik, ezeken a szakaszokon a szükséges vasalási mennyiségeket kézi számítással is ellenőriztem.

Utolsó lépésként a felvett vasalást alkalmazott vasalásként vittem be az AxisVM végelelem programba és totálisan működő alapértékű teherre ellenőriztem, hogy a födém repedéstágasságra megfelel-e.

Koszorúvasalásnak alul-felül 2 $\varnothing 12$, a lemez szabad szélén pedig alul-felül 2 $\varnothing 16$ betonacélt alkalmaztam.

Lineáris számítás	
Szabvány :	MSZ
Eset :	Burkoló Min,Max
E (W) :	2,07E-11
E (P) :	2,07E-11
E (ER) :	9,08E-12
Komp. :	axa [mm ² /m]

axa	542
[mm ² /m]	503
	464
	426
	387
	348
	310
	271
	232
	194
	155
	116
	77
	39
	0



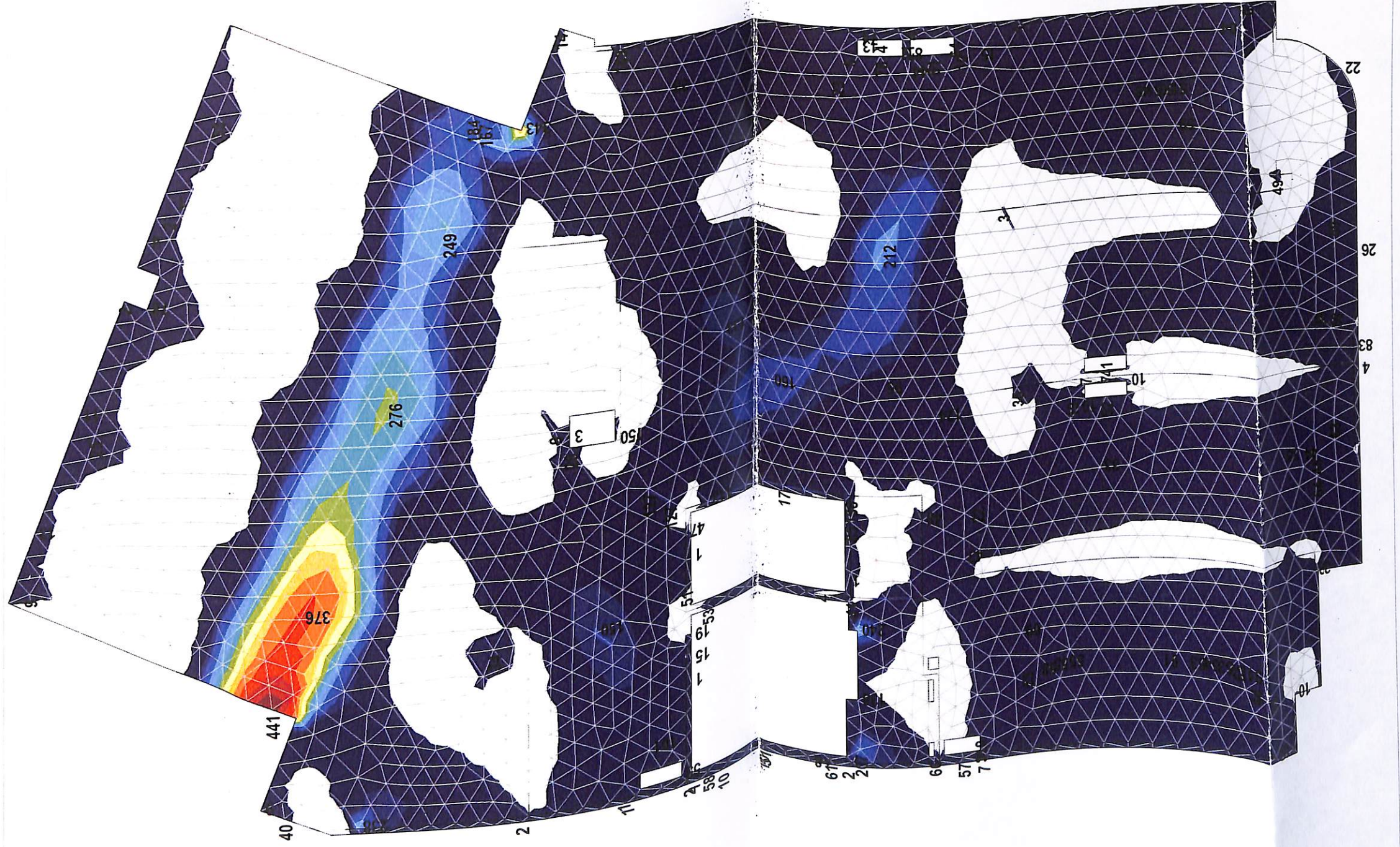
Munka: Hotel Belvedere Statikai számítás

Tervező: Balogh Tamás
28.ábra - Szükséges alsó vasalás x irányban

Modell: altszint2.axs

Lineáris számítás	
Szabvány :	MSz
Eset :	Burkoló Min,Max
E (W) :	2,07E-11
E (P) :	2,07E-11
E (ER) :	9,08E-12
Komp. :	aya [mm ² /m]

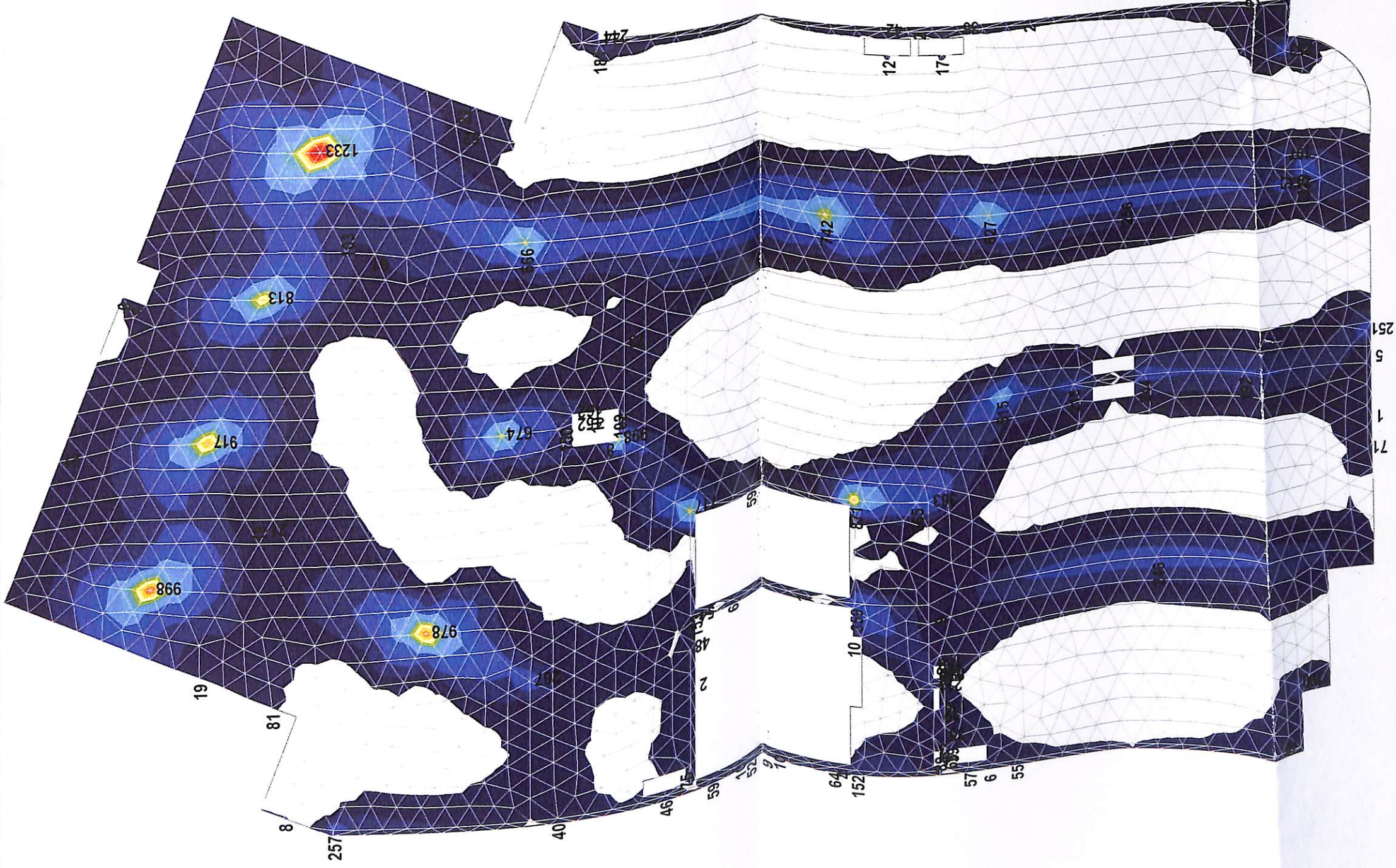
aya	[mm ² /m]
441	
417	
393	
368	
344	
319	
295	
271	
246	
222	
198	
173	
149	
124	
0	



Munka: Hotel Belvedere Statikai számítás

Tervező: Balogh Tamás
29.ábra - Szükséges alsó vasalás y irányban
Modell: altszint2.axs

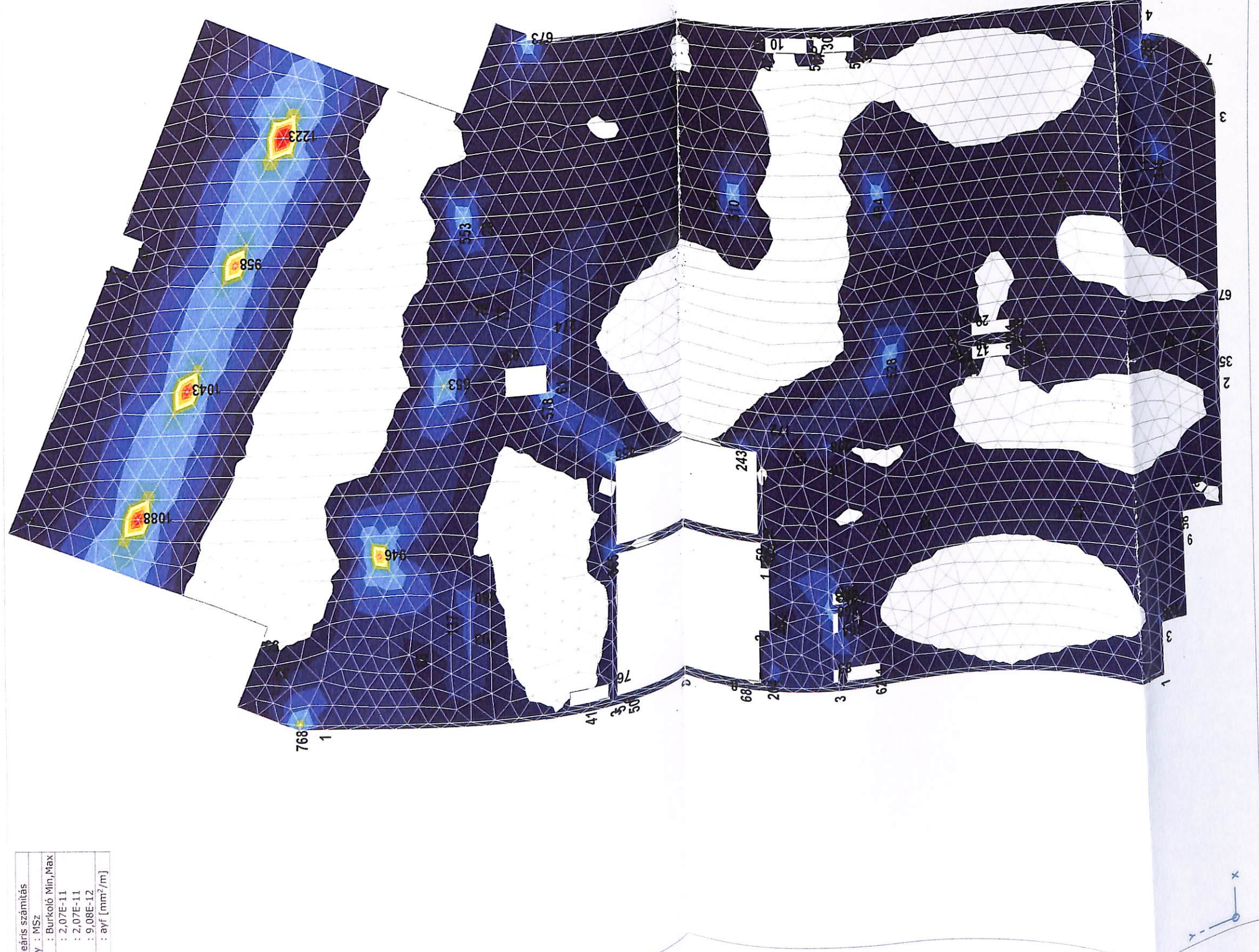
Lineáris számítás	
Szabvány :	MSZ
Eset :	Burkoló Min,Max
E (W) :	2,07E-11
E (P) :	2,07E-11
E (ER) :	9,08E-12
Komp. :	axf [mm ² /m]



axf [mm ² /m]
1233
1145
1057
969
881
793
705
617
529
441
352
264
176
88
0

Lineáris számítás
Szabvány : MSZ
Eset : Burkoló Min, Max
E (W) : 2.07E-11
E (P) : 2.07E-11
E (ER) : 9.08E-12
Komp. : avf [mm ² /m]

avf [mm ² /m]
1223
1136
1048
961
874
786
699
611
524
437
349
262
175
87
0



Munka: Hotel Belvedere Statikai számítás

Tervező: Balogh Tamás
31.ábra - Szükséges felső vasalás y irányban
Modell: altszint2.axs

3.1.3. Gerendák számítása:

G1 gerenda:

A "G1" jelű gerendával a liftakna méretezése során foglalkoztam.

G2 gerenda:

A "G2" jelű gerendából két darab készül általános szinten, a vasalás meghatározásához a terhek szempontjából mértékadót vettem figyelembe. A mértékadó gerendára jó közelítéssel mindkét oldalról fél lemezmező terhe jut.

Egy gerendára jutó vonalmenti megoszló terhek értéke – terhelő sáv: 3,6m:

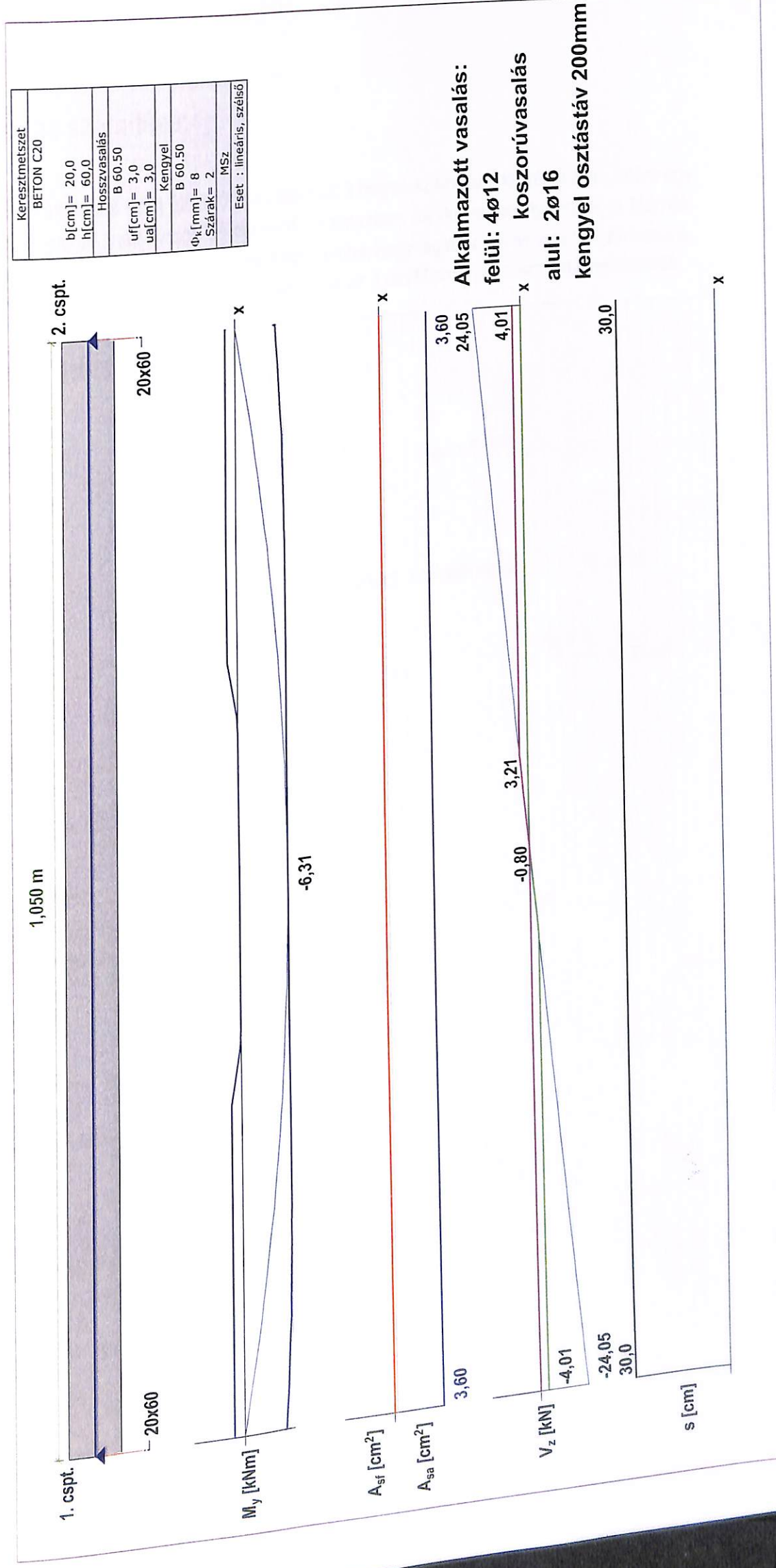
- A gerenda önsúlyát a program veszi számításba, biztonsági tényező: 1,2
- Állandó teher alapértéke 28,0 kN/m, a súlyozott biztonsági tényező: 1,24
- A hasznos teher alapértéke 5,4 kN/m, a biztonsági tényező: 1,4

Szükséges vasalást AxisVM programban határoztam meg,
(32. ábra). A gerendát lehajlás szempontjából is leellenőriztem.

Munka: Hotel Belvedere Statikai számítás

Tervező: Balogh Tamás
32. ábra G2 gerenda méretezése
Modell: G2.axs

2010.06.06. 77. oldal



3.1.4. Átszúródás számítása:

A dolgozatomban az általános szint átszúródási vasalását 3 helyen számoltam ki, két oszlop, illetve egy falvég felett. Nyírási vasalásnak AncoPlus dornikat alkalmaztam, kiindulási mennyiségnek a Mérnöki Kamara Tartószerkezeti Tagozat ajánlását vettem figyelembe, hogy legalább annyi vasat alkalmazzunk, amennyire "fel lehet akasztani" a földemet. Az átszúró erők az AxisVM program számította támaszerők.

P1 pillér átszúródás-vizsgálata

Anyagminőségek:

Beton	C20	$\sigma_{bH} := 14.5 \text{ MPa}$	$\sigma_{hH} := 1.4 \text{ MPa}$
Acél	B50.36	$\sigma_{sH} := 310 \text{ MPa}$	

ξ tényező a helyzete alapján: $\xi := 1.5$

Pillér átmérő je: $d_p := 300 \text{ mm}$

Lemez vastagsága: $h_t := 180 \text{ mm}$

Dolgozó magasság: $h_x := h_t - 22 \text{ mm}$

Mértékadó nyíróerő: $T_M := 224.48 \text{ kN}$

$$h_y := h_t - 36 \text{ mm} \quad h := \frac{h_x + h_y}{2} = 151 \text{ mm}$$

$$t_{ha} := 0.5 \cdot h \cdot \sigma_{hH} = 105.7 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$t_{hf} := 0.2 \cdot h \cdot \sigma_{bH} = 437.9 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$A_{szüks} := \xi \cdot T_M \cdot \frac{1}{\sigma_{sH}} = 1.086 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Minimum átszúródási vasalás ajánlás alapján:

Első átszúródási kör:

$$u_1 := (d_p + 2 \cdot 0.5 \cdot h) \cdot \pi = 1.417 \times 10^3 \cdot \text{mm}$$

$$t_{M1} := 1.2 \cdot \xi \cdot \frac{T_M}{u_1} = 285.183 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$t_{ha} = 105.7 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}} < t_{M1} = 285.183 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}} < t_{hf} = 437.9 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Tehát a pillérfő átszúródásra bevasalható és bevasalandó!

Vasalás felvétele próbálgatás alapján:

Átmérő: $\phi_1 := 8\text{mm}$

Darabszám: $db_1 := 20$

Osztásköz: $t_1 := 75\text{mm}$

Fajlagos acélkeresztmetszet:

Acél teherbírás:

Beton teherbírás:

Teljes átszűrődési teherbírás:

$$A_{salk1} := \left(\frac{\phi_1^2 \cdot \pi}{4} \cdot db_1 \right) = 1.005 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$a_{s1} := \frac{\left(\frac{\phi_1^2 \cdot \pi}{4} \cdot db_1 \right)}{u_1} = 0.71 \cdot \text{mm}$$

$$t_{s1} := 0.85 \cdot \frac{h}{t_1} \cdot a_{s1} \cdot \sigma_{sH} = 376.417 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$t_{b1} := \text{if} \left[\left(1 - \frac{t_{s1}}{t_{hf}} \right) \cdot t_{ha} < 0, 0 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}, \left(1 - \frac{t_{s1}}{t_{hf}} \right) \cdot t_{ha} \right] = 14.841 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$t_{H1} := t_{s1} + t_{b1} = 391.258 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}} > t_{M1} = 285.183 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Második átszűrődési kör:

$$u_2 := (d_p + 2 \cdot 1.5 \cdot h) \cdot \pi = 2.366 \times 10^3 \cdot \text{mm}$$

$$t_{M2} := 1.2 \cdot \xi \cdot \frac{T_M}{u_2} = 170.807 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$t_{ha} = 105.7 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}} < t_{M2} = 170.807 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}} < t_{hf} = 437.9 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Tehát a pillérfő átszűrődésre bevasalható és bevasalandó!

Vasalás felvétele próbálgatás alapján:

Átmérő: $\phi_2 := 8\text{mm}$

Darabszám: $db_2 := 20$

Osztásköz: $t_2 := 75\text{mm}$

Fajlagos acélkeresztmetszet:

Acél teherbírás:

Beton teherbírás:

Teljes átszűrődési teherbírás:

$$A_{salk2} := \left(\frac{\phi_2^2 \cdot \pi}{4} \cdot db_2 \right) = 1.005 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$a_{s2} := \frac{\left(\frac{\phi_2^2 \cdot \pi}{4} \cdot db_2 \right)}{u_2} = 0.425 \cdot \text{mm}$$

$$t_{s2} := 0.85 \cdot \frac{h}{t_2} \cdot a_{s2} \cdot \sigma_{sH} = 225.451 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$t_{b2} := \text{if} \left[\left(1 - \frac{t_{s2}}{t_{hf}} \right) \cdot t_{ha} < 0, 0 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}, \left(1 - \frac{t_{s2}}{t_{hf}} \right) \cdot t_{ha} \right] = 51.281 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$t_{H2} := t_{s2} + t_{b2} = 276.731 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}} > t_{M2} = 170.807 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Harmadik átszúródási kör:

$$u_3 := (d_p + 2 \cdot 2.5 \cdot h) \cdot \pi = 3.314 \times 10^3 \cdot \text{mm}$$

$$t_{M3} := 1.2 \cdot \xi \cdot \frac{T_M}{u_3} = 121.912 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$t_{ha} = 105.7 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}} < t_{M3} = 121.912 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}} < t_{hf} = 437.9 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Tehát a pillérfő átszúródásra bevasalható és bevasalandó!

Vasalás felvétele próbálgatás alapján:

Átmérő: $\phi_3 := 8 \text{ mm}$

Darabszám: $db_3 := 20$

Osztásköz: $t_3 := 75 \text{ mm}$

Fajlagos acélkeresztmetszet:

Acél teherbírás:

Beton teherbírás:

Teljes átszúródási teherbírás:

$$A_{salk3} := \left(\frac{\phi_3^2 \cdot \pi}{4} \cdot db_3 \right) = 1.005 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$a_{s3} := \frac{\left(\frac{\phi_3^2 \cdot \pi}{4} \cdot db_3 \right)}{u_3} = 0.303 \cdot \text{mm}$$

$$t_{s3} := 0.85 \cdot \frac{h}{t_3} \cdot a_{s3} \cdot \sigma_{sH} = 160.914 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$t_{b3} := \text{if} \left[\left(1 - \frac{t_{s3}}{t_{hf}} \right) \cdot t_{ha} < 0, 0 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}, \left(1 - \frac{t_{s3}}{t_{hf}} \right) \cdot t_{ha} \right] = 66.859 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$t_{H3} := t_{s3} + t_{b3} = 227.773 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}} > t_{M3} = 121.912 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Negyedik átszúródási kör:

$$u_4 := (d_p + 2 \cdot 3.5 \cdot h) \cdot \pi = 4.263 \times 10^3 \cdot \text{mm}$$

$$t_{M4} := 1.2 \cdot \xi \cdot \frac{T_M}{u_4} = 94.781 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$t_{ha} = 105.7 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}} > t_{M4} = 94.781 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Tehát a pillérfőt átszúródásra már nem kell bevasalni!

P2 pillér átszúródás-vizsgálata

Anyagminőségek:

Beton	C20	$\sigma_{bH} := 14.5 \text{ MPa}$	$\sigma_{hH} := 1.4 \text{ MPa}$
Acél	B50.36	$\sigma_{sH} := 310 \text{ MPa}$	

Pillér keresztmetszeti méretei: $h_p := 500 \text{ mm}$ $b_p := 250 \text{ mm}$ ξ tényező a helyzete alapján: $\xi := 1.4$

Lemez vastagsága: $h_t := 180 \text{ mm}$ $h_y := h_t - 36 \text{ mm}$ $h := \frac{h_x + h_y}{2} = 151 \text{ mm}$

Dolgozó magasság: $h_x := h_t - 22 \text{ mm}$

Mértékadó nyíróerő: $T_M := 211.35 \text{ kN}$

$$t_{ha} := 0.5 \cdot h \cdot \sigma_{hH} = 105.7 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$t_{hf} := 0.2 \cdot h \cdot \sigma_{bH} = 437.9 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$A_{szüks} := \xi \cdot T_M \cdot \frac{1}{\sigma_{sH}} = 954.484 \cdot \text{mm}^2$$

Minimum átszúródási vasalás ajánlás alapján:

Első átszúródási kör:

$$u_1 := 2 \cdot h_p + 2 \cdot b_p + 2(0.5 \cdot h) \cdot \pi = 1.974 \times 10^3 \cdot \text{mm}$$

$$t_{M1} := 1.2 \cdot \xi \cdot \frac{T_M}{u_1} = 179.838 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$t_{ha} = 105.7 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}} < t_{M1} = 179.838 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}} < t_{hf} = 437.9 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Tehát a pillérfő átszúródásra bevasalható és bevasalandó!

Vasalás felvétele próbálgatás alapján:

Átmérő: $\phi_1 := 8 \text{ mm}$

Darabszám: $db_1 := 20$

Osztásköz: $t_1 := 75 \text{ mm}$

Fajlagos acélkeresztmetszet:

$$A_{salk1} := \left(\frac{\phi_1^2 \cdot \pi}{4} \cdot db_1 \right) = 1.005 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$a_{s1} := \frac{\left(\frac{\phi_1^2 \cdot \pi}{4} \cdot db_1 \right)}{u_1} = 0.509 \cdot \text{mm}$$

Acél teherbírás:

$$t_{s1} := 0.85 \cdot \frac{h}{t_1} \cdot a_{s1} \cdot \sigma_{sH} = 270.125 \cdot \frac{N}{mm}$$

Beton teherbírás:

$$t_{b1} := \text{if} \left[\left(1 - \frac{t_{s1}}{t_{hf}} \right) \cdot t_{ha} < 0, 0 \cdot \frac{N}{mm}, \left(1 - \frac{t_{s1}}{t_{hf}} \right) \cdot t_{ha} \right] = 40.497 \cdot \frac{N}{mm}$$

Teljes átszűrődési teherbírás:

$$t_{H1} := t_{s1} + t_{b1} = 310.623 \cdot \frac{N}{mm} > t_{M1} = 179.838 \cdot \frac{N}{mm}$$

Második átszűrődési kör:

$$u_2 := 2 \cdot h_p + 2 \cdot b_p + 2(1.5 \cdot h) \cdot \pi = 2.923 \times 10^3 \cdot mm$$

$$t_{M2} := 1.2 \cdot \xi \cdot \frac{T_M}{u_2} = 121.468 \cdot \frac{N}{mm}$$

$$t_{ha} = 105.7 \cdot \frac{N}{mm} < t_{M2} = 121.468 \cdot \frac{N}{mm} < t_{hf} = 437.9 \cdot \frac{N}{mm}$$

Tehát a pillérfő átszűrődésre bevasalható és bevasalandó!

Vasalás felvétele próbálgatás alapján:

Átmérő: $\phi_2 := 8mm$

Darabszám: $db_2 := 20$

Osztásköz: $t_2 := 75mm$

Fajlagos acélkeresztmetszet:

Acél teherbírás:

Beton teherbírás:

Teljes átszűrődési teherbírás:

$$A_{salk2} := \left(\frac{\phi_2^2 \cdot \pi}{4} \cdot db_1 \right) = 1.005 \times 10^3 \cdot mm^2$$

$$a_{s2} := \frac{\left(\frac{\phi_2^2 \cdot \pi}{4} \cdot db_2 \right)}{u_2} = 0.344 \cdot mm$$

$$t_{s2} := 0.85 \cdot \frac{h}{t_2} \cdot a_{s2} \cdot \sigma_{sH} = 182.451 \cdot \frac{N}{mm}$$

$$t_{b2} := \text{if} \left[\left(1 - \frac{t_{s2}}{t_{hf}} \right) \cdot t_{ha} < 0, 0 \cdot \frac{N}{mm}, \left(1 - \frac{t_{s2}}{t_{hf}} \right) \cdot t_{ha} \right] = 61.66 \cdot \frac{N}{mm}$$

$$t_{H2} := t_{s2} + t_{b2} = 244.111 \cdot \frac{N}{mm} > t_{M2} = 121.468 \cdot \frac{N}{mm}$$

Harmadik átszűrődési kör:

$$u_3 := 2 \cdot h_p + 2 \cdot b_p + 2(2.5 \cdot h) \cdot \pi = 3.872 \times 10^3 \cdot mm$$

$$t_{M3} := 1.2 \cdot \xi \cdot \frac{T_M}{u_3} = 91.704 \cdot \frac{N}{mm}$$

$$t_{ha} = 105.7 \cdot \frac{N}{mm} > t_{M3} = 91.704 \cdot \frac{N}{mm}$$

Tehát a pillérfőt átszűrődésre már nem kell bevasalni!

Belső fal végeinek átszűrődés-vizsgálata

Anyagminőségek:

Beton	C20	$\sigma_{bH} := 14.5 \text{ MPa}$	$\sigma_{hH} := 1.4 \text{ MPa}$
Acél	B50.36	$\sigma_{sH} := 310 \text{ MPa}$	

Pillér keresztmetszeti méretei: $h_p := 300 \text{ mm}$ $b_p := 150 \text{ mm}$ ξ tényező a helyzete alapján: $\xi := 1.4$

Lemez vastagsága: $h_t := 180 \text{ mm}$ $h_y := h_t - 30 \text{ mm}$ $h := \frac{h_x + h_y}{2} = 155 \text{ mm}$

Dolgozó magasság: $h_x := h_t - 20 \text{ mm}$

Mértékadó nyíróerő: $T_M := 240 \text{ kN}$

$$t_{ha} := 0.5 \cdot h \cdot \sigma_{hH} = 108.5 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$t_{hf} := 0.2 \cdot h \cdot \sigma_{bH} = 449.5 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$A_{szüks} := \xi \cdot T_M \cdot \frac{1}{\sigma_{sH}} = 1.084 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Minimum átszűrődési vasalás ajánlás alapján:

Első átszűrődési kör:

$$u_1 := 2 \cdot h_p + b_p + 2(0.5 \cdot h) \cdot \pi \cdot \frac{1}{2} = 993.473 \cdot \text{mm}$$

$$t_{M1} := 1.2 \cdot \xi \cdot \frac{T_M}{u_1} = 405.849 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$t_{ha} = 108.5 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}} < t_{M1} = 405.849 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}} < t_{hf} = 449.5 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Tehát a falvég átszűrődésre bevasalható és bevasalandó!

Vasalás felvétele próbálgatás alapján:

Átmérő: $\phi_1 := 10 \text{ mm}$

Darabszám: $db_1 := 14$

Osztásköz: $t_1 := 75 \text{ mm}$

Fajlagos acélkeresztmetszet:

Acél teherbírás:

Beton teherbírás:

$$A_{salk1} := \left(\frac{\phi_1^2 \cdot \pi}{4} \cdot db_1 \right) = 1.1 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$a_{s1} := \frac{\left(\frac{\phi_1^2 \cdot \pi}{4} \cdot db_1 \right)}{u_1} = 1.107 \cdot \text{mm}$$

$$t_{s1} := 0.85 \cdot \frac{h}{t_1} \cdot a_{s1} \cdot \sigma_{sH} = 602.716 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$t_{b1} := \text{if} \left[\left(1 - \frac{t_{s1}}{t_{hf}} \right) \cdot t_{ha} < 0, 0 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}, \left(1 - \frac{t_{s1}}{t_{hf}} \right) \cdot t_{ha} \right] = 0 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Teljes átszűrődési teherbírás:

$$t_{H1} := t_{s1} + t_{b1} = 602.716 \cdot \frac{N}{mm} > t_{hf} = 449.5 \cdot \frac{N}{mm} > t_{M1} = 405.849 \cdot \frac{N}{mm}$$

Második átszűrődési kör:

$$u_2 := 2 \cdot h_p + b_p + 2(1.5 \cdot h) \cdot \pi \cdot \frac{1}{2} = 1.48 \times 10^3 \cdot mm$$

$$t_{M2} := 1.2 \cdot \xi \cdot \frac{T_M}{u_2} = 272.355 \cdot \frac{N}{mm}$$

$$t_{ha} = 108.5 \cdot \frac{N}{mm} < t_{M2} = 272.355 \cdot \frac{N}{mm} < t_{hf} = 449.5 \cdot \frac{N}{mm}$$

Tehát a falvég átszűrődésre bevasalható és bevasalandó!

Vasalás felvétele próbálgatás alapján:

Átmérő: $\phi_2 := 8mm$

Darabszám: $db_2 := 22$

Osztásköz: $t_2 := 75mm$

Fajlagos acélkeresztmetszet:

Acél teherbírás:

Beton teherbírás:

Teljes átszűrődési teherbírás:

$$A_{salk2} := \left(\frac{\phi_2^2 \cdot \pi}{4} \cdot db_2 \right) = 1.106 \times 10^3 \cdot mm^2$$

$$a_{s2} := \frac{\left(\frac{\phi_2^2 \cdot \pi}{4} \cdot db_2 \right)}{u_2} = 0.747 \cdot mm$$

$$t_{s2} := 0.85 \cdot \frac{h}{t_2} \cdot a_{s2} \cdot \sigma_{sH} = 406.779 \cdot \frac{N}{mm}$$

$$t_{b2} := \text{if} \left[\left(1 - \frac{t_{s2}}{t_{hf}} \right) \cdot t_{ha} < 0, 0 \cdot \frac{N}{mm}, \left(1 - \frac{t_{s2}}{t_{hf}} \right) \cdot t_{ha} \right] = 10.312 \cdot \frac{N}{mm}$$

$$t_{H2} := t_{s2} + t_{b2} = 417.091 \cdot \frac{N}{mm} > t_{M2} = 272.355 \cdot \frac{N}{mm}$$

Harmadik átszűrődési kör:

$$u_3 := 2 \cdot h_p + b_p + 2(2.5 \cdot h) \cdot \pi \cdot \frac{1}{2} = 1.967 \times 10^3 \cdot mm$$

$$t_{M3} := 1.2 \cdot \xi \cdot \frac{T_M}{u_3} = 204.944 \cdot \frac{N}{mm}$$

$$t_{ha} = 108.5 \cdot \frac{N}{mm} < t_{M3} = 204.944 \cdot \frac{N}{mm} < t_{hf} = 449.5 \cdot \frac{N}{mm}$$

Tehát a falvég átszűrődésre bevasalható és bevasalandó!

Vasalás felvétele próbálgatás alapján:

Átmérő: $\phi_3 := 8mm$

Darabszám: $db_3 := 22$

$$A_{salk3} := \left(\frac{\phi_3^2 \cdot \pi}{4} \cdot db_3 \right) = 1.106 \times 10^3 \cdot mm^2$$

Osztásköz: $t_3 := 75 \text{ mm}$

Fajlagos acélkeresztmetszet:

Acél teherbírás:

Beton teherbírás:

Teljes átszűrődési teherbírás:

$$a_{s3} := \frac{\left(\frac{\phi_3^2 \cdot \pi}{4} \cdot db_3 \right)}{u_3} = 0.562 \cdot \text{mm}$$

$$t_{s3} := 0.85 \cdot \frac{h}{t_3} \cdot a_{s3} \cdot \sigma_{sH} = 306.096 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$t_{b3} := \text{if} \left[\left(1 - \frac{t_{s3}}{t_{hf}} \right) \cdot t_{ha} < 0, 0 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}, \left(1 - \frac{t_{s3}}{t_{hf}} \right) \cdot t_{ha} \right] = 34.615 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$t_{H3} := t_{s3} + t_{b3} = 340.711 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}} > t_{M3} = 204.944 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Negyedik átszűrődési kör:

$$u_4 := 2 \cdot h_p + b_p + 2(3.5 \cdot h) \cdot \pi \cdot \frac{1}{2} = 2.454 \times 10^3 \cdot \text{mm}$$

$$t_{M4} := 1.2 \cdot \xi \cdot \frac{T_M}{u_4} = 164.282 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$t_{ha} = 108.5 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$t_{M4} = 164.282 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$t_{hf} = 449.5 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Tehát a falvég átszűrődésre bevasalható és bevasalandó!

Vasalás felvétele próbálgatás alapján:

Átmérő: $\phi_4 := 8 \text{ mm}$

Darabszám: $db_4 := 22$

Osztásköz: $t_4 := 75 \text{ mm}$

Fajlagos acélkeresztmetszet:

Acél teherbírás:

Beton teherbírás:

Teljes átszűrődési teherbírás:

$$A_{salk4} := \left(\frac{\phi_4^2 \cdot \pi}{4} \cdot db_4 \right) = 1.106 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$a_{s4} := \frac{\left(\frac{\phi_4^2 \cdot \pi}{4} \cdot db_4 \right)}{u_4} = 0.451 \cdot \text{mm}$$

$$t_{s4} := 0.85 \cdot \frac{h}{t_4} \cdot a_{s4} \cdot \sigma_{sH} = 245.365 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$t_{b4} := \text{if} \left[\left(1 - \frac{t_{s4}}{t_{hf}} \right) \cdot t_{ha} < 0, 0 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}, \left(1 - \frac{t_{s4}}{t_{hf}} \right) \cdot t_{ha} \right] = 49.274 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$t_{H4} := t_{s4} + t_{b4} = 294.639 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}} > t_{M4} = 164.282 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Ötödik átszűrődési kör:

$$u_5 := 2 \cdot h_p + b_p + 2(4.5 \cdot h) \cdot \pi \cdot \frac{1}{2} = 2.941 \times 10^3 \cdot \text{mm}$$

$$t_{M5} := 1.2 \cdot \xi \cdot \frac{T_M}{u_5} = 137.084 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$t_{ha} = 108.5 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}} < t_{M5} = 137.084 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}} < t_{hf} = 449.5 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Tehát a falvég átszűrődésre bevasalható és bevasalandó!

Vasalás felvétele próbálgatás alapján:

Átmérő: $\phi_5 := 8 \text{ mm}$

Darabszám: $db_5 := 22$

Osztásköz: $t_5 := 75 \text{ mm}$

Fajlagos acélkeresztmetszet:

Acél teherbírás:

Beton teherbírás:

Teljes átszűrődési teherbírás:

$$A_{salk5} := \left(\frac{\phi_5^2 \cdot \pi}{4} \cdot db_5 \right) = 1.106 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$a_{s5} := \frac{\left(\frac{\phi_5^2 \cdot \pi}{4} \cdot db_5 \right)}{u_5} = 0.376 \cdot \text{mm}$$

$$t_{s5} := 0.85 \cdot \frac{h}{t_5} \cdot a_{s5} \cdot \sigma_{sH} = 204.743 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$t_{b5} := \text{if} \left[\left(1 - \frac{t_{s5}}{t_{hf}} \right) \cdot t_{ha} < 0, 0 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}, \left(1 - \frac{t_{s5}}{t_{hf}} \right) \cdot t_{ha} \right] = 59.079 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$t_{H5} := t_{s5} + t_{b5} = 263.823 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}} > t_{M5} = 137.084 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Hatodik átszűrődési kör:

$$u_6 := 2 \cdot h_p + b_p + 2(5.5 \cdot h) \cdot \pi \cdot \frac{1}{2} = 3.428 \times 10^3 \cdot \text{mm}$$

$$t_{M6} := 1.2 \cdot \xi \cdot \frac{T_M}{u_6} = 117.612 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$t_{ha} = 108.5 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}} < t_{M6} = 117.612 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}} < t_{hf} = 449.5 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Tehát a falvég átszűrődésre bevasalható és bevasalandó!

Vasalás felvétele próbálgatás alapján:

Átmérő: $\phi_6 := 8\text{mm}$

Darabszám: $db_6 := 22$

Osztásköz: $t_6 := 75\text{mm}$

Fajlagos acélkeresztmetszet:

Acél teherbírás:

Beton teherbírás:

Teljes átszűrődési teherbírás:

$$A_{salk6} := \left(\frac{\phi_6^2 \cdot \pi}{4} \cdot db_6 \right) = 1.106 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$a_{s6} := \frac{\left(\frac{\phi_6^2 \cdot \pi}{4} \cdot db_6 \right)}{u_6} = 0.323 \cdot \text{mm}$$

$$t_{s6} := 0.85 \cdot \frac{h}{t_6} \cdot a_{s6} \cdot \sigma_{sH} = 175.661 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$t_{b6} := \text{if} \left[\left(1 - \frac{t_{s6}}{t_{hf}} \right) \cdot t_{ha} < 0, 0 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}, \left(1 - \frac{t_{s6}}{t_{hf}} \right) \cdot t_{ha} \right] = 66.099 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$t_{H6} := t_{s6} + t_{b6} = 241.76 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}} > t_{M6} = 117.612 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Hetedik átszűrődési kör:

$$u_7 := 2 \cdot h_p + b_p + 2(6.5 \cdot h) \cdot \pi \cdot \frac{1}{2} = 3.915 \times 10^3 \cdot \text{mm}$$

$$t_{M7} := 1.2 \cdot \xi \cdot \frac{T_M}{u_7} = 102.984 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$t_{ha} = 108.5 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}} > t_{M7} = 102.984 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Tehát a falvég átszűrődésre már megfelel vasalás nélkül is!

3.2. Liftakna méretezése:

A liftaknára, mint merevítőelemre jutó terheket a 2.6-os pontban összegeztem. Vasalás szempontjából az igénybevételeket három csoportra bontottam (irányok értelmezéséért lásd 24. ábrát).

Mértékadó igénybevételek:

Normálerő	$N = -4100 \text{ kN}$	Eset
		Y - 4
Hajlítás z tengely körül	$M_{zz} = 1850 \text{ kNm}$	Z - 2
Hajlítás y tengely körül	$M_{yy} = 4030 \text{ kNm}$	Y - 4
y irányú nyíróerő	$V_y = 162 \text{ kN}$	Z - 2
z irányú nyíróerő	$V_z = 202 \text{ kN}$	Z - 2
Csavarónyomaték	$M_{cs} = 949 \text{ kNm}$	

Nyíróerők:

Az y irányú nyíróerőt a két azonos irányú és méretű fal veszi fel 50-50%-ban:

Egy falra jutó nyíróerő: $T_{M1} = 81 \text{ kN}$

Keresztmetszet nyírási teherbírásának alsó határa:

$$T_{Ha} = 0,5 * 0,2 \text{ m} * 2,15 \text{ m} * 1400 \text{ kN/m}^2 + 0,1 * 1025 \text{ kN} = 403,5 \text{ kN} > 81 \text{ kN}$$

Tehát a keresztmetszet vasalás nélkül képes felvenni a rá ható nyíróerőt!

Az z irányú nyíróerőt az azonos irányú fal veszi fel:

A falra jutó nyíróerő: $T_{M1} = 202 \text{ kN}$

Keresztmetszet nyírási teherbírásának alsó határa:

$$T_{Ha} = 0,5 * 0,2 \text{ m} * 3,7 \text{ m} * 1400 \text{ kN/m}^2 + 0,1 * 2050 \text{ kN} = 723,0 \text{ kN} > 202 \text{ kN}$$

Tehát a keresztmetszet vasalás nélkül képes felvenni a rá ható nyíróerőt!

Külpontos nyomás:

A külpontos nyomás esetében is az adott irányú hajlításra az igénybevétellel azonos irányú falat/falakat vettem figyelembe. A szükséges vasalás meghatározását AxisVM programban hajtottam végre, a földrengés szempontjából vizsgált mindhárom eset terheit működtettem az elemén, majd a három esetről kértem burkoló maximum ábrát (33. és 34. ábra). A modális válaszspektrum-analízis által szolgáltatott nyomatékaábrát állítottam elő szinteken működtetett koncentrált erőkkel. A vasakat csak húzásra vettem figyelembe, a nyomást betonnal vettem fel. Az így alkalmazott vasalást leellenőriztem teherbírási vonal segítségével.

Munka: Hotel Bevedere Statikai Számítás

Tervező: Balogh Tamás

33. ábra - z irányú fal függőleges vasszükséglet, egy oldalt, külpontos nyomásra

2010.06.06.

89. oldal

Modell: Liftaknahoyszufal.axs

Lineáris számítás	
Standard	: MSz
Set	: Burkoló Min,Max
E (W)	: 1,21E-8
E (P)	: 1,21E-8
E (ER)	: 9,79E-11
Komp.	: ayf [mm ² /m]

ayf [mm ² /m]	
1954	
1814	
1675	
1535	
1396	
1256	
1116	
977	
837	
698	
558	
419	
279	
140	
0	



Munka: Hotel Belvedere Statikai Számítás

Tervező: Balogh Tamás

34. ábra - y irányú fal függőleges vasszükséglet, egy oldalt, külpontos nyomásra

2010.06.06. 90. oldal

Modell: Liftaknarovidfal.axs

Lineáris számítás	
Standard	: MSz
Eset	: Burkoló Min, Max
E (W)	: 2,11E-8
E (P)	: 2,11E-8
E (ER)	: 2,87E-10
Komp.	: a _{yf} [mm ² /m]



a _{yf} [mm ² /m]
821
763
704
645
587
528
469
411
352
293
235
176
117
59
0

Csavarás:

A liftakna csavarásra való méretezését szintén az AxisVM programban hajtottam végre, berajzolva az egész elemet, 20 cm falvastagságú vasbeton héjként definiáltam. A csavarónyomatékokat szintenként, a rövid falakon működtetett ellentétes előjelű koncentrált erőkkel működtettem a szerkezeten. A már többször említett, földrengés szempontjából három különböző esetből származó igénybevételek alapján határoztam meg a szükséges vasalást. Teherkombinációban vettem figyelembe, hogy a földrengés ellentétes irányú is lehet, tehát az erők előjelének megváltoztatásával ellenkezően forgató csavarónyomatékokkal is számoltam. A szükséges vasalás meghatározásakor úgy jártam el, hogy a szerkezetet "külön" vasaltam be hajlításra, és külön csavarásra. A két különböző igénybevételből számított szükséges vasmennyiségeket egyszerűen összegeztem a tényleges vasalás meghatározásakor. Függőleges vasalás szempontjából a befogási keresztmetszet volt a mértékadó, ahol a hajlító igénybevételek a legnagyobbak, illetve a csavarás hatására az elem sarkai ki akarnak szakadni az alapozásból (35. ábra). Nagymértékű vízszintes vasalásra a felső szinteken volt szükség, mert keresztmetszet ott csavarodik a leginkább (36. ábra). A kevésbé kihasznált helyeken a szerkesztési szabályok alapján határoztam meg a szükséges vasalást. A leírtakból következően a legalsó szinten nagy átmérőjű (22, 25mm), melyeknél a toldási hossz "megspórolása" érdekében 100%-os toldásokat alkalmaztam. A 22 mm átmérőnél kisebb betonacélokat hagyományos módon toldottam.

G1, G3, G5, G7, G9, G11 jelű gerendák:

A gerendák, a liftakna falaival a liftajtót fogják közre, eltérő jelzésük oka az más és más szintmagasságból adódó keresztmetszet-változás, a rájuk jutó terhek szempontjából azonosnak tekinthetők. Egy gerendára töréskép alapján fél lemezmező terhe jut, nagy szerkezeti magasságuk folytán azonban a szerkesztési szabályok határozták meg a szükséges vasmennyiséget.

Egy gerendára jutó vonalmenti megoszló terhek értéke – terhelő sáv ~2,75m:

- A gerenda önsúlyát a program veszi számításba, biztonsági tényező: 1,2
- Állandó teher alapértéke 21,1 kN/m, a súlyozott biztonsági tényező: 1,24
- A hasznos teher alapértéke 4,1 kN/m, a biztonsági tényező: 1,4

Szükséges vasalást AxisVM programban határoztam meg, (37., 38., 39., 40., 41. és 42. ábrák). A gerendákat

lehajlás szempontjából is leellenőriztem.

Munka: Hotel Belvedere Statikai Számítás

Elvezető: Balogh Tamás

5. ábra - Liftakna függőleges vasszükséglet, egy oldalt, csavarásra

2010.06.06.

92. oldal

Modell: Liftakna.axs

Lineáris számítás	
Elvezető	: MSz
Elvezető	: Burkoló Min,Max
E (w)	: 1,82E-8
E (p)	: 1,82E-8
E (sb)	: 2,17E-9
Elvezető	: aya [mm ² /m]

aya [mm ² /m]	
3940	
3659	
3377	
3096	
2815	
2533	
2252	
1970	
1689	
1407	
1126	
844	
563	
281	
0	



Munka: Hotel Belvedere Statikai Számítás

Elvezető: Balogh Tamás

Ábra - Liftakna vízszintes vasszükséglet, egy oldalt, csavarásra

2010.06.06.

93. oldal

Modell: Liftakna.axs

Lineáris számítás	
Stabvány	: MSZ
Met	: Burkoló Min,Max
E (W)	: 1,82E-8
E (P)	: 1,82E-8
E (ER)	: 2,17E-9
Komp.	: axa [mm ² /m]



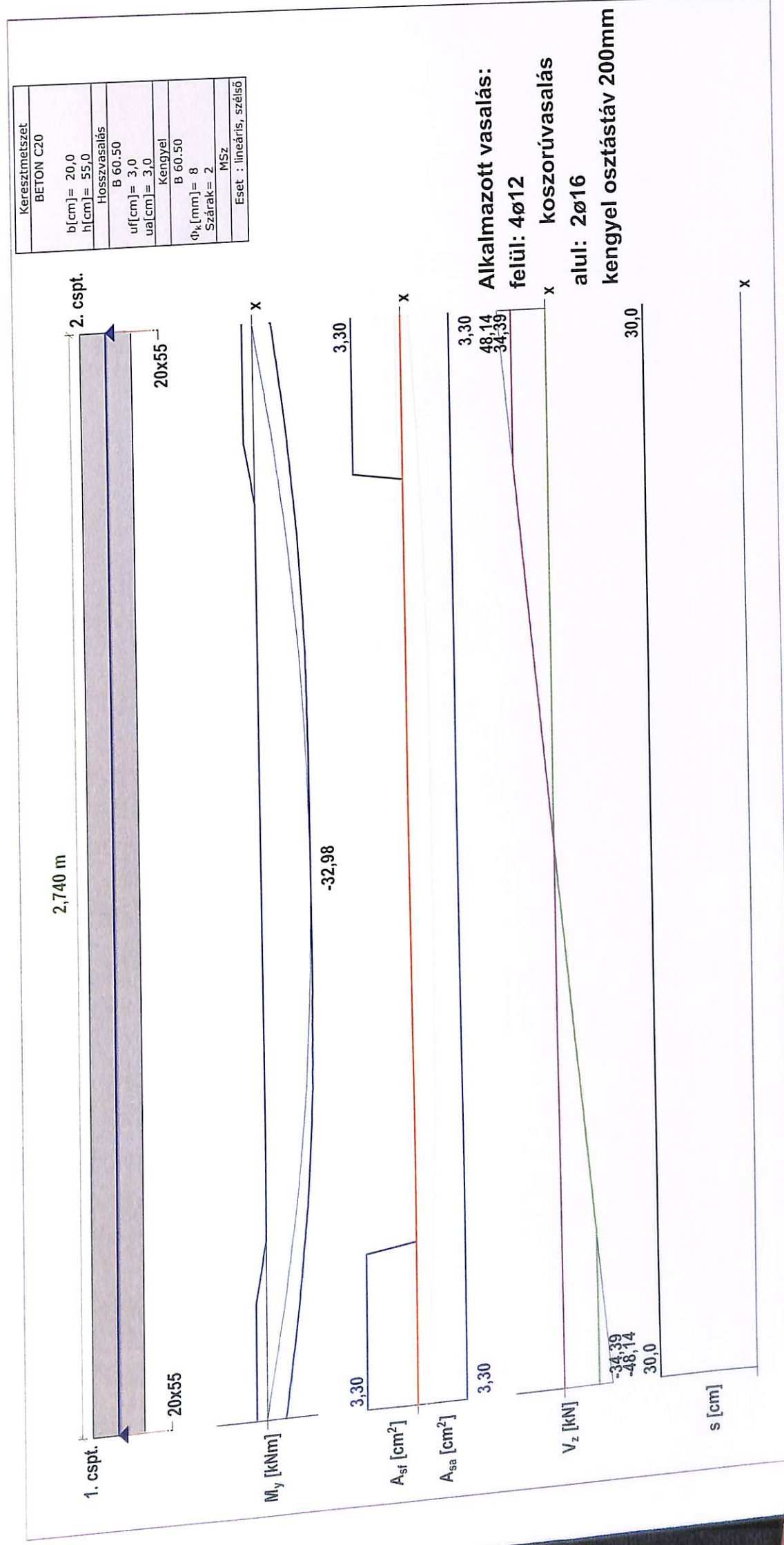
axa
[mm ² /m]
1521
1413
1304
1195
1087
978
869
761
652
543
435
326
217
109
0

Munka: Hotel Belvedere Statikai Számítás

Tervező: Balogh Tamás
37. ábra - G1 gerenda méretezése
Modell: G1.axs

AxisVM 9.0 R3a - Jogosult felhasználó: Balogh Tamás

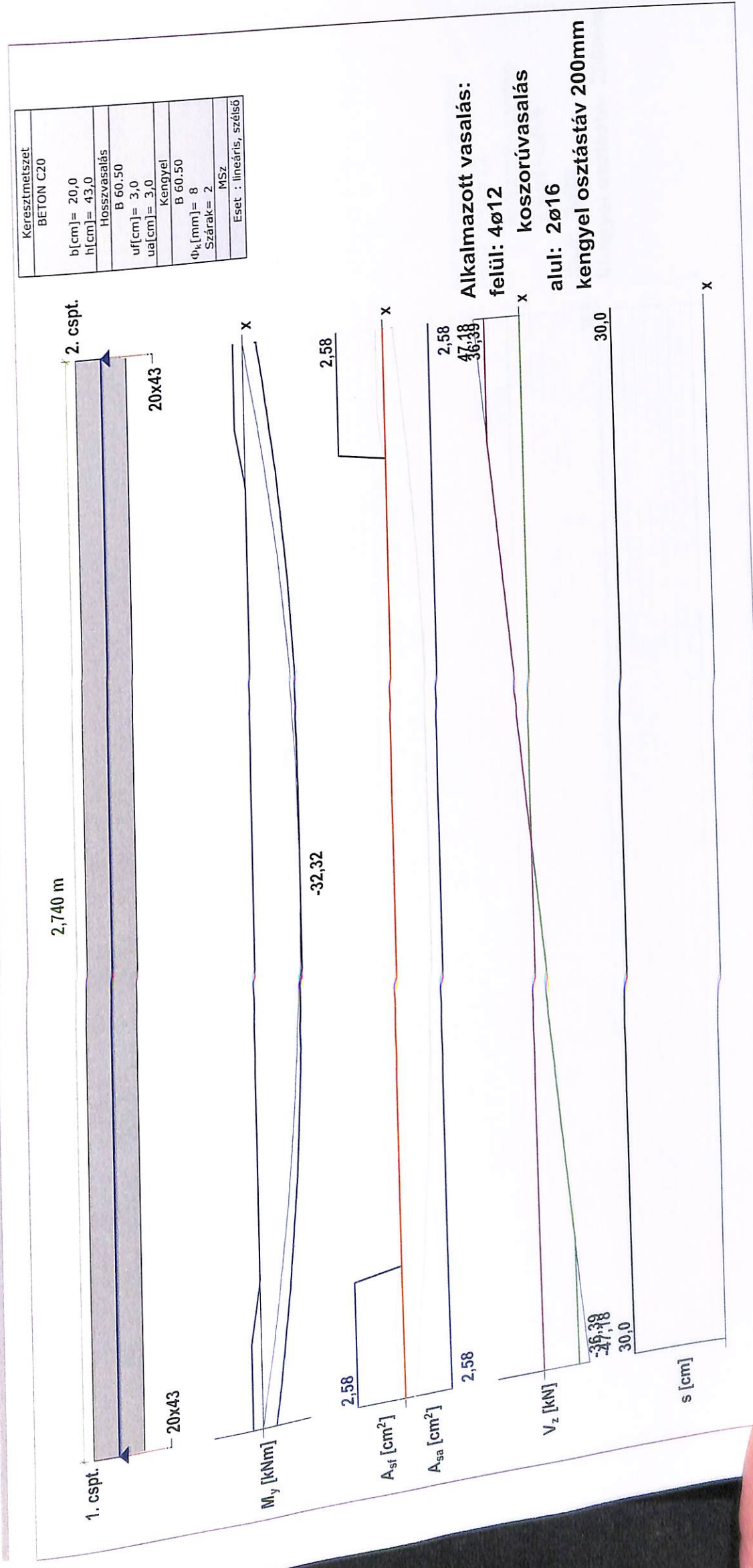
2010.06.06. 94. oldal



Munka: Hotel Belvedere Statikai Számítás

Tervező: Balogh Tamás
38. ábra - G3 gerenda méretezése
Modell: G3.axs

2010.06.06. 95. oldal



Munka: Hotel Belvedere Statikai Számítás

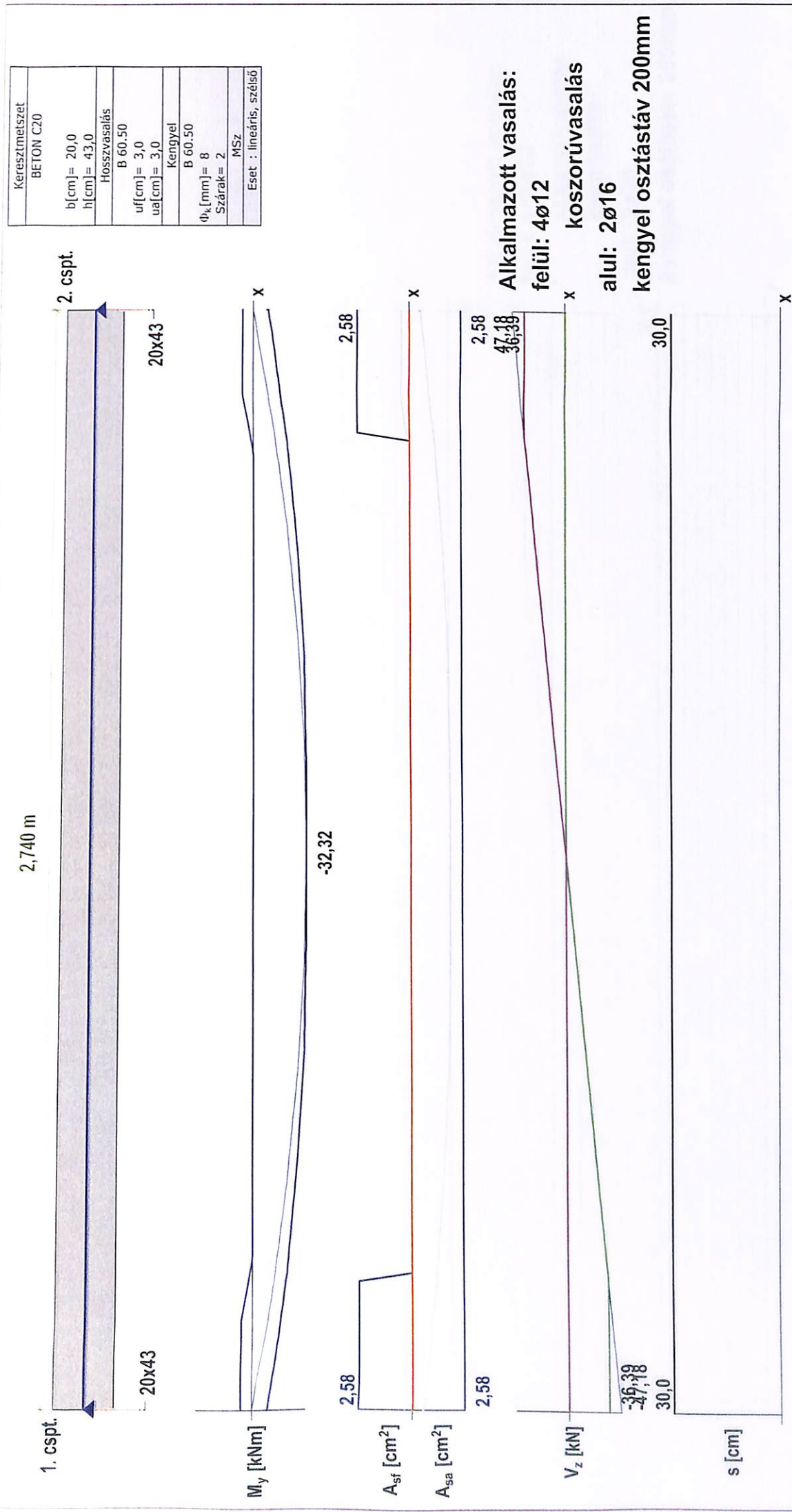
Tervező: Balogh Tamás

38. ábra - G3 gerenda méretezése

Modell: G3.axs

AxisVM 9.0 R3a · Jogosult felhasználó: Balogh Tamás

2010.06.06. 95. oldal



Munka: Hotel Belvedere Statikai Számítás

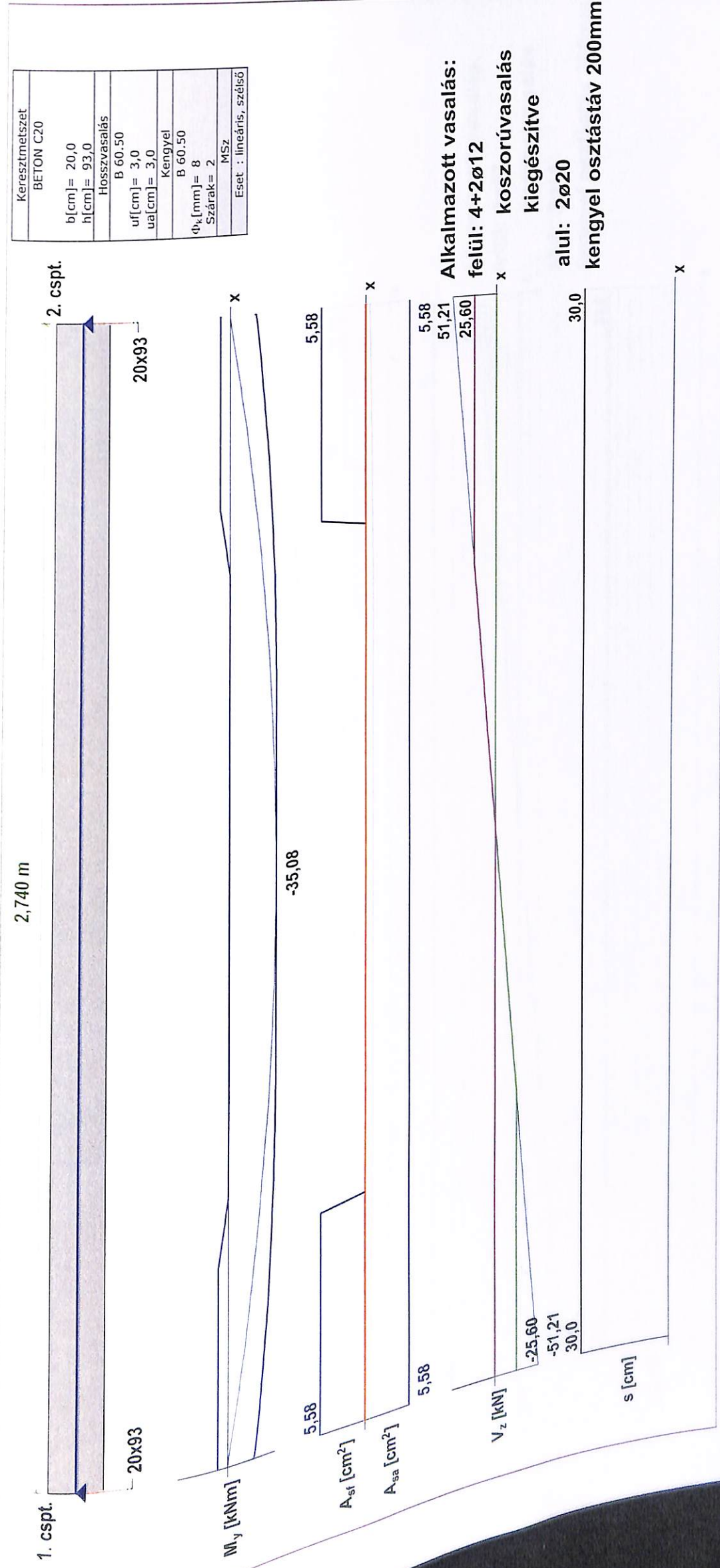
Tervező: Balogh Tamás

39. ábra - G5 gerenda méretezése

Modell: G5.avs

AxisVM 9.0 R3a · Jogosult felhasználó: Balogh Tamás

2010.06.06. 96. oldal



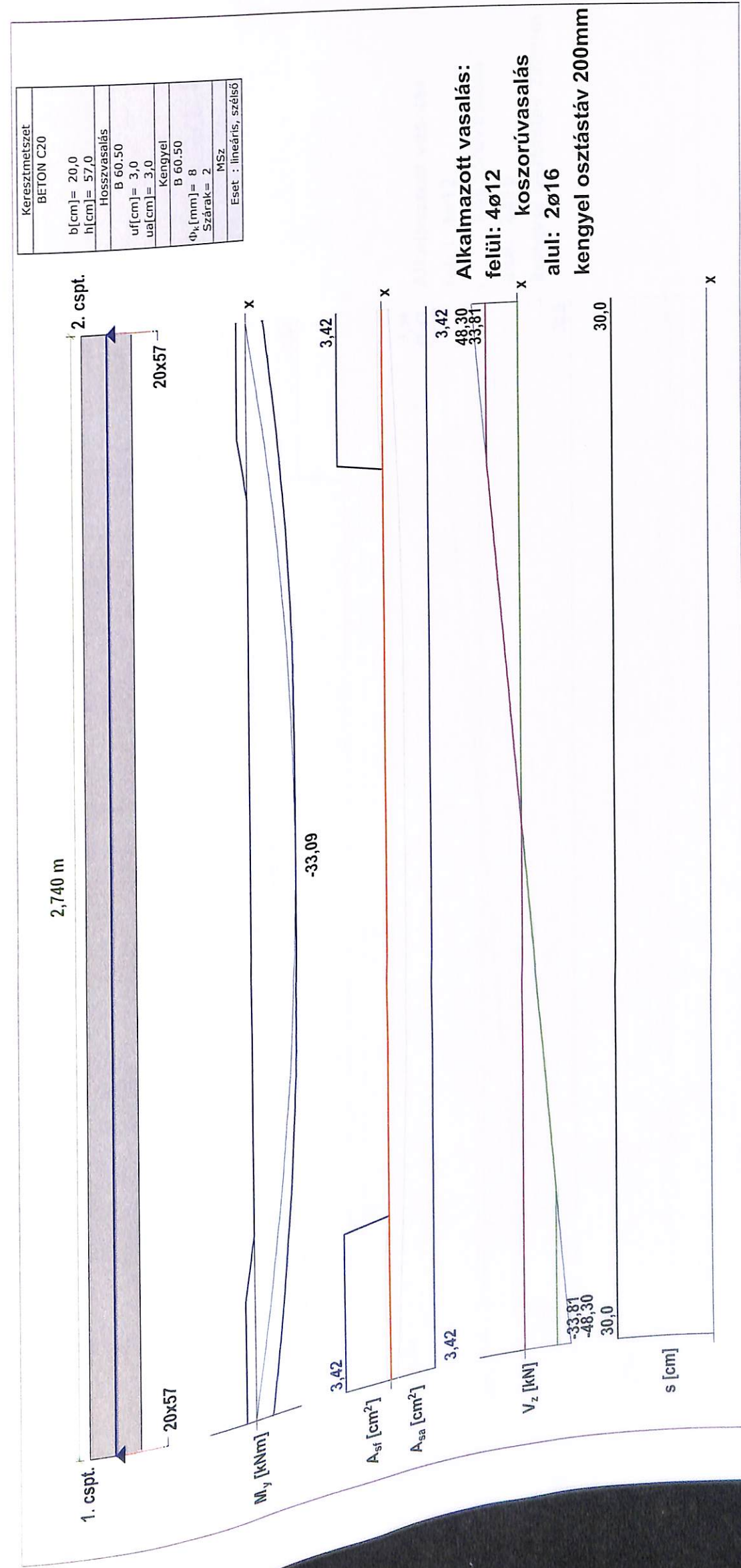
Munka: Hotel Belvedere Statikai Számítás

Tervező: Balogh Tamás

40. ábra - G7 gerenda méretezése

Modell: G7.ans

2010.06.06. 97. oldal



Munka: Hotel Belvedere Statikai Számítás

Tervező: Balogh Tamás
41. ábra - G9 gerenda méretezése
Modell: G9.axs

2010.06.06. 98. oldal



4. Felhasznált irodalom:

1. AXISVM 9 Kézikönyv. Budapest, 2009
2. Zalka Károly: Épületek komplex statikai vizsgálata, SZIE-YMÉK Jegyzet. Budapest, 2008
3. Dulácska Endre, Joó Attila László, Kollár László P.: Tartószerkezetek méretezése földrengési hatásokra az Eurocode alapján, Akadémiai Kiadó. Budapest, 2008
4. Dulácska Endre: Földrengés elleni védelem, egyszerű tervezés az Eurocode alapján. Budapest
5. Kollár Lajos: A szél dinamikus hatása az építményekre, Terc Kiadó. Budapest, 2004
6. Freund Péter: Segédletek, SZIE-YMÉK Jegyzet. Budapest, 2008