SZAKDOLGOZAT

Hell Márton

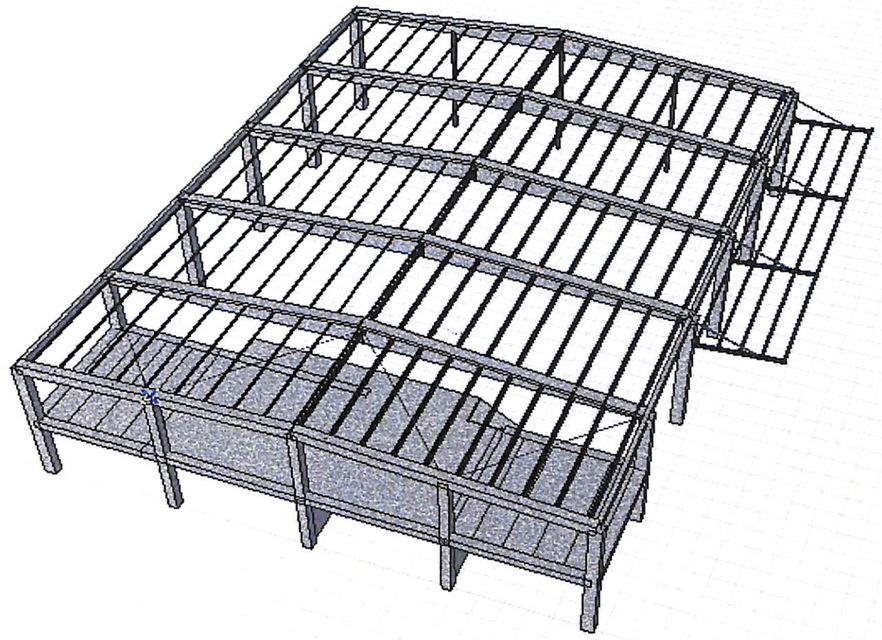
2017

SZENT ISTVÁN EGYETEM

YBL MIKLÓS ÉPÍTÉSTUDOMÁNYI KAR, BUDAPEST

Építőmérnök Intézet
Mechanika és Tartószerkezetek Szakcsoport

Előregyártott vasbeton vázszerkezetű csarnok tervezése



A számítások a kiadáskor hatályos EUROCODE (H) figyelembevételével,
a gépi számítások AxisVM 13 szoftverrel készültek.

Intézményi konzulens:	Jaksits Ilona	- Főiskolai docens
Külső konzulensek:	Valóczki István	- Okleveles építőmérnök
	Vendrey Balázs	- Okleveles építőmérnök

Készitette: Hell Márton
Építőmérnök hallgató
Nappali tagozat

Budapest 2017

SZENT ISTVÁN EGYETEM

Dr.Dombay Gábor PhD.
intézetigazgató, főiskolai tanár

YBL

YBL MIKLÓS ÉPÍTÉSTUDOMÁNYI KAR, BUDAPEST
Építőmérnöki Intézet
Cím: 1146 Budapest, Thököly út 74.
Tel.:+36-1-252-1270
e-mail: epitomernoki.intezet@ybl.szie.hu

SZAKDOLGOZAT KIÍRÁS
2017

Hell Márton

Nappali Építőmérnök szakos
BSC hallgató részére

A feladat címe: Előregyártott – részben feszített – vasbeton csarnok

Belső konzulens: Jaksits Ilona főiskolai docens

Külső konzulens: -

A szakdolgozat beadási határideje: 2017. május 26. péntek $12^{\underline{00}}$

Budapest, 2017. május 15.

Dr. Dombay Gábor Phd.
intézetigazgató

SZENT ISTVÁN
EGYETEM

Dr.Dombay Gábor PhD.
intézetigazgató, főiskolai tanár

YBL

YBL MIKLÓS ÉPÍTÉSTUDOMÁNYI KAR, BUDAPEST
Építőmérnöki Intézet
Cím: 1146 Budapest, Thököly út 74.
Tel.:+36-1-252-1270
e-mail: epitomernoki.intezet@ybl.szie.hu

Részletes feladatkiírás

Hell Márton

Nappali Építőmérnök
hallgató részére

Előregyártott – részben feszített – vasbeton csarnok
című szakdolgozatához

Részletes feladatkiírás (a diplomaterv tartalmi részletezése)

1. Vázlattervek a számításhoz (ún. pozíciós tervek)

2. Részletes statikai számítás
A födémek, kijelölt vb. gerendák, pillérek, lépcsők méretezése
Az alapok méreteinek meghatározása. A mennyiségi korlátok miatt a süllyedésszámítást nem kell elvégezni
A függőleges teherhordó falak vizsgálata – egy merevítőfal kivételével – szintén nem része a szakdolgozatnak

3. Kiviteli tervek
A vasbeton födémek kiviteli terve a részletekkel
A kijelölt vasbeton szerkezeti elemek (pillérek, kiváltó gerendák) kiviteli terve
A földszinti lépcső terve
Alapozási terv 1:50 léptékben

4. Részletes tartószerkezeti műszaki leírás

Budapest, 2017. május 15.

Jaksits Ilona
belső konzulens

Köszönetnyilvánítás

Szeretnék köszönetet mondani Jaksits Ilona, Mihók Barna és Valóczki István konzulenseimnek, valamint Vendrey Balázs kollégámnak, akik észrevételeikkel és tanácsaikkal segítették munkámat.

Hálával tartozom Édesapámnak és Barátaimnak, akik hozzájárultak dolgozatom elkészültéhez.

Külön köszönet Murányi Józsefnek és Strommer Richárdnak.

Tartalomjegyzék

1.	**Feladat ismertetése**	9
1.1	Alapadatok	10
2.	**Helyszín ismertetése**	10
2.1	Földtani, vízföldtani viszonyok	11
2.1.1	Talajvizsgálatok	11
2.1.2	Talajvíz viszonyok	12
2.1.3	Talajfúrások	12
3.	**Hatások, Terhek (EC szerint)**	13
3.1	Megbízhatósági szint	13
3.1.1	Megbízhatósági, kockázati szint szorzója	13
3.2	Állandó hatások	13
3.2.1	T1 - Tető rétegrend	13
3.2.2	T2 - Tető rétegrend	14
3.2.3	T3 - Előtető rétegrend	14
3.2.4	Fal1 - Fal rétegrend	14
3.2.5	Fal2 - Fal rétegrend	15
3.2.6	F1 - Pallófödém Rétegrend	15
3.2.7	F2 - Monolit vb. födém Rétegrend	16
3.2.8	L1 - Lépcső Rétegrend	16
3.3	Esetleges terhek: (meterológia, hasznos)	16
3.3.1	Funkcióból adódó hasznos terhek	16
3.3.2	Válaszfal helyettesítő terhe	16
3.3.3	Gépészeti teher	17
3.3.4	Szélteher	29
3.3.5	Hóteher	30
3.3.6	Rendkívüli hóteher	30
3.3.7	Hózugteher	32
3.3.8	Földrengés teher	
4.	**Mértékadó hatáskombinációk meghatározása**	39
4.1	Parciális tényezők, Egyidejűségi (kombinációs) tényezők ψ0; ψ1; ψ2	39
4.2	Tehercsoportosítások létrehozása	40
4.3	Teherkombinációk képletei	40
4.3.1	Teherbírási határállapotok (ULS)	40
4.3.2	Használhatósági határállapotok (SLS)	40
5.	**Z szelemen méretezése**	41
5.1	Mértékadó teherkombináció	42
5.2	Z Szelemen méretezése Lindap Structural Designer programmal	43

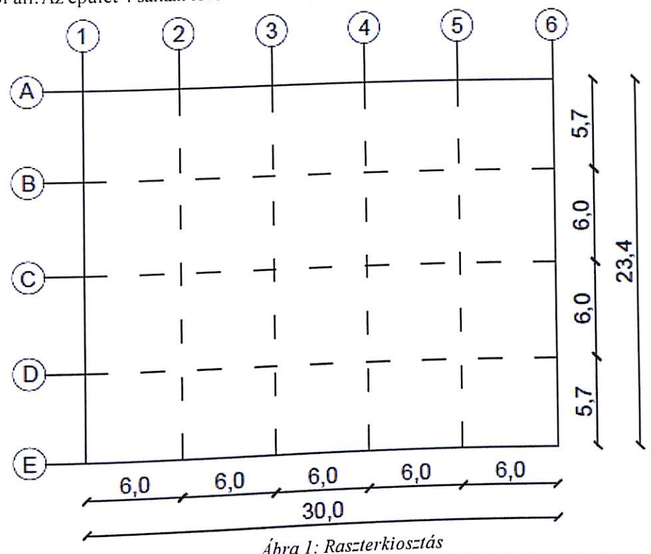
6.	**KS 1000 RW szendvicspanel méretezése**	45
7.	**Előfeszített vasbeton főtartó tervezése**	47
7.1	Mértékadó igénybevétel	53
7.2	Kiindulási adatok	54
7.3	Keresztmetszeti adatok	55
7.4	Statikai váz	56
7.5	Vizsgálati állapotok	56
7.5.1	Terhelési állapotok	57
7.6	Mértékadó terhek és igénybevételek (kézi számítás)	58
7.6.1	Mértékó teherkombinációk	58
7.6.2	Mértékadó terhek	59
7.6.3	Mértékadó igénybevételek (Kézi számítás)	59
7.6.4	Mértékadó igénybevételek (AxisVm szerint)	60
7.7	A vasalás (lágyvasalás és feszítőbetétek) mennyiségének meghatározása	61
7.8	A tartó teherbírásának ellenőrzése	63
7.8.1	A keresztmetszet vasalása	63
7.8.2	Vasalási vázlat	64
7.8.3	Kezdeti állapot (feszítőerő ráengedésének pillanata) ellenőrzés: (t1)	66
7.8.4	Ellenőrzés tartóközépen	67
7.8.5	Ellenőrzés tartóvégen	68
7.9	Feszítési feszültség veszteségek számítása	72
7.10	Tartó vizsgálata t2 beépítési állapotban (Átmeneti állapot)	75
7.11	A nyomatéki teherbírás ellenőrzése	79
7.12	Nyírási vasalás tervezése	80
7.13	A tartó kifordulásvizsgálata	84
7.14	A tartó lehajlásának ellenőrzése	85
7.15	A tartóvég vizsgálata	88
8.	**Előregyártott vasbeton szegélygerenda tervezése**	94
8.1	Kiindulási adatok	94
8.2	Keresztmetszeti adatok	94
8.3	Statikai váz	95
8.4	Szegélygerenda méretezése	95
8.5	Előregyártott szegélygerendák tartóvégeinek tervezése	98
8.6	Változó keresztmetszetű szegélygerenda tervezése	99
9.	**Előregyártott vasbeton pillérek tervezése**	100
9.1	Kiindulási adatok	101
9.2	Statikai váz	102
9.3	Pillérvasalások	103
9.4	Pillér vasalások Összefoglaló táblázat	109

10.	**Monolit vasbeton födém tervezése**	110
10.1	Kiindulási adatok	110
10.2	Födém geometria	110
10.3	Födém terhei	111
10.4	Mértékadó teherkombináció	115
10.5	Lehajlásvizsgálat SLS Kváziállandó teherkombinációban	116
10.6	Nyomatéki Igénybevételek	117
10.7	Vasalási nyomatékok	119
10.8	Vasszükségletek meghatározása	121
10.9	Feszültség csúcsok	123
11.	**Körüreges pallófödém méretezése**	124
11.1	Statikai váz	124
11.2	Mértékadó teherkombináció	125
11.3	Mértékadó igénybevételek	126
11.4	Pallók darabszáma	128
11.5	Beépítési szabályok, alkalmazási feltételek	128
12.	**Előregyártott gerendák tervezése**	130
12.1	Kiindulási adatok	130
12.2	Keresztmetszeti adatok	130
12.3	Statikai váz	131
12.4	Gerenda vasalások	132
12.5	Előregyártott gerendák tartóvégeinek tervezése	139
13.	**Rövidkonzolok tervezése**	140
13.1	Kiindulási adatok	140
13.2	Keresztmetszeti adatok	140
13.3	Mértékadó teherkombináció	141
13.4	Rövidkonzol vasalások	142
14.	**Monolit vasbeton merevítő mag tervezése**	146
14.1	Kiindulási adatok	147
14.2	Mértékadó felületi igénybevételek	149
14.3	Vasszükségletek	153
15.	**Monolit vasbeton lépcső tervezése**	155
15.1	Kiindulási adatok	155
15.2	Statikai váz	155
15.3	Mértékadó teherkombináció	156
15.4	Mértékadó igénybevételek	157
15.5	Vasszükségletek	158
15.6	Lépcső lehajlás vizsgálata	162

16.	**Alapozás tervezése**	163
16.1	Pontalapok tervezése	163
16.1.1	Kiindulási adatok	163
16.1.2	Keresztmetszeti adatok	164
16.1.3	Pontalap vizsgálata törőképlettel (kézi számítás)	164
16.1.4	2,4 x 2,4 m Pontalap ellőrzése GEO 5 programmal	168
16.1.5	2,4 x 2,4 m Pontalap vasalása	172
16.2	2,0 x 2,0 m Pontalap tervezése Geo 5 programmal	173
16.2.1	2,0 x 2,0 méteres pontalap vasalása	176
16.3	Pontalapok tervezése: A19- A21	177
16.3.1	60 x 60 x 50 cm-es pontalapok vasalása	180
16.4	Sávalapok tervezése	181
16.4.1	S2, S3 Sávalap tervezése Geo 5 Programmal	182
16.4.1.1	S2, S3, sávalap vasalása	185
16.4.2	S1 sávalap	186
16.4.2.1	S1 sávalap vasalása	189
16.5	Kehelynyak tervezése	190
16.6	A csarnok alapozásának pozíciós terve	191
17.	**Ipari padló és talpgerenda**	192
18.	**Falváztartó oszlopok**	193
19.	**Szélrács méretezése**	195
20.	**Előtető tervezése**	197
20.1	IPE Szelvény méretezése	197
20.2	Előtető kialakítása	198
20.3	Z 200 Szelemen méretezése Lindap Structural Designer programmal	198
20.4	LTP 45 tetőhéjazat méretezése Lindap Structural Designer programmal	200
20.5	RHS téglalap 100 x 60 x 6,3 mm-es zártszelvény ellenőrzése	202
21.	**Tervjegyzék**	203
22.	**Irodalomjegyzék, Felhasznált Irodalom**	204
23.	**Tervezői nyilatkozat**	205

1. Feladat ismertetése

A csarnok geometriája, egy 24,2 méter széles 30,65 méter hosszú téglalap.Az épület 4 x 5 összesen 20 raszterből áll. Az épület 4 sarkán lévő raszterek 5,7 x 6,0 m méretűek. A többi 16 raszter 6,0 x 6,0 méter.



Ábra 1: Raszterkiosztás

- Az épület vázát 6-6 összesen 12 előregyártott vasbeton pillér alkotja, melyek monolit alaptesten elhelyezkedő előregyártott kehelyalapokba helyezkednek el.

- Az oszlopokra előregyártott feszített változóT keresztmetszetű vasbeton főtartók ülnek fel, kivéve az 1 raszteren. Az első raszteren lágyvasalású előregyártott vasbeton gerendák ülnek fel a 2 szélső és a 3 közbenső pillérre.
- Az oszlopokra hosszirányban előregyártott lágyvasalású vasbeton szegélygerendák támaszkodnak.

- A feszített főtartókra előregyártott Z szelemenek ülnek amikre KS1000 RW szendvicspanel tetőhéjazat kerül rögzítésre. A tető lapostetőként számít. Dőlésszöge 4°-os.

- A csarnok az 1-es és a 2-es raszterek között az A rasztertől az E raszterig kétszintes lesz. A II. szint iroda funkciójú, előregyártott körüreges pallófödémből illetve monolit vasbeton födémből készül.
Az emeletre monolit vasbeton lépcsőn keresztül lehet feljutni.

- Az épület merevítésének céljából a földszinten egy vasbeton magszerkezetet épül. A merevítő mag 3 db 20 cm széles vasbeton fal, melyek sávalapokra támaszkodnak.

- Az E raszter mentén a 3-as és 6-os raszter között a külső homlokzaton egy előtető készül. Szélessége 4 m, hossza 18 m.

- A csarnok homlokzatán KS1000 AWP szendvicspanel kerül kialakításra.

- A csarnok padlója 18 cm-es felületkeményített ipari padló. Az ipari padló alatt a pontalapok között körbe az épület mentén talpgerendákat helyezünk el.
Jelen feladatban az ipari padló és a talpgerendák nem kerülnek méretezésre.

1.1 Alapadatok

-	Épület teljes magassága	7,15	m
-	Pillérek magassága	6,00	m
-	Vállmagasság	6,2	m
-	Főtartó teljes szélessége	23,46	m
-	Főtartó feltámaszkodása a pillérekre	0,3	m
-	Keretállások távolsága	6,00	m
-	Tető dőlésszöge	4,00	°

2. Helyszín ismertetése

A csarnok Tamásiban (Tolna megye) 2150/2 helyrajzi számú földrészleten épül.

Kép 1: Légifotó az építési területről

Az építési terület Tamási északi szélén lévő ipartelepen található. Korábban kaszálónak használták. Ebből adódóan a környezet rendezett, a felszín síknak mondható, enyhe Ny-DNy-i lejtéssel.

Kép 2: Térkép részlet, (Talajfúrások)

2.1 Földtani, vízföldtani viszonyok

A területen, illetve annak tágabb környezetében a felszínt pleisztocén korú homokos lösz alkotja. A földrészletről ÉKK-re folyik a Szentmártoni-patak, mely összegyűjti s elszállítja a környező dombokról lefolyó vizeket.

2.1.1 Talajvizsgálatok

A területen geotechnikai talajvizsgálat történt.

A fedőt **humuszos talaj** alkotja átlagosan 0,5-0,7 m vastagságban, ami teherviselésre alkalmatlan.

A következő réteg **iszapos, homokos, homoklisztes összlet**, melynek alsó határát a fúrás során nem érték el. Ez a talajréteg teherviselésre alkalmas.
Fejtési osztály: I. (ásóval, lapáttal könnyen fejthető)

Teherviselő réteg főbb paraméterei az alábbi táblázatban:

σ.a [kN/m^2]	Térfogatsűrűség γ [kN/m^3]	Belső surlódási szög Φ [°]	Kohézió c	Összenyomódási modolus Es [MN/m^2]
190	19,7	24	-	6

Az alapozási síkot a humusszal kevert feltöltés alatt, a már terhelhető, viszonylag homogén rétegben vettem fel -1,7 méter mélységben.

2.1.2 Talajvíz viszonyok

A fúrások mélyítése során talajvíz jelenlétét **nem tapasztalták!**

A talaj vízmozgásról elmondható, hogy szélsőséges, függ az időjárástól is,aminek következtében a jelenlegi szintjétől elmozdulhat, pozitív és negatív irányban egyaránt, ám a tervezett munkálatokat nem veszélyezteti.

Az iszapos, finomhomokos összlet vízzel és faggyal szemben is érzékeny, ami azt jelenti, hogy áztatás hatására felpuhul és teherviselő képessége akár 50 %-kal is csökkenhet. Kedvezőtlen tulajdonsága még, a felszíni erózióval szembeni érzékenysége.
A csapadékvíz szakszerű elvezetése kötelező!

A talajvíz megütött szintje (m): -

A talajvíz nyugalmi szintje (m): - A fúrás után kb. 0,5 órával.

2.1.3 Talajfúrások

Talajfúrás I. Tf-1		
Rétegmagasság [m]	Rétegvastagság [m]	Talaj
0,0-0,5	0,5	Világos szürkésbarna, iszapos, homokos, kissé humuszos, száraz anyag
0,5-5,0	4,5	Világosbarna színű, száraz, tömör, jellemzően finom- és középszemű homokot tartalmazó anyag, 1,4 métertől kezd nyirkossá válni.

Talajfúrás II. Tf-2		
Rétegmagasság [m]	Rétegvastagság [m]	Talaj
0,0-0,7	0,7	Világos szürkésbarna, iszapos, homokos, kissé humuszos, száraz anyag
0,7-5,0	4,3	Világosbarna színű, száraz, tömör, jellemzően finom- és középszemű homokot tartalmazó anyag, 2,3 métertől kezd nyirkossá válni.

3. Hatások, Terhek (EC szerint)

Eurocode (H) alapján
Előírt tervezési élettartam: 50 év
Élettartam osztály: 4

3.1 Megbízhatósági szint (RC2)

3.1.1 Megbízhatósági, kockázati szint szorzója: $K_{FI} := 1.0$

3.2 Állandó hatások

A szerkezet önsúly terheit AxisVM Végeselemes program automatikusan számolja és felveszi.

Parciális tényező $\gamma Gsup := 1.35$

3.2.1 - T1 - Tető rétegrend:

Réteg megnevezése	Teher fajta	Térfogatsúly [kg/m^3] Folyómétersúly [kg/fm]	ME.	Vastagság [cm]	Teher [kN/m^2]
KS1000 RW szendvicspanel tetőhéjazat IPN hab kitöltéssel	Rétegrend	100	kg/m^3	12	0,12
Z200 szelemensor t = 2mm 1,25 méter tehersáv	Szerkezet	5,79	kg/fm	-	0,0463
Statikailag méretezett előregyártott Vb. Gerenda (Változó keresztmetszetű)	Szerkezet	2500	kg/m^3	Átlag 91,5	5,02

Rétegrend teher	**0,12**
Szerkezet önsúly	5,07
Összesen	5,19

3.2.2 - T2 - Tető rétegrend:

Réteg megnevezése	Teher fajta	Térfogatsúly [kg/m^3] Folyómétersúly [kg/fm]	ME.	Vastagság [cm]	Teher [kN/m^2]
KS1000 RW szendvicspanel tetőhéjazat IPN hab kitöltéssel	Rétegrend	100	kg/m^3	12	0,12
Z200 szelemensor t = 2mm 1,25 méter tehersáv	Szerkezet	5,79	kg/fm	-	0,0463
Statikailag méretezett előregyártott Vb. Gerenda (Változó keresztmetszetű)	Szerkezet	2500	kg/m^3	Átlag 91,5	5,02
Állmennyezet légtér	-	-	-	-	-
60x60 cm-es függesztett kazettás álmennyezet	Rétegrend	540	kg/m^3	5	0,27

Rétegrend teher	**0,39**
Szerkezet önsúly	5,07
Összesen	5,46

3.2.3 - T3 - Előtető rétegrend:

Réteg megnevezése	Teher fajta	Térfogatsúly [kg/m^3] Folyómétersúly [kg/fm]	ME.	Vastagság [cm]	Teher [kN/m^2]
LTP 45 trapézlemez tetőfedés vastagság: 0,7 mm	Rétegrend	160	kg/m^3	4,3	0,069
Z200 szelemensor t = 2mm 1,25 méter tehersáv	Szerkezet	5,79	kg/fm	-	0,0463
Statikailag méretezett acél előtető szerkezet IPE 140 6 méter tehersáv	Szerkezet	12,9	kg/fm	-	0,0215
			Rétegrend teher		**0,069**
			Szerkezet önsúly		0,068
			Összesen		0,137

3.2.4 - Fal1 - Fal rétegrend:

Réteg megnevezése	Teher fajta	Térfogatsúly [kg/m^3] Folyómétersúly [kg/fm]	ME.	Vastagság [cm]	Teher [kN/m^2]
KS1000 AWP szendvicspanel tetőhéjazat IPN hab kitöltéssel (végfalon Z200 szelemenrendszerre rögzítve)	Rétegrend	120	kg/m^3	10	0,12
Statikailag méretezett Vb. Csarnokszerkezet Pillér 6 méter tehersáv	Szerkezet	2500	kg/m^3	50 x 50	1,04
			Rétegrend teher		**0,12**
			Szerkezet önsúly		1,042
			Összesen		1,162

3.2.5 - Fal2 - Fal rétegrend:

Réteg megnevezése	Teher fajta	Térfogatsúly [kg/m^3] Folyómétersúly [kg/fm]	ME.	Vastagság [cm]	Teher [kN/m^2]
KS1000 AWP szendvicspanel tetőhéjazat IPN hab kitöltéssel	Rétegrend	100	kg/m^3	10	0,10
Statikailag méretezett Vb. Csarnokszerkezet Pillér 6 méter tehersáv	Szerkezet	2500	kg/m^3	50x50	1,04
Pillérek között CW100-as fémvázon RF gipszkartonton előtétfal	Rétegrend	285	kg/m^3	6	0,17
ISOVER AKUSTO üveggyapot hőszigetelés	Rétegrend	110	kg/m^3	14	0,15
Glettelés, diszperziós festés	Rétegrend	500	kg/m^3	1	0,05
			Rétegrend teher		**0,475**
			Szerkezet önsúly		1,04
			Összesen		1,517

3.2.6 - F1 - Pallófödém Rétegrend:

Réteg megnevezése	Teher fajta	Térfogatsúly [kg/m^3] Folyómétersúly [kg/fm]	ME.	Vastagság [cm]	Teher [kN/m^2]
Kerámia burkolat ragasztva	Rétegrend	2400	kg/m^3	1	0,24
Mapei novoplan 21 önterülő aljzatkiegyenlítő	Rétegrend	2500	kg/m^3	2	0,5
Aljzatbeton (C12/15 X0b-F2-16)	Rétegrend	2500	kg/m^3	6	1,5
Austrotherm technológiai szigetelés	Rétegrend	Elhanyagolható	-	-	-
Austrotherm AT-L2 lépésálló szigetelés	Rétegrend	100	kg/m^3	2	0,02
Statikailag méretezett körüreges födém Pallófödém 20 cm	Szerkezet	2500	kg/m^3	20	5
Álmennyezet légtér	Rétegrend	-	-	-	-
Függesztett gipszkarton álmennyezet	Rétegrend	540	kg/m^3	5	0,27
Glettelés, diszperziós festés	Rétegrend	500	kg/m^3	1	0,05
			Rétegrend teher		**2,58**
			Szerkezet önsúly		5,00
			Összesen		7,58

3.2.7 - F2 - Monolit vb. födém Rétegrend:

Réteg megnevezése	Teher fajta	Térfogatsúly [kg/m^3] Folyómétersúly [kg/fm]	ME.	Vastagság [cm]	Teher [kN/m^2]
Kerámia burkolat ragasztva	Rétegrend	2400	kg/m^3	1	0,24
Mapei novoplan 21 önterülő aljzatkiegyenlítő	Rétegrend	2500	kg/m^3	2	0,5
Aljzatbeton (C12/15 X0b-F2-16)	Rétegrend	2500	kg/m^3	6	1,5
Austrotherm technológiai szigetelés	Rétegrend	Elhanyagolható	-	-	-
Austrotherm AT-L2 lépésálló szigetelés	Rétegrend	100	kg/m^3	2	0,02
Statikailag méretezett födém Monolit vasbeton födém	Szerkezet	2500	kg/m^3	20	5
Álmennyezet légtér	Rétegrend	-	-	-	-
Függesztett gipszkarton állmennyezet	Rétegrend	540	kg/m^3	5	0,27
Glettelés, diszperziós festés	Rétegrend	500	kg/m^3	1	0,05
			Rétegrend teher		**2,58**
			Szerkezet önsúly		5,00
			Összesen		7,58

3.2.8 - L1 - Lépcső Rétegrend:

Réteg megnevezése	Teher fajta	Térfogatsúly [kg/m^3] Folyómétersúly [kg/fm]	ME.	Vastagság [cm]	Teher [kN/m^2]
kerémia burkolat ragasztva	Rétegrend	2400	kg/m^3	1	0,24
Lécsőfokok elkent teherként	Rétegrend	2500	kg/m^3	10	2,5
Statikailag méretezett födém Monolit vasbeton födém	Szerkezet	2500	kg/m3	15	3,75
				Rétegrend teher	**2,74**
				Szerkezet önsúly	3,75
				Összesen	6,49

3.3 Esetleges terhek: (meterológia, hasznos) Parciális tényező $\gamma Q := 1.5$

3.3.1 Funkcióból adódó hasznos terhek:

Szerkezeti elem	Használati Osztály	Funkció	Felületen megoszló teher qk [kN/m^2]	Pontszerű teher Qk [kN]
Belső födém	B	Iroda	3,00	4,50
Tető	H	Nem járható tető α <=10°	0,40	1,00
Belső lépcső	A	Lépcsők, erkélyek	3,00	3,00

3.3.2 Válaszfal helyettesítő terhe:

- könnyű szerelt válaszfal terhe felületre vetítve: $gk_{válaszfal} := 0.5 \frac{kN}{m^2}$

3.3.3 Gépészeti teher:

- födémre és tetőszerkezetre felfüggesztett gépészeti terhek
- épületgépész által megadott teher

$$gk_{gépészet} := 0.25 \frac{kN}{m^2}$$

3.3.4 Szélteher

Torlónyomás meghatározása

Tető hajlásszöge : α=4,0 °

Lapostetőnek tekintendők a $-5° < \alpha < +5°$

Terep beépítési kategória: II. Mezőgazdasági terület

Terepszint feletti magasság: $z_e := 7.15m$

$c_{dir} := 0.85$

$c_0 := 1$

$c_{season} := 1$

$vref := 23.6 \frac{m}{s}$

Torlónyomás alapértéke: $q_{p.z} := 0.7518 \frac{kN}{m^2}$

$$qpz_{mód} := c_{dir}^{2} \cdot c_{season}^{2} \cdot c_0^{2} \cdot q_{p.z} = 0.543 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

A biztonság javára a torlónyomás értékét felfelé kerekítem.

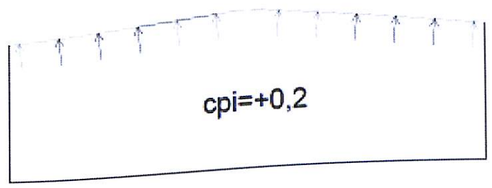
Torlónyomás értéke: $qpz_{mód} := 0.55 \frac{kN}{m^2}$

Belső felületek szél terhe

Tetőfelület:

Az épületnek nincs domináns áttört oldala. Nincs olyan homlokzat- vagy tetőfelület, amelyen a teljes épületfelület nyílásfelületeinek aránya legalább 2/3-a koncentrálódna.

Pozitív belső nyomás:

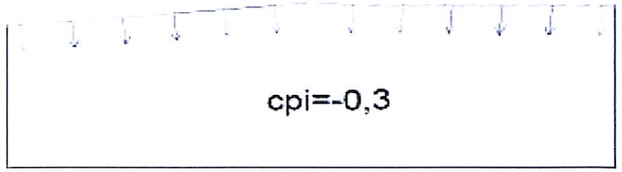


Belső szélnyomás értéke a tetőfelületre:

$c_{pi.ny.t} := 0.2$ $qpz_{mód} := 0.55 \frac{kN}{m^2}$

$$w_{i.ny.t} := qpz_{mód} \cdot c_{pi.ny.t} = 0.11 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

Negatív belső nyomás (szívás)



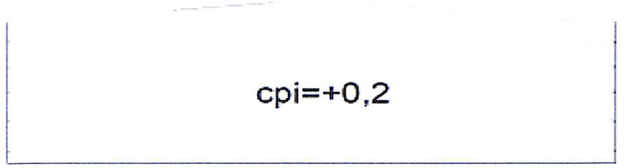
Belső szélszívás értéke a tetőfelületre:

$$c_{pi.sz.t} := -0.3 \qquad qpz_{mód} := 0.55\,\frac{kN}{m^2}$$

$$w_{i.sz.t} := qpz_{mód} \cdot c_{pi.sz.t} = -0.165 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

Falfelület belső szélterhe:

Pozitív belső nyomás:

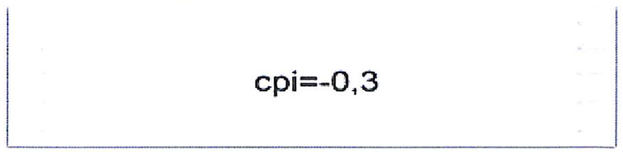


Belső szélnyomás értéke a falfelületre:

$$c_{pi.ny.f} := 0.2 \qquad qpz_{mód} := 0.55\,\frac{kN}{m^2}$$

$$w_{i.ny.f} := qpz_{mód} \cdot c_{pi.ny.f} = 0.11 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

Negatív belső nyomás (szívás):



Belső szélszívás értéke a falfelületre:

$$c_{pi.sz.f} := -0.3 \qquad qpz_{mód} := 0.55\,\frac{kN}{m^2}$$

$$w_{i.nyf} := qpz_{mód} \cdot c_{pi.sz.f} = -0.165 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

Külső felületek szél terhe

Tetőfelületek szélterhei:

Tető típusa: a.) Szögletes peremű

Tetőfelület:

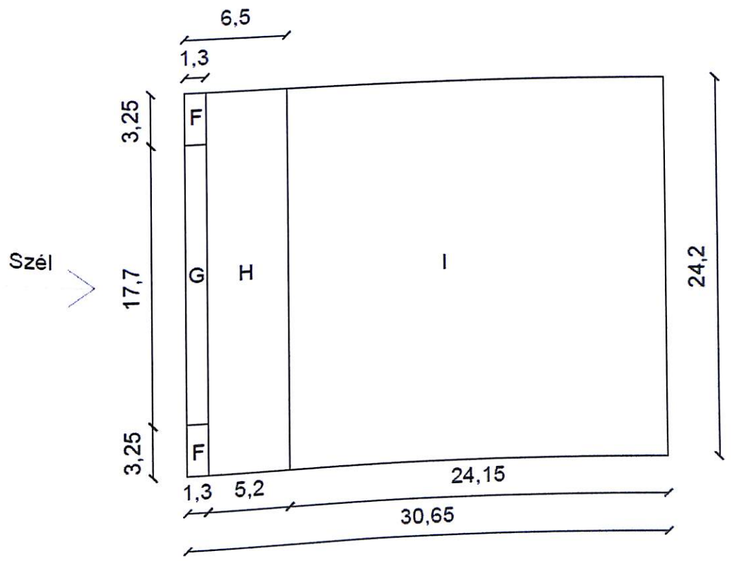
b := 24.2m

h := 6.5m $2 \cdot h = 13\,m$ $13m < 24.2m$

$e := \min(b, 2 \cdot h)$ $2 \cdot h < b$

$e := 13m$ $\frac{e}{2} = 6.5\,m$

$\frac{e}{4} = 3.25\,m$ $\frac{e}{10} = 1.3\,m$ $d := 30.65m$



Tetőfelületek külső nyomási tényezői: $qpz_{mód} = 0.55 \cdot \frac{kN}{m^2}$

F zóna: Szél felőli zóna sarkai

Zóna	x méret [m]	y méret [m]	Felület A [m^2]		
F	1,30	3,25	4,23	$1\ m^2 < A < 10\ m^2$	$c_{pe,(F)}$

$C_{pe}(F) := c_{pe.1} - (c_{pe.1} - c_{pe.10}) \cdot \log_{10}(A)$

$C_{peF} := -2.062$

$w_{e.F.p} := qpz_{mód} \cdot C_{peF} = -1.134 \cdot \frac{kN}{m^2}$

G zóna: Szél felőli zóna közepe

Zóna	x méret [m]	y méret [m]	Felület A [m^2]		
G	1,30	11,70	15,21	$> 10\ m^2$	$c_{pe,10}$

$C_{peG} := -1.20$

$w_{e.G.p} := qpz_{mód} \cdot C_{peG} = -0.66 \cdot \frac{kN}{m^2}$

H zóna: Középső zóna

Zóna	x méret [m]	y méret [m]	Felület A [m^2]		
H	5,2	24,2	125,84	$> 10\ m^2$	$c_{pe,10}$

$C_{peH} := -0.70$

$w_{e.H.p} := qpz_{mód} \cdot C_{peH} = -0.385 \cdot \frac{kN}{m^2}$

I zóna: Széllel átellenes zóna

Zóna	x méret [m]	y méret [m]	Felület A [m^2]		
I	24,15	24,2	584,43	$> 10\ m^2$	$c_{pe,10}$

$C_{peI.sz} := -0.20$ $C_{peI.ny} := 0.20$

$w_{e.I.sz.p} := qpz_{mód} \cdot C_{peI.sz} = -0.11 \cdot \frac{kN}{m^2}$ $w_{e.I.ny.p} := qpz_{mód} \cdot C_{peI.ny} = 0.11 \cdot \frac{kN}{m^2}$

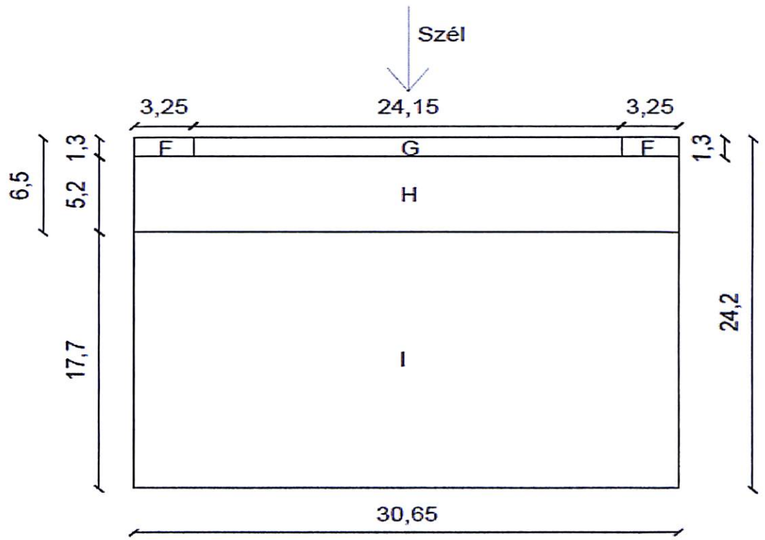
Az épület csak egyszeresen szimmetrikus; tehát az ellentétes irányból érkező szélterhet is vizsgálom.

Merőleges szélirány

$e = \min(b;2h)$ $\underset{\sim}{b} := 30.65\text{m}$ $h = 6.5\,\text{m}$ $2\cdot h = 13\,\text{m}$

$2\cdot h < b$ $13\text{m} < 30.65\text{m}$ $e = 13\,\text{m}$

$\frac{e}{4} = 3.25\,\text{m}$ $\frac{e}{10} = 1.3\,\text{m}$ $\frac{e}{2} = 6.5\,\text{m}$ $\underset{\sim}{d} := 24.2\text{m}$



F zóna: Szél felőli zóna sarkai $qpz_{mód} = 0.55 \cdot \frac{kN}{m^2}$

Zóna	x méret [m]	y méret [m]	Felület A [m^2]		
F	3,25	1,300	4,23	$1\ m^2 < A < 10\ m^2$	$c_{pe,(A)}$

$C_{pe}(F) := c_{pe.1} - (c_{pe.1} - c_{pe.10}) \cdot \log_{10}(A)$

$C_{peF} := -2.062$

$w_{e.F.m} := qpz_{mód} \cdot C_{peF} = -1.134 \cdot \frac{kN}{m^2}$

G zóna: Szél felőli zóna közepe

Zóna	x méret [m]	y méret [m]	Felület A [m^2]		
G	24,15	1,300	31,40	$> 10\ m^2$	$c_{pe,10}$

$C_{peG} := -1.20$

$w_{e.G.m} := qpz_{mód} \cdot C_{peG} = -0.66 \cdot \frac{kN}{m^2}$

H zóna: Középső zóna

Zóna	x méret [m]	y méret [m]	Felület A [m^2]		
H	30,65	5,200	159,38	$> 10\ m^2$	$c_{pe,10}$

$C_{peH} := -0.70$

$w_{e.H.m} := qpz_{mód} \cdot C_{peH} = -0.385 \cdot \frac{kN}{m^2}$

I zóna: Széllel átellenes zóna

Zóna	x méret [m]	y méret [m]	Felület A [m^2]		
I	30,65	17,700	542,51	$> 10\ m^2$	$c_{pe,10}$

$C_{peI.sz} := -0.20$

$w_{e.I.sz.m} := qpz_{mód} \cdot C_{peI.sz} = -0.11 \cdot \frac{kN}{m^2}$

$C_{peI.ny} := 0.20$

$w_{e.I.ny.m} := qpz_{mód} \cdot C_{peI.ny} = 0.11 \cdot \frac{kN}{m^2}$

Az épület egyszeresen szimmetrikus tehát az ellentétes irányú szél ugyanazt a terhet okozza.

Függőleges falfelületek szélterhei

h: Homlokzat legmagasabb ponjának a terepszinttől mért távolsága.

$h := 7.37m$

$b := 24.2m$

$2 \cdot h = 14.74\,m$

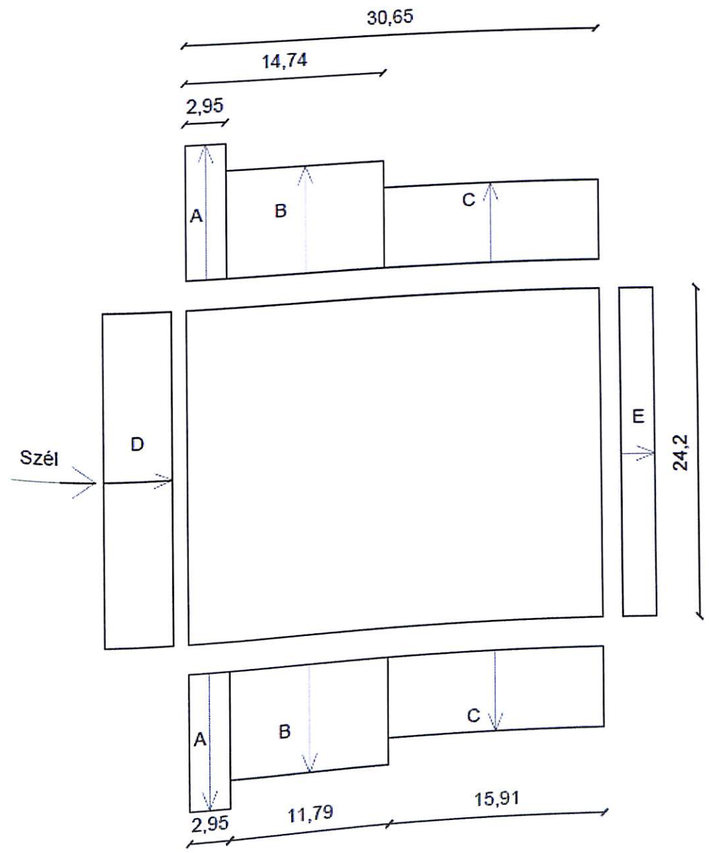
$2h < b$ $14.74m < 24.2m$

$e=\min(b;2h)$

$e := 2 \cdot h = 14.74\,m$ $\frac{e}{5} = 2.948\,m$

$h := 7.37m$

$d := 30.65m$



$h := 7.37m$

$d := 30.65m$

$qpz_{mód} = 0.55 \cdot \frac{kN}{m^2}$

$\frac{h}{d} = 0.24$ h/d <= 0,25

A zóna: Széliránnyal párhuzamos felület

Zóna	x méret [m]	y méret [m]	Felület A [m^2]		
A	6,5	2,95	19,175	> 10 m^2	$c_{pe,10}$

$C_{peA} := -1.20$

$w_{e.A.p} := qpz_{mód} \cdot C_{peA} = -0.66 \cdot \frac{kN}{m^2}$

B zóna: Széliránnyal párhuzamos felület

Zóna	x méret [m]	y méret [m]	Felület A [m^2]		
B	6,5	11,79	76,635	> 10 m^2	$c_{pe,10}$

$C_{peB} := -0.80$

$w_{e.B.p} := qpz_{mód} \cdot C_{peB} = -0.44 \cdot \frac{kN}{m^2}$

C zóna: Széliránnyal párhuzamos felület

Zóna	x méret [m]	y méret [m]	Felület A [m^2]		
C	6,5	15,91	103,415	> 10 m^2	$c_{pe,10}$

$C_{peC} := -0.50$

$w_{e.C.p} := qpz_{mód} \cdot C_{peC} = -0.275 \cdot \frac{kN}{m^2}$

D zóna: Széltámadta oldal

Zóna	x méret [m]	y méret [m]	Felület A [m^2]		
D	6,5	24,2	157,3	> 10 m^2	$c_{pe,10}$

$C_{peD} := 0.7$

$w_{e.D.p} := qpz_{mód} \cdot C_{peD} = 0.385 \cdot \frac{kN}{m^2}$

E zóna: Szélárnyékos oldal

Zóna	x méret [m]	y méret [m]	Felület A [m^2]		
D	6,5	24,2	157,3	> 10 m^2	$c_{pe,10}$

$C_{peE} := -0.3$

$w_{e.E.p} := qpz_{mód} \cdot C_{peE} = -0.165 \cdot \frac{kN}{m^2}$

Az épület csak egyszeresen szimmetrikus; tehát az ellentétes irányból érkező szélterhet is vizsgálom.

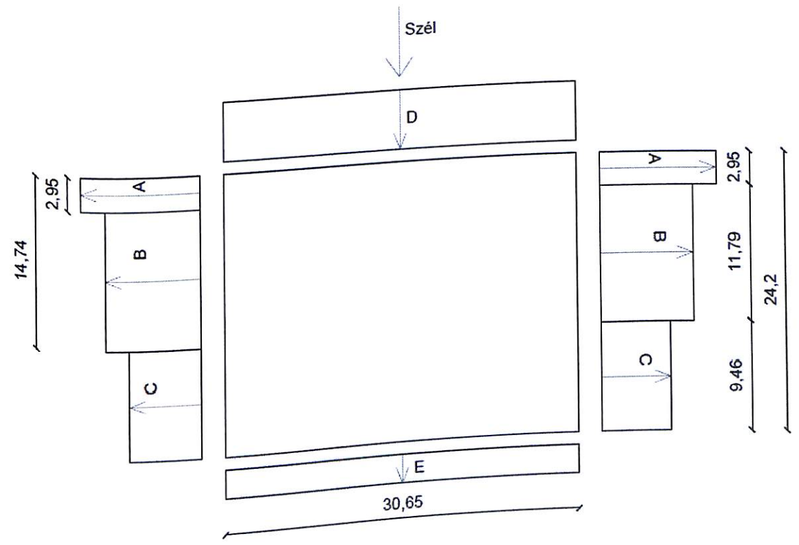
Merőleges szélirány

$h := 7.37m$ $2 \cdot h = 14.74\,m$ $14.74m < 30.65m$

$b := 30.65m$ $2h < b$

e=min(b;2h)

$e := 2 \cdot h = 14.74\,m$ $\frac{e}{5} = 2.948\,m$ $h := 7.37m$ $d := 24.2m$



Az épület egyszeresen szimmetrikus, tehát az ellentétes irányú szél ugyanazt a szélterhet okozza.

$h := 7.37m$

$d := 24.2m$

$\frac{h}{d} = 0.305$ $0,25 < h/d < 1$ Lineáris interpoláció

A zóna: Széliránnyal párhuzamos felület

Zóna	x méret [m]	y méret [m]	Felület A [m^2]		
A	6,5	2,95	19,175	> 10 m^2	$c_{pe,10}$

$C_{peA} := -1.20$

$w_{e.A.m} := qpz_{mód} \cdot C_{peA} = -0.66 \cdot \frac{kN}{m^2}$

B zóna: Széliránnyal párhuzamos felület

Zóna	x méret [m]	y méret [m]	Felület A [m^2]		
B	6,5	11,79	76,635	> 10 m^2	$c_{pe,10}$

$C_{peB} := -0.80$

$w_{e.B.m} := qpz_{mód} \cdot C_{peB} = -0.44 \cdot \frac{kN}{m^2}$

C zóna: Széliránnyal párhuzamos felület

Zóna	x méret [m]	y méret [m]	Felület A [m^2]		
C	6,5	15,91	103,415	> 10 m^2	$c_{pe,10}$

$C_{peC} := -0.50$

$w_{e.C.m} := qpz_{mód} \cdot C_{peC} = -0.275 \cdot \frac{kN}{m^2}$

D zóna: Széltámadta oldal

Zóna	x méret [m]	y méret [m]	Felület A [m^2]		
D	6,5	24,2	157,3	> 10 m^2	$c_{pe,10}$

$C_{peD} := 0.707$

$w_{e.D.m} := qpz_{mód} \cdot C_{peD} = 0.389 \cdot \frac{kN}{m^2}$

E zóna: Szélárnyékos oldal

Zóna	x méret [m]	y méret [m]	Felület A [m^2]		
E	6,5	24,2	157,3	> 10 m^2	$c_{pe,10}$

$C_{peE} := -0.315$

$w_{e.E.m} := qpz_{mód} \cdot C_{peE} = -0.173 \cdot \frac{kN}{m^2}$

Acél előtető szélterhe

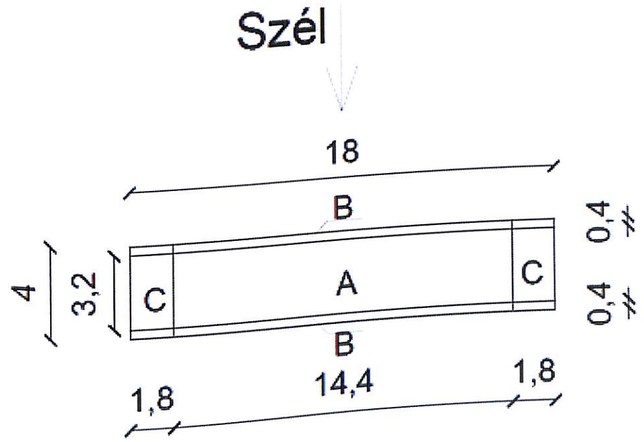
Torlaszhatás: A tető alatti terület részbeni vagy teljes időleges eltorlaszolása befolyásolja a szél áramlási viszonyait. Ezt a φ gátlási tényező segítségével lehet figyelembe venni.

Jelen esetben teljes torlaszhatással számolunk.

$\varphi := 1$

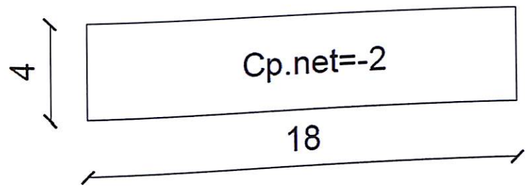
Előtető hajlásszöge: 4 ° A biztonság javára 5 °-kal számolom.

Merőleges irányú szél esete mértékadó.
A hosszanti irányú szél esete nem mértékadó.



Zóna	$c_{p.net}$ tényező	qp.mód [kN/m2]
A	-1,60	0,55
B	-2,20	0,55
C	-2,50	0,55

Mivel a B és a C felület meglehetősen kicsi és az előtető csak 4 x 18 méter így átlag cp.net értékkel számolok.



$$c_{p.net} := -2 \qquad qpz_{mód} = 0.55 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

Előtető A, B és C zónáinak szélterhei:

$$w_{net.előtető} := qpz_{mód} \cdot c_{p.net} = -1.1 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

3.3.5 Hóteher

Tetők hóterhének karakterisztikus értéke:

$$s := c_e \cdot c_t \cdot \mu_i \cdot s_k$$

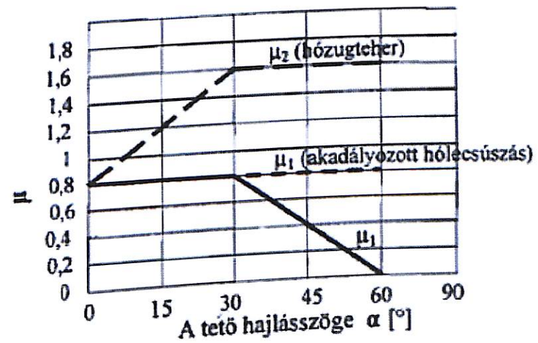
ahol:

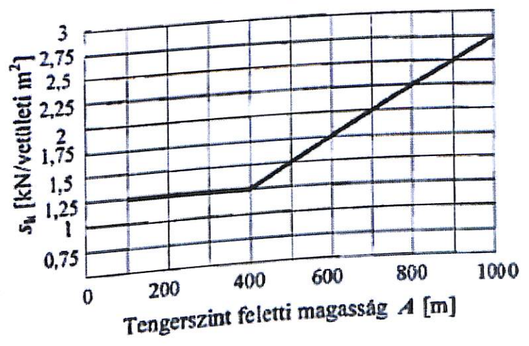
ce	a szél hatását figyelembe vevő (terep) tényező
ct	hőmérsékleti tényező
μi	a hóteher alaki tényezője, a különböző tetőformák és teherelrendezéseknek megfelelően
sk	a felszíni hóteher karakterisztikus értéke

$c_e := 1$

$c_t := 1$

$\mu_1 := 0.8$





Tengerszint feletti magasság: A < 400 m

$$s_k := 1.25 \frac{kN}{m^2}$$

$$s := c_e \cdot c_t \cdot \mu_1 \cdot s_k = 1 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

3.3.6 Rendkívüli hóteher

A kivételes felszíni hóteher tervezési értéke:

$$s_{Ad} = C_{esl} \cdot s_k = 2{,}0\, s_k \quad [kN/m^2]$$

s_k a felszíni hóteher karakterisztikus értéke,
C_{esl} a kivételes hóterhek tényezője, értéke 2,0.

- Magyarországon kivételes felszíni hóteher bárhol előfordulhat.
- A kivételes hóterhet rendkívüli tehernek kell tekinteni.
- A kivételes hóteher parciális biztonsági tényezője $\gamma_A = 1{,}0$.

$s_k := 1.25 \frac{kN}{m^2}$ $C_{esl} := 2$ $s_{Ad} := C_{esl} \cdot s_k = 2.5 \cdot \frac{kN}{m^2}$

3.3.7 Hózugteher

- alaki tényező: $\mu_{wc} := \min\left(\frac{H_4 \cdot \gamma_{set}}{s_k} .. 4\right)$

ahol:

- H.4 előtető és a tető pereme közti távolság
- γ.set - a megülepedett hó térfogatsúlya
- s.k felszíni hóteher karakterisztikus értéke

$H_4 := 1.8m$ $\gamma_{set} := 2 \frac{kN}{m^3}$ $s_k = 1.25 \cdot \frac{kN}{m^2}$

$\mu_{wc} := \min\left(\frac{H_4 \cdot \gamma_{set}}{s_k}, 4\right)$

$\mu_{wc} := \frac{1.8m \cdot 2 \frac{kN}{m^3}}{1.25 \frac{kN}{m^2}} = 2.88$ $2.88 < 4$

Hóvastagság:

$d0 := 0.8 \cdot \frac{s_k}{\gamma_{set}} = 0.5\,m$

$d_4 := \min\left(H_4 + d0, \mu_{wc} \cdot \frac{s_k}{\gamma_{set}}\right)$ $d_4 := \min\left(1.8m + 0.8m, 2.88 \cdot \frac{1.25 \frac{kN}{m^2}}{2 \frac{kN}{m^3}}\right)$ $d_4 = 1.8 \cdot m$

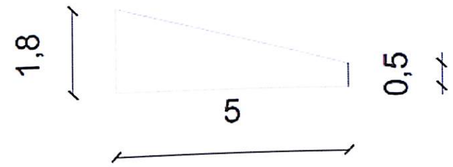
Hófelhalmozódás hossza:

b4 - az előtető hossza

$b_4 := 4m$

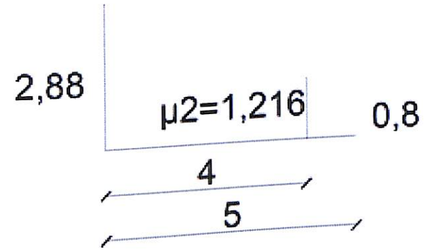
$l_{s4} := \max(5m, 2 \cdot d_4, b_4)$

$l_{s4} = 5\,m$



Alaki tényező:

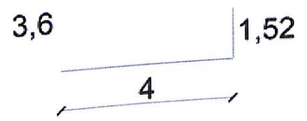
$\mu_{wc} = 2.88$ $\mu_1 := 0.8$ $\mu_2 := 1.216$ (interpolálva)



Hózugteher értéke:

$\mu_{wc} \cdot s_k = 3.6 \cdot \frac{kN}{m^2}$

$\mu_2 \cdot s_k = 1.52 \cdot \frac{kN}{m^2}$



3.3.8 Földrengés teher

Épületszerkezet esetében Magyarországon a függőleges gyorsulásokat nem kell figyelembe venni, így a méretezésben csak vízszintes terhekkel kell számolni.

Földrengési paraméterek:

Fontossági osztály: II. Átlagos épület $\gamma_I := 1.0$

Talajgyorsulás: Földrengésből származó maximális horizontális gyorsulás az alapkőzetben.

$$a_g := \gamma_I \cdot a_{gR}$$

Magyarországra vonatkozó szeizmikus zónatérkép alapján a vizsgált terület (Tamási) a 3. zónába tartozik.

$$a_{gR} := 0.12 \cdot g = 1.177 \frac{m}{s^2}$$

$$a_g := \gamma_I \cdot a_{gR} = 1.177 \frac{m}{s^2}$$

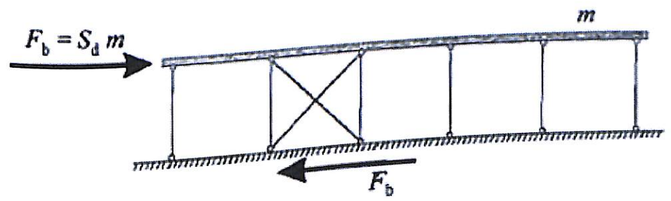
A területen, illetve annak tágabb környezetében a felszínt pleisztocén korú homokos lösz alkotja.

Talaj osztály: D
laza vagy közepesen tömör kohézió nélküli talaj, vagy lágytól közepesig terjedő kohéziós talajok

Talajszorzó

$S := 1.35$

Földrengés kézi számítás - 50 x 50 cm-es vasbeton pillér e.x (eltolódás) vizsgálata.

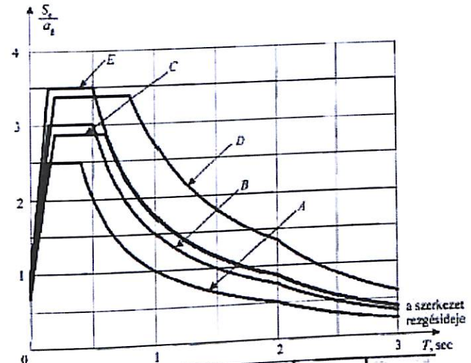


$$F_b := m \cdot S_d$$

Teljes földrengés teher

ahol:
- m tartó önsúlya és a rá ható gépészeti és rétegrend terhek
- Sd a tervezési gyorsulási válaszspektrum

Talajszorzók és a válaszspektrum töréspontjaihoz tartozó rezgésidők:



talajosztály	S	T_B	T_C	T_D
D	1.35	0.20	0.8	2.0

D Talaj osztályhoz tartozó rezgésidők:

$T_B := 0.2$ $T_C := 0.8$ $T_D := 2$ viselkedési tényező: $q := 1.5$

T - a szabad rezgést végző szerkezet rezgésideje
C.t - Szerkezet anyagától és kialakításától függő szorzó:
Vasbeton keretszerkezetek esetében: $C_t := 0.075$

$T_{1x} := C_t \cdot H^{\frac{3}{4}}$ H - Az épület talajszint feletti magassága $H_x := 7.15m$

$T_x := 0.328sec$ $T_{Bv} := 0.2$ $T_x := 0.328sec$ $T_{Cv} := 0.8$

A tervezési gyorsulási válaszspektrum	
Rezgésidő szerinti tartomány	S_d
$0 \le T \le T_B$	$a_g S\left[\frac{2}{3}+\frac{T}{T_B}\left(\frac{2.5}{q}-\frac{2}{3}\right)\right]$
$T_B \le T \le T_C$	$a_g S\frac{2.5}{q}$
$T_C \le T \le T_D$	$\max\left\{a_g S\frac{2.5}{q}\frac{T_C}{T};0.2a_g\right\}$
$T_D \le T$	$\max\left\{a_g S\frac{2.5}{q}\frac{T_C T_D}{T^2};0.2a_g\right\}$

Tervezési gyorsulási válaszspektrum $S_d := a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} = 2.648 \frac{m}{s^2}$

Terhek:

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} \text{ "+" } A_{Ed} \text{ "+" } \sum_{i\geq 1} \psi_{E,i}\, Q_{k,i}$$

$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i}$ φ=1,0

Rétegrend	Teher [kN/fm]	Tartó hossza [m]	Teher szorzó (ψ.2)	Teher [kN]
KS1000 RW szendvicspanel	0,72	23,46	1	16,89
Z szelemen	0,058	23,46	1	1,36
Feszített tartó	5,02	23,46	1	117,77
Gépészet	1,5	23,46	0,8	28,15
				164,17

$m := 164.17kN$

$F := m \cdot S_d = 434.689 \frac{m}{s^2} \cdot kN$

A kapott teher a keretállásra hat, ami 2 db 50 x 50 cm előregyártott vasbeton pillérből áll.
Ennek csak a fele hat az egyik pillérre.

$F1 := \frac{F}{2} = 2.173 \times 10^5 \frac{m^2 \cdot kg}{s^4}$

Pillér magasság(Axis) $L := 6600mm$

C30/37 beton rugalmassági modolus $E := 33000 \frac{N}{mm^2}$

$F1 := 218.6 \cdot 10^3 N$

50 x 50 cm pillér inerci: $I := \frac{500mm \cdot (500mm)^3}{12} = 5.208 \times 10^9 \cdot mm^4$

$e_{xmax} := \frac{F1 \cdot L^3}{3 \cdot E \cdot I}$

$\frac{F1 \cdot L^3}{3 \cdot E \cdot I} = 121.884 \cdot mm$ > Axis ex = 37,41 mm

Kézzel számolt ex érték egy ideális állapotot feltételez. Egy befogott oszlop eltolódását.
A kézi számítás nem veszi figyelembe az épület teljes geometriáját, a szélrácsokból a
merevítő magból a szegélygerendákból és a közbenső födémből származó merevségeket.

Az Axis által számolt érték viszont egy valós tervezési gyorsulási válaszspektrum analízis
értékkel számol, mely valós értéket képez.

A számítással igazolom, hogy az AxisVm program által számolt földrengés terhek
a méretezett vasbeton csarnokra reálisak, az előírt szabványok és számítások betartása
mellett kerültek méretezésre.

Igazolom, hogy az épület nincs túlméretezve és nincs alulméretezve földrengés teherre.

Alaprajzi szabályosság:
Szimmetria: A tömegek és a merevségek eloszlása az alaprajzon szimmetrikus. Teljesül!

Magassági szabályosság:

A merevítés végigmegy a tetőig. Teljesül! Az 50 x 50 cm pillérek adják az épület merevítését.

A merevség a magasság mentén felfelé haladva folytonosan csökken vagy állandó.

Szükséges teherkombináció:

A **szeizmikus állapothoz** a hatáskombináció:

$$E_{d3} = \sum_{j\geq 1}(G_{k,j,\sup}"+"G_{k,j,\inf})"+"P_k"+"A_{Ed}"+"\sum_{i>1}\psi_{2,1}Q_{k,i}$$

Ennek alapján a szél és hó terhet, mint esetleges terheket Magyarországon nem kell a földrengésteherrel együtt figyelembe venni (ψ.2=0).
Önsúlyterhek alapértékkel, hasznos terheket kvázi-állandó részével kell számolni.
Az alábbi teherkombináció terheit vesszük figyelembe a földrengés közben.
Ezeket a terheket "rengeti" a földrengés.

Teher megnevezése	Önsúly	Rétegrend	Szél Külső Párhuzamos I.	Szél Külső Párhuzamos II.
Teher szorzó	1	1	0	0

Teher megnevezése	Szél Külső Párhuzamos III.	Szél Külső Párhuzamos IV.	Szél Külső Merőleges I.	Szél Külső Merőleges II.
Teher szorzó	0	0	0	0

Teher megnevezése	Előtető Külső Szélterhe	Belső Szél Nyomás -0,3	Belső Szél Szívás +0,2	Hó Teljes
Teher szorzó	0	0	0	0

Teher megnevezése	Hó Fél Jobb	Hó Fél Bal	Válaszfal	Gépészet
Teher szorzó	0	0	1	0,8

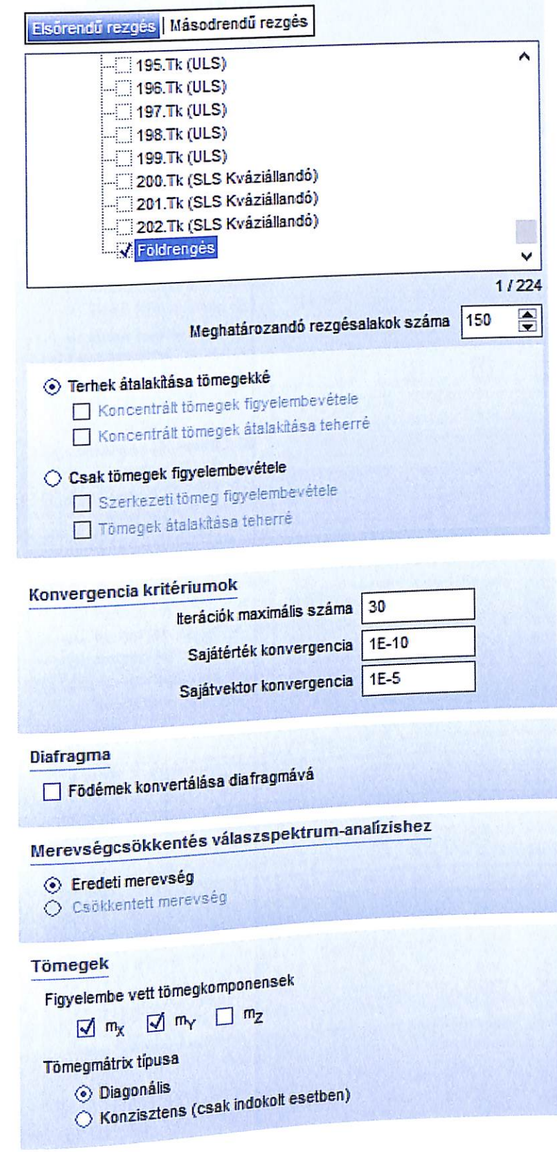
Teher megnevezése	Funkció Teljes	Funkció bal	Funkció jobb	Nem járható tető
Teher szorzó	0,3	0	0	0

Teher megnevezése	FR+	FR-	Hó rendkívüli Teljes
Teher szorzó	0	0	0

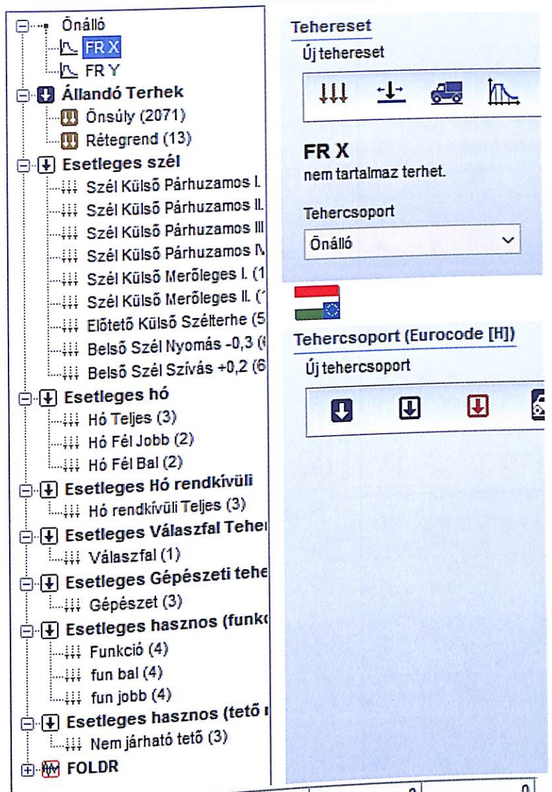
Rezgésalak eléréséhez arra van szükség, hogy az összes működő teher minimum 90 % elmozduljon. Tehát a tömegrészesdési arány > 90 m%.
Rugalmas gyorsulási válaszspektrumot vesszük figyelembe a számítás során.
Axis Vm program segítségével generáljuk ("rezgés") a földrengés terheit.

Axis Vm program segítségével számított rezgésvizsgálat

Rezgésvizsgálat



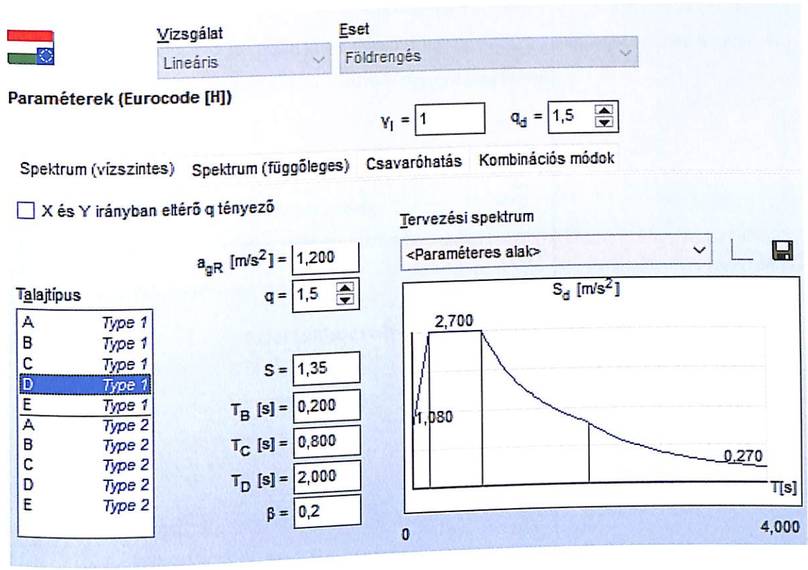
13 Tehercsoportok és teheresetek

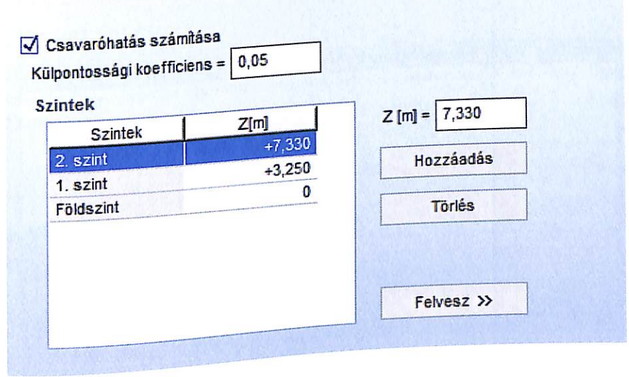


145	78,00	0	0	0
146	78,81	0	0	0
147	79,10	0	0	0
148	79,37	0	0	0
149	80,43	0	0	0
150	81,41	0	0	0
150/150		0,901	0,987	0

x és y irányú elmozdulások is meghaladják a 90 m%-ot.

Földrengés paraméterek (Axis Vm 13):





4. Mértékadó hatáskombinációk meghatározása

Állandó terhek:

- Szerkezet önsúlya --> (tervezett keresztmetszet, anyag, vastagság alapján,biztonsági tényezővel)
- Rétegrend terhei: - Teljes felületre vetítve biztonsági tényezővel

Esetleges terhek:

Hasznos terhek:

- Funkcióból származó szabványos terhek
  - Teljes felületre vetítve biztonsági tényezővel

-Válaszfal, Gépészet terhe

- Teljes felületre vetítve biztonsági tényezővel

Meterológiai terhek:

- szélteher
- hóteher

Rendkívüli terhek:

- Rendkívüli hóteher
- Földrengés teher

Terhek felvétele EC alapján történt meg.

4.1 Parciális tényezők, Egyidejűségi (kombinációs) tényezők ψ0; ψ1; ψ2

$\gamma_{Gi}=1,35$; $\gamma_Q=1,5$

Parciális biztonsági tényezők, egyidejűségi (kombinációs) tényezők ψ0; ψ1; ψ2 valamint rendkívüli tervezési, illetve szeizmikus állapothoz tartozó teherkombinációk használata, EC előírások figyelembe vétele alapján történt meg.

4.2 Tehercsoportosítások létrehozása

	Csoport	Típus	$\gamma_{G,sup}$	$\gamma_{G,inf}$	ξ	γ	ψ_0	ψ_1	ψ_2	Add..
1	Állandó Terhek	állandó	1,350	1,000	0,850					✓
2	Esetleges szél	esetleges				1,500	0,600	0,500	0	
3	Esetleges hó	esetleges				1,500	0,500	0,200	0	
4	Esetleges Válaszfal Teher	esetleges				1,500	1,000	1,000	1,000	
5	Esetleges Gépészeti teher	esetleges				1,500	1,000	0,900	0,800	
6	Esetleges hasznos (funkció)	esetleges				1,500	0,700	0,500	0,300	
7	Esetleges hasznos (tető nem járható)	esetleges				1,500	0	0	0	
8	Hó rendkívüli	rendkívüli	1,000							
9	FOLDR	földrengés	1,000	1,000						

4.3 Teherkombinációk képletei

4.3.1 Teherbírási határállapotok (ULS)

γ_{Gi}=1,35 ; γ_Q=1,5

A **tartós és ideiglenes** tervezési állapothoz, mint alapkombináció:

$$E_{d1} = \sum_{j\geq 1}(\gamma_{G,j,\sup} G_{k,j,\sup} "+" \gamma_{G,j,\inf} G_{k,j,\inf})"+" \gamma_p P_k "+" \gamma_{Q,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} Q_{k,i}$$

A **rendkívüli tervezési** állapot vizsgálatához a hatáskombináció:

$$E_{d2} = \sum_{j\geq 1}(G_{k,j,\sup} "+" G_{k,j,\inf})"+" P_k "+" A_d "+" (\psi_{0,1} vagy \psi_{2,1}) Q_{k,1} "+" \sum_{i>1} \psi_{2,1} Q_{k,i}$$

A **szeizmikus állapothoz** a hatáskombináció:

$$E_{d3} = \sum_{j\geq 1}(G_{k,j,\sup} "+" G_{k,j,\inf})"+" P_k "+" A_{Ed} "+" \sum_{i>1} \psi_{2,1} Q_{k,i}$$

4.3.2 Használhatósági határállapotok (SLS)

A terhek **karakterisztikus** kombinációja

$$E_{ser,a} = \sum_{j\geq 1}(G_{k,j,\sup} "+" G_{k,j,\inf})"+" P_{ki} "+" Q_{k,1} "+" \sum_{i>1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

A terhek **gyakori** kombinációja

$$E_{ser,b} = \sum_{j\geq 1}(G_{k,j,\sup} "+" G_{k,j,\inf})"+" P_{ki} "+" \psi_{1,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

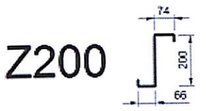
A terhek **kvázi-állandó** kombinációja

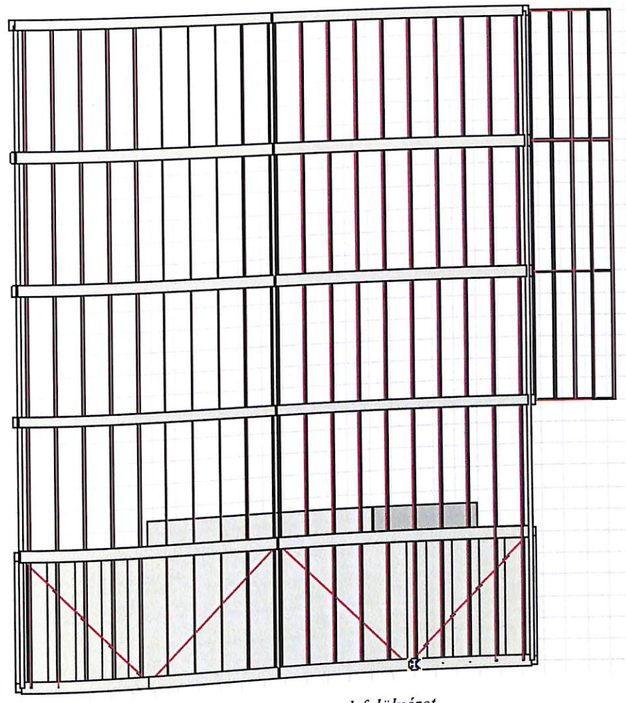
$$E_{ser,c} = \sum(G_{k,j,\sup} "+" G_{k,j,\inf})"+" P_{ki} "+" \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

5. Z szelemen méretezése

Szelemen: Z 200 Vastagság t = 2 mm

Keretállások távolsága: 6 méter
Szelemenek közti távolság: 1,25 méter.





Ábra 2. Csarnok felülnézet

A Z szelemen csavar segítségével a feszített főtartóhoz csatlakozik.
Csavarminőség: M10 (5.6)

Ábra 3. Keretállás fele oldalnézet

5.1 Mértékadó teherkombináció

A **rendkívüli tervezési** állapot vizsgálatához a hatáskombináció:

$$E_{d2} = \sum_{j\geq 1}(G_{k,j,\sup}"+"G_{k,j,\inf})"+"P_k"+"A_d"+"(\psi_{0,1}vagy\psi_{2,1})Q_{k,1}"+"\sum_{i>1}\psi_{2,1}Q_{k,i}$$

Rendkívüli hóteher Kiemelt teher: "Szél"

Terhelési sáv: 1,25 méter (Terhek értékei terhelési sáv figyelembevételével számolva.)

0 - 1,3 méter távolságon			
Terhek	Teher alapérték kN/fm	Parciális szorzó	Teher tervezési érték kN/fm
Önsúly Z 200 t=2mm	0,058	1	0,058
Rétegrend KS 1000 RW Szendvicspanel	0,150	1	0,150
Szél külső	-1,413	0,5	-0,706
Szél belső	0,206	0,5	0,103
Rendkívüli hó	3,125	1	3,125
Z szelemenre ható vonalmenti megoszló teher			2,73

1,3 - 6,5 méter távolságon			
Terhek	Teher alapérték kN/fm	Parciális szorzó	Teher tervezési érték kN/fm
Önsúly Z 200 t=2mm	0,058	1	0,058
Rétegrend KS 1000 RW Szendvicspanel	0,15	1	0,150
Szél külső	-0,475	0,5	-0,238
Szél belső	0,206	0,5	0,103
Rendkívüli hó	3,125	1	3,125
Z szelemenre ható vonalmenti megoszló teher			3,20

6,5 - 30 méter távolságon			
Terhek	Teher alapérték kN/fm	Parciális szorzó	Teher tervezési érték kN/fm
Önsúly Z 200 t=2mm	0,058	1	0,058
Rétegrend KS 1000 RW Szendvicspanel	0,15	1	0,150
Szél külső	-0,1375	0,5	-0,069
Szél belső	0,206	0,5	0,103
Rendkívüli hó	3,125	1	3,125
Z szelemenre ható vonalmenti megoszló teher			3,37

5.2 Z Szelemen méretezése Lindap Structural Designer programmal

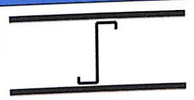
Ország: Magyarország

Funkció: Z profil

Szerkezeti beállítások

Szelvény: Z200

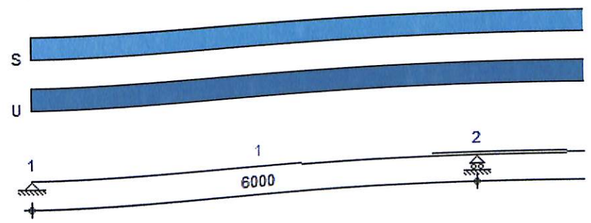
Elhelyezés: Erős



Csavarok: M10 (5.6)

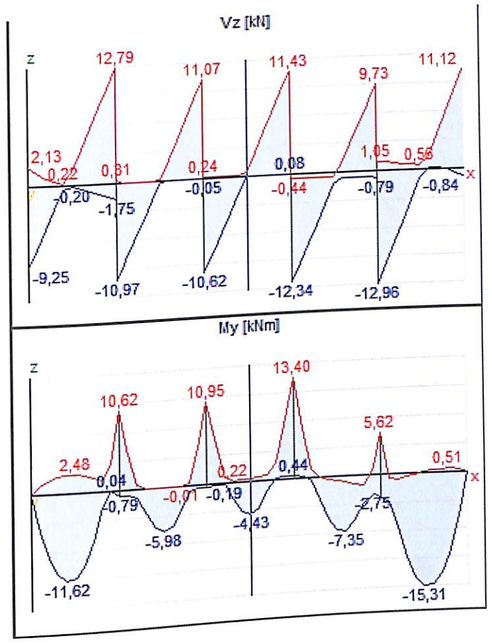
	Támaszok						Nyílások			
No.	Pozíció [mm]	Típus	Széless. [mm]	L1 [mm]	L2 [mm]	No.	Méret [mm]	Vtg.1 [mm]	Vtg.2 [mm]	
Alapértékek			0				6000	2		
1	0	H	Merevített	-	-	1	6000	2	-	
2	6000	O	Merevített	600	1200	2	6000	2	-	
3	12000	O	Merevített	600	600	3	6000	2	-	
4	18000	O	Merevített	600	600	4	6000	2	-	
5	24000	O	Merevített	1200	600	5	6000	2	-	
6	30000	H	Merevített	-	-					

Kialakítás átfedéssel. Nyomatéki 0 pontban történő toldás. (0,1464 x L)



Terhek

No.	Típus	Kezdőp. [mm]	Végp. [mm]	Kezdőint. [kN/m]	Végint. [kN/m]	Széless.	ULS / SLS
1	L	0	1300	2,73	2,73		ULS
2	L	1300	6500	3,20	3,20		ULS
3	L	6500	30000	3,37	3,37		ULS
4	L	0	30000	0,21	0,21		SLS



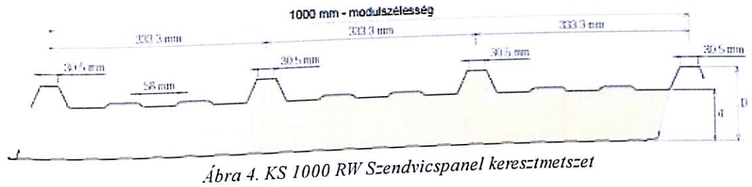
Eredmények

ULS	63%	SLS	4%

A Z 200 t=2mm vastagságú szelemen mind teherbírási (ULS), mind használhatósági (SLS) terhekre a fenti kialakítás mellett megfelel.

6. KS 1000 RW szendvicspanel méretezése

KS1000 RW egy trapéz mintázatú szendvicspanel rendszer, melyet általános csavarozási eljárással (átmenő módon) rögzítenek.

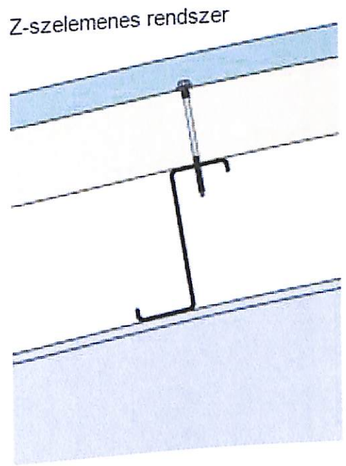


Ábra 4. KS 1000 RW Szendvicspanel keresztmetszet

Méretek:

Szélesség: 1 méter
Hosszúság: 3 méter
Vastagság: 12 cm

Z szelemenhez való rögzítés:



Ábra 5. KS 1000 RW Szendvicspanel rögzítése Z szelemenhez

Terhek - Mérékadó teherkombináció - Rendkívüli hóteher

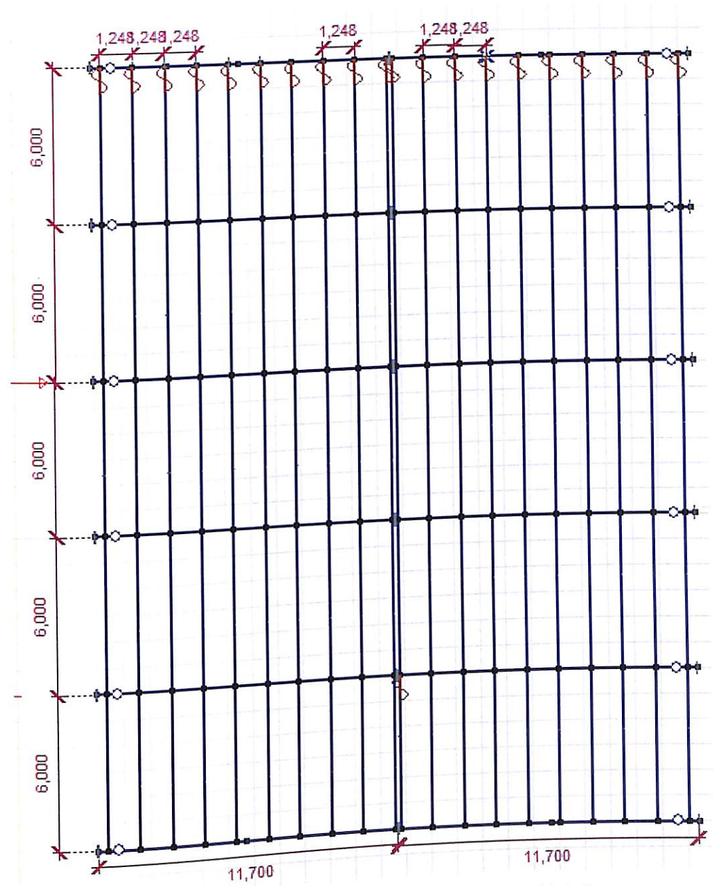
Terhek	Teher alapérték kN/m^2	Teher szorzó	Teher tervezési érték kN/m^2
Önsúly KS 1000 RW Szendvicspanel	0,12	1	0,12
Szél külső	-0,11	0,5	-0,055
Szél belső	0,165	0,5	0,0825
Rendkívüli hó	2,5	1	2,5
1 m^2 felületre ható teher			2,65

Az alábbi táblázatban láthatjuk, hogy a kialakuló 2,65 $\left(\frac{kN}{m^2}\right)$ mértékadó teherre KS1000 RW 3 $\left(\frac{kN}{m^2}\right)$ teherbírású szendvicspanel megfelel.

KS1000 RW szendvicspanel katalógus:

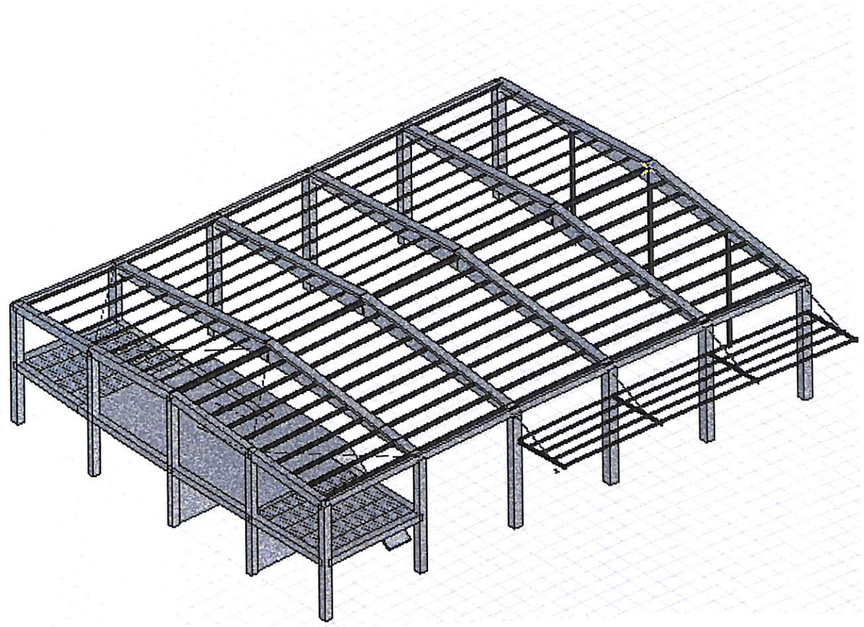
System	Colour group	characteristic downwards load, e.g. snow load [kN/m²]							
		1.75	2.00	2.25	2.50	2.75	3.00	3.25	3.50
Single Span	I, II, III (f)	40 1.54	40 1.42	40 1.33	40 1.25	40 1.18	40 1.12	40 1.07	40 1.03
Double Span	I (f)	40 1.54 60	40 1.42 60	40 1.33 60	40 1.25 60	40 1.18 60	40 1.12 60	40 1.07 60	40 1.03 60
	II (f)	40 1.54 60	40 1.42 60	40 1.33 60	40 1.25 60	40 1.18 60	40 1.12 60	40 1.07 60	40 1.03 60
	III (f)	40 1.54 60	40 1.42 60	40 1.33 60	40 1.25 60	40 1.18 60	40 1.12 60	40 1.07 60	40 1.03 60
Multi Span	I (f)	40 1.54 60	40 1.42 60	40 1.33 60	40 1.25 60	40 1.18 60	40 1.12 60	40 1.07 60	40 1.03 60
	II (f)	40 1.54 60	40 1.42 60	40 1.33 60	40 1.25 60	40 1.18 60	40 1.12 60	40 1.07 60	40 1.03 60
	III (f)	40 1.54 60	40 1.42 60	40 1.33 60	40 1.25 60	40 1.18 60	40 1.12 60	40 1.07 60	40 1.03 60

7. Előfeszített vasbeton főtartó tervezése

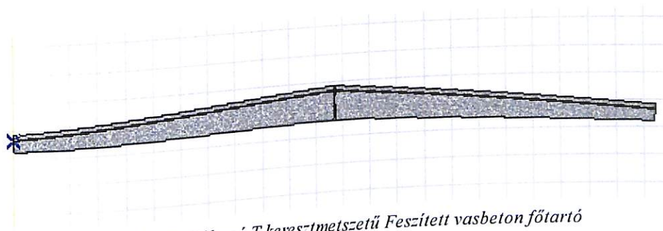


Ábra 6. Csarnok tetőszerkezetének geometriája felülnézet

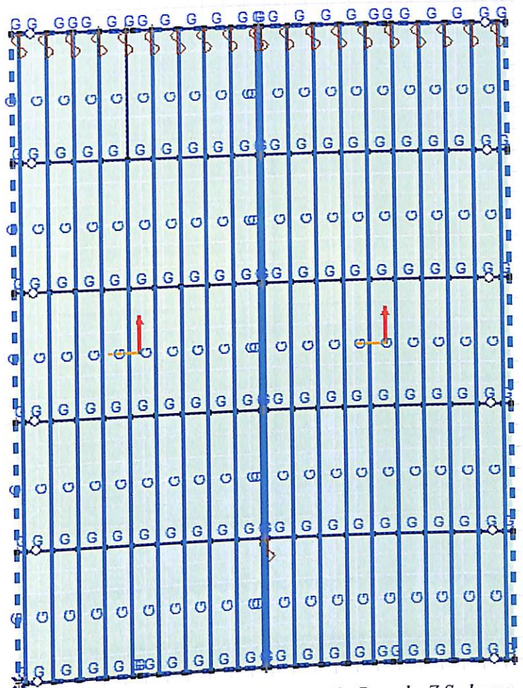
Ábra 7. Csarnok tetőszerkezetének geometriája Oldalnézet



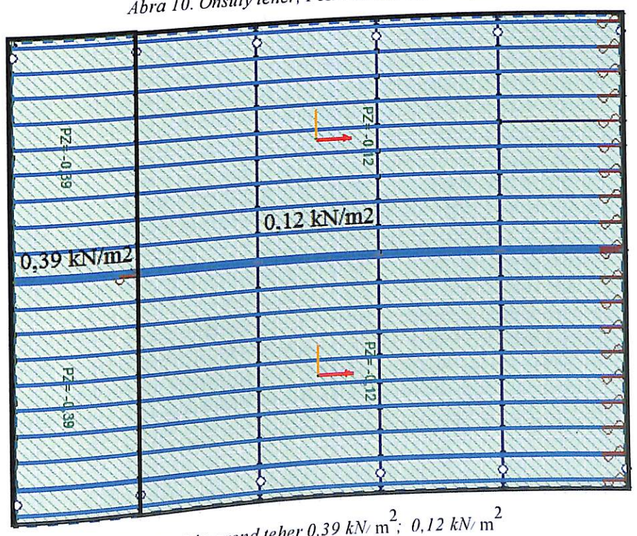
Ábra 8. Csarnok geometria 3D Modell



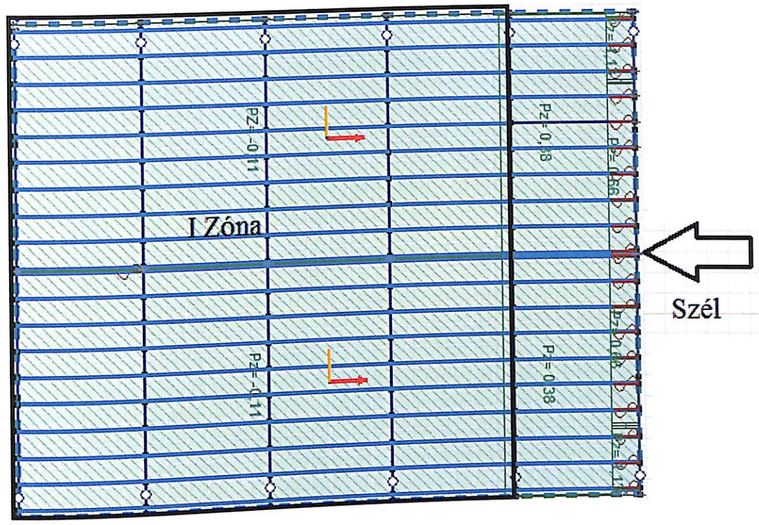
Ábra 9. Változó T keresztmetszetű Feszített vasbeton főtartó



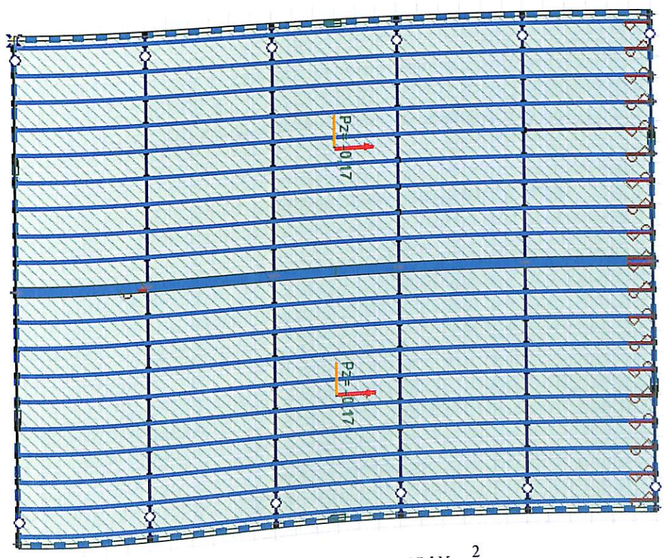
Ábra 10. Önsúly teher; Feszített Vb. Gerenda, Z Szelemen



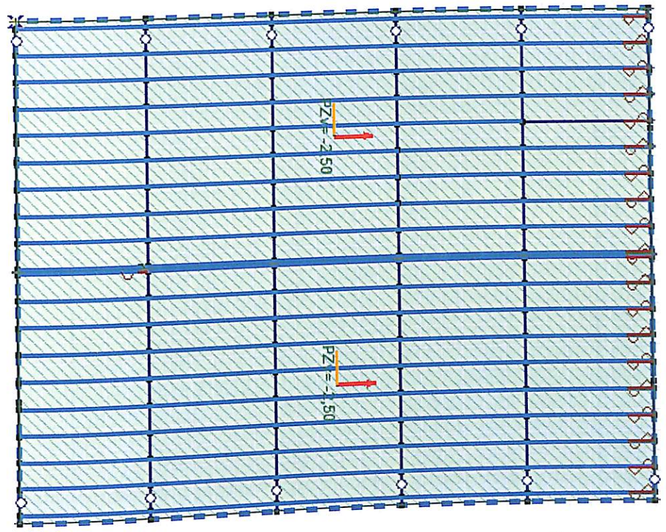
Ábra 11. Rétegrend teher 0,39 kN/ m^2; 0,12 kN/ m^2



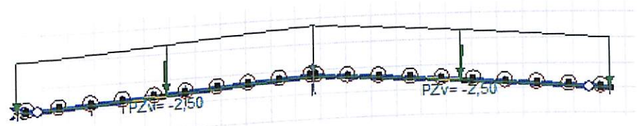
Ábra 12. Mértékadó szélteher ("Szél Külső párhuzamos IV.) I Zóna Szélnyomás 0,11 kN/ m^2



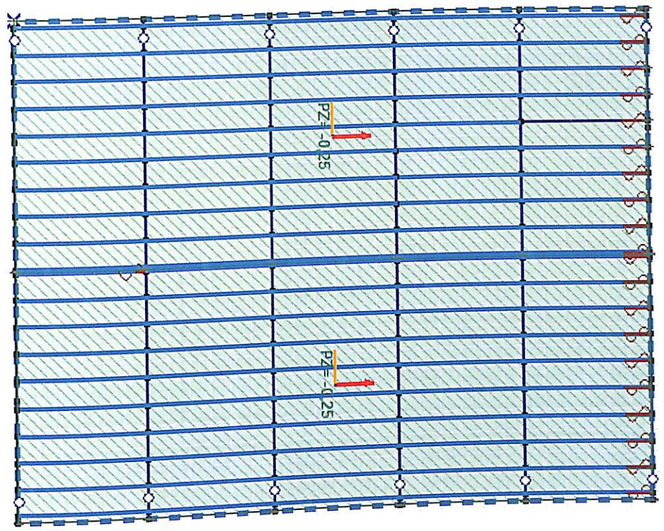
Ábra 13. Belső szélszívás 0,17 kN/ m^2



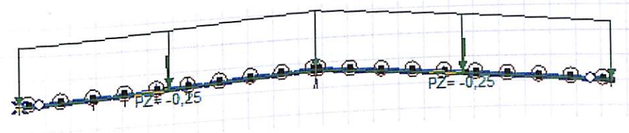
Ábra 14. Rendkívüli hóteher Felülnézet 2,5 kN/ m^2



Ábra 15. Rendkívüli hóteher Oldalnézet 2,5 kN/ m^2



Ábra 16. Gépészeti teher Felülnézet 0,25 kN/ m^2



Ábra 17: Gépészeti teher Oldalnézet 0,25 kN/ m^2

7.1 Mértékadó igénybevétel

A **rendkívüli tervezési** állapot vizsgálatához a hatáskombináció:

$$E_{d2} = \sum_{j\geq 1}(G_{k,j,\sup}"+"G_{k,j,\inf})"+"P_k"+"A_d"+"(\psi_{0,1}vagy\psi_{2,1})Q_{k,1}"+"\sum_{i>1}\psi_{2,1}Q_{k,i}$$

γ_{Gi} =1,35 ; γ_Q=1,5

Rendkívüli hóteherKiemelt teher: "Gépészet"

Teher megnevezése	Önsúly	Rétegrend	Szél Külső Párhuzamos I.	Szél Külső Párhuzamos II.
Teher szorzó	1	1	0	0

Teher megnevezése	Szél Külső Párhuzamos III.	Szél Külső Párhuzamos IV.	Szél Külső Merőleges I.	Szél Külső Merőleges II.
Teher szorzó	0	0	0	0

Teher megnevezése	Előtető Külső Szélterhe	Belső Szél Nyomás -0,3	Belső Szél Szívás +0,2	Hó Teljes
Teher szorzó	0	0,5	0	0

Teher megnevezése	Hó Fél Jobb	Hó Fél Bal	Válaszfal	Gépészet
Teher szorzó	0	0	0	0,8

Teher megnevezése	Funkció Teljes	Funkció bal	Funkció jobb	Nem járható tető
Teher szorzó	0	0	0	0

Teher megnevezése	FR+	FR-	Hó rendkívüli Teljes
Teher szorzó	0	0	1

7.2 Kiindulási adatok

Beton: C40/50

$\gamma_c := 1.5$ $\gamma_{conc} := 25\frac{kN}{m^3}$ $f_{ck} := 40\frac{N}{mm^2}$ $f_{cd} := \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 26.667\cdot\frac{N}{mm^2}$

$Ecm_{t1} := 33\frac{kN}{mm^2}$ $Ecm_{t3} := 35\frac{kN}{mm^2}$ $Ecd_{t1} := \frac{Ecm_{t1}}{\gamma_c} = 22\cdot\frac{kN}{mm^2}$ $Ecd_{t3} := \frac{Ecm_{t3}}{\gamma_c} = 23.333\cdot\frac{kN}{mm^2}$

$f_{ctm} := 3.5\frac{N}{mm^2}$ $\varphi_{t1} := 2.13$ $\varphi_{t3} := 1.76$ $\varepsilon_{cst} := 0.0005$ $E_{ceff.t1} := \frac{Ecm_{t1}}{1+\varphi_{t1}} = 10.543\cdot\frac{kN}{mm^2}$

$f_{ctd} := 1.6\frac{N}{mm^2}$ $\varepsilon_{cu} := 0.35\%$ $E_{ceff.t3} := \frac{Ecm_{t3}}{(1+\varphi_{t3})} = 12.681\cdot\frac{kN}{mm^2}$

Betonacél: B500

$\gamma_s := 1.15$ $f_{yk} := 500\frac{N}{mm^2}$ $E_s := 200\frac{kN}{mm^2}$ $f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783\cdot\frac{N}{mm^2}$

Feszítőpászma: Fp 100/1860

$f_{pk} := 1860\frac{N}{mm^2}$ $f_{pd} := \frac{f_{pk}}{\gamma_s} = 1617.4\cdot\frac{N}{mm^2}$ $0.9\cdot f_{pd} = 1455.7\cdot\frac{N}{mm^2}$

Az 1 ‰-os egyezményes folyáshatárhoz tartozó feszültség: $fp0_{1k} := 1500\frac{N}{mm^2}$

Kezdeti feszítési feszültség: $\sigma p0 := 1200\frac{N}{mm^2}$

A feszítőbetétek rugalmassági modolusa: $E_p := 195\frac{kN}{mm^2}$

1 db pászma névleges keresztmetszeti területe: $Ap100 := 100mm^2$

1 db pászma névleges külső átmérője: $\Phi_p := 12.9mm$

A rugalmas nyúlás határa: $\varepsilon_{py} := \frac{f_{pd}}{E_p}$ $\varepsilon_{py} = 8.294\times10^{-3}$

A feszítőpászmák határnyúlását az Eurocode rugalmas-képlékeny anyagmodell alkalmazása esetén nem korlátozza, azonban a Magyarországon gyártott feszítőpászmák tulajdonságait figyelembe véve $\varepsilon_{pu} = 40‰$-es korlát alkalmazása javasolt. A rugalmas-felkeményedő anyagmodell alkalmazása esetén a feszítőpászmák határnyúlása $\varepsilon_{pu} = 0{,}9\cdot\varepsilon_{puk} = 22{,}5‰$ értékre veendő fel. A feladatban a rugalmas-képlékeny anyagmodellt fogjuk alkalmazni, így a határnyúlás:

$\varepsilon_{pu} = 40‰$

7.3 Keresztmetszeti adatok

A főtartónk változó keresztmetszű. Előregyártott gerendák esetén a keresztmetszeti méretek nem vehetők fel tetszőlegesen, hanem igazodni kell a gyártó által megadott, járatos (illetve gyártott) méretekhez. A tartó végén lévőkeresztmetszetet ideálisan 60 cm-re vettem fel a biztonság, kifordulás és a feszítés tervszerűlefolyása végett.A tartó közepén (legnagyobb nyomatéki igénybevételnél) található a legnagyobb keresztmetszet 123 cm. A következőkben ezt vizsgálom.

Fejlemez szélesség: Kifordulás elkereülése végett: bmin=l.n/50=23.6m/50=47,2 c $b := 500mm$

Fejlemez vastagsága: $t := 160mm$

Tartó magassága: $h := 1230mm$ $h_{vég} := 600mm$

Gerinc vastagsága: $b_w := 160mm$

Gerinc magasság: $h_g := 1070mm$

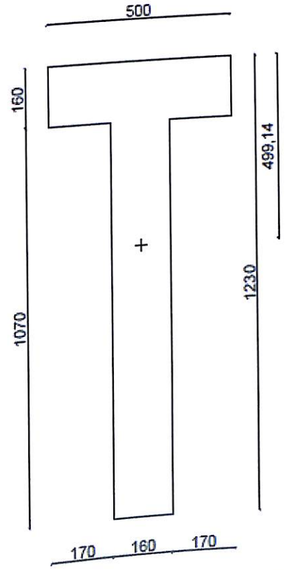
Gerinc átlag magasság: $h_{g.átl} := 755mm$

Beton km. $A_c := t \cdot b + h_g \cdot b_w = 2.512 \times 10^5 \cdot mm^2$

Statikai nyomaték. $S_c := b \cdot t \cdot \frac{t}{2} + b_w \cdot h_g \cdot \left(t + \frac{h_g}{2}\right) = 1.254 \times 10^8 \cdot mm^3$ $x_{cc} := \frac{S_c}{A_c} = 499.14 \cdot mm$

Inercia (Tiszta beton)

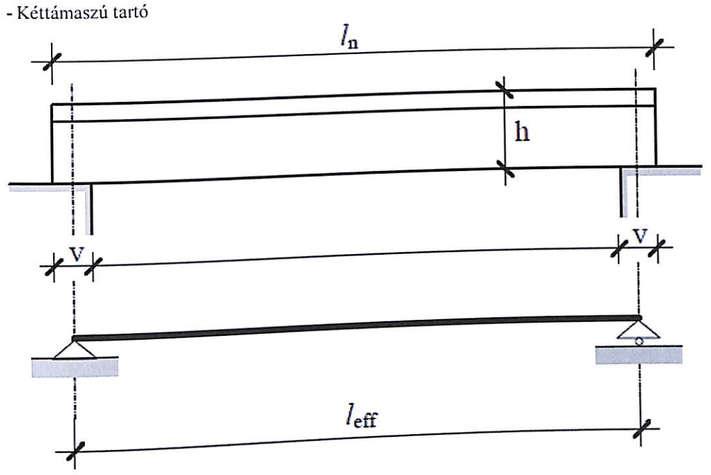
$$I_c := \frac{b \cdot t^3}{12} + b \cdot t \cdot \left(x_{cc} - \frac{t}{2}\right)^2 + \frac{b_w \cdot h_g^3}{12} + b_w \cdot h_g \cdot \left(t + \frac{h_g}{2} - x_{cc}\right)^2 = 3.713 \times 10^{10} \cdot mm^4$$



Ábra 18. Feszített Főtartó Tiszta beton keresztmetszet

7.4 Statikai váz

- Kéttámaszú tartó



Ábra 19. Statikai váz

A tartóhossz: $l_n := 23.6m$

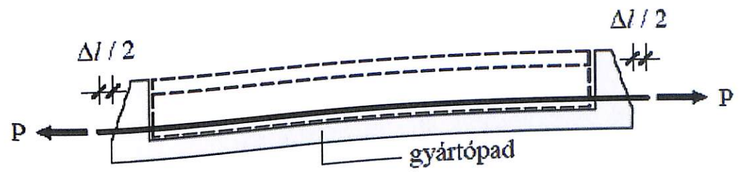
Feltámaszkodás: $v := 30cm$

Fesztávolság számítása: $l_{eff} := l_n - 2\min\left(\frac{v}{2}, \frac{h}{2}\right)$

$l_{eff} = 23.3\ m$

7.5 Vizsgálati állapotok

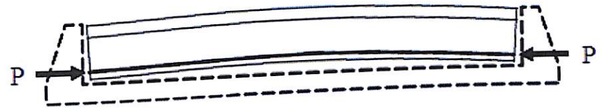
Az előfeszített tartó terhei az időben változnak. A feszített gerenda igénybevételeit jelentősen befolyásolja tartó gyártástechnológiája. Az előfeszített tartókat rendszerint gyártópadon készítik. Először befűzik a feszítőpászmákat a gyártópad végein lévő bakok rendezőibe, majd sajtó segítségével az előírt Δl nyúlással megfeszítik őket. A pászmákat ideiglenesen a gyártópad végein horgonyozzák le, utána beöntik a betont a gyártópad zsaluzatába.



Kép 3: Tartó feszítése Δl nyúlással

Betonozás után megindul a beton kötése és amikor a szilárdsága már elegendő ahhoz, hogy elviselje a feszítés és a kizsaluzás okozta igénybevételeket, akkor a lehorgonyzást megszüntetik. A beton szilárdsága ekkor még nem éri el a tervezett végeleges értéket (körülbelül a tervezett szilárdság 50-75%-a technológiától függően), ezért a kezdeti állapot vizsgálatakor gyengébb betonminséggel számolunk! A szilárdulást rendszerint kötésgyorsító adalékszer alkalmazásával, vagy hőérleléssel gyorsítják. A *feszítőerő ráengedésekor* a tartó az önsúly és a feszítés együttes hatására felfelé görbül.
Ebben az állapotban a felső szélső szálban húzás, az alsó-szélső szálban pedig nyomás lép fel.
A feszítőerő ráengedésének pillanatát t1-el jelöljük.

t_1 időpont – a feszítőerő ráengedése



Kép 4: Feszítőerő ráengedése a tartóra t1

A gyártópadról való leemelés után az elemeket tárolják, a beépítés helyszínére szállítják, majd daruval beemelik a végleges helyére. Ezeket az ún. *átmeneti állapotokat* egységesen t2 időpontnak nevezzük.
Az épület használatba vétele után a tartóra állandó és esetleges terhek is hatnak.
A szerkezet ezen terhek és a feszítőerő együttes hatására lehajlik.
Ez lesz a feszített tartó *végleges állapota*, melyet t3 időpontnak nevezünk.

t_3 időpont – végleges állapot

Kép 5: Főtartó végleges állapot t3

7.5.1 Terhelési állapotok:

Kezdeti állapot (t_1): maximális feszítőerő (P) + gerenda önsúly (g.g)

Átmeneti állapot (t2): Jelen esetben nem vizsgált

Végleges állapot (t3): Csökkent feszítőerő (νP) + állandó terhek (ΣG) + Esetleges terhek (ΣQ)

7.6 Mértékadó terhek és igénybevételek (kézi számítás)

Gerendák egymástól való távolsága: $a := 6m$ $\gamma conc := 25\frac{kN}{m^3}$

A tartó nyers önsúlya: $g1 := \left(b \cdot t + b_w \cdot h_{g.átl}\right) \cdot \gamma conc = 5.02 \cdot \frac{kN}{m}$

A rétegrend súlya (a tartóra vonatkoztatva): $g2 := 1.416\frac{kN}{m}$

Rendkívüli hóteher: $Ad := 2.5\frac{kN}{m^2}$ $qAd := Ad \cdot a = 15 \cdot \frac{kN}{m}$

Hóteher: $gHó := 1\frac{kN}{m^2}$ $qHó := gHó \cdot a = 6 \cdot \frac{kN}{m}$

Gépészeti teher: $ggépészet := 0.25\frac{kN}{m^2}$ $qgépészet := ggépészet \cdot a = 1.5 \cdot \frac{kN}{m}$

Szél teher: $gszél := 0.275\frac{kN}{m^2}$ $qszél := gszél \cdot a = 1.65 \cdot \frac{kN}{m}$

7.6.1 Mértékó teherkombinációk:

Rendkívüli tervezései helyzethez tartozó teherkombináció

$$\Sigma G_{k.j} + A_d + \Psi_{1.1} \cdot Q_{k.1} + \Sigma \Psi_{2.i} \cdot Q_{k.i}$$

Gyakori teherkombináció

$$\Sigma G_{k.j} + \Psi_{1.1} \cdot Q_{k.1} + \Sigma \Psi_{2.i} \cdot Q_{k.i}$$

Kvázi-állandó teherkombináció

$$\Sigma G_{k.j} + \Sigma \Psi_{2.i} \cdot Q_{k.i}$$

Tehercsoportok (Eurocode-H)

	Csoport	Típus	$\gamma_{G,\cdot\cdot}$	$\gamma_{G,inf}$	ξ	γ	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	Additív
		állandó	1,350	1,000	0,850					✓
1	Állandó Terhek	esetleges				1,500	0,600	0,500	0	
2	Esetleges szél	esetleges				1,500	0,500	0	0	
3	Esetleges hó	esetleges				1,500	1,000	1,000	1,000	
4	Esetleges Válaszfal Teher	esetleges				1,500	1,000	0,900	0,800	
5	Esetleges Gépészeti teher	esetleges				1,500	0,700	0,500	0,300	
6	Esetleges hasznos (funkció)	esetleges				1,500	0	0	0	
7	Esetleges hasznos (tető nem járható)	rendkívüli	1,000							
8	Hó rendkívüli	földrengés	1,000	1,000						
9	FOLDR									

7.6.2 Mértékadó terhek

A feszítőerő ráengedésekor (t1): Önsúly $g1 = 5.02 \cdot \frac{kN}{m}$

Végleges állapotban: (t3)

-Teherbírás számításához: Rendkívüli hó esetén

Rendkívüli tervezései helyzethez tartozó teherkombináció.

$$pd := (g1 + g2) + qAd + 0.9 \cdot qgépészet + 0 \cdot qszél = 22.786 \cdot \frac{kN}{m}$$

-tartó repedezettségi állapotának vizsgálatához(gyakori teherkombinációk):

$$pser_b := g1 + g2 + 0.2 \cdot qHó + 0.8 \cdot qgépészet = 8.836 \cdot \frac{kN}{m}$$

-tartó lehajlásának számításához (kvázi állandó teherkombinációk):

$$pser_c := g1 + g2 + 0.8 \cdot qgépészet + 0 \cdot qszél + 0 \cdot qHó = 7.636 \cdot \frac{kN}{m}$$

7.6.3 Mértékadó igénybevételek

A mértékadó nyomaték tartóközépen:

A feszítőerő ráeénedésekor (t1): $M_g := \frac{g1 \cdot l_{eff}^2}{8}$ $M_g = 340.663 \cdot kN \cdot m$

Végleges állapotban: (t3)

-Teherbírás számításához: $MEd := \frac{pd \cdot l_{eff}^2}{8}$ $MEd = 1546.29 \cdot kN \cdot m$

$$Med_{AXIS} := 1639.34 kN \cdot m$$

A két nyomaték érték közel azonos.

$$MEd = 1546.29 \cdot kN \cdot m \sim M_{Ed.AXIS} := 1682.98 kN \cdot m$$

A továbbiakaban a biztonság javára a nagyobb Med_{AXIS} értékével számolok.

$$M_{Ed.AXIS} := 1682.98 kN \cdot m$$

$$M_{Ed} := 1682.98 kN \cdot m$$

-tartó repedezettségi állapotának vizsgálatához(gyakori teherkombinációk):

$$M_{ser.b} := \frac{pser_b \cdot l_{eff}^2}{8} = 599.62 \cdot kN \cdot m$$

-tartó lehajlásának számításához (kvázi állandó teherkombinációk):

$$M_{ser.c} := \frac{pser_c \cdot l_{eff}^2}{8} = 518.19 \cdot kN \cdot m$$

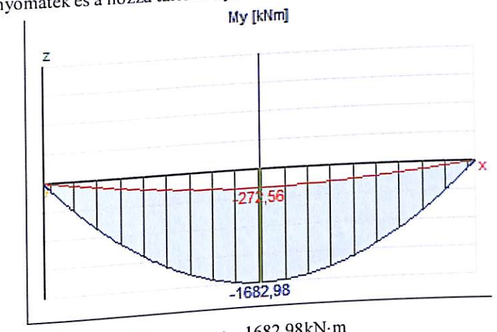
A mértékadó nyíróerő:

Végleges állapotban (t3): $V_{ed} := \frac{pd \cdot l_{eff}}{2}$ $V_{ed} = 265.457 \cdot kN$

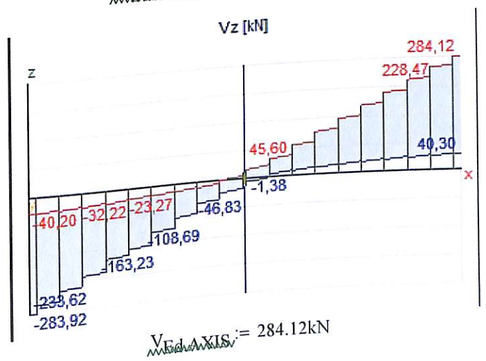
$V_{Ed.AXIS} := 284.12kN$

7.6.4 Mértékadó igénybevételek AxisVm szerint

Maximális nyomaték és a hozzá tartozó nyíró erő.



$M_{Ed.AXIS} := 1682.98kN \cdot m$



$V_{Ed.AXIS} := 284.12kN$

7.7. A vasalás (lágyvasalás és feszítőbetétek) mennyiségének meghatározása

Az MEd nyomaték felvételéhez szükséges vasmennyiség számítása abban az esetben, ha csak lágyvasalást alkalmaznánk a tartóban (a számítás során feltételezzük, hogy xc < t és az acélbetétekképlékenyek):
A hasznos magasságot közelítőleg az alábbi értékre vesszük fel:

$d := 0.9 \cdot h = 1.107\,m$ $\underset{\sim}{d} := 1107mm$

$$Med < b \cdot x_c \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot \left(d - \frac{x_c}{2}\right)$$

Másodfokú egyenlettel levezetve:

$$1682.98 \cdot 10^6 < 500 \cdot x_c \cdot 1 \cdot 26.7 \cdot \left(1107 - \frac{x_c}{2}\right)$$

$$6675 x_c^{\,2} - 14778450 x_c + 1682.98 \cdot 10^6 := 0$$

$$x_c := \frac{14778450 - \sqrt{14778450^2 - 4 \cdot 6675 \cdot \left(\left(1682.98 \cdot 10^6\right)\right)}}{2 \cdot 6675} = 120.432$$

$\underset{\sim}{x_c} := 120.432mm$ $x_c < t$ $110mm < 160mm$ Helyes volt a feltételezés!

$$\xi_c := \frac{x_c}{d} = 0.109 \qquad \xi_{c0} := \frac{560}{700 + f_{yd} \cdot \frac{mm^2}{N}} = 0.493$$

$\xi_c < \xi_{c0}$ $0.108 < 0.493$ Helyes volt a feltételezés!

Az Med felvételéhez szükséges lágyvas mennyiség:

$$A_{s.req} := \frac{b \cdot x_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 3693.2 \cdot mm^2$$

A feszített tartókban rendszerint vegyesen alkalmazunk lágyvasalást és feszítőbetéteket. A feszítés szükséges mértékét elsősorban gazdaságossági alapon dönthetjük el. A tartóba helyezett lágyvasalás (Ast) és feszítőbetétek (Ap) mennyiségének arányát az ún. **feszítési fok**kal írhatjuk le:

$$\chi := \frac{A_p \cdot f_{pd}}{A_p \cdot f_{pd} + A_{st} \cdot f_{yd}}$$

Magasépítési szerkezeteknél általában a $\chi = 0{,}7...0{,}8$ körüli érték alkalmazása eredményezi a leggazdaságosabb megoldást. A feladatban alkalmazzunk $\chi = 0{,}8$ értéket. Ez alapján a szükséges lágyvasalás és feszítőbetét mennyiségek:

$\chi := 0.8$

Húzott lágyvasalás számítás: $A_{st.req} := (1 - \chi) \cdot A_{s.req}$ $A_{st.req} = 738.65 \cdot mm^2$

Alkalmazott húzott lágyvasalás: 2 Φ 25 $\Phi_{st} := 25mm$

$A_{st} := 2 \cdot \Phi_{st}^2 \cdot \frac{\pi}{4} = 982 \cdot mm^2$

Alkalmazott nyomott lágyvasalás:

A vasszerelés miatt a kengyelek meghajlított sarkai mellett elhelyezendők lágyvasak, amelyek nyomott vasként is funkcionálnak.
Összesen 6 db Φ 14 lágyvas helyezendő el a fejlemez felső részében

$\Phi_{sc} := 16mm$ $A_{sc.prov} := 6 \cdot \Phi_{sc}^2 \cdot \frac{\pi}{4} = 1206 \cdot mm^2$

Feszítőbetétek:

$A_{p.req} := \chi \cdot A_{s.req} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{pd}} = 794.247 \cdot mm^2$ $n_{req} := \frac{A_{p.req}}{Ap100} = 7.942$

Alkalmazott pászmaszám: $n_{prov} := 8$

A kezdeti feszítési feszültség:

$\sigma p0 := 1200 \frac{N}{mm^2}$ $\sigma p0 < \blacksquare$ $\min\left(0.75 \cdot f_{pk}, 0.85 \cdot fp0_{1k}\right) = 1275 \cdot \frac{N}{mm^2}$

7.8 A tartó teherbírásának ellenőrzése

7.8.1 A keresztmetszet vasalása

Szerkesztési szabályok:

Környezeti osztály: XC3 Adalékanyag max. szemnagyság: $d_g := 16mm$

$c_{min.dur} := 25mm$ $c_{min.b} := 22mm$

Betonfedés növekmény az elhelyezési bizonytalanság miatt: $\Delta cdev := 5mm$

$c_{min} := \max(c_{min.dur}, c_{min.b}) = 25 \cdot mm$

minimális betonfedés: $c_{nom} := c_{min} + \Delta cdev = 30 \cdot mm$

Alkalmazott kengyelátmérő: $\Phi_w := 8mm$

Lágyvasak közötti min. távolság: $a_{s.min} := 21mm$

Acélbetétek között megengedhető távolság:

$$a_{s.max} := \frac{(b_w - 2 \cdot \Phi_{st} - 2 \cdot \Phi_w - 2 \cdot c_{nom})}{1} = 34 \cdot mm$$

$40mm > a_{s.min}$

Pászmák közötti min. vízszintes távolság:

$$\Delta_{px} := \max(d_g + 5mm, 2 \cdot \Phi_p, 20mm) = 25.8 \cdot mm$$

Pászmák közötti min. függőleges távolság:

$$\Delta_{py} := \max[d_g, (2 \cdot \Phi_p)] = 25.8 \cdot mm \qquad a_{p.min} := 25.8mm$$

Pászmák között megengedhető vízszintes távolság:

1 sorban 3 pászma esetén:

$$a_{p.max1} := \frac{b_w - 3\Phi_p - 2 \cdot \Phi_w - 2 \cdot c_{nom}}{2} = 22.65 \cdot mm$$

$22.65mm < a_{p.min}$ Nem felel meg!

1sorban 2 pászma esetén:

$$a_{p.max2} := \frac{b_w - 2\Phi_p - 2 \cdot \Phi_w - 2 \cdot c_{nom}}{1} = 58.2 \cdot mm$$

$58.2mm > a_{p.min}$ Megfelel! Tehát egy sorban 2 db pászma fér el.

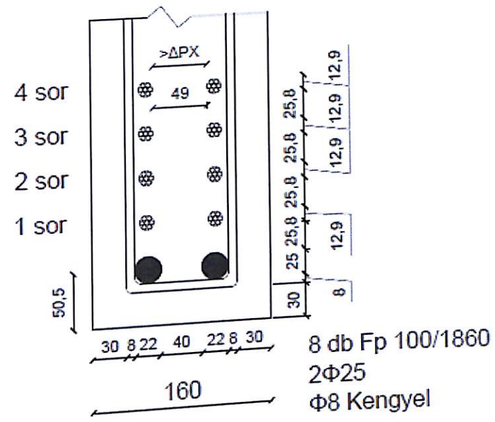
7.8.2 Vasalási vázlat

Acélbetétek közötti alkalmazott vízszintes távolság: $a_s := 40mm$

Feszítőbetétek közötti alkalmazott függőleges távolság: $a_p := 25.8mm$

Feszítőbetétek közötti alkalmazott vízszintes távolság: $a_{pv} := 49mm$

Húzott acélbetétek eredője az alsó szélső száltól: $a_{st} := c_{nom} + \Phi_w + \frac{\Phi_{st}}{2} = 50.5 \cdot mm$



Ábra 20. Keresztmetszet vasalása

1. sor nyomott lágyvas távolsága: 45 mm $d_{c1} := c_{nom} + \Phi_w + \frac{\Phi_{sc}}{2} = 46 \cdot mm$

2. sor nyomott lágyvas: 115 mm

Súlypont számítás alapján: $d_{sc} := \frac{45mm \cdot 4 \cdot 1 + 115mm \cdot 2 \cdot 1}{6} = 68.333 \cdot mm$

Húzott lágyvasalás hasznos magassága: $d_{st} := h - c_{nom} - \Phi_w - \frac{\Phi_{st}}{2} = 1180 \cdot mm$

1. sor feszítőbetétek hasznos magassága: $d_{p1} := h - c_{nom} - \Phi_w - \Phi_{st} - a_p - \frac{\Phi_p}{2} = 1135 \cdot mm$

2. sor feszítőbetétek hasznos magassága: $d_{p2} := h - c_{nom} - \Phi_w - \Phi_{st} - 2a_p - 1.5\Phi_p = 1096 \cdot mm$

3. sor feszítőbetétek hasznos magassága: $d_{p3} := h - c_{nom} - \Phi_w - \Phi_{st} - 3a_p - 2.5\Phi_p = 1057 \cdot mm$

4. sor feszítőbetétek hasznos magassága: $d_{p4} := h - c_{nom} - \Phi_w - \Phi_{st} - 4a_p - 3.5\Phi_p = 1019 \cdot mm$

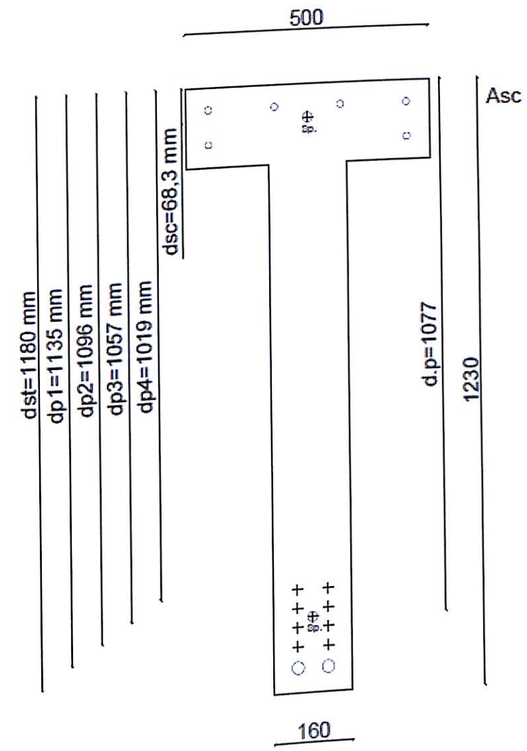
Lásd következő oldal ábra

A számítás egyszerűsítése végett a pászmákat a súlypontjukba összevonva veszem figyelembe:

$A_p := Ap100 \cdot 8 = 800 \cdot mm^2$

$d_p := \frac{d_{p1} + d_{p2} + d_{p3} + d_{p4}}{4} = 1077 \cdot mm$

Feszítőpászmák eredője eredője az alső szélső száltól: $a_{pt} := 150mm$



Ábra 21. Vasalási vázlat

7.8.3 Kezdeti állapot (feszítőerő ráengedésének pillanata) ellenőrzés: (t1)

A t1 időpontban a tartó szélsőszál feszültségeit kell ellenőrizni az önsúly alapértékére és a kezdeti feszítőerőre (σp0) rugalmas-repedésmentes keresztmetszet figyelembevételével.
Vizsgálandó a tartóközép valamint a tartóvég az alábbiak szerint.
A feszítőerő ráengedésekor a beton még nem éri el a tervezett szilárdságát, ezért alacsonyabb szilárdsággal számolunk:
A beton szilárdsága a terhelés kezdetekor: C30/37

A nyomószilárdság karakterisztikus értéke: $f_{ck0} := 30 \frac{N}{mm^2}$

A húzószilárdság karakterisztikus értéke: $f_{ctk0} := 2 \frac{N}{mm^2}$

A húzószilárdság tervezési értéke: $fctd0 := \frac{f_{ctk0}}{1.5}$ $fctd0 = 1.333 \cdot \frac{N}{mm^2}$

A rugalmassági modulus tervezési értéke: C30/37 beton esetén

$$Ecd_{t1} := \frac{Ecm_{t1}}{\gamma_c} = 22 \cdot \frac{kN}{mm^2}$$

A rugalmassági modulusok hányadosa kezdeti állapotban (t1):

$\alpha_{es.t1} := \frac{E_s}{Ecd_{t1}}$ $\alpha_{es.t1} = 9.091$ $\alpha_{ep.t1} := \frac{E_p}{Ecd_{t1}}$ $\alpha_{ep.t1} = 8.864$

Ideális keresztmetszeti jellemzők rugalmas-repedésmentes állapotban (feltéve, hogy xiI>t):

Keresztmetszeti terület: (t1)

$$Ai_{t1} := A_c + (\alpha_{es.t1} - 1) \cdot (A_{st} + A_{sc.prov}) + (\alpha_{ep.t1} - 1) \cdot A_p = 2.752 \times 10^5 \cdot mm^2$$

Statikai nyomaték beton: (t1)

$$Sxi_{t1.b} := b \cdot \frac{t^2}{2} + b_w \cdot h_g \cdot \left(t + \frac{h_g}{2} \right) = 1.254 \times 10^8 \cdot mm^3$$

Statikai nyomaték acél: (t1)

$$Sxi_{t1.a} := (\alpha_{es.t1} - 1) \cdot A_{st} \cdot d_{st} + (\alpha_{es.t1} - 1) \cdot A_{sc.prov} \cdot d_{sc} + (\alpha_{ep.t1} - 1) \cdot A_p \cdot d_p = 1.681 \times 10^7 \cdot mm^3$$

Statikai nyomaték összesen: (t1)

$$Sxi_{t1} := Sxi_{t1.b} + Sxi_{t1.a} = 1.422 \times 10^8 \cdot mm^3$$

Semleges tengely: (t1)

$$xi_{t1} := \frac{Sxi_{t1}}{Ai_{t1}} \qquad xi_{t1} = 516.701\cdot mm \qquad > t=160\ mm$$

Inercia beton: (t1)

$$Ii_{t1.b} := \frac{b\cdot t^3}{12} + b\cdot t\cdot\left(xi_{t1} - \frac{t}{2}\right)^2 + \frac{b_w\cdot h_g^{\ 3}}{12} + b_w\cdot h_g\cdot\left(t + \frac{h_g}{2} - xi_{t1}\right)^2 = 3.72\times 10^{10}\cdot mm^4$$

Inercia lágyvas:(t1)

$$Ii_{t1.a} := \left(\alpha_{es.t1} - 1\right)\cdot\left(h - a_{st} - xi_{t1}\right)^2\cdot A_{st} + \left(\alpha_{es.t1} - 1\right)\cdot\left(xi_{t1} - d_{sc}\right)^2\cdot A_{sc.prov} = 5.452\times 10^9\cdot mm^4$$

Inercia pászma: (t1)

$$Ii_{t1.p} := \left(\alpha_{ep.t1} - 1\right)\cdot\left(h - a_{pt} - xi_{t1}\right)^2\cdot A_p = 1.996\times 10^9\cdot mm^4$$

Inercia összesen: (t1)

$$Ii_{t1} := Ii_{t1.b} + Ii_{t1.a} + Ii_{t1.p} = 4.465\times 10^{10}\cdot mm^4$$

7.8.4 Ellenőrzés tartóközépen:

A kezdeti feszítőerő és a feszítőerőből származó nyomaték:

$$N_{p0} := A_p\cdot\sigma p0 = 960\cdot kN$$

$$M_{p0} := A_p\cdot\sigma p0\cdot\left(d_p - xi_{t1}\right) = 537.599\cdot kN\cdot m$$

Az alsó szélső szál feszültség ellenőrzése:

$$\sigma_{ca.tk} := \frac{N_{p0}}{Ai_{t1}} + \frac{M_g - M_{p0}}{Ii_{t1}}\cdot\left(h - xi_{t1}\right) = 0.342\cdot\frac{N}{mm^2} \quad < \quad 0.6\cdot f_{ck0} = 18\cdot\frac{N}{mm^2}$$

Megfelel!

Az felső szélső szál feszültség ellenőrzése:

$$\sigma_{cf.tk} := \frac{-N_{p0}}{Ai_{t1}} - \frac{M_g - M_{p0}}{Ii_{t1}}\cdot xi_{t1} = -1.21\cdot\frac{N}{mm^2} \quad < \quad fctd0 = 1.333\cdot\frac{N}{mm^2}$$

Megfelel!

A fentiekben a "-" előjel nyomást jelent.

7.8.5 Ellenőrzés tartóvégen

A szélsőszál feszültségek ellenőrzését a tartóvégen ott hajtjuk végre, ahol a feszítőpászmák már teljesen lehorgonyozódtak a betonban.

A feszítőpászmák lehorgonyzási hossza:

$\eta_{p1} := 3.2$ (7 eres pászma esetén)

$\eta_1 := 0.7$ (általános esetben, ha tapadási körülmények pontosan nem ismertek)

A tapadási szilárdság:

$f_{bpt} := \eta_{p1} \cdot \eta_1 \cdot fctd0 = 2.987 \cdot \frac{N}{mm^2}$

$\alpha 1 := 1.25$ (hirtelen engedik rá a tartóra a feszítőerőt)

$\alpha 2 := 0.19$ (7 eres pászmák esetén)

A lehorgonyzási hossz alapértéke:

$$l_{pt} := \alpha 1 \cdot \alpha 2 \cdot \Phi_p \cdot \frac{\sigma p0}{f_{bpt}} = 1.231\,m$$

A lehorgonyzási hossz tervezési értéke:

$$l_{ptd} := 0.8 \cdot l_{pt} = 0.985\,m$$

Megjegyzés: A fenti képletben 0,8-al vagy 1,2-vel kell lpt-tszorozni attól függően, hogy az adott vizsgálat szempontjából melyik a kedvezőtlenebb. Most a 0,8-at használtuk, mert így adódik nagyobb nyomófeszültség a felső-szélsőszálban, kezdeti állapotban.

A reakcióerő az önsúlyból:

$$R_g := \frac{g1 \cdot l_{eff}}{2} = 58.483 \cdot kN$$

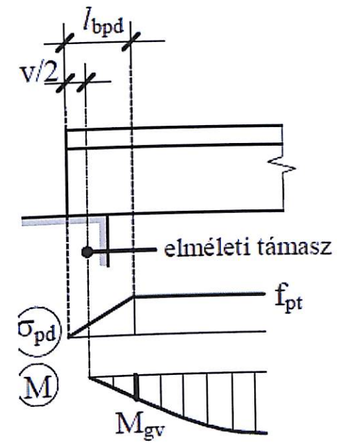
Nyomaték számítása az önsúlyból a vizsgált keresztmetszetben v/2 (figyelemmel kell arra lenni, hogy a lehorgonyzási hosszat a tartó végétől mérjük, a nyomatékot pedig az elméleti támasztól az ábrának megfelelően):

Feltámaszkodás: $v := 30cm$

$\frac{v}{2} = 15 \cdot cm$

$M_{gv} := R_g \cdot \left(l_{ptd} - \frac{v}{2}\right) - g1 \cdot \frac{\left(l_{ptd} - \frac{v}{2}\right)^2}{2}$

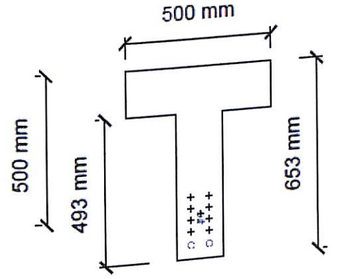
$M_{gv} = 47.071 \cdot kN \cdot m$



Ábra 22. Tartóvég igénybevétel

Tartóvég más keresztmetszettel rendelkezik.

Tartóvég keresztmetszeti adatainak számítása:



Ábra 23. Főtartó vizsgált keresztmetszet

$h_v := 653mm$

$b_w := 160mm$

$h_{g.v} := 493mm$

$b := 500mm$

$t := 160mm$

$d_{sc} = 68.333 \cdot mm$

$d_{p.v} := 500mm$

$A_{c.v} := t \cdot b + t \cdot h_{g.v} = 1.589 \times 10^5 \cdot mm^2$

$S_{c.v} := b \cdot t \cdot \frac{t}{2} + b_w \cdot h_{g.v} \cdot \left(t + \frac{h_{g.v}}{2}\right) = 3.846 \times 10^7 \cdot mm^3$

$x_{cc.v} := \frac{S_{c.v}}{A_{c.v}} = 242.099 \cdot mm$

$I_{c.v} := \frac{b \cdot t^3}{12} + b \cdot t \cdot \left(x_{cc.v} - \frac{t}{2}\right)^2 + \frac{b_w \cdot h_{g.v}^3}{12} + b_w \cdot h_{g.v} \cdot \left(t + \frac{h_{g.v}}{2} - x_{cc.v}\right)^2 = 6.002 \times 10^9 \cdot mm^4$

Ideális keresztmetszeti jellemzők rugalmas-repedésmentes állapotban (feltéve, hogy $xi_{t1.v}>t$):

Keresztmetszeti terület tartóvég: (t1)

$$Ai_{t1.v} := A_{c.v} + (\alpha_{es.t1} - 1)\cdot(A_{st} + A_{sc.prov}) + (\alpha_{ep.t1} - 1)\cdot A_p = 1.829 \times 10^5 \cdot mm^2$$

Statikai nyomaték beton tartóvég: (t1)

$$Sxi_{t1.b.v} := b\cdot\frac{t^2}{2} + b_w\cdot h_{g.v}\cdot\left(t + \frac{h_{g.v}}{2}\right) = 3.846 \times 10^7 \cdot mm^3$$

Statikai nyomaték acél tartóvég: (t1)

$$Sxi_{t1.a.v} := (\alpha_{es.t1} - 1)\cdot A_{st}\cdot(h_v - a_{st}) + (\alpha_{es.t1} - 1)\cdot A_{sc.prov}\cdot d_{sc} + (\alpha_{ep.t1} - 1)\cdot A_p\cdot d_p$$

$$Sxi_{t1.a.v} = 1.223 \times 10^7 \cdot mm^3$$

Statikai nyomaték összesen tartóvég: (t1)

$$Sxi_{t1.v} := Sxi_{t1.b.v} + Sxi_{t1.a.v} = 5.069 \times 10^7 \cdot mm^3$$

Semleges tengely tartóvég: (t1)

$$xi_{t1.v} := \frac{Sxi_{t1.v}}{Ai_{t1.v}} \quad xi_{t1.v} = 277.189 \cdot mm \quad > t=160\ mm$$

Inercia beton tartóvég:

$$Ii_{t1.b.v} := \frac{b\cdot t^3}{12} + b\cdot t\cdot\left(xi_{t1.v} - \frac{t}{2}\right)^2 + \frac{b_w\cdot h_{g.v}^3}{12} + b_w\cdot h_{g.v}\cdot\left(t + \frac{h_{g.v}}{2} - xi_{t1.v}\right)^2 = 6.198 \times 10^9 \cdot mm^4$$

Inercia lágyvas tartóvég:(t1)

$$Ii_{t1.a.v} := (\alpha_{es.t1} - 1)\cdot(h_v - a_{st} - xi_{t1.v})^2\cdot A_{st} + (\alpha_{es.t1} - 1)\cdot(xi_{t1.v} - d_{sc})^2\cdot A_{sc.prov}$$

$$Ii_{t1.a.v} = 1.266 \times 10^9 \cdot mm^4$$

Inercia pászmat tartóvég: (t1)

$$Ii_{t1.p.v} := (\alpha_{ep.t1} - 1)\cdot(h_v - a_{pt} - xi_{t1.v})^2\cdot A_p = 3.208 \times 10^8 \cdot mm^4$$

Inercia összesen tartóvég: (t1)

$$Ii_{t1.v} := Ii_{t1.b.v} + Ii_{t1.a.v} + Ii_{t1.p.v} = 7.785 \times 10^9 \cdot mm^4$$

$N_{p0.v} := A_p \cdot \sigma p0 = 960 \cdot kN$

$M_{p0.v} := A_p \cdot \sigma p0 \cdot \left(d_{p.v} - xi_{t1.v}\right) = 213.898 \cdot kN \cdot m$

Az alsó szélső szál feszültség ellenőrzése:

$$\sigma_{ca.tv} := \frac{N_{p0}}{Ai_{t1.v}} + \frac{M_{gv} - M_{p0.v}}{Ii_{t1.v}} \cdot \left(h_v - xi_{t1.v}\right) = -2.804 \cdot \frac{N}{mm^2} \quad < \quad 0.6 \cdot f_{ck0} = 18 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Megfelel!

Az felső szélső szál feszültség ellenőrzése:

$$\sigma_{cf.tv} := \frac{-N_{p0}}{Ai_{t1.v}} - \frac{M_{gv} - M_{p0.v}}{Ii_{t1.v}} \cdot xi_{t1.v} = 0.69 \cdot \frac{N}{mm^2} \quad < \quad fctd0 = 1.333 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Megfelel!

A gyakorlatban a húzószilárdság kismértékű túllépése megengedett (mivel a kialakuló repedések végleges állapotban záródnak), nagyobb mértékű különbség esetén azonban fennáll a tönkremenetel veszélye. Ebben az esetben pl. a tartóvég blokkosításával, vagy a pászmák egy részének "lecsövezésével" csökkenthetők a feszültségek a tartóvégen. Ez utóbbi megoldás azt jelenti, hogy a tartóvégen a pászmák egy részét csőben vezetik, így az nem tudja átadni a betonra a feszítőerőt. Jelen példában ezzel részletesebben nem foglalkozom, feltételezem, hogy megfelelő lecsövezés alkalmazásával a szélsőszál feszültségek a határértékek alatt maradnak.

7.9 Feszítési feszültség veszteségek számítása

A tartó anyagának lassú alakváltozásai miatt a feszítési feszültség idővel csökken a pászmákban.
Végleges állapotban (t3) erre a lecsökkent feszítési feszültségre kell ellenőrizni a tartót.
Előfeszített tartóknál általában az alábbi veszteségekkel kell számolni:
- a beton zsugorodásából adódó feszültségveszteség,
- a beton kúszásából adódó feszültségveszteség,
- a pászmák relaxációjából adódó feszültségveszteség,
- a hőérlelésből adódó feszültségveszteség (amennyiben alkalmaztak hőérlelést a gyártás során).

A zsugorodásból származó feszültségveszteség

Átlagos beépítési körülmények és magasépítési szerkezetek esetén:

- alkalmazott tartóméretek,
- betonminőség,
- relatív páratartalom
- tervezett élettartam függvényében

A zsugorodási alakváltozás végértéke:

$$\varepsilon_{cs} := 0.05\% \qquad (0.5‰)$$

A kúszásból származó feszültségveszteség:

Átlagos beépítési körülmények és magasépítési szerkezetek esetén:

- alkalmazott tartóméretek,
- betonminőség,
- relatív páratartalom
- tervezett élettartam függvényében

A kúszási tényező végértéke:

$$\varphi(t) := 2$$

A pászmák relaxációjából származó feszültségveszteség:

A relaxáció - huzalok esetén 8%
- feszítőpászmák esetén 2,5 %
- feszítőrudak esetén 4 %

$$\Delta\sigma_{pr} := A\cdot\frac{\sigma p0}{1000}\cdot\rho 1000\cdot e^{B\cdot\mu}\cdot\left(\frac{t_p}{1000}\right)^{0.75\cdot(1-\mu)}$$

ahol: A - huzalok esetén 5,39%
- feszítőpászmák esetén 0,66 %
- feszítőrudak esetén 1,98 %

$A := 0.66$

B - huzalok esetén 6,7 %
- feszítőpászmák esetén 9,1 %
- feszítőrudak esetén 8,0 %

$B := 9.1$

$\sigma p0 = 1200 \cdot \frac{N}{mm^2}$ kezdeti feszültség értéke

$f_{pk} = 1860 \cdot \frac{N}{mm^2}$ a pászma szakítószilárdságának karaktersiztikus értéke

$\mu := \frac{\sigma p0}{f_{pk}} = 0.645$

ρ1000 - a feszítőbetétek 1000 órás relaxációs vesztesége 20 °C hőmérsékletű tartó esetén.

- huzalok esetén 8,0 %
- feszítőpászmák esetén 2,5 %
- feszítőrudak esetén 4,0 %

$\rho 1000 := 0.025$

tp - a feszítés óta eltelt idő órákban. A feladatban 50 éves tervezett élettartamot feltételeztünk, így a feszítés óta eltelt idő:

$t_{év} := 50 \qquad t_p := t_{év} \cdot 365.25 \cdot 24hr = 438300 \cdot hr$

$$\Delta\sigma_{pr} := A \cdot \frac{\sigma p0}{1000} \cdot \rho 1000 \cdot e^{B \cdot \mu} \cdot \left(\frac{438300}{1000}\right)^{0.75 \cdot (1-\mu)} = 35.436 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

A zsugorodásból, kúszásból és relaxációból származó együttes feszültségveszteség:

$$\Delta\sigma_{pt} := \frac{\varepsilon_{cs} \cdot E_p + 0.8 \cdot \Delta\sigma_{pr} + \alpha p \cdot \varphi(t) \cdot \sigma cgp0}{1 + \alpha p \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot z_{cp}^{\,2}\right) \cdot \left(1 + 0.8 \cdot \varphi(t)\right)}$$

ahol:

σcgp0 a betonfeszültség a **kvázi-állandó** tehercsoportosításból a pászmák környezetében:

$$\sigma cgp0 := \frac{-N_{p0}}{Ai_{t1}} + \frac{M_{ser.c} - M_{p0}}{Ii_{t1}} \cdot \left(d_p - xi_{t1}\right) = -3.732 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$A_c = 2.512 \times 10^5 \cdot mm^2$

$I_c = 3.713 \times 10^{10} \cdot mm^4$

$x_{cc} = 499.14 \cdot mm$

z_{cp} - a feszítőpászmák távolsága a beton keresztmetszet súlypontjától:

$z_{cp} := d_p - x_{cc} = 577.56 \cdot mm$

αp - a pászma és a (végleges C40/50) beton rugalmassági modulus várható értékének a hányadosa:

$$\alpha p := \frac{E_p}{Ecd_{t3}} = 8.357$$

A fenti értékek behelyettesítésével a zsugorodásból, kúszásból és relaxációból származó feszítési feszültségveszteség:

$$\Delta\sigma_{pt} := \frac{\varepsilon_{cs}\cdot E_p + 0.8\cdot\Delta\sigma_{pr} + \alpha p\cdot\varphi(t)\cdot\sigma cgp0}{1 + \alpha p\cdot\frac{A_p}{A_c}\cdot\left(1 + \frac{A_c}{I_c}\cdot z_{cp}^{\,2}\right)\cdot\left(1 + 0.8\cdot\varphi(t)\right)} = 51.799\cdot\frac{N}{mm^2}$$

<u>A beton hőérleléséből adódó feszültségveszteség:</u>

A feladatban feltételezzük, hogy a gyártás során a beton szilárdulását hőérlelés alkalmazásával gyorsították, így számolnunk kell az ebből származó veszteséget is:

A hőtágulási együttható: (K értsd °C)

$$\alpha_T := 10^{-5}\cdot\frac{1}{K}$$

A hőmérsékletkülönbség; pontosabb adat hiányában 40 °C feltételezhető)

$$\Delta T := 40K$$

A beton hőérleléséből származó feszültségveszteség értéke:

$$\Delta\sigma_{pT} := \alpha_T\cdot\Delta T\cdot E_p \qquad \Delta\sigma_{pT} = 78\cdot\frac{N}{mm^2}$$

A hatásos feszítési feszültség:

$$\sigma_{pm} := \sigma p0 - \Delta\sigma_{pt} - \Delta\sigma_{pT} = 1.07\times 10^{3}\cdot\frac{N}{mm^2}$$

A hatásos feszítési feszültség-hányad:

$$\nu := \frac{\sigma_{pm}}{\sigma p0} = 0.892$$

A hatásos feszítőerő:

$$N_{pm} := \sigma_{pm}\cdot A_p = 856.161\cdot kN$$

7.10 Tartó vizsgálata t2 beépítési állapotban: (Átmeneti állapot)

$f_{ctm.1} := 2.9 \frac{N}{mm^2}$

C 30/37 beton figyelembe vétele

A rugalmassági modulusok hányadosa átmeneti állapotban (t2): $Ecd_{t2} := 22.67 \frac{kN}{mm^2}$

$\alpha_{es.t2} := \frac{E_s}{Ecd_{t2}}$ $\alpha_{es.t2} = 8.822$ $\alpha_{ep.t2} := \frac{E_p}{Ecd_{t2}}$ $\alpha_{ep.t2} = 8.602$

Tartóközép keresztmetszet:

Ideális keresztmetszeti jellemzők rugalmas-repedésmentes állapotban (feltéve, hogy xit2>t):

Keresztmetszeti terület: (t2)

$Ai_{t2} := A_c + (\alpha_{es.t2} - 1)\cdot(A_{st} + A_{sc.prov}) + (\alpha_{ep.t2} - 1)\cdot A_p = 2.744 \times 10^5 \cdot mm^2$

Statikai nyomaték beton: (t2)

$Sxi_{t2.b} := b\cdot\frac{t^2}{2} + b_w\cdot h_g\cdot\left(t + \frac{h_g}{2}\right) = 1.254 \times 10^8 \cdot mm^3$

Statikai nyomaték acél: (t2)

$Sxi_{t2.a} := (\alpha_{es.t2} - 1)\cdot A_{st}\cdot d_{st} + (\alpha_{es.t2} - 1)\cdot A_{sc.prov}\cdot d_{sc} + (\alpha_{ep.t2} - 1)\cdot A_p\cdot d_p = 1.625 \times 10^7 \cdot mm^3$

Statikai nyomaték összesen: (t2)

$Sxi_{t2} := Sxi_{t2.b} + Sxi_{t2.a} = 1.416 \times 10^8 \cdot mm^3$

Semleges tengely: (t2)

$xi_{t2} := \frac{Sxi_{t2}}{Ai_{t2}}$ $xi_{t2} = 516.166 \cdot mm$ $> t=160$ mm

Inercia beton: (t2)

$Ii_{t2.b} := \frac{b\cdot t^3}{12} + b\cdot t\cdot\left(xi_{t2} - \frac{t}{2}\right)^2 + \frac{b_w\cdot h_g^3}{12} + b_w\cdot h_g\cdot\left(t + \frac{h_g}{2} - xi_{t2}\right)^2 = 3.72 \times 10^{10} \cdot mm^4$

Inercia lágyvas:(t2)

$Ii_{t2.a} := (\alpha_{es.t2} - 1)\cdot(h - a_{st} - xi_{t2})^2\cdot A_{st} + (\alpha_{es.t2} - 1)\cdot(xi_{t2} - d_{sc})^2\cdot A_{sc.prov} = 5.272 \times 10^9 \cdot mm^4$

Inercia pászma: (t2)

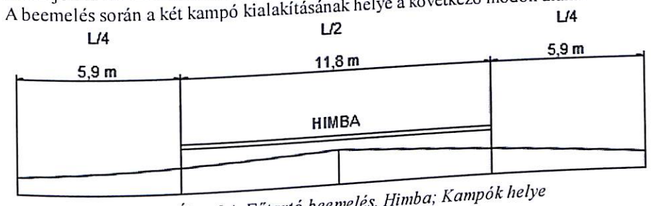
$Ii_{t2.p} := (\alpha_{es.t2} - 1)\cdot(h - a_{pt} - xi_{t2})^2\cdot A_p = 1.989 \times 10^9 \cdot mm^4$

Inercia összesen: (t2)

$Ii_{t2} := Ii_{t2.b} + Ii_{t2.a} + Ii_{t2.p} = 4.446 \times 10^{10} \cdot mm^4$

Beemelés során a tartót 2 helyen B 240 minőségű acélkampók segítségével emeljük.
A beemelés közben kialakuló nyomaték igénybevételt vizsgáltam.

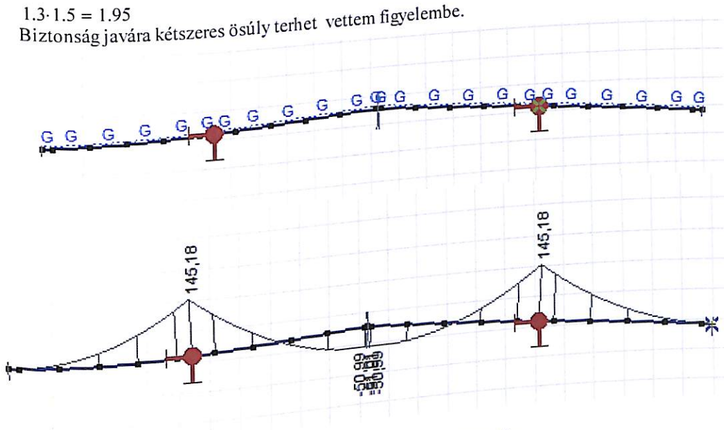
A beemelést úgynevezet Himba segítségével történik, hogy emelés közben a tartón ne alakuljon ki vízszintes normál erő.
A beemelés során a két kampó kialakításának helye a következő módon alakul



Ábra 24. Főtartó beemelés, Himba; Kampók helye

Terhek:
Jelen esetben csak önsúly terhek vannak a tartón.
A beemelés során a 1,3 illetve dinamikus teher szorzóval 1,5 számolom a tartó önsúlyát.

1.3·1.5 = 1.95
Biztonság javára kétszeres ösúly terhet vettem figyelembe.



$M_{ed.t2.m} := 51kN \cdot m$

$M_{ed.t2.t} := 145.18kN \cdot m$

Hatásos feszítőerő:

$N_{pm} = 856.161 \cdot kN$

Nyomaték a hatásos feszítőerőből:

$M_{pm} := A_p \cdot \sigma_{pm} \cdot (d_p - xi_{t2}) = 479.907 \cdot kN \cdot m$

A repesztőnyomaték vizsgálata tartóközépen:

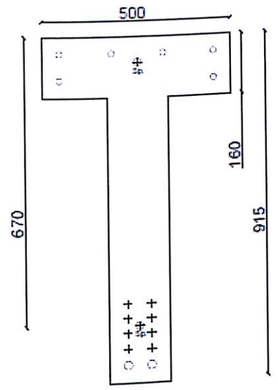
$$M_{cr.m} := \frac{Ii_{t2}}{h - xi_{t2}} \cdot \left[f_{ctm.1} + \frac{N_{pm}}{Ai_{t2}} + \frac{M_{pm}}{Ii_{t2}} \cdot (h - xi_{t2}) \right] = 854.863 \cdot kN \cdot m > \quad M_{ed.t2.m} := 51kN \cdot m$$

Megfelel!

A tartó középen a beemelés során kialakuló nyomatékra nem reped be.

Repesztőnyomaték vizsgálata az emelési pontonkon.

Az emelési pontokon a tartó keresztmetszete:



$h_t := 915mm$

$b_w := 160mm$

$h_{g.t} := 755mm$

$b := 500mm$

$t := 160mm$

$d_{sc} = 68.333 \cdot mm$

$d_{p.t} := 765mm$

Ábra 25. Főtartó vizsgált keresztmetszet

$A_{c.t} := t \cdot b + t \cdot h_{g.t} = 2.008 \times 10^{5} \cdot mm^{2}$

$S_{c.t} := b \cdot t \cdot \frac{t}{2} + b_w \cdot h_{g.t} \cdot \left(t + \frac{h_{g.t}}{2} \right) = 7.133 \times 10^{7} \cdot mm^{3}$

$x_{cc.t} := \frac{S_{c.v}}{A_{c.v}} = 242.099 \cdot mm$

$I_{c.t} := \frac{b \cdot t^{3}}{12} + b \cdot t \cdot \left(x_{cc.t} - \frac{t}{2} \right)^{2} + \frac{b_w \cdot h_{g.t}^{3}}{12} + b_w \cdot h_{g.v} \cdot \left(t + \frac{h_{g.t}}{2} - x_{cc.t} \right)^{2} = 1.489 \times 10^{10} \cdot mm^{4}$

Ideális keresztmetszeti jellemzők rugalmas-repedésmentes állapotban (feltéve, hogy $xi_{t1.t} > t$):

Keresztmetszeti terület : (t2)

$Ai_{t2.t} := A_{c.t} + \left(\alpha_{es.t1} - 1 \right) \cdot \left(A_{st} + A_{sc.prov} \right) + \left(\alpha_{ep.t1} - 1 \right) \cdot A_p = 2.248 \times 10^{5} \cdot mm^{2}$

Statikai nyomaték beton: (t2)

$Sxi_{t2.b.t} := b \cdot \frac{t^{2}}{2} + b_w \cdot h_{g.t} \cdot \left(t + \frac{h_{g.t}}{2} \right) = 7.133 \times 10^{7} \cdot mm^{3}$

Statikai nyomaték acél: (t2)

$Sxi_{t2.a.t} := \left(\alpha_{es.t1} - 1 \right) \cdot A_{st} \cdot \left(h_t - a_{st} \right) + \left(\alpha_{es.t1} - 1 \right) \cdot A_{sc.prov} \cdot d_{sc} + \left(\alpha_{ep.t1} - 1 \right) \cdot A_p \cdot d_{p.t}$

$Sxi_{t2.a.t} = 1.235 \times 10^{7} \cdot mm^{3}$

Statikai nyomaték összesen: (t2)

$Sxi_{t2.t} := Sxi_{t2.b.t} + Sxi_{t2.a.t} = 8.368 \times 10^{7} \cdot mm^{3}$

Semleges tengely: (t2)

$$xi_{t2.2} := \frac{Sxi_{t2.t}}{Ai_{t2.t}} \quad xi_{t2.2} = 372.235 \cdot mm \quad > t=160\ mm$$

Inercia beton tartóvég:

$$Ii_{t2.b.t} := \frac{b \cdot t^3}{12} + b \cdot t \cdot \left(xi_{t2.2} - \frac{t}{2}\right)^2 + \frac{b_w \cdot h_{g.t}^3}{12} + b_w \cdot h_{g.v} \cdot \left(t + \frac{h_{g.t}}{2} - xi_{t2.2}\right)^2 = 1.49 \times 10^{10} \cdot mm^4$$

Inercia lágyvas: (t2)

$$Ii_{t2.a.t} := \left(\alpha_{es.t1} - 1\right) \cdot \left(h_t - a_{st} - xi_{t2.2}\right)^2 \cdot A_{st} + \left(\alpha_{es.t1} - 1\right) \cdot \left(xi_{t2.2} - d_{sc}\right)^2 \cdot A_{sc.prov}$$

$$Ii_{t2.a.t} = 2.826 \times 10^9 \cdot mm^4$$

Inercia pászmat: (t2)

$$Ii_{t2.p.t} := \left(\alpha_{ep.t1} - 1\right) \cdot \left(h_t - a_{pt} - xi_{t2.2}\right)^2 \cdot A_p = 9.705 \times 10^8 \cdot mm^4$$

Inercia összesen: (t2)

$$Ii_{t2.t} := Ii_{t2.b.t} + Ii_{t2.a.t} + Ii_{t2.p.t} = 1.869 \times 10^{10} \cdot mm^4$$

$$M_{cr.t} := \frac{Ii_{t2.t}}{xi_{t2.2}} \cdot \left[f_{ctm.1} - \frac{N_{pm}}{Ai_{t2.t}} + \frac{M_{pm}}{Ii_{t2.t}} \cdot \left(xi_{t2.2}\right)\right] = 434.279 \cdot kN \cdot m > \quad M_{ed.t2.t} := 145.18 kN \cdot m$$

Megfelel!

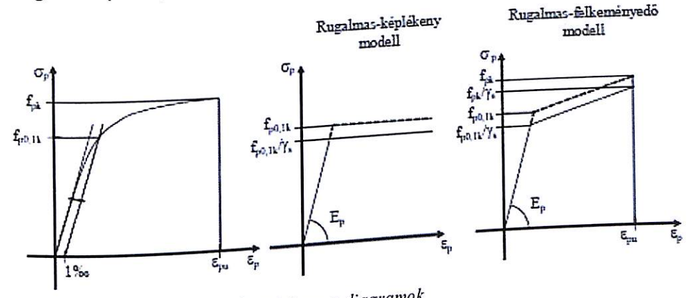
$$M_{crd.t} := \frac{Ii_{t2.t}}{xi_{t2.2}} \cdot \left[f_{ctm.1} + \frac{N_{pm}}{Ai_{t2.t}} + \frac{M_{pm}}{Ii_{t2.t}} \cdot \left(xi_{t2.2}\right)\right] = 816.789 \cdot kN \cdot m \quad M_{ed.t2.t} := 145.18 kN \cdot m$$

Megfelel!

A tartó az emelési pontonkon a kialakuló nyomatékra nem reped be.

7.11 A nyomatéki teherbírás ellenőrzése:

A nyomatéki teherbírást végleges állapotban (t3) ellenőrizzük, a számításához a rugalmasképlékeny feszítőpászma anyagmodellt használjuk.



Ábra 26. σ - ε diagramok

A vetületi egyensúlyi egyenlet (feltételezzük, hogy xc < t és az acélbetétek valamint a feszítőpászmák is képlékenyen viselkednek):

$$b*xc*fcd - A.st*f.yd - A.p*f.pd = 0$$

$$x_{c2} := \frac{A_{st}\cdot f_{yd} + A_p\cdot f_{pd}}{b\cdot f_{cd}} = 0.129\,m$$

$x_{c2} = 129.057\cdot mm$ < $t = 160\cdot mm$ Tehát helyes volt a feltételezés!

Betonacél nyúlásának ellenőrzése:

$$\varepsilon_s := \varepsilon_{cu}\cdot\frac{d_{st} - 1.25\cdot x_{c2}}{1.25\cdot x_{c2}} = 2.209\cdot\%$$

A rugalmas nyúlás határa (lágyvas):

$$\varepsilon_{s.y} := \frac{f_{yd}}{E_s} = 0.217\cdot\%$$

A határnyúlás karakterisztikus értéke ("B" duktilitási osztály)

$$\varepsilon_{s.u} := 5\%$$

$\varepsilon_{s.y} < \varepsilon_s < \varepsilon_{s.u}$

$0.217\ \% < 2.364\ \% < 5\%$

Tehát helyes volt a feltételezés, a lágyvasak képlékenyen viselkednek.

$$\varepsilon_p := \varepsilon_{cu}\cdot\frac{d_{p1} - 1.25\cdot x_{c2}}{1.25\cdot x_{c2}} + \frac{\sigma_{pm}}{E_p} = 2.661\cdot\%$$

A rugalmas nyúlás határa (pászma):

$$\varepsilon_{p.y} := \frac{f_{pd}}{E_p} = 0.829\cdot\%$$

A határnyúlás karakterisztikus értéke:

$$\varepsilon_{p.u} := 4\%$$

$\varepsilon_{p.y} < \varepsilon_p < \varepsilon_{p.u}$

$0.789\ \% < 2.817\ \% < 4\%$

Tehát helyes volt a feltételezés pászmák képlékenyen viselkednek.

A tartó nyomatéki teherbírása (x.c magasságra felírva):

$$M_{Rd} := b \cdot x_{c2} \cdot f_{cd} \cdot \frac{x_{c2}}{2} + A_{st} \cdot f_{yd} \cdot (d_{st} - x_{c2}) + A_p \cdot f_{pd} \cdot (d_p - x_{c2}) + A_{sc.prov} \cdot f_{yd} \cdot (x_{c2} - d_{sc})$$

$M_{Rd} = 1817.43 \cdot kN \cdot m$ > $M_{Ed} = 1682.98 \cdot kN \cdot m$ 93 % kihasználtság

Megfelel!

7.12 Nyírási vasalás tervezése

A nyírási teherbírás számítását végleges (t3) állapotban végezzük el.

A húzott vasalásra vonatkozó helyettesítő hasznos magasság:

$$d_h := \frac{E_s \cdot A_{st} \cdot d_{st} + E_p \cdot A_p \cdot d_p}{E_s \cdot A_{st} + E_p \cdot A_p} = 1134 \cdot mm$$

Mértékadó igénybevételek a nyírás vizsgálatához:

A mértékadó nyíróerő:

$Ved := 260.797kN$ $V_{ed.AXIS} := 287.75kN$

A biztonság javára az AXIS értékkel számolok tovább.

$V_{Ed} := 287.75kN$

A redukált nyíróerő: $V_{Ed.red} := V_{Ed} - d_h \cdot pd = 261.911 \cdot kN$

A méretezett nyírási vasalást nem tartalmazó keresztmetszet nyírási teherbírása

A teherbírás számításához szükséges mennyiségek:

$$k := \min\left(1 + \sqrt{\frac{200}{d_h \cdot \frac{1}{mm}}}, 2\right) \qquad k = 1.42$$

A húzott hosszvasalásra vonatkozó vashányad, amibe a megfelelően lehorgonyzott acélbetétek és tapadásos feszítőbetétek számíthatók be:

$$\rho l := \min\left(\frac{A_{st} + A_p}{b_w \cdot d}, 0.02\right) \qquad \rho l = 1.006 \cdot \%$$

A feszítőerőből származó átlagos betonfeszülség a keresztmetszetben:

$$\sigma_{cp} := \min\left(\frac{N_{pm}}{A_c}, 0.2 \cdot f_{cd}\right) \qquad \sigma_{cp} := \frac{N_{pm}}{A_c} = 3.408 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

A nyírási vasalás nélküli keresztmetszet teherbírásának alsó korlátja:

$$v_{min} := \left[0.035 k^{\frac{3}{2}} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\frac{N}{mm^2}}\right)^{\frac{1}{2}} \cdot \frac{N}{mm^2} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}\right] \cdot b_w \cdot d_h$$

$$v_{min} = 160.717 \cdot kN$$

A méretezett nyírási vasalást nem tartalmazó keresztmetszet nyírási teherbírása:

$$V_{Rd.c} := \max\left[\left[\frac{0.18}{\gamma_c} \cdot \left[k \cdot \left(100 \cdot \rho l \cdot \frac{f_{ck}}{\frac{N}{mm^2}}\right)\right]^{\frac{1}{3}} \cdot \frac{N}{mm^2} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}\right] \cdot b_w \cdot d_h, v_{min}\right]$$

$V_{Rd.c} = 176.617 \cdot kN$ < $V_{Ed.red} = 261.911 \cdot kN$ Szükség van nyírási vasalásra!

A nyírási teherbírás felső korlátja (a beton nyomási teherbírása alapján):

A nyomott beton "rudak" θ' hajlásszögének számítása (a NAD alapján) feszített tartók esetén:

Normál beton esetén: $\beta ct := 2.4$ $\eta 1 := 1$

$$V_c := \left[\beta ct \cdot \eta 1 \cdot 0.1 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\frac{N}{mm^2}}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot \frac{N}{mm^2} \cdot \left(1 + 1.2 \cdot \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\right)\right] \cdot b_w \cdot 0.9 \cdot d_h = 154.586 \cdot kN$$

$$\cot\theta 1 := \frac{1.2 + 1.4 \cdot \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}}{1 - \frac{V_c}{V_{Ed.red}}} \qquad \cot\theta 1 = 3.365$$

$$\cot\theta := \begin{cases} 1 & \text{if } \cot\theta 1 < 1 \\ 2 & \text{if } \cot\theta 1 > 2 \\ \cot\theta 1 & \text{otherwise} \end{cases} \qquad \cot\theta = 2$$

$$\alpha_{cw} := \begin{cases} 1 & \text{if } \sigma_{cp} = 0 \\ 1 + \dfrac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} & \text{if } 0 < \sigma_{cp} < 0.25 \cdot f_{cd} \\ 1.25 & \text{if } 0.25 \cdot f_{cd} < \sigma_{cp} < 0.5 \cdot f_{cd} \\ \left[2.5 \cdot \left(1 - \dfrac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\right)\right] & \text{if } 0.5 \cdot f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd} \end{cases} \qquad \alpha_{cw} = 1.128$$

A nyírási vasalás (zárt kengyelek) és a tartó tengelye által bezárt szög:

$$\alpha_{sw} := 90°$$

A hatékonysági tényező:

$$\nu 1 := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{\dfrac{f_{ck}}{\dfrac{N}{mm^2}}}{250}\right) = 0.504$$

A nyírási teherbírás felső korlátja:

$$V_{Rd.max} := \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot 0.9 \cdot d_h \cdot \nu 1 \cdot f_{cd} \cdot \left(\frac{\cot\theta + \cot(\alpha_{sw})}{1 + \cot\theta^2}\right) = 741.957 \cdot kN$$

$V_{Rd.max} > V_{Ed}$ 739.355 kN > 282.19kN

Tehát a tartó nyírásra bevasalható!

Nyírási vasalás számítása

Az alkalmazott nyírási vasalás zárt kengyelezés:

$$\Phi_w = 8\cdot mm$$

A nyírási acélbetétek keresztmetszeti területe:

$$A_{sw} := 2\cdot\Phi_w^{2}\cdot\frac{\pi}{4} \qquad A_{sw} = 100.531\cdot mm^2$$

A szükséges kengyeltávolság:

$$s_{req} := \frac{A_{sw}}{V_{Ed.red}}\cdot 0.9\cdot d_h\cdot f_{yd}\cdot\left(\cot\theta + \cot\left(\alpha_{sw}\right)\right)\cdot\sin\left(\alpha_{sw}\right) \qquad s_{req} = 228.217\cdot mm$$

Felső vasalás = Φ 16 Felső vasalás is dolgozzon 15 * Φ = 240 mm

Alkalmazott kengyeltávolság: $s_{prov} := 200mm$

Szerkesztési szabályok ellenőrzése:

A maximális kengyeltávolság ellenőrzése:

$s_{max} := 0.75\cdot d_h$ $s_{max} = 850.49\cdot mm$ > $s_{prov} := 200mm$

Megfelel!

Nyírási vashányad:

$$\rho w := \frac{A_{sw}}{s_{prov}\cdot b_w\cdot\sin\left(\alpha_{sw}\right)} = 0.351\cdot\% \quad > \quad \rho w_{min} := \frac{0.08\cdot\sqrt{\frac{f_{ck}}{\frac{N}{mm^2}}}}{\frac{f_{yk}}{\frac{N}{mm^2}}} = 0.101\cdot\%$$

Megfelel!

7.13 A tartó kifordulásvizsgálata:

Ha leff/hk > 15 kifordulás vizsgálat szükséges $M_{Ed} = 1682.98 \cdot kN \cdot m$

$l_{eff} = 23.3\,m$

A fejlemez szélessége : 0.5 méter

$b = 500 \cdot mm$

Keresztirányú átlagos hasznos magasság:

$$h_k := \left(\frac{600mm + 1230mm}{2}\right) \cdot 0.8 = 0.732\,m$$

$\frac{l_{eff}}{h_k} = 31.831 > 15$ Kifordulásviszgálat szükséges

$l_0 := l_{eff} - 10 \cdot h_k = 15.98\,m$

$\varphi := \frac{l_0}{h_k} = 21.831$

Felső vasalás: $\Phi_{sc} := 16mm$ $A_{sc.prov} := 6 \cdot \Phi_{sc}^2 \cdot \frac{\pi}{4} = 1206 \cdot mm^2$

$x_{c2} = 129.057 \cdot mm$ Összes vas dolgozik. 6 db Φ 16

$\varphi \cdot \left(b \cdot x_{c2} \cdot f_{cd} + A_{sc.prov} \cdot f_{yd}\right) = 49016 \cdot kN > N_{belső} := \frac{M_{Ed}}{h_k} = 2299 \cdot kN$

Megfelel!

A tartó nem fordul ki.

7.14. A tartó lehajlásának ellenőrzése

Használhatósági határállapotban általában ellenőrizni kell a tartó lehajlását és repedéstágasságát, valamint a maradó képlékeny alakváltozások elkerülése miatt ellenőrizni kell, hogy a tartóban ébredő feszültségek nem haladják meg a vonatkozó határértékeket (feszültségek korlátozása).

Első lépésben meg kell vizsgálni, hogy használhatósági állapotban bereped-e a tartó.
A vizsgálatot a **gyakori teherkombinációból** származó igénybevételekre kell végezni.

A keresztmetszeti jellemzők rugalmas-repedésmentes állapotban, a végleges betonszilárdság figyelembevételével (feltéve, hogy xi<t):

A beton rugalmassági modulusának tervezési értéke $Ecd_{t3} := \frac{Ecm_{t3}}{\gamma_c}$ $Ecd_{t3} = 23.333 \cdot \frac{kN}{mm^2}$
C40/50 beton esetén: (t3)

A rugalmassági modulusok hányadosa végleges állapotban (t3):

Lágyvas és a beton feszültségének aránya:

$$\alpha_{es.t3} := \frac{E_s}{Ecd_{t3}} = 8.571$$

Pászma és a beton feszültségének aránya:

$$\alpha_{ep.t3} := \frac{E_p}{Ecd_{t3}} = 8.357$$

Keresztmetszeti terület: (t3)

$$Ai_{t3} := A_c + (\alpha_{es.t3} - 1)\cdot(A_{st} + A_{sc.prov}) + (\alpha_{ep.t3} - 1)\cdot A_p = 2.737 \times 10^5 \cdot mm^2$$

Statikai nyomaték beton: (t3)

$$Sxi_{t3.b} := b\cdot\frac{t^2}{2} + b_w\cdot h_g\cdot\left(t + \frac{h_g}{2}\right) = 1.254 \times 10^8 \cdot mm^3$$

Statikai nyomaték acél: (t3)

$$Sxi_{t3.a} := (\alpha_{es.t3} - 1)\cdot A_{st}\cdot d_{st} + (\alpha_{es.t3} - 1)\cdot A_{sc.prov}\cdot d_{sc} + (\alpha_{ep.t3} - 1)\cdot A_p\cdot d_p = 1.573 \times 10^7 \cdot mm^3$$

Statikai nyomaték összesen: (t3)

$$Sxi_{t3} := Sxi_{t3.b} + Sxi_{t3.a} = 1.411 \times 10^8 \cdot mm^3$$

Semleges tengely: (t3)

$$xi_{t3} := \frac{Sxi_{t3}}{Ai_{t3}} = 515.663 \cdot mm \quad > t=160\ mm$$

Tehát helyes volt a feltételezés!

Inercia beton: (t3)

$$Ii_{t3.b} := \frac{b \cdot t^3}{12} + b \cdot t \cdot \left(xi_{t3} - \frac{t}{2}\right)^2 + \frac{b_w \cdot h_g^3}{12} + b_w \cdot h_g \cdot \left(t + \frac{h_g}{2} - xi_{t3}\right)^2 = 3.719 \times 10^{10} \cdot mm^4$$

Inercia lágyvas:(t3)

$$Ii_{t3.a} := \left(\alpha_{es.t3} - 1\right) \cdot \left(h - a_{st} - xi_{t3}\right)^2 \cdot A_{st} + \left(\alpha_{es.t3} - 1\right) \cdot \left(xi_{t3} - d_{sc}\right)^2 \cdot A_{sc.prov} = 5.103 \times 10^9 \cdot mm^4$$

Inercia pászma: (t3)

$$Ii_{t3.p} := \left(\alpha_{ep.t3} - 1\right) \cdot \left(h - a_{pt} - xi_{t3}\right)^2 \cdot A_p = 1.874 \times 10^9 \cdot mm^4$$

Inercia összesen: (t3)

$$Ii_{t3} := Ii_{t3.b} + Ii_{t3.a} + Ii_{t3.p} = 4.417 \times 10^{10} \cdot mm^4$$

Mértékadó nyomaték a gyakori teherkombinációból:

$$M_{ser.b} = 599.62 \cdot kN \cdot m$$

Nyomaték a hatásos feszítőerőből:

$$M_{pmv} := A_p \cdot \sigma_{pm} \cdot \left(d_p - xi_{t3}\right) = 480.338 \cdot kN \cdot m$$

A repesztőnyomaték:

$$M_{cr} := \frac{Ii_{t3}}{h - xi_{t3}} \cdot \left[f_{ctm} + \frac{N_{pm}}{Ai_{t3}} + \frac{M_{pm}}{Ii_{t3}} \cdot \left(h - xi_{t3}\right)\right] = 890.235 \cdot kN \cdot m$$

$M_{ser.b} = 599.62 \cdot kN \cdot m$ < $M_{cr} = 890.235 \cdot kN \cdot m$

Nem reped be a beton!

Tehát a keresztmetszet a lehajlás számítása során nem *berepedtnek tekintendő.*
A tartó lehajlását a ***kvázi-állandó tehercsoportosításból*** származó igénybevételekből számítjuk.
Az Eurocode előírásainak megfelelően meg kell határozni a rugalmas-repedésmentes keresztmetszet feltételezésével számított, valamint a rugalmas-berepedt keresztmetszet feltételezésével számított lehajlásokat. A tényleges lehajlás (a húzott beton merevítő hatását figyelembe véve) valahol a két érték között lesz. Amennyiben a fentiekben Mser.b < Mcr adódik, a tényleges lehajlás rugalmas repedésmentes keresztmetszet feltételezésével számítható.

A lehajlás értéke rugalmas-repedésmentes állapot feltételezésével:

A beton hatékony alakváltozási tényezője a kúszás figyelembevételével:

$$E_{ceff.t3} := \frac{Ecm_{t3}}{(1 + \varphi_{t3})} = 12.681 \cdot \frac{kN}{mm^2}$$

-tartó lehajlásának számításához (kvázi állandó teherkombinációk):

Mértékadó igénybevételek:

$$M_{ser.c} := \frac{pser_c \cdot l_{eff}^{\ 2}}{8} = 518.19 \cdot kN \cdot m$$

A hatásos feszítőerő:

$$N_{pm} = 856.161 \cdot kN$$

Nyomaték a hatásos feszítőerőből:

$$M_{pm} := A_p \cdot \sigma_{pm} \cdot (d_p - xi_{t3}) = 480.338 \cdot kN \cdot m$$

A beton szélső szál feszültségek ellenőrzése:

Az felső szélső szál feszültség ellenőrzése:

$$\sigma_{cf.I.t3} := \frac{-N_{pm}}{Ai_{t3}} - \frac{M_{ser.c} - M_{pm}}{Ii_{t3}} \cdot xi_{t3} = -3.571 \cdot \frac{N}{mm^2} \quad < \quad 0.6 \cdot f_{ck0} = 18 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Megfelel!

Az alsó szélső szál feszültség ellenőrzése:

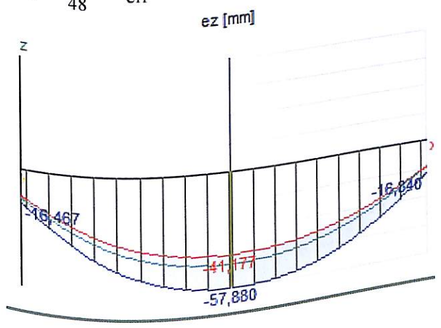
$$\sigma_{ca.I.t3} := \frac{-N_{pm}}{Ai_{t3}} + \frac{M_{ser.c} - M_{pm}}{Ii_{t3}} \cdot (h - xi_{t3}) = -2.517 \cdot \frac{N}{mm^2} \quad < \quad fctd0 = 1.333 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Megfelel!

$$\kappa I := \frac{M_{ser.c}}{E_{ceff.t3} \cdot Ii_{t3}} = 9.251 \times 10^{-4} \frac{1}{m}$$

Lehajlás érétke rugalmas repedésmentes állapotban:

$$\gamma_I := \frac{5}{48} \cdot \kappa I \cdot l_{eff}^{\ 2} = 52.314 \cdot mm$$



Lehajlás Axis szerint 57,88 mm

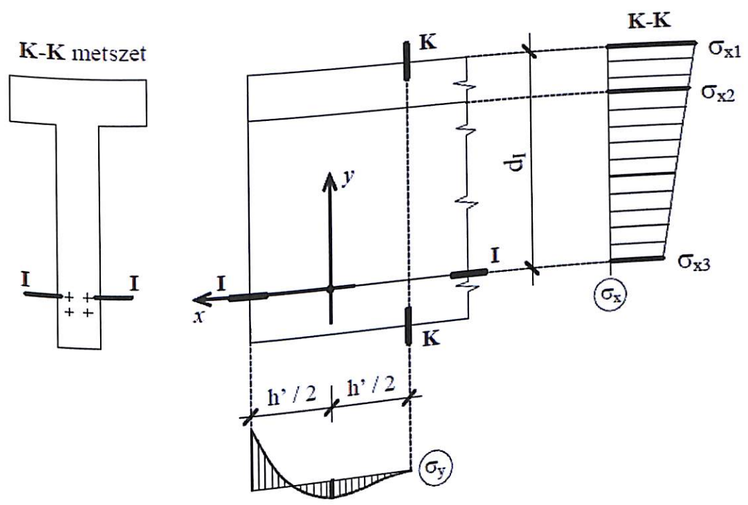
$$\frac{l_{eff}}{400} = 58.25 \cdot mm \quad > \quad 57.88 \text{ mm}$$

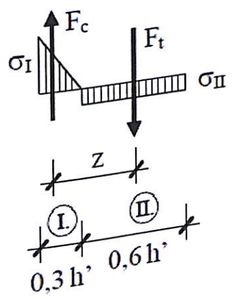
$$\frac{l_{eff}}{400} = 58.25 \cdot mm \quad > \quad 52.314 \text{ mm}$$

A tartó lehajlásra megfelel.

7.15 A tartóvég vizsgálata

Előfeszített tartóknál a tartóvégen, a feszítőbetétek lehorgonyzásának környezetében a tartó tengelyére merőleges **<u>gy húzófeszültségek alakulnak ki</u>**, melyek a tartóvéget megrepeszthetik.
A tartóvég közelében a tartó síkbeli feszültségállapotban van, míg a távolabb lévő keresztmetszetekben a feszültségállapot egytengelyűnek tekinthető.
A kétfajta feszültségállapot között nincs határozott átmenet, a "megzavart" szakasz hosszát jó közelítéssel az lpt lehorgonyzási hosszal vehetjük egyenlőnek. A következőkben ezen tartószakasz egyensúlyát vizsgáljuk végleges (t3) állapotban.





$$F_c = F_t$$

$$\sigma_I = \frac{F_c}{0{,}15 \cdot b_w \cdot h'}$$

$$\sigma_I I = \frac{F_t}{0{,}6 \cdot b_w \cdot h'}$$

A keresztirányú σy feszültség a vízszintes **I-I** metszet mentén harmadfokú parabola eloszlású a h' hosszon. Ezt közelíthetjük egy helyettesítő, 0,9•'95h' hosszon megoszló, lineárisan változó (I. szakasz) és konstans (II. szakasz) feszültség eloszlással. Az I. és II. szakaszokon ébredő feszültségek Fc és Ft eredői egy erőpárt alkotnak (Ft = Fc). A nyíró feszültségek elhanyagolása esetén ezen erőpár nyomatékának a **K-K** metszetben fellépő, tartótengely irányú σ'x feszültségek **I-I** metszet feletti részének nyomatékát kell egyensúlyoznia. Ebből a feltételből meghatározható a tartóvégen fellépő Ft keresztirányú húzóerő nagysága. Az **I-I** metszetet a legfelső húzott feszítőbetétek súlypontjának magasságában kell felvenni.
A lehorgonyzási hossz tervezési értéke a tartóvég vizsgálathoz:

Változó keresztmetszetű tartó: $h_1 := 678mm$

$lptd := 1.2 \cdot l_{pt} = 1.477\,m$

A vizsgált szakasz hossza:

$h_h := \max\left[\sqrt{h_1^{\,2} + (0.6 \cdot lptd)^2}, lptd\right]$ $\qquad h_h = 1.477\,m$

A K-K metszet távolsága az elméleti támasztól:

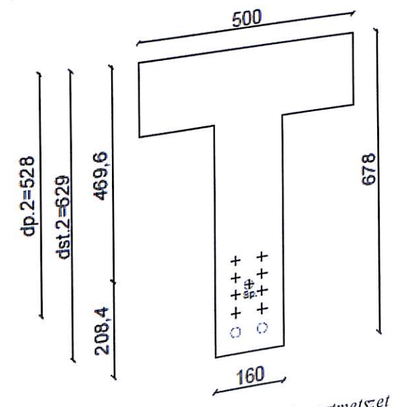
$\xi := h_h - \frac{v}{2}$ $\qquad \xi = 1.327\,m$

A mértékadó nyomaték a K-K metszetben, végleges állapotban:

$M_{Ed\xi} := \frac{pd \cdot l_{eff}}{2} \cdot \xi - pd \cdot \frac{\xi^2}{2}$ $\qquad M_{Ed\xi} = 332.238 \cdot kN \cdot m$

Az I-I vízszintes metszetre vonatkozó hasznos magasság:

$d_I := 678mm - 208.4mm = 469.6 \cdot mm$



Ábra 27. Főtartó vizsgált keresztmetszet

A rugalmassági modulusok hányadosa végleges állapotban (t3):

Lágyvas és a beton feszültségének aránya:

$$\alpha_{es.t3} := \frac{E_s}{Ecd_{t3}} = 8.571$$

Pászma és a beton feszültségének aránya:

$$\alpha_{ep.t3} := \frac{E_p}{Ecd_{t3}} = 8.357$$

$h_{g2} := 518mm$ $d_{st2} := 629mm$ $d_{p.2} := 528mm$ $d_{sc} = 68.333 \cdot mm$

$$A_{c2} := t \cdot b + h_{g2} \cdot b_w = 1.629 \times 10^5 \cdot mm^2$$

Keresztmetszeti terület: (t3)

$$Ai2_{t3} := A_{c2} + (\alpha_{es.t3} - 1) \cdot (A_{st} + A_{sc.prov}) + (\alpha_{ep.t3} - 1) \cdot A_p = 1.853 \times 10^5 \cdot mm^2$$

Statikai nyomaték beton: (t3)

$$Sxi2_{t3.b} := b \cdot \frac{t^2}{2} + b_w \cdot h_{g2} \cdot \left(t + \frac{h_{g2}}{2}\right) = 4.113 \times 10^7 \cdot mm^3$$

Statikai nyomaték lágyvas: (t3)

$$Sxi2_{t3.a} := (\alpha_{es.t3} - 1) \cdot A_{st} \cdot d_{st2} + (\alpha_{es.t3} - 1) \cdot A_{sc.prov} \cdot d_{sc} = 5.3 \times 10^6 \cdot mm^3$$

Statikai nyomaték pászma: (t3)

$$Sxi2_{t3.p} := (\alpha_{ep.t3} - 1) \cdot A_p \cdot d_{p.2} = 3.108 \times 10^6 \cdot mm^3$$

Statikai nyomaték összesen: (t3)

$$Sxi2_{t3} := Sxi2_{t3.b} + Sxi2_{t3.a} + Sxi2_{t3.p} = 4.953 \times 10^7 \cdot mm^3$$

Semleges tengely: (t3)

$$xi2_{t3} := \frac{Sxi2_{t3}}{Ai2_{t3}} = 267.271 \cdot mm > t = 160\ mm$$

Tehát helyes volt a feltételezés!

Inercia beton: (t3)

$$Ii2_{t3.b} := \frac{b \cdot t^3}{12} + b \cdot t \cdot \left(xi2_{t3} - \frac{t}{2}\right)^2 + \frac{b_w \cdot h_{g2}^3}{12} + b_w \cdot h_{g2} \cdot \left(t + \frac{h_{g2}}{2} - xi2_{t3}\right)^2 = 6.738 \times 10^9 \cdot mm^4$$

Inercia lágyvas:(t3)

$$Ii2_{t3.a} := \left(\alpha_{es.t3} - 1\right) \cdot \left(h_1 - a_{st} - xi2_{t3}\right)^2 \cdot A_{st} + \left(\alpha_{es.t3} - 1\right) \cdot \left(xi2_{t3} - d_{sc}\right)^2 \cdot A_{sc.prov}$$

$$Ii2_{t3.a} = 1.326 \times 10^{-3}\, m^4$$

Inercia pászma: (t3)

$$Ii2_{t3.p} := \left(\alpha_{ep.t3} - 1\right) \cdot \left(h_1 - a_{pt} - xi2_{t3}\right)^2 \cdot A_p = 4.001 \times 10^8 \cdot mm^4$$

Inercia összesen: (t3)

$$Ii2_{t3} := Ii2_{t3.b} + Ii2_{t3.a} + Ii2_{t3.p} = 8.464 \times 10^9 \cdot mm^4$$

A vízszintes feszültségek értékei (rugalmas-repedésmentes állapot feltételezésével):

$$\sigma x1 := \frac{-N_{pm}}{Ai2_{t3}} - \frac{M_{Ed\xi} - M_{pm}}{Ii2_{t3}} \cdot xi2_{t3} = 0.057 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma x2 := \frac{-N_{pm}}{Ai2_{t3}} - \frac{M_{Ed\xi} - M_{pm}}{Ii2_{t3}} \cdot \left(xi2_{t3} - t\right) = -2.743 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma x3 := \frac{-N_{pm}}{Ai2_{t3}} + \frac{M_{Ed\xi} - M_{pm}}{Ii2_{t3}} \cdot \left(d_I - xi2_{t3}\right) = -8.16 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

A vízszintes erők nyomatéka az I-I metszetre:

$$M_{x1} := |\sigma x2| \cdot t \cdot b \cdot \left(d_I - \frac{t}{2}\right) + \frac{(|\sigma x1| - |\sigma x2|)}{2} \cdot t \cdot b \cdot \left(d_I - \frac{t}{3}\right)$$

$$M_{x2} := |\sigma x3| \cdot (d_I - t) \cdot b_w \cdot \frac{(d_I - t)}{2} + \frac{(|\sigma x2| - |\sigma x3|)}{2} \cdot (d_I - t) \cdot b_w \cdot (d_I - t) \cdot \frac{2}{3}$$

$$M_x := M_{x1} + M_{x2} = 75.644 \cdot kN \cdot m$$

A függőleges Fc és Ft erők karja:

$$z := 0.5 \cdot h_h \qquad z = 738.583 \cdot mm$$

A függőleges húzóerő nagysága a K-K és I-I metszetekben ébredő nyomatékok egyenlőségéből:

$$F_t := \frac{M_x}{z} \qquad F_t = 102.417 \cdot kN$$

A szükséges vasalás (zárt kengyelezés) mennyisége:

$$A_{sw.req} := \frac{F_t}{f_{yd}} \qquad A_{sw.req} = 235.56 \cdot mm^2$$

$$A_{sw} = 100.531 \cdot mm^2$$

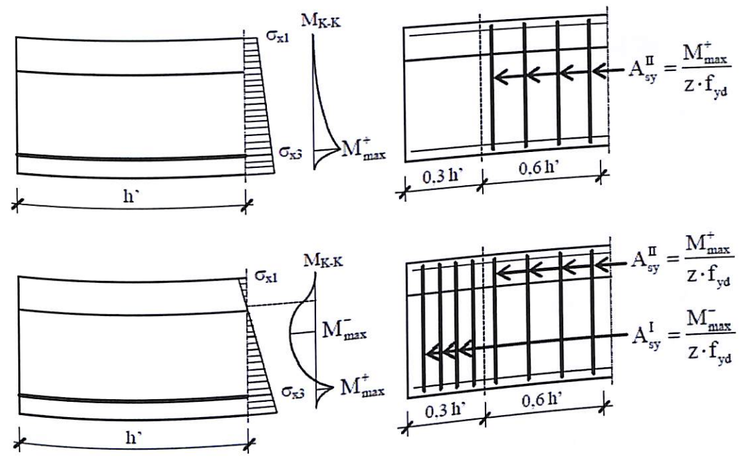
Szükséges kengyel darabszám:

$$n := \frac{A_{sw.req}}{A_{sw}} = 2.343$$

Az alkalmazott kengyelek száma: n = 3

Ezt a kengyel mennyiséget a II. szakasz (lásd ábra) mentén kell elhelyezni a tartóvégen.
Megjegyzés: Kezdeti állapotban a σ'x feszültségek rendszerint nem váltanak előjelet, ekkor a belőlük származó nyomaték felülről lefelé haladva monoton növekszik és az előbbieknek megfelelően a legfelső húzott pászmák vonalában lesz a maximuma. Előfordulhat azonban (főleg végleges állapotban), hogy a vízszintes feszültségek a **K-K** metszetben előjelet váltanak. Ilyenkor a nyomatéknak két maximuma lesz (egy pozitív és egy negatív). A negatív maximumot abban a metszetben kapjuk, amelyben a σx feszültségek eredője zérus, vagyis ahol a húzó- és nyomófeszültségek kiegyenlítik egymást. A pozitív maximum továbbra is legfelső húzott pászmák vonalában lesz. Ilyenkor az alábbi ábrának megfelelően meg kell határozni mind a két nyomatéki maxmimumhoz tartozó függőleges húzóerőt, illetve Asy vasalást.

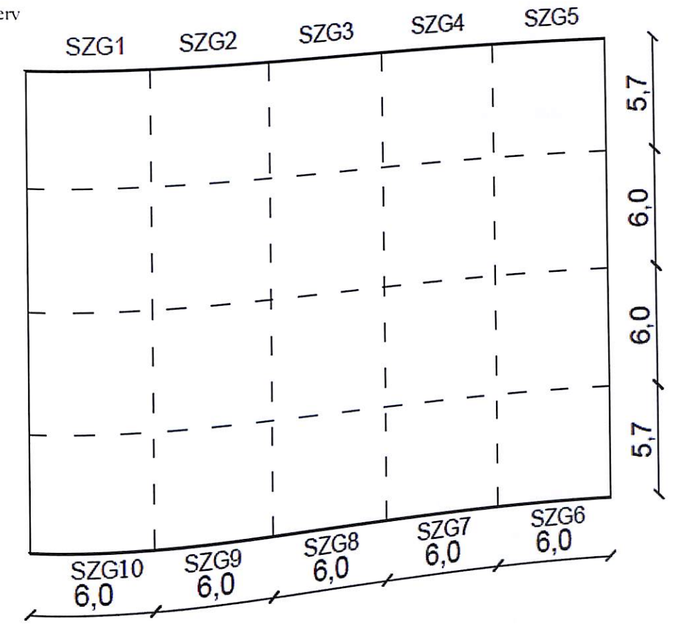
Az utóbbi esetben ügyelni kell arra, hogy a maximális negatív nyomaték az I. szakaszon, míg a maximális pozitív nyomaték a II. szakaszon okoz húzást, tehát mind a két szakaszon kell vasalást alkalmazni a számítás szerinti mennyiségben. **A tartóvég vasalásához természetesen még hozzá kell adni a külső terhek okozta nyíróerő felvételéhez szükséges nyírási vasalást.**


M_{K-K}
σ_{x1}
σ_{x3}
M^{+}_{max}
h`
$A^{II}_{sy} = \frac{M^{+}_{max}}{z \cdot f_{yd}}$
0,3 h`
0,6 h`
M^{-}_{max}
$A^{I}_{sy} = \frac{M^{-}_{max}}{z \cdot f_{yd}}$

8. Előregyártott vasbeton szegélygerenda tervezése

Vasbeton pillérekre rátámaszkodó szegélygerendák az épület merevségét szolgálják és az épület vázát képzik.

Pozíciós terv



8.1 Kiindulási adatok

Beton: C30/37

$\gamma_{c.i} := 1.5$ $f_{ck.i} := 30 \frac{N}{mm^2}$ $f_{cd.i} := \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 20. \frac{N}{mm^2}$ $f_{ctm.i} := 2.9 \frac{N}{mm^2}$ $f_{ctd.i} := 1.4 \frac{N}{mm^2}$

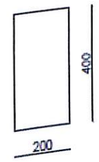
Betonacél: B500

$\gamma_{s.i} := 1.15$ $f_{yk.i} := 500 \frac{N}{mm^2}$ $f_{yd.i} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783 \cdot \frac{N}{mm^2}$

8.2 Keresztmetszeti adatok

Szegélygerenda szélessége: $b_i := 200mm$

Szegélygerenda magassága: $h_i := 400mm$



8.3 Statikai váz

- Kéttámaszú tartó

A tartóhossz: $l_n := 6m$

Feltámaszkodás: $v := 25cm$

Gerenga magasság: $h = 40 \cdot cm$

Fesztávolság számítása: $l_{eff} := l_n - 2\min\left(\frac{v}{2}, \frac{h}{2}\right)$

$l_{eff} = 5.75\,m$

Betonfedés növekmény az elhelyezési bizonytalanság miatt: $\Delta cdev := 10mm$

Alkalmazott kengyelátmérő: $\Phi_w := 8mm$

Feltételezett vasátmérő: $\Phi := 16mm$

Környezeti osztály: XC1

$c_{min.dur} := 15mm$

$c_{min.b} := 16mm$

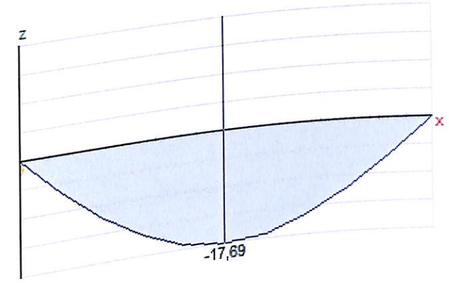
$c_{min} := \max(c_{min.dur}, c_{min.b}) = 16 \cdot mm$

$c_{nom} := \Delta cdev + c_{min} = 26 \cdot mm$

$d := h - c_{nom} - \Phi_w - \frac{\Phi}{2} = 358 \cdot mm$

8.4 Szegélygerenda méretezése

Mértékadó terhelés a biztonsági tényezővel (1,35) figyelembe vett Önsúly és Rétegrend teher.



$M_{ed.Axis} := 17.69\,kN \cdot m$

$M_{ed} < b \cdot x_c \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot \left(d - \frac{x_c}{2}\right)$

Másodfokú egyenlettel levezetve:

$17.69 \cdot 10^6 < 200 \cdot x_c \cdot 1 \cdot 20 \cdot \left(358 - \frac{x_c}{2}\right)$

$2000 x_c^2 - 1432000 x_c + 17.69 \cdot 10^6 := 0$

$x_c := \frac{1432000 - \sqrt{1432000^2 - 4 \cdot 2000 \cdot \left(17.69 \cdot 10^6\right)}}{2 \cdot 2000} = 12.574$

$x := 12.574mm$

$\xi := \frac{x_c}{d} = 0.035$

$\xi_{c0} := \frac{560}{700 + f_{yd} \cdot \frac{mm^2}{N}} = 0.493$

$\xi_c < \xi_{c0}$ $0.053 < 0.534$

Helyes volt a feltételezés!

Az Med felvételéhez szükséges lágyvas mennyiség:

$$A_{s.req} := \frac{b \cdot x_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 115.7 \cdot mm^2$$

$$A_{s.min} := \rho min \cdot b \cdot d$$

ahol: $$\rho min := \max\left(0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}, 0.0015\right)$$

$$\rho min = 0.0015$$

$$A_{s.min} := \rho min \cdot b \cdot d = 107.973 \cdot mm^2$$

Alkalmazott húzott lágyvasalás: 2 Φ 16

$$A_{st.prov} := 2 \cdot \Phi^2 \cdot \frac{\pi}{4} = 402 \cdot mm^2$$

$A_{st.prov} > A_{s.req}$ Megfelel.

$$x_{c.1} := \frac{A_{st.prov} \cdot f_{yd}}{b \cdot f_{cd}}$$

$x_{c.1} := 34.97mm$ $\quad b \cdot x_{c.1} \cdot f_{cd} \cdot \left(d - \frac{x_{c.1}}{2}\right) = 47.631 \cdot kN \cdot m$

$M_{rd} := 47.631\ kN \cdot m$

$M_{ed} := 17.69\ kN \cdot m$

$M_{rd} > M_{ed}$

Megfelel!

Alkalmazott felső vasalás:

A vasszerelés miatt a kengyelek meghajlított sarkai mellett elhelyezendők lágyvasak.
Összesen 2 db Φ 12 lágyvas helyezendő el a gerenda felső részében.

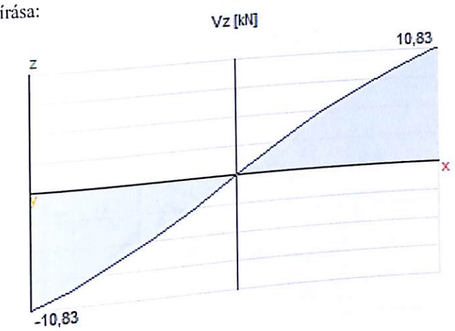
$\Phi_{sc} := 12mm$ $\quad A_{sc.prov} := 2 \cdot \Phi_{sc}^2 \cdot \frac{\pi}{4} = 226 \cdot mm^2$

Nyírási teherbírás ellenőrzése:

Vasbeton gerenda nyírási teherbírása:

$V_{Ed} < V_{Rd.max}$

$V_{Ed} := 10.83kN$



A beton nyírási teherbírása:

$V_{Rd.c} := c \cdot b \cdot d \cdot f_{ctd}$

ahol c értéke ρl - vashányadból és a d - dolgozó magasságból számítható

$\rho l := \min\left(\frac{A_{st.prov}}{b \cdot d}, 0.02\right)$ $\quad \frac{A_{st.prov}}{b \cdot d} = 0.005616$ $\quad \rho l = 0.562 \cdot \%$

$d = 358 \cdot mm$

Interpolációkkal számítva c értéke:

$c := 0.453$

$V_{Rd.c} := c \cdot b \cdot d \cdot f_{ctd} = 45.409 \cdot kN$

$V_{Ed} < V_{Rd.c}$

$V_{Rd.s.s} := \frac{z}{s_s} \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd}$

$f_{ywd} := f_{yd} = 434.783 \cdot \frac{N}{mm^2}$

ahol: $z := 0.9 \cdot d = 322.2 \cdot mm$

$A_{sw} := 2 \cdot \Phi_w^2 \cdot \frac{\pi}{4} = 100.531 \cdot mm^2$

$s_s := 250mm$ alkalmazott kengyeltávolság

$\nu := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \frac{N}{mm^2}}\right) = 0.528$

$V_{Rd.s.s} := \frac{z}{s_s} \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd} = 56.332 \cdot kN$

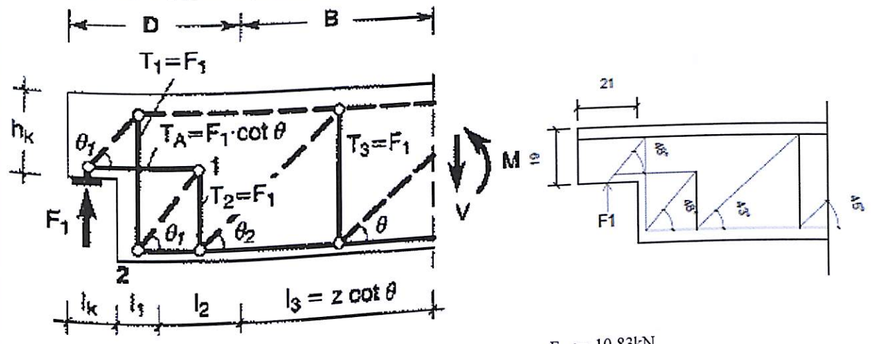
$V_{Rd.max} := 0.5 \cdot b \cdot z \cdot \nu \cdot f_{cd} = 340.243 \cdot kN$

Szegélygerendák alkalmazott kengyelezése Φ8/250.

$V_{Rd.max} > V_{Ed}$ Megfelel!

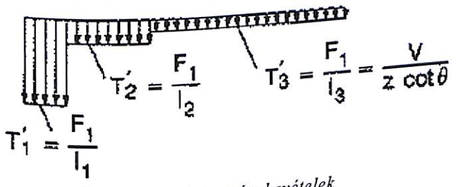
8.5 Előregyártott szegélygerendák tartóvégeinek tervezése

Az előregyártott gerendák tartóvégeinek kialakítása és vasalása a következőképpen alakul.
(Erőjáték: Alábbi ábrán)
Az F erő megegyezik a peremgerenda végén kialakuló nyíróerő értékével.

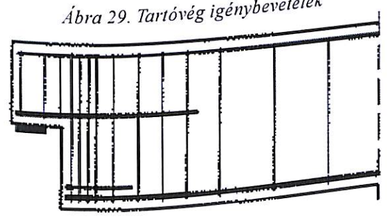


Ábra 28. Tartóvég erőjáték

$F_1 := 10.83kN$



Ábra 29. Tartóvég igénybevételek



Ábra 30. Tartóvég igénybevételek

$\theta := 45°$

$\theta_1 := 48°$

$\theta_2 := 43°$

$$f_{yd} = 434.783 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

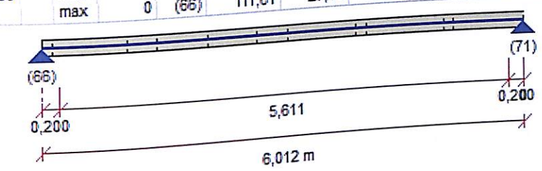
$T1 := F_1$

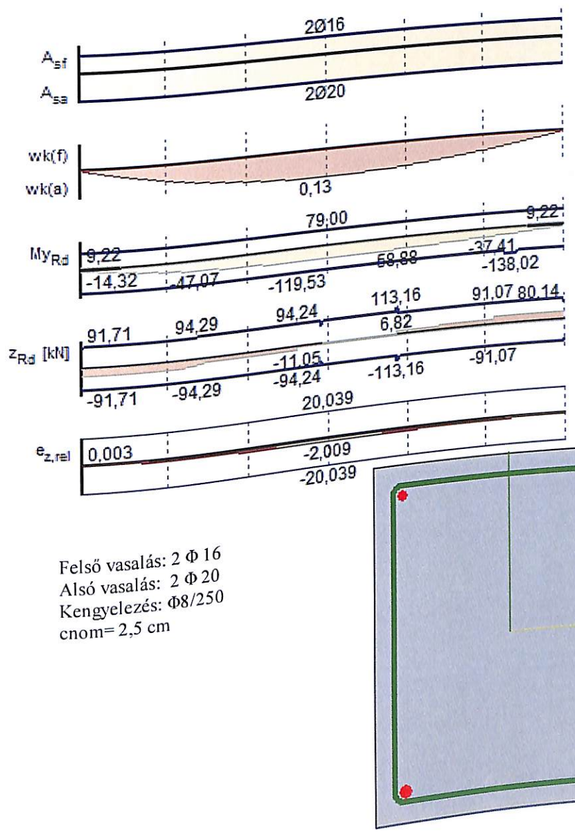
$A_{s1} := \frac{T1}{f_{yd}} = 24.909 \cdot mm^2$ $2\ \phi\ 8 = 101\ mm^2$ 1 db ϕ 8 kengyel

Tartóvég vasalása kengyelsűrítéssel oldható meg. Jelen esetben ϕ 8 kengyelt alkalmazunk, melyett a tartóvégnél sűrűbben, majd a tartóvégtől távolodva egyre ritkábban helyezünk el. (Lásd: Fenti ábra)
A tartóvég rövid 19 cm-es részén is elhelyezünk ϕ 8 kengyelezést.

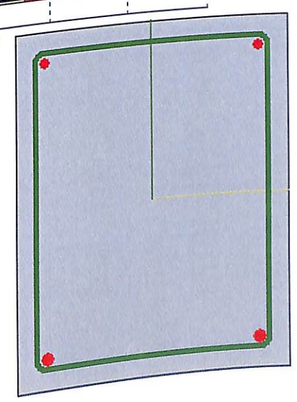
8.6 Változó keresztmetszetű szegélygerenda tervezése

Szelvényn..	K	min. max.	Táv [m]	Csp.	Nx [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Tx [kNm]	My [kNm]
40x50	Vz	min	0	(66)	106,61	13,80	**-41,90**	-0,97	0
40x50		max	6,012	(71)	99,95	-7,61	**38,51**	1,17	0
40x50	My	min	2,614	(312)	103,01	-3,01	-0,05	0,71	**-61,46**
40x50		max	0	(66)	111,61	27,19	-21,46	-5,74	**0**
		max	0	(66)	111,61	27,19	-21,46	-5,74	**0**



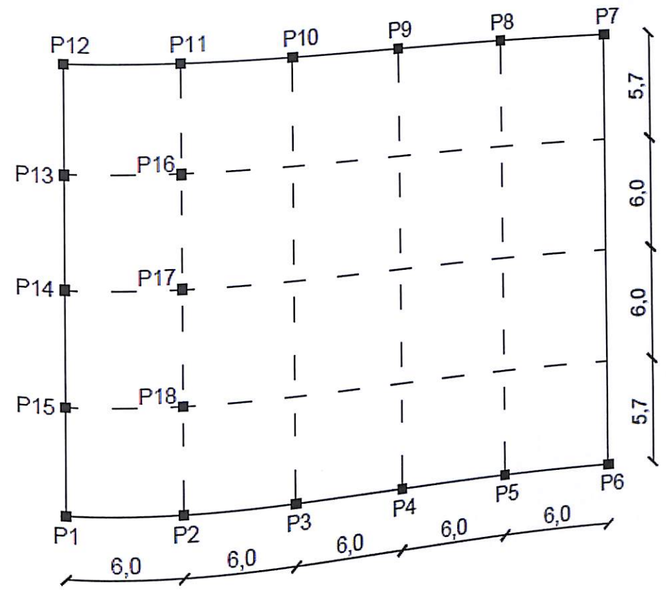


Felső vasalás: 2 Φ 16
Alsó vasalás: 2 Φ 20
Kengyelezés: Φ8/250
cnom= 2,5 cm



9. Előregyártott vasbeton pillérek tervezése

Pozíciós terv: 18 db pillér



6 féle pillér vasalás:

1. P3, P4, P5, P6, P7, P8, P9, P10
2. P13,P15
3. P1, P2,
4. P11, P12
5. P14
6. P16, P17, P18

9.1 Kiindulási adatok

Beton: C30/37

$\gamma_c := 1.5 \quad f_{ck} := 30\frac{N}{mm^2} \quad f_{cd} := \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 20\cdot\frac{N}{mm^2} \quad f_{ctm} := 2.9\frac{N}{mm^2} \quad f_{ctd} := 1.4\frac{N}{mm^2}$

Betonacél: B500

$\gamma_s := 1.15 \quad f_{yk} := 500\frac{N}{mm^2} \quad f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783\cdot\frac{N}{mm^2}$

Betontakarás: (Előregyártott pillér) 25 mm

Mértékadó igénybevételek:

A **szeizmikus állapothoz** a hatáskombináció:

$$E_{d3} = \sum_{j\geq 1}(G_{k,j,\sup} "+" G_{k,j,\inf}) "+" P_k "+" A_{Ed} "+" \sum_{i>1}\psi_{2,1}Q_{k,i}$$

Mértékadó teher: Földrengés

Teher megnevezése	Önsúly	Rétegrend	Szél Külső Párhuzamos I.	Szél Külső Párhuzamos II.
Teher szorzó	1	1	0	0

Teher megnevezése	Szél Külső Párhuzamos III.	Szél Külső Párhuzamos IV.	Szél Külső Merőleges I.	Szél Külső Merőleges II.
Teher szorzó	0	0	0	0

Teher megnevezése	Előtető Külső Szélterhe	Belső Szél Nyomás -0,3	Belső Szél Szívás +0,2	Hó Teljes
Teher szorzó	0	0	0	0

Teher megnevezése	Hó Fél Jobb	Hó Fél Bal	Válaszfal	Gépészet
Teher szorzó	0	0	1	0,8

Teher megnevezése	Funkció Teljes	Funkció bal	Funkció jobb	Nem járható tető
Teher szorzó	0	0,3	0	0

Teher megnevezése	FR+	FR-	Hó rendkívüli Teljes
Teher szorzó	0	1	0

Oszlopokban kialakuló maximális normálerőt esetenként a rendkívüli hóteher okozza, de maximális nyomaték a mértékadó földrengés teherből adódik.

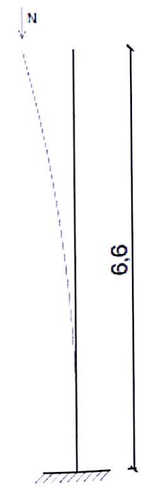
9.2 Statikai váz

$l_{MAX} := 6.6m$

Oszlop kihajlási hossza:

- Alul befogott konzol

Z irányban (y-y)

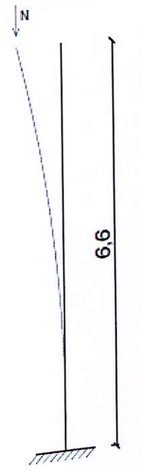


$l_{0.z} := 2l_n = 13.2 \cdot m$

$l_{0.z} = 13200 \cdot mm$

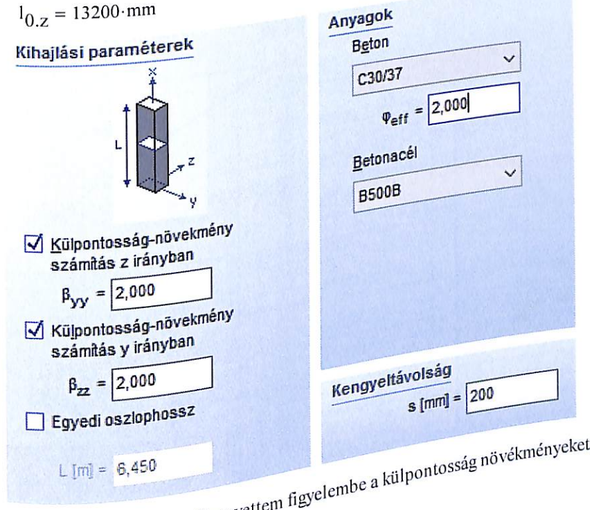
- Alul befogott konzol

Y irányban (z-z)



$l_{0.y} := 2l_n = 13.2 \cdot m$

$l_{0.y} = 13200 \cdot mm$



A megtámasztások függvényében vettem figyelembe a külpontosság növékményeket.

9.3 Pillérvasalások

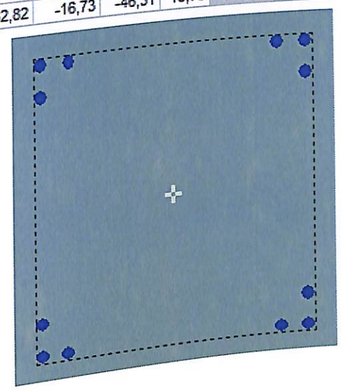
P3, P4, P5, P6, P7, P8, P9, P10 Pillérek vasalása Keresztmetszet 50 cm x 50 cm

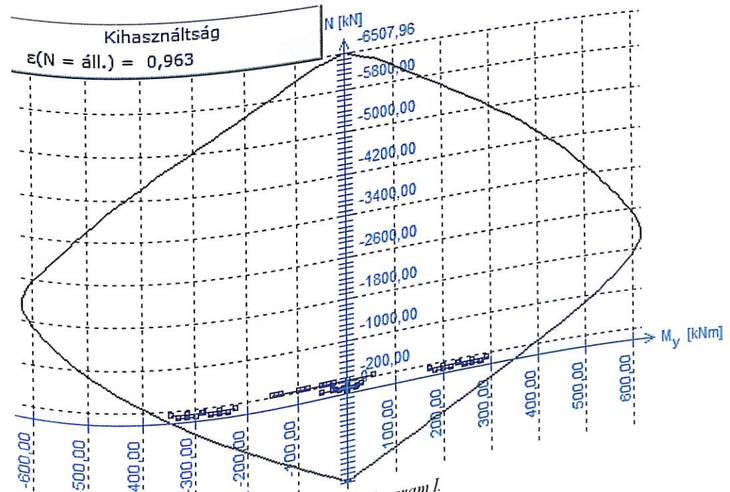
P3 - P10 (A csarnok azon része ahol nincs közbenső födém. Nyilt csarnokrész.)
Ennek a 8 oszlopnak közel azonon a nyomaték-normálerő igénybevétele.
Egyforma vasalást kapnak. Pillérek vasalását AxisVM program segítségével méreteztem.

Maximális nyomaték és a hozzá tartozó normálerő a mértékadó teher:

	Szelvé..	K	min. max.	Táv [m]	Csp.	Nx [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Tx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Kiv.											
8	50x50	Nx	min	0	(11)	**-426,01**	3,55	-2,68	-4,81	-114,46	20,04
9	50x50		max	6,600		**-42,42**	-0,46	2,09	-4,55	-0,07	-17,45
10	50x50	My	min	0	(36)	-137,36	20,29	49,34	-17,56	**-317,17**	122,34
9	50x50		max	0	(13)	-132,82	-16,73	-46,31	18,79	**304,82**	-108,73

Fővasalás: 4 x 3 Φ 20
Kengyelezés: Φ8/200
a=2,5 cm
cnom=2,5 cm





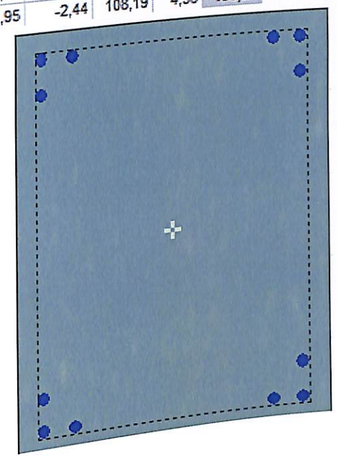
Ábra 31. N - My diagram I.

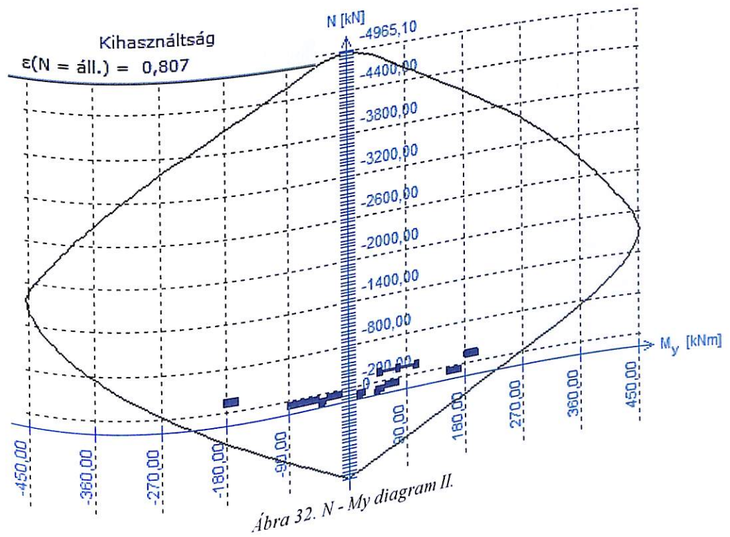
P1,P2, P11, P12 Pillérek vasalása Keresztmetszet 40 cm x 50 cm
A csarnok azon 4 pillére melyek a közbenső födém rész 4 sarokpontját alkotják.

Maximális nyomaték és a hozzá tartozó normálerő a mértékadó teher:

	Szelvé..	K	min. max.	Táv [m]	Csp.	Nx [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Tx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Kiv.											
1	40x50	Nx	min	0	(16)	**-427,92**	0,53	67,70	0,45	-62,78	-1,55
23	40x50		max	6,600		**-13,76**	0,78	4,45	-3,24	0	0
11	40x50	My	min	3,350	(29)	-313,93	5,14	-60,65	-9,27	**-202,42**	-15,34
12	40x50		max	3,350	(28)	-337,95	-2,44	108,19	4,36	**190,24**	7,17

Fővasalás: 4 x 3 Φ 16
Kengyelezés: Φ8/200
a=2,5 cm
cnom=2,5 cm





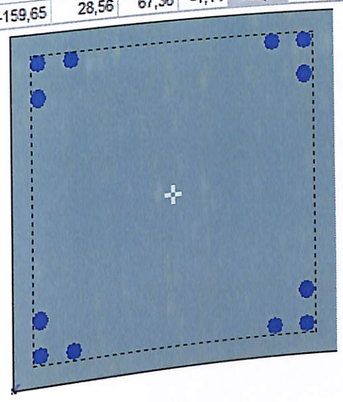
Ábra 32. N - My diagram II.

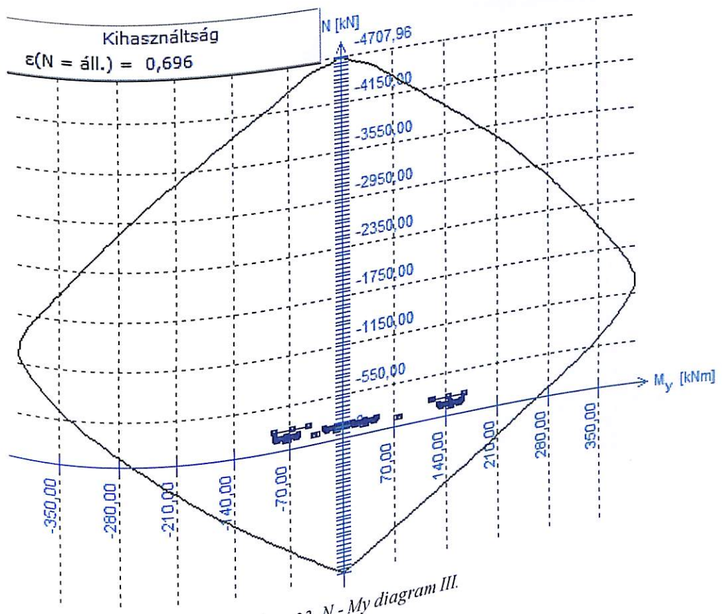
P13,P15 Pillérek vasalása Keresztmetszet 40 cm x 40 cm

Maximális nyomaték és a hozzá tartozó normálerő a mértékadó teher:

	Szelvé..	K	min. max.	Táv [m]	Csp.	Nx [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Tx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Kiv.											
180	40x40	Nx	min	0	(24)	**-242,93**	10,26	64,60	-0,08	-66,76	-3,04
180	40x40		max	3,250	(385)	**-118,32**	9,34	34,12	0,18	75,01	-32,35
180	40x40	My	min	0	(24)	-172,40	28,56	67,37	-1,14	**-73,61**	-15,47
180	40x40		max	3,250	(385)	-159,65	28,56	67,36	-1,14	**146,02**	-107,33

Fővasalás: 4 x 3 Φ 20
Kengyelezés: Φ8/200
a=2,5 cm
cnom=2,5 cm





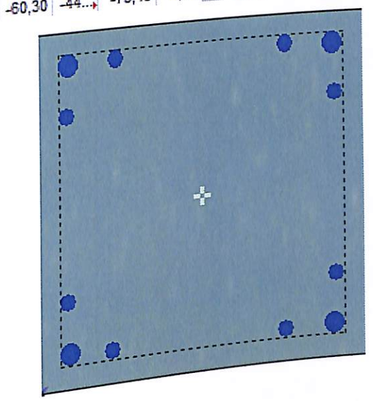
Ábra 33. N - My diagram III.

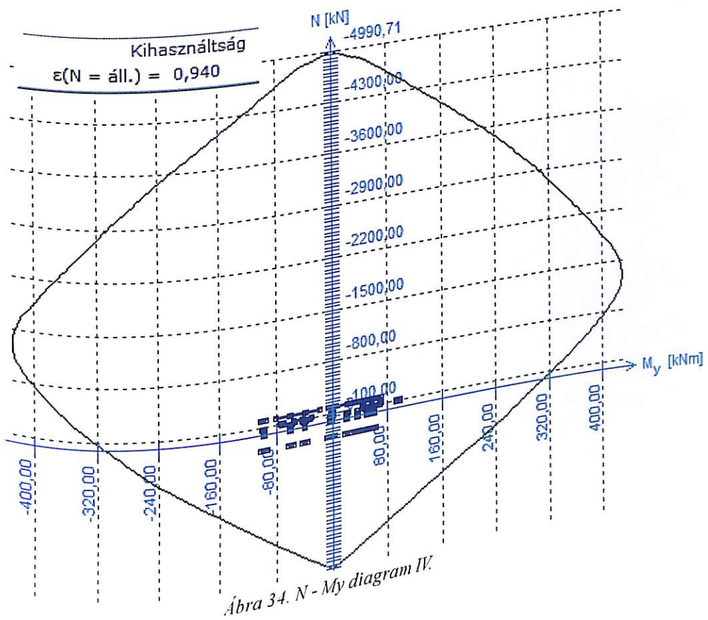
P14 Pillér vasalása Keresztmetszet 40 cm x 40 cm

Maximális nyomaték és a hozzá tartozó normálerő a mértékadó teher:

	Sz.	Szelvény..	K	min. max.	Táv [m]	Csp.	Nx [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Tx [kNm]	My [kNm]	MyV [kNm]	Mz [kNm]
5	86	40x40			L=3...								
			My	min	3,250	(39)	210,...	425...	142,20	12,79	**-99,13**	-99,13	-165,23
				max	0	(26)	-60,30	-44...	-73,45	-6,90	**59,74**	59,74	-12,39
Kiv.													
5	86	40x40	My	min	3,250	(39)	210,...	425...	142,20	12,79	**-99,13**	-99,13	-165,23
5	86	40x40		max	0	(26)	-60,30	-44...	-73,45	-6,90	**59,74**	59,74	-12,39

Fővasalás: 4 x 1 Φ 25 4 x 2 Φ 20
Kengyelezés: Φ8/200
a=2,5 cm
cnom=2,5 cm



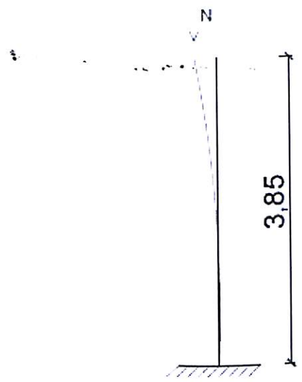


Ábra 34. N - My diagram IV.

P16, P17, P18 Pillér vasalása
Keresztmetszet 40 cm x 40 cm

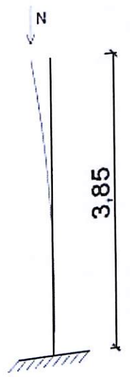
$l_{n2} := 3.85m$

- Alul befogott konzol
Z irányban (y-y)



$l_{0,z} := 2l_{n2} = 7.7 \cdot m$

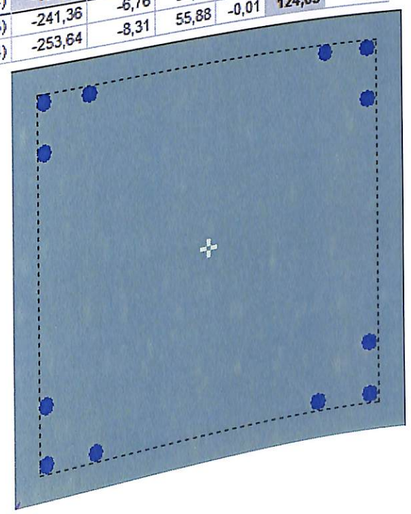
- Alul befogott konzol
Y irányban (z-z)

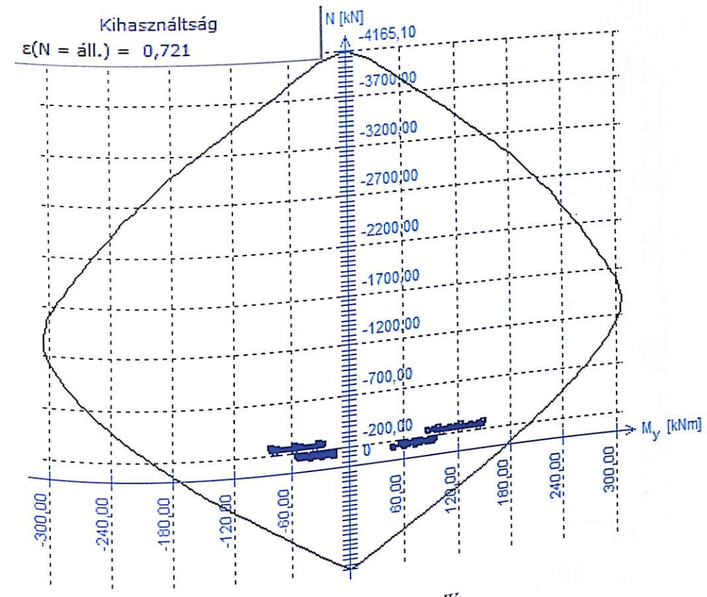


$l_{0,y} := 2l_{n2} = 7.7 \cdot m$

	Szelvé..	K	min. max.	Táv [m]	Csp.	Nx [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Tx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Kiv.											
3	40x40	Nx	min	0	(33)	**-271,27**	-8,41	55,84	0	-57,54	0,96
3	40x40		max	3,250	(34)	**-132,79**	-3,83	27,39	0,09	60,63	13,51
3	40x40	My	min	0	(33)	-241,36	-6,76	55,71	0,01	**-57,61**	0,71
3	40x40		max	3,250	(34)	-253,64	-8,31	55,88	-0,01	**124,05**	27,90

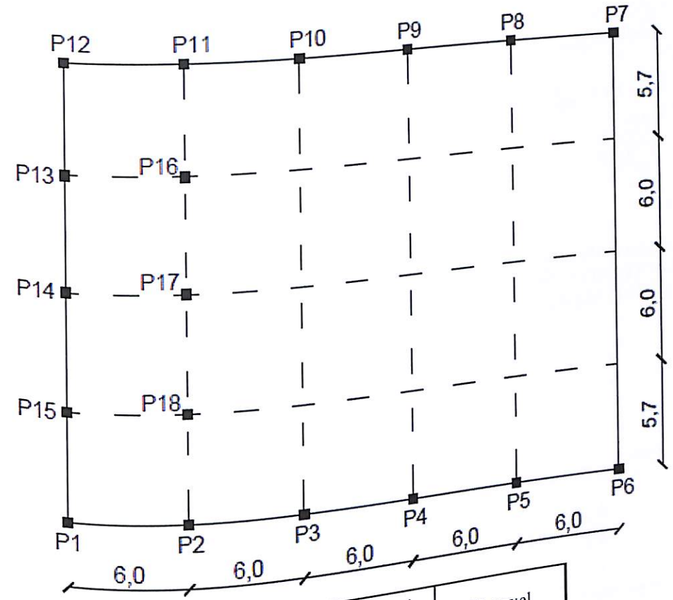
Fővasalás: 4 x 3 Φ 16
Kengyelezés: Φ8/200
a=2,5 cm
cnom=2,5 cm





Ábra 35. N - My diagram IV.

9.4 Pillér vasalások Összefoglaló táblázat



Pillér Száma	Vasátmérő Φ	Vasak közti távolság a [mm]	Kengyel
1	16	25	Φ 8/200
2	18	25	Φ 8/200
3	20	25	Φ 8/200
4	20	25	Φ 8/200
5	20	25	Φ 8/200
6	20	25	Φ 8/200
7	20	25	Φ 8/200
8	20	25	Φ 8/200
9	20	25	Φ 8/200
10	20	25	Φ 8/200
11	18	25	Φ 8/200
12	16	25	Φ 8/200
13	18	25	Φ 8/200
14	20; 25	25	Φ 8/200
15	20	25	Φ 8/200
16,17,18	16		

Kengyelezés: Φ 8/200; helyenként szükség van kengyelsűrítésre. Φ8/100.
Pillérek alján és tetején illetve a közbenső födém kapcsolódásánál a rövidkonzolok kialakításánál kengyelsűrítést alkalmaztam.

10. Monolit vasbeton födém tervezése

10.1 Kiindulási adatok

Beton: C25/30 Környezeti osztály: X0 $d_{max} := 16mm$ $c_{nom} := 25mm$

$\gamma_c := 1.5$ $f_{ck} := 30 \frac{N}{mm^2}$ $f_{cd} := \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 20 \cdot \frac{N}{mm^2}$ $f_{ctm} := 2.9 \frac{N}{mm^2}$ $f_{ctd} := 1.4 \frac{N}{mm^2}$

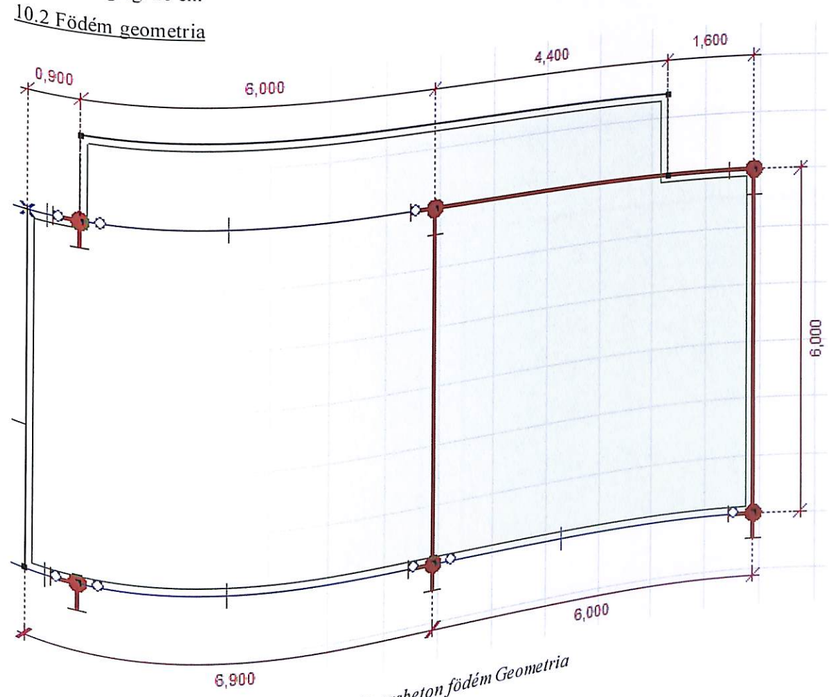
Betonacél: B500

$\gamma_s := 1.15$ $f_{yk} := 500 \frac{N}{mm^2}$ $f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783 \cdot \frac{N}{mm^2}$

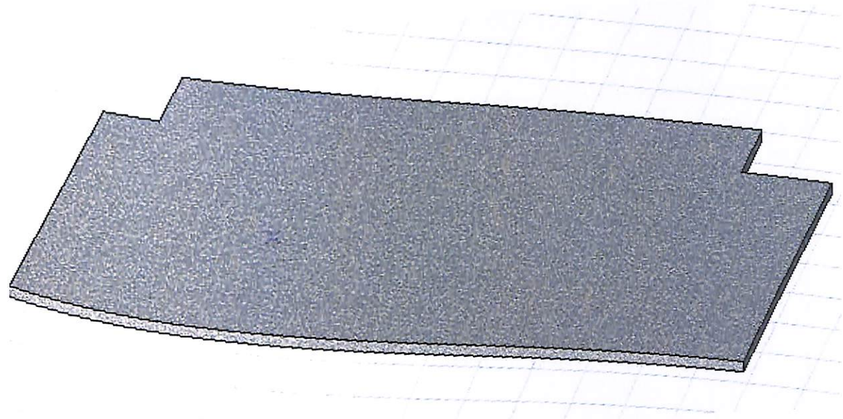
Az emeleti födém két különböző technológiával épül. A födém 2 oldalát 20 cm magas körüreges pallófödémekből alakítom ki. A közbenső részen viszont monolit vasbeton födém épül mely az előregyártott gerendákra és a vasbeton merevítő magra támaszkodik. A vasbeton merevítőmag élmenti támaszként a gerendák bordaként funkcionálnak.

Kétirányú teherhordó lemez, bal oldalán szabad lemezszéllel rendelkezik.
Lemezvastagság: 20 cm

10.2 Födém geometria

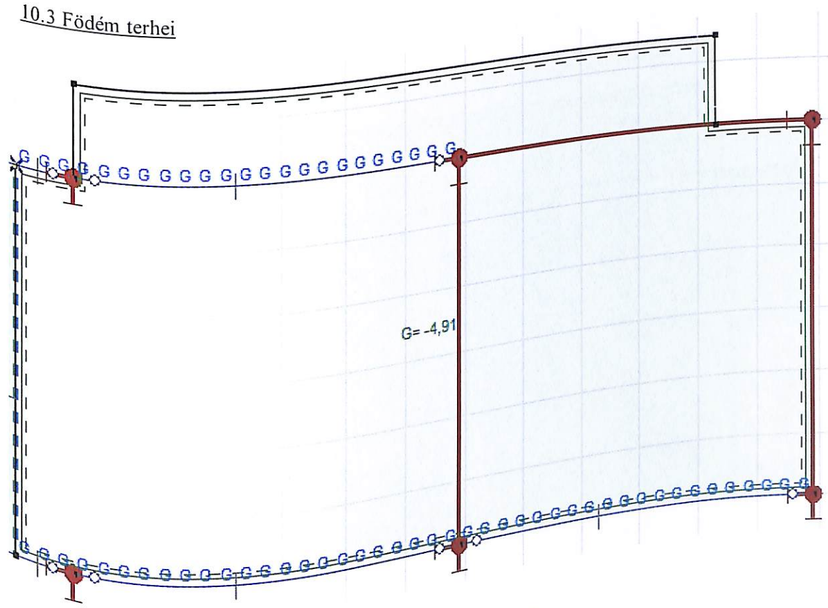


Ábra 36: Monolit vasbeton födém Geometria

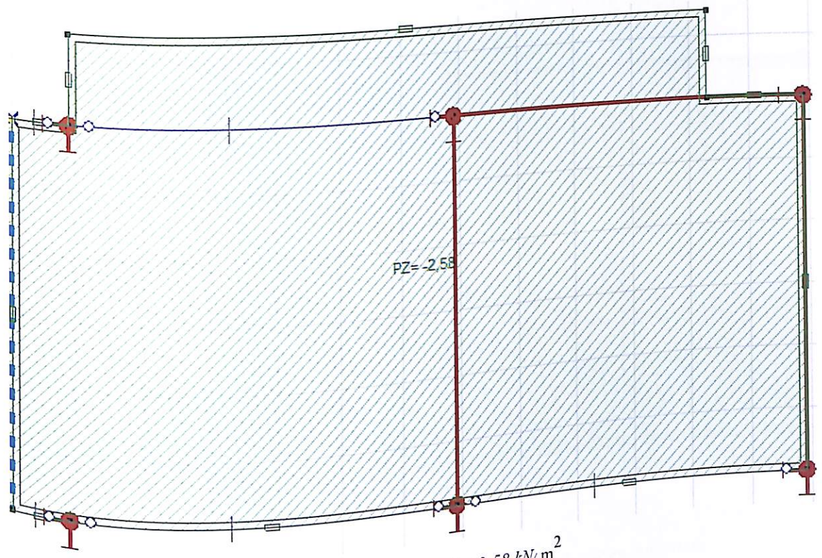


Kép 6: Födém 3D Modell

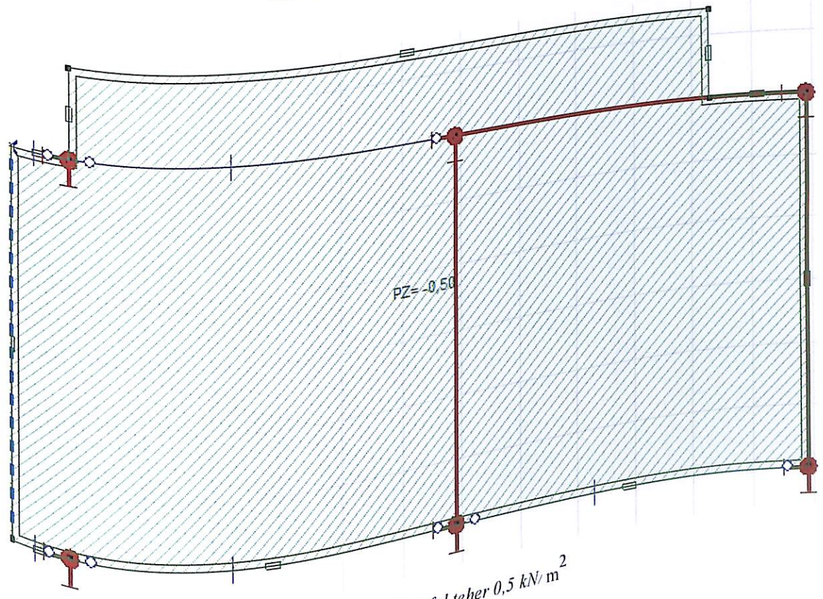
10.3 Födém terhei



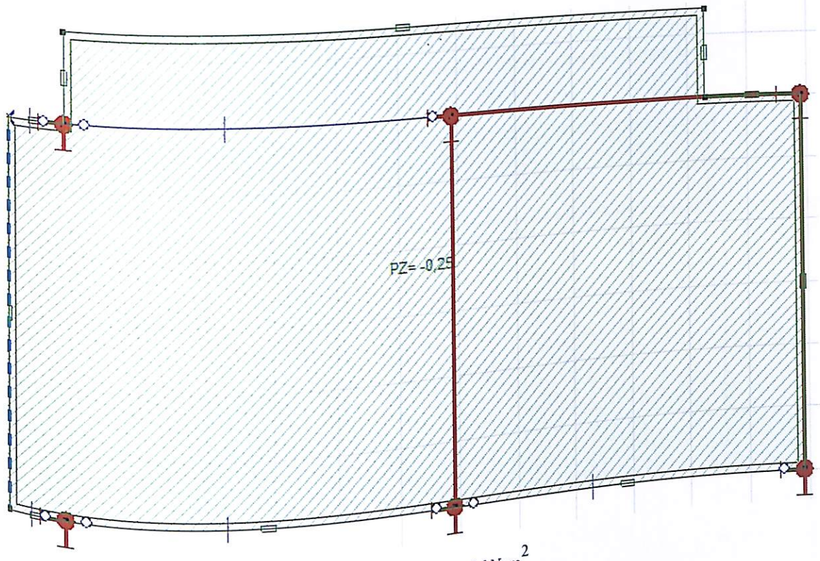
Ábra 37: Önsúly teher 4,91 kN/ m^2



Ábra 38: Rétegrend teher 2,58 kN/ m²

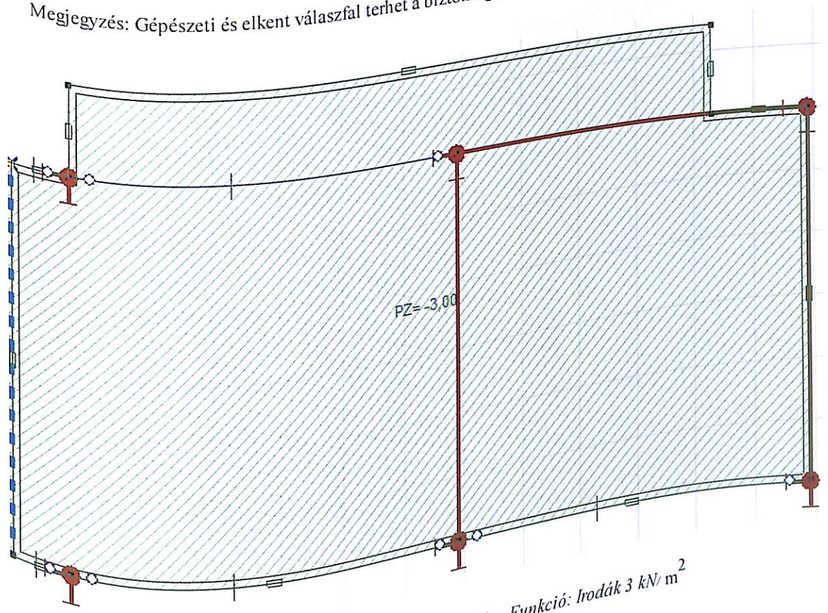


Ábra 39: Elkent válasz-fal teher 0,5 kN/ m²



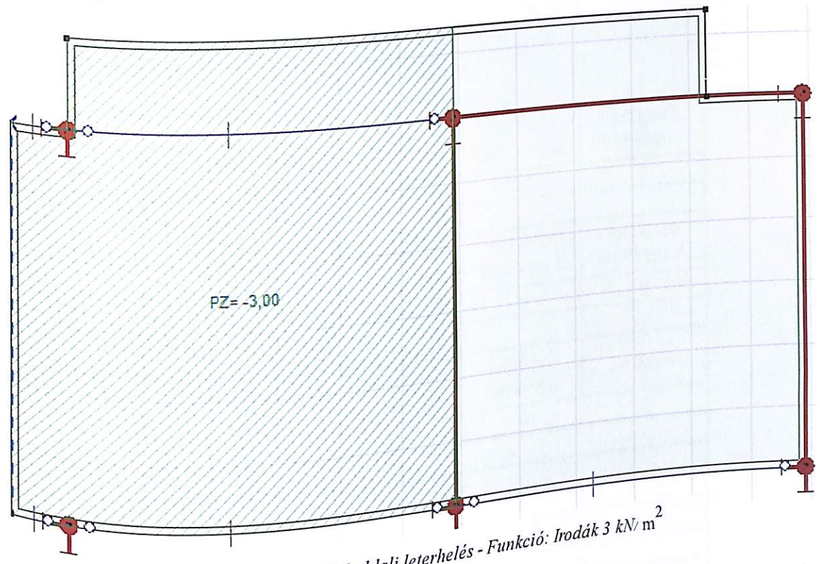
Ábra 40: Gépészeti teher 0,25 kN/ m²

Megjegyzés: Gépészeti és elkent válaszfal terhet a biztonság javára a konzolra is rátettem.

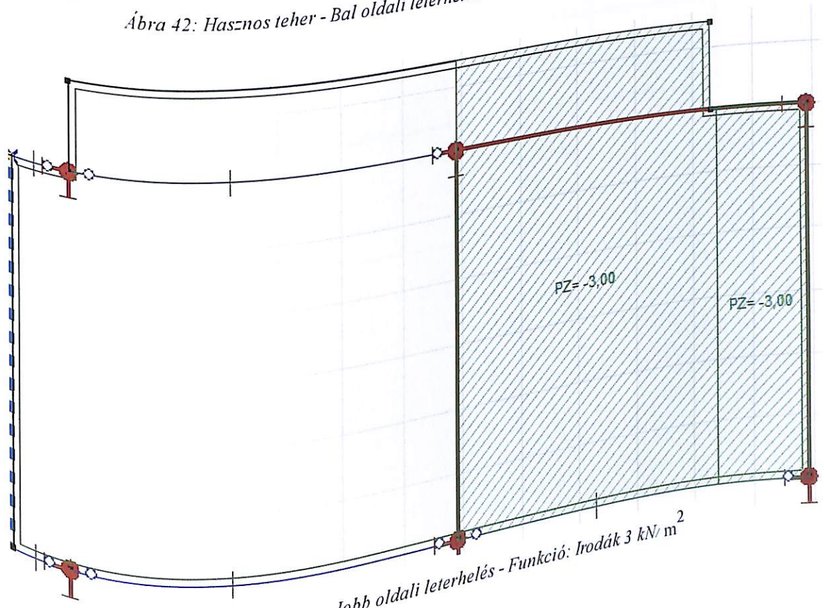


Ábra 41: Hasznos teher - Teljes leterhelés - Funkció: Irodák 3 kN/ m²

A maximális igénybevétel meghatározásához külön-külön leterheltem a födém jobb és bal oldalát.



Ábra 42: Hasznos teher - Bal oldali leterhelés - Funkció: Irodák 3 kN/ m²



Ábra 43: Hasznos teher - Jobb oldali leterhelés - Funkció: Irodák 3 kN/ m²

10.4 Mértékadó teherkombináció

A **tartós és ideiglenes** tervezési állapothoz, mint alapkombináció:

$$E_{d1} = \sum_{j\geq 1}(\gamma_{G,j,\sup} G_{k,j,\sup} "+" \gamma_{G,j,\inf} G_{k,j,\inf})"+" \gamma_p P_k "+" \gamma_{Q,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} Q_{k,i}$$

γ_{Gi} =1,35 ; γ_Q=1,5

Kiemelt teher: "Válaszfal"

Teher megnevezése	Önsúly	Rétegrend	Szél Külső Párhuzamos I.	Szél Külső Párhuzamos II.
Teher szorzó	1,35	1,35	0,5	0

Teher megnevezése	Szél Külső Párhuzamos III.	Szél Külső Párhuzamos IV.	Szél Külső Merőleges I.	Szél Külső Merőleges II.
Teher szorzó	0	0	0	0

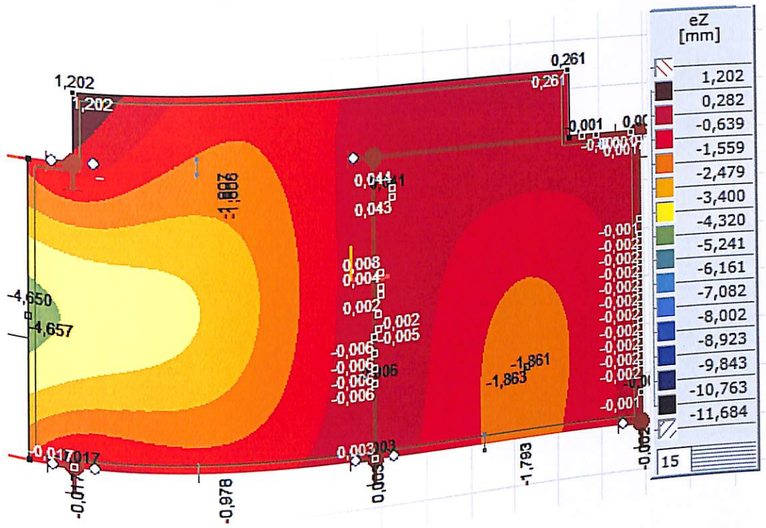
Teher megnevezése	Előtető Külső Szélterhe	Belső Szél Nyomás -0,3	Belső Szél Szívás +0,2	Hó Teljes
Teher szorzó	0	0	0	0

Teher megnevezése	Hó Fél Jobb	Hó Fél Bal	Válaszfal	Gépészet
Teher szorzó	0	0	1,5	1,5

Teher megnevezése	Funkció Teljes	Funkció bal	Funkció jobb	Nemjárható tető
Teher szorzó	1,05	0	0	0

Teher megnevezése	FR+	FR-	Hó rendkívüli Teljes
Teher szorzó	0	0	1

10.5 Lehajlásvizsgálat SLS Kváziállandó teherkombinációban



Ábra 44. Födém lehajlás (SLS)

Sima felületű síklemezű födémek esetében: e.max = L/200

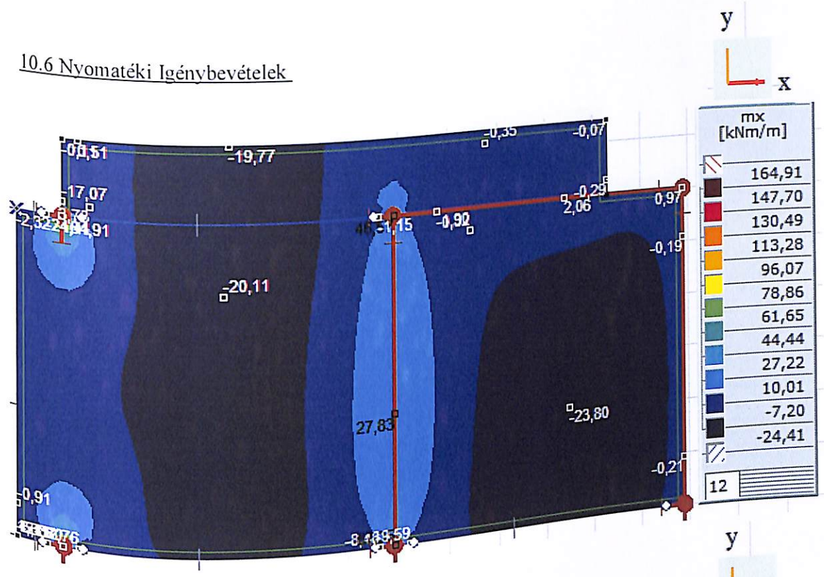
$L_{ww} := 6m$

$\frac{L}{200} = 30 \cdot mm$

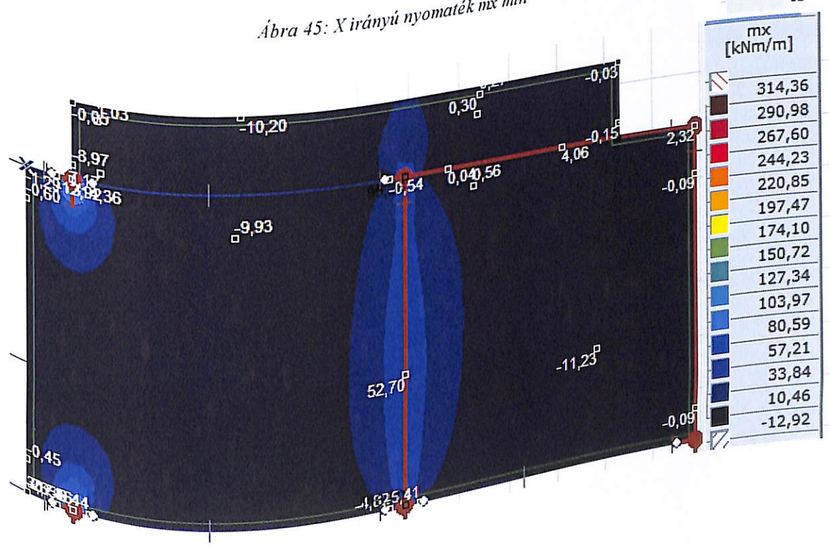
$e_z := 4.657mm$

$\frac{L}{200} > e_z$ A födém lehajlásvizsgálatra megfelel.

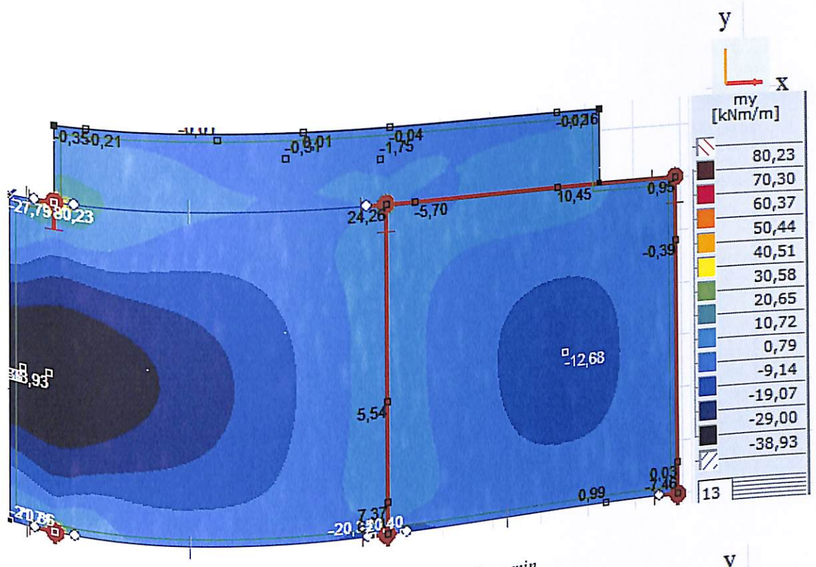
10.6 Nyomatéki Igénybevételek



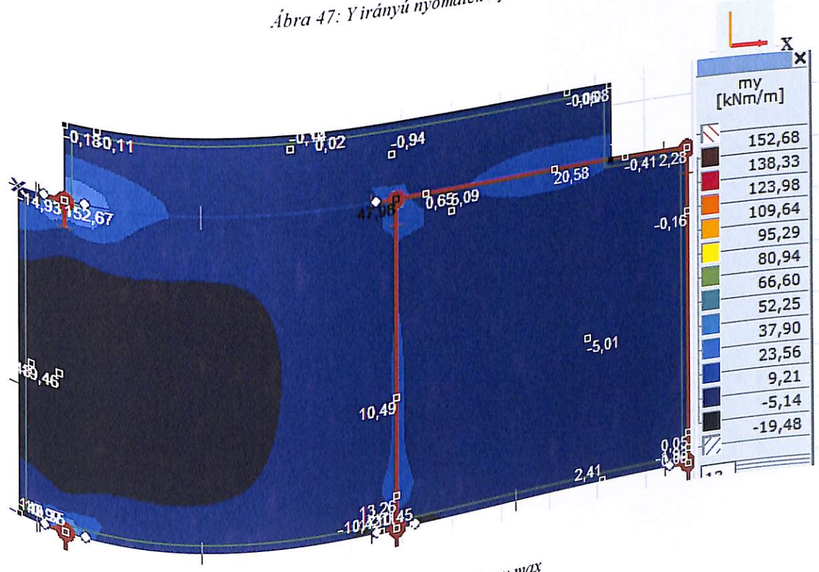
Ábra 45: X irányú nyomaték mx min



Ábra 46: X irányú nyomaték mx max

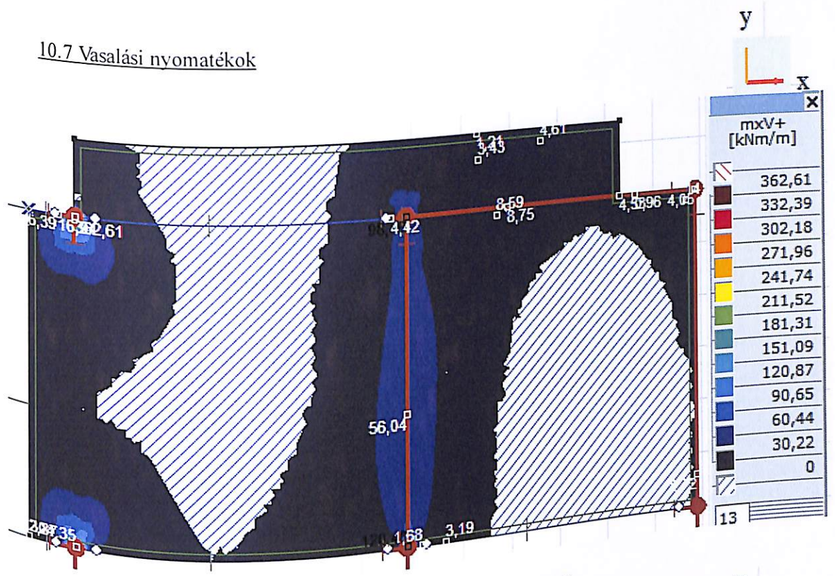


Ábra 47: Y irányú nyomaték my min

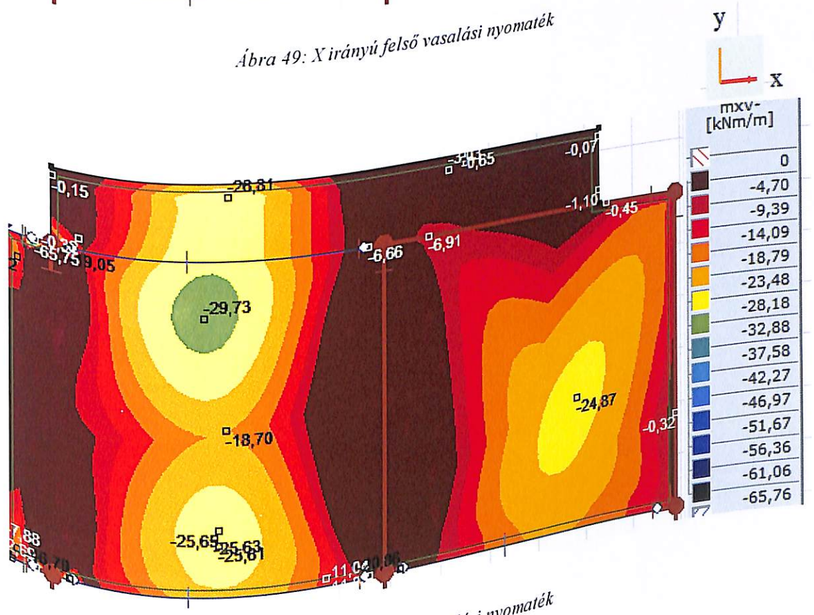


Ábra 48: Y irányú nyomaték my max

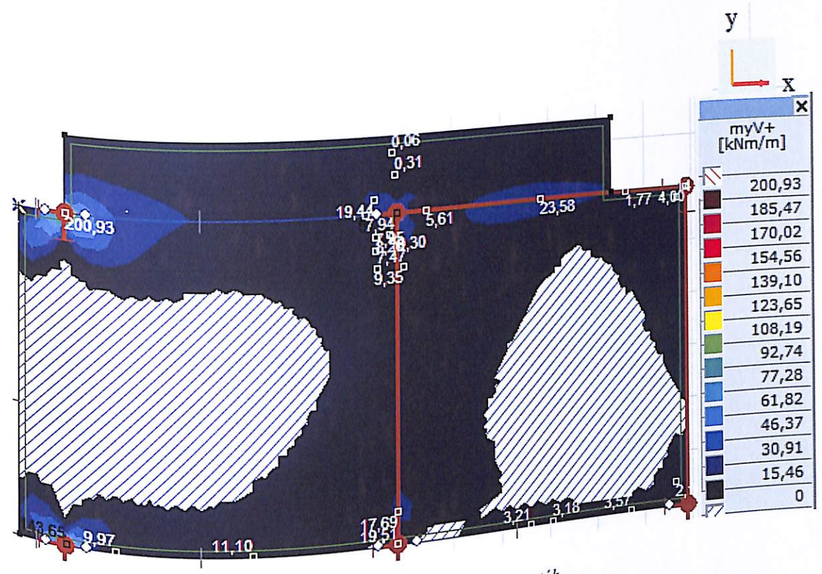
10.7 Vasalási nyomatékok



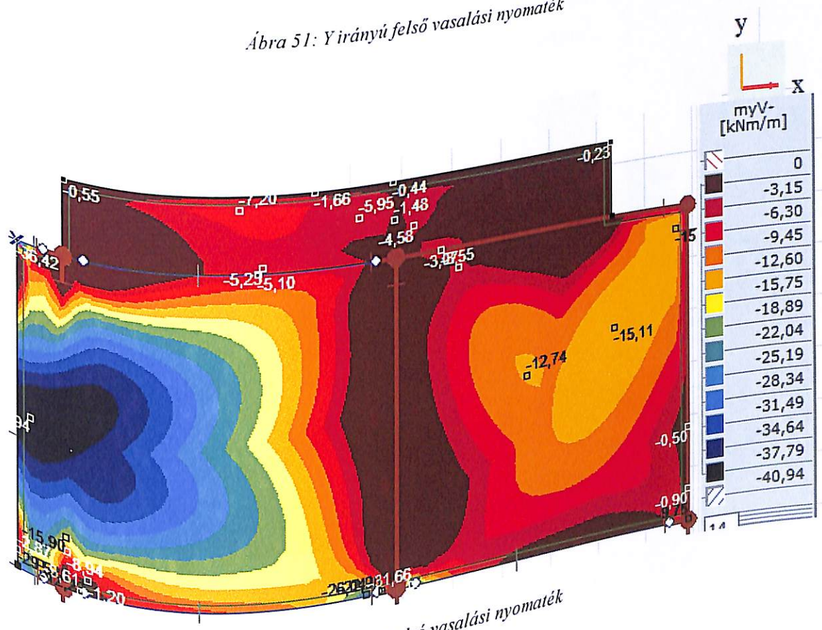
Ábra 49: X irányú felső vasalási nyomaték



Ábra 50: X irányú alsó vasalási nyomaték

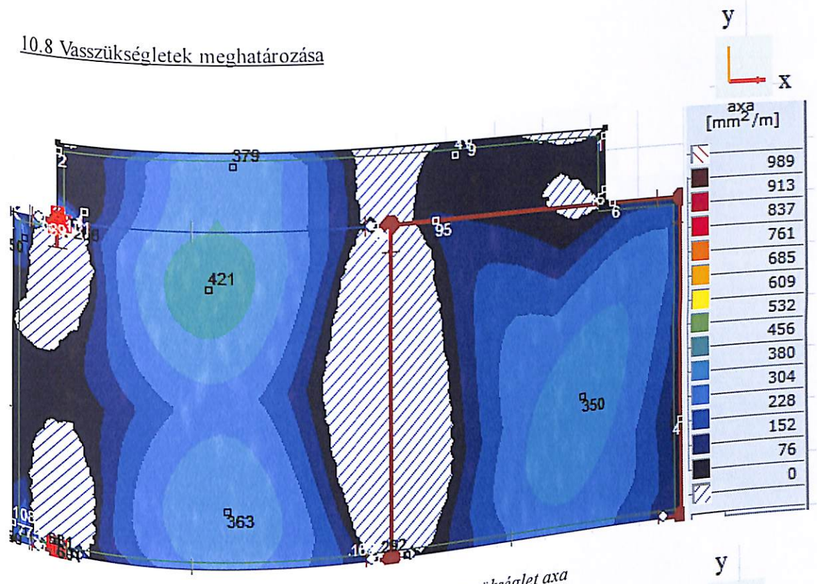


Ábra 51: Y irányú felső vasalási nyomaték



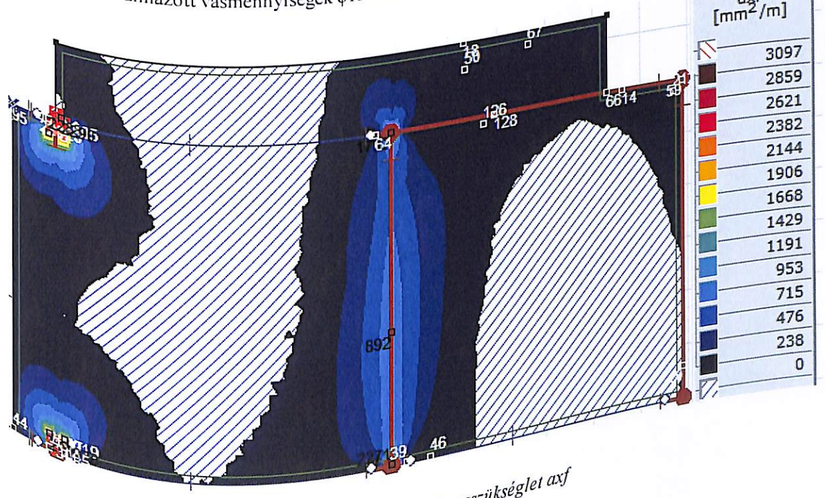
Ábra 52: Y irányú alsó vasalási nyomaték

10.8 Vasszükségletek meghatározása



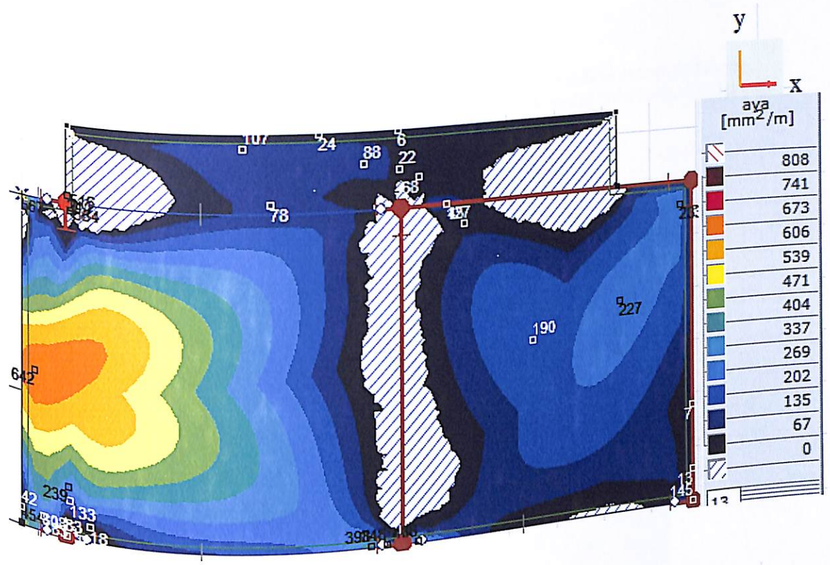
Ábra 53: X irányú alsó vasszükséglet axa

Alkalmazott vasmennyiségek ϕ12/200 $As_{prov} := 565mm^2$



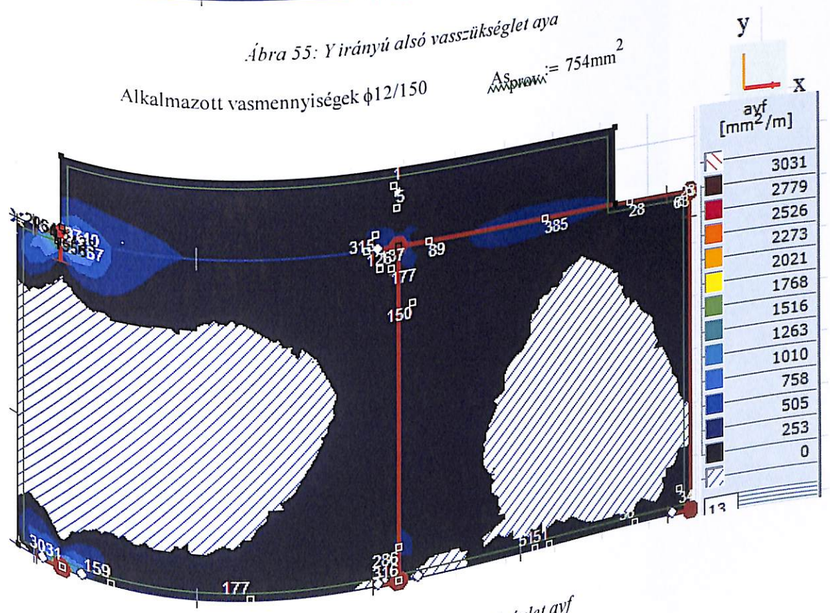
Ábra 54: X irányú felső vasszükséglet axf

Alkalmazott vasmennyiségek ϕ12/100 $As_{prov} := 1131mm^2$



Ábra 55: Y irányú alsó vasszükséglet asya

Alkalmazott vasmennyiségek ϕ12/150 $A_{s,prov} := 754mm^2$



Ábra 56: Y irányú felső vasszükséglet asyf

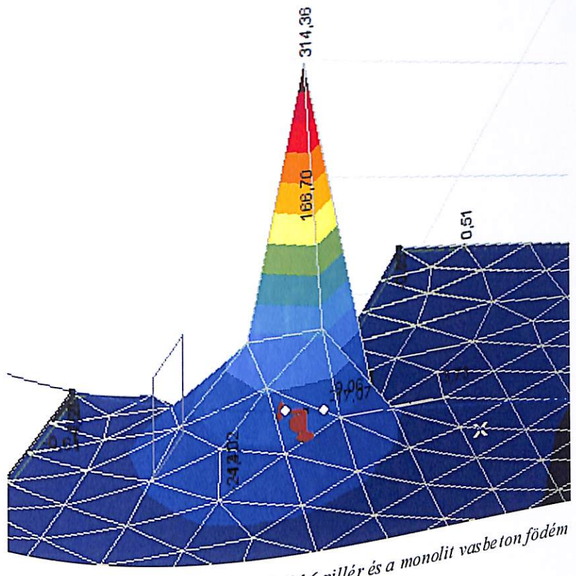
Konzolra kinyúló felső vasalás $A_{s,prov} := 1131mm^2$

Alkalmazott vasmennyiségek ϕ12/100

Ahol nem volt szükség húzott vasalásra, ott Φ8/200 háló került kialakításra.

10.9 Feszültség csúcsok

A sarokpontok kialakításánál, ahol a monolit vasbeton födém a gerenda és az oszlop csatlakozik feszültségcsúcsok, úgynevezett **szinguláris pontok** alakulnak ki. A vasalás kialakításánál ezeket nem vesszük teljes értékükkel figyelembe, feszültségeket úgymond "levágjuk".
Ezeken a helyeken x; y irányú vasalást helyeztem el.



Ábra 57. G8, G9 Gerenda P16 pillér és a monolit vasbeton födém találkozása - Szinguláris pont

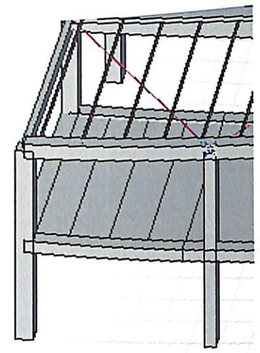
$As_{prov1} := 2513mm^2$

$As_{prov2} := 2011mm^2$

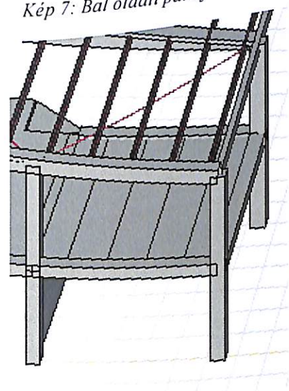
Átszúrodási vasalás: Φ 16/80
Φ16/100

11. Körüreges pallófödém méretezése

Az első emelet két szélső részén körüreges sík födémpanelek kerülnek beépítésre.
Födémpanel típusa: MF SW Umwelttechnik födém



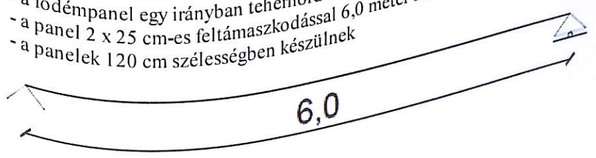
Kép 7: Bal oldali pallófödém



Kép 8: Jobb oldali pallófödém

11.1 Statikai váz

- Kéttámaszú tartó
- a födémpanel egy irányban teherhordó
- a panel 2 x 25 cm-es feltámaszkodással 6,0 méter fesztávolságú
- a panelek 120 cm szélességben készülnek



$l_v := 6m$ $l_{vall} := 5.75m$

11.2 Mértékadó teherkombináció

A **tartós és ideiglenes** tervezési állapothoz, mint alapkombináció:

$$E_{d1} = \sum_{j\geq 1}(\gamma_{G,j,\sup} G_{k,j,\sup} "+" \gamma_{G,j,\inf} G_{k,j,\inf}) "+" \gamma_p P_k "+" \gamma_{Q,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} Q_{k,i}$$

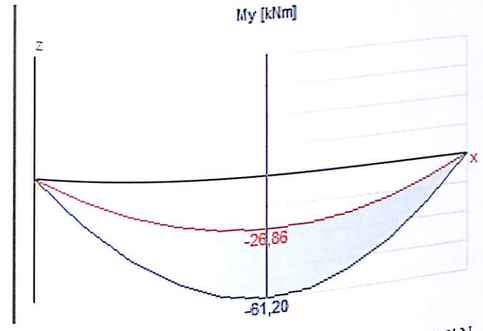
γ_{Gi} =1,35 ; γ_Q=1,5

Kiemelt teher: "Funkció Teljes"

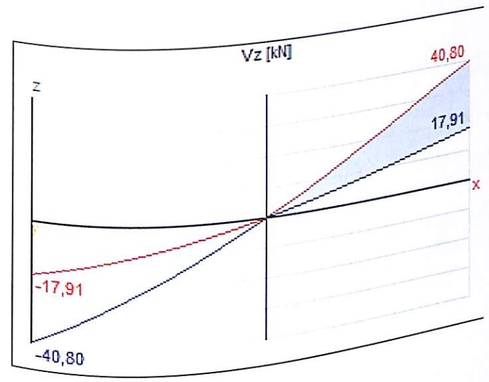
Teher megnevezése	Önsúly	Rétegrend	Szél Külső Párhuzamos I.	Szél Külső Párhuzamos II.
Teher szorzó	1,35	1,35	0,9	0
Teher megnevezése	Szél Külső Párhuzamos III.	Szél Külső Párhuzamos IV.	Szél Külső Merőleges I.	Szél Külső Merőleges II.
Teher szorzó	0	0	0	0
Teher megnevezése	Előtető Külső Szélterhe	Belső Szél Nyomás -0,3	Belső Szél Szívás +0,2	Hó Teljes
Teher szorzó	0,9	0,9	0	0
Teher megnevezése	Hó Fél Jobb	Hó Fél Bal	Válaszfal	Gépészet
Teher szorzó	0	0	1,5	1,5
Teher megnevezése	Funkció Teljes	Funkció bal	Funkció jobb	Nem járható tető
Teher szorzó	1,5	0	0	0
Teher megnevezése	FR+	FR-	Hó rendkívüli Teljes	
Teher szorzó	0	0	0	

11.3 Mértékadó igénybevételek

Mértékadó nyomaték: $M_{Ed.x} := 61.20kN \cdot m$



Mértékadó nyomatékhoz tartozó maximális nyíróerő: $V_{Ed.z} := 40.8kN$



A födémpanelek betonminősége: C50/60XC1

Az alkalmazott feszítőpászmák: Fp-100/1770-R2

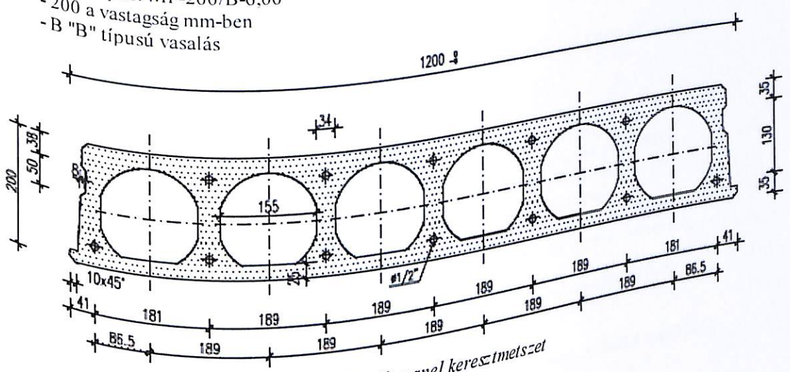
Nyomatékból visszaszámolt $\frac{kN}{m^2}$ teher:

$\frac{g \cdot l^2}{8} := 61.20kN \cdot m$ $\frac{g \cdot 6^2}{8} = 61.20kN \cdot m$ $l_{eff} := 5.75m$

$g := \frac{61.20 \cdot 8}{5.75^2} = 14.808$ $g := 14.808 \frac{kN}{m^2}$

Igénybevételek alapján, a körüreges sík födémpanelek katalógusból kiválasztott paneltípus:

- paneltípus: MF-200/B-6,00
- 200 a vastagság mm-ben
- B "B" típusú vasalás



Ábra 58. Mf - panel keresztmetszet

Határteher $g_{rd} := 24.44 \frac{kN}{m^2}$ $g_{rd} > g$ $24.44 \frac{kN}{m^2} > 14.808 \frac{kN}{m^2}$

Megfelel!

$M_{Rd} := 101.01kN \cdot m$ $M_{Rd} > M_{Ed}$ $101.01kN \cdot m > 61.20kN \cdot m$

Megfelel!

$V_{Rd} := 69.96kN$ $V_{Rd} > V_{Ed}$ $69.96kN > 40.8kN$

Megfelel!

11.4 Pallók darabszáma:

- 1,20 x 0,2 x 6,0 méter 6 db
- 1,20 x 0,2 x 6,0 méter Pillér csatlakozásnál 2-2 sarok vágott 2 db
- 0,9 x 0,2 x 6,0 méter vágott 1 db

11.5 Beépítési szabályok, alkalmazási feltételek

A födémpallók beépítése statikus kiviteli tervek alapján történhet az alábbiak figyelembevételével:

- Az elemek többtámaszú tartóként nem használhatók.

- Az MF födémek csak olyan tartószerkezetre fektethetők, mely teherbírása a födémterhek viselésére alkalmas, a szabványban előrt alakváltozási korlátok betartásával.

- A pallóvégi felfekvés tervezett mértéke L/100, de min. 10 cm.

- A pallók csak egyenletes felületre fektethetők. Ha a fogadó felület nem egyenletes akkor ezt ki kell egyenlíteni még az elhelyezés előtt.

- A födémpallók felfektethetők habarcsterítésre vagy min. 5 mm vastagságú NEOPRÉN csíkra.

- A habaresréteg vastagsága min. 10 mm, minősége legalább H25.

- Amennyiben az épülettervező által kiszámított mértékadó terhek nem haladják meg a táblázatokban és a grafikonokon feltüntetett határ teherbírásértéket, valamint a számított üzemi teher nem haladja meg az előírt maximális üzemi terhet, akkor a felhasználójának nem kell az elemet alakváltozásra és repedéstágasságra számítással ellenőrizni.

- Keresztirányú együttdolgozás bármely két egymás melletti elem között figyelembe vehető, de csak az előírt fugabeton minőség mellett.
A jobban megterhelt födémpallóhoz csatlakozó szomszédos elemre a tehernek legfeljebb 15% hárítható át.

- Amennyiben a terhelések a födémen egyenlőtlenül oszlanak meg, illetve az épület tagoltsága vagy a tervező előírja, felbeton alkalmazás szükséges.
(A felbeton minimális vastagsága 5 cm, szilárdsága: C20/25)

-

A födémpaneleket a koszorúkba be kell kötni.
A bekötővasak átmérője a fesztávolság függvénye.
Javasolt minimum:
6 m fesztávolságig Ø 8 mm
6 - 9 m fesztáv között Ø 10 mm
9 m fesztávolság felett Ø 12 mm átmérőjű bekötővasat kell elhelyezni panelvégenként
Betonacél minősége: (B60.50 vagy Bst500)

- Az üregeket a gyártó műanyag dugókkal zárta le, hogy a koszorú készítésekor ne teljenek meg bettonal.

- A koszorúk és hézagok betonozása előtt a statikus terven szereplő vasalást el kell helyezni az elemek közötti részt ki kell tisztítani.

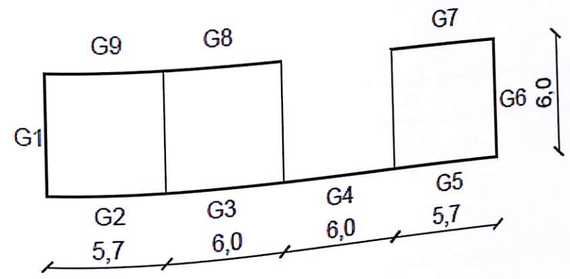
Igényes esztétikai környezetben betonozás előtt ellenőrizni kell, hogy az egymás melletti födémek alsó síkja egy síkban van-e.
A két elem alsó síkja között különbség előadódhat a felhajlás különbségekből (két nem azonos teherbírású elem kerül egymás mellé).
Az elemek azonos síkba emelése megfelelően kialakított dúcolással történik.
A koszorúk és a fugák betonminősége: min. C20/25
Építés közben az elemeket védeni kell a csapadékvíz bejutásától.
A födém vakolatot nem igényel, a födémcsatlakozások szakipari munkával eltüntethetők.
Villamos és gépészeti vezetékek, berendezések rögzítésének lehetősége a födém alsó síkján.

-Az előfeszített technológiával készülő MF födémpanelek állandó keresztmetszetűek, azonban szélességük, vágással csökkenthető, vastagságuk 6 féle méret közül választható.

Sarok kialakítások:
A gerenda és a pillér találkozásánál kivágás szükséges a pallóból.
Pallókból való kiharapás előírások , szabványok szerint!

12. Előregyártott gerendák tervezése

Pozíciós terv:



12.1 Kiindulási adatok

Beton: C30/37-XC1 -16-F3 $c_{nom} := 25mm$

$\gamma_{c1} := 1.5$ $f_{ck1} := 30\frac{N}{mm^2}$ $f_{cd1} := \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 20.\frac{N}{mm^2}$ $f_{ctm1} := 2.9\frac{N}{mm^2}$ $f_{ctd1} := 1.4\frac{N}{mm^2}$

Betonacél: B500

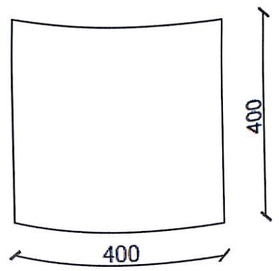
$\gamma_{s1} := 1.15$ $f_{yk1} := 500\frac{N}{mm^2}$ $f_{yd1} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783.\frac{N}{mm^2}$

12.2 Keresztmetszeti adatok

G2, G3, G4, G5, G7, G8, G9

Gerenda szélessége: $b1 := 400mm$

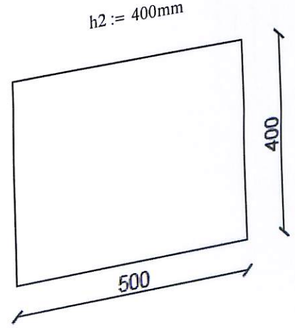
Gerenda magassága: $h1 := 400mm$



G1, G6

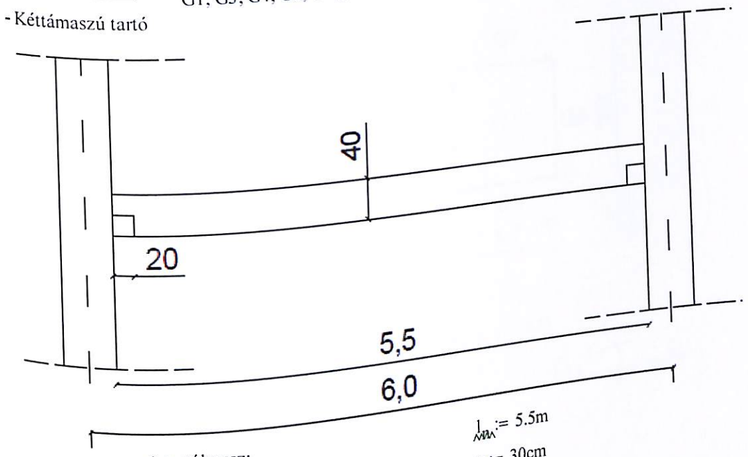
$b2 := 500mm$

$h2 := 400mm$



12.3 Statikai váz G1, G3, G4, G6, G8 gerendák Raszter szélesség: 6,0 méter

- Kéttámaszú tartó



A tartóhossz: $l_n := 5.5m$

Feltámaszkodás a rövidkonzolra: $v := 30cm$

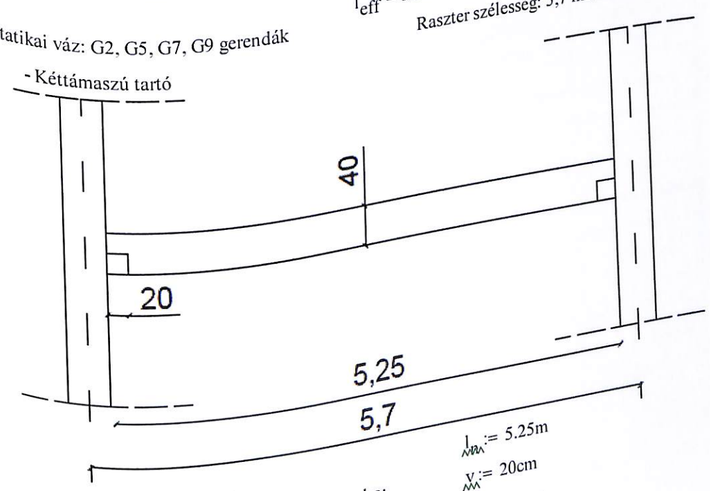
Gerenga magasság: $h1 = 40 \cdot cm$

Fesztávolság számítása: $l_{eff} := l_n - 2\min\left(\frac{v}{2}, \frac{h1}{2}\right)$

$l_{eff} = 5.2\,m$

Statikai váz: G2, G5, G7, G9 gerendák Raszter szélesség: 5,7 méter

- Kéttámaszú tartó



A tartóhossz: $l_n := 5.25m$

Feltámaszkodás a rövidkonzolra: $v := 20cm$

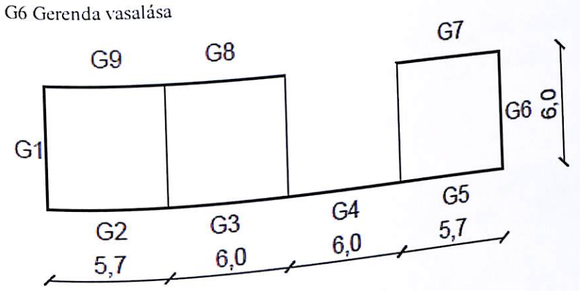
Gerenga magasság: $h2 = 40 \cdot cm$

Fesztávolság számítása: $l_{eff2} := l_n - 2\min\left(\frac{v}{2}, \frac{h2}{2}\right)$

$l_{eff2} = 5.05\,m$

12.4 Gerenda vasalások

G1, G6 Gerenda vasalása



Mértékadó teherkombináció

A **tartós és ideiglenes** tervezési állapothoz, mint alapkombináció:

$$E_{d1} = \sum_{j\geq 1}(\gamma_{G,j,\sup} G_{k,j,\sup} "+" \gamma_{G,j,\inf} G_{k,j,\inf})"+"\gamma_p P_k "+" \gamma_{Q,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} Q_{k,i}$$

γ_{Gi} =1,35 ; γ_Q=1,5

Kiemelt teher: "Funkció Teljes"

Teher megnevezése	Önsúly	Rétegrend	Szél Külső Párhuzamos I.	Szél Külső Párhuzamos II.
Teher szorzó	1,35	1,35	0	0

Teher megnevezése	Szél Külső Párhuzamos III.	Szél Külső Párhuzamos IV.	Szél Külső Merőleges I.	Szél Külső Merőleges II.
Teher szorzó	0	0	0	0

Teher megnevezése	Előtető Külső Szélterhe	Belső Szél Nyomás -0,3	Belső Szél Szívás +0,2	Hó Teljes
Teher szorzó	0	0	0	0

Teher megnevezése	Hó Fél Jobb	Hó Fél Bal	Válaszfal	Gépészet
Teher szorzó	0	0	1,5	1,5

Teher megnevezése	Funkció Teljes	Funkció bal	Funkció jobb	Nem járható tető
Teher szorzó	1,5	0	0	0

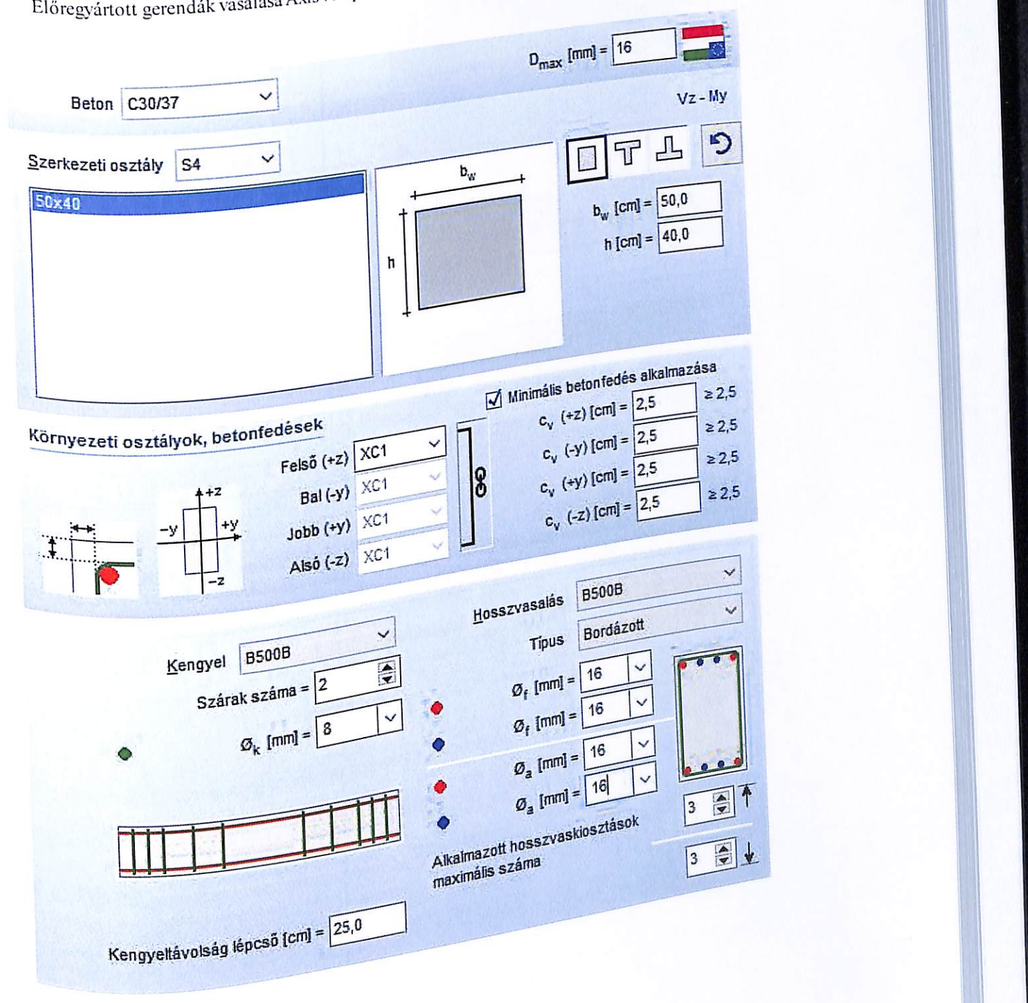
Teher megnevezése	FR+	FR-	Hó rendkívüli Teljes
Teher szorzó	0	0	0

Mértékadó igénybevételek:

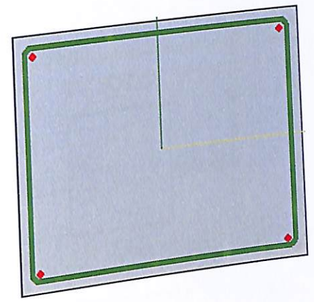
Mértékadó nyomaték: $M_{Ved} := 40.26kN \cdot m$

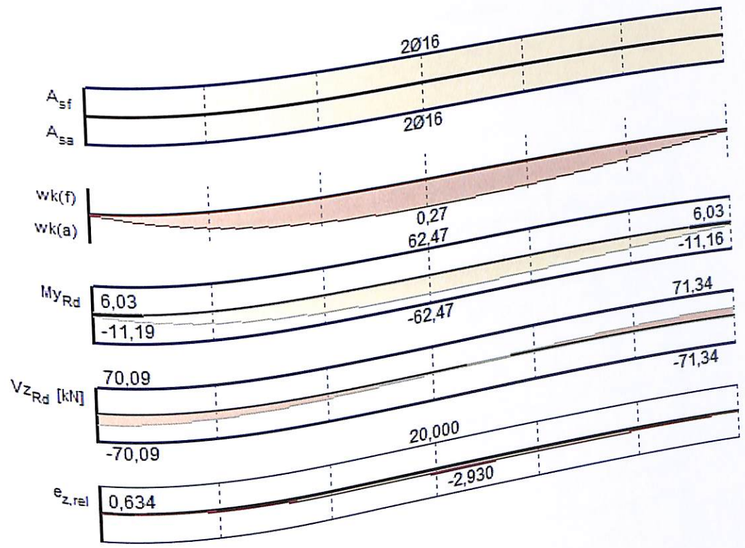
Mértékadó nyomatékhoz tartozó maximális nyíróerő: $V_{Ved} := 26.85kN$

Előregyártott gerendák vasalása AxisVM programmal



Felső vasalás: 2 Φ 16
Alsó vasalás: 3 Φ 16
A nagy gerendaszélesség miatt (50 cm) 3 Φ16 vasalást alkalmazok.
Kengyelezés: Φ8/250
cnom= 2,5 cm





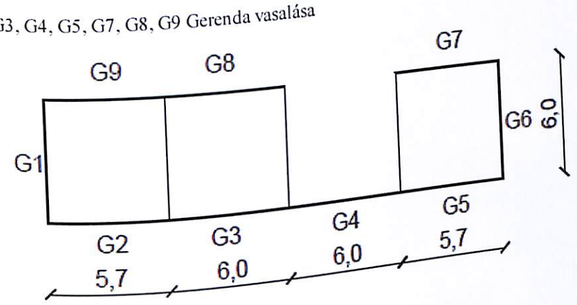
$M_{rd} := 62.47kN \cdot m$ $M_{ed} := 40.26kN \cdot m$

$M_{rd} > M_{ed}$ Megfelel!

$V_{rd} := 70.09kN$ $V_{ed} := 26.85kN$

$V_{rd} > V_{ed}$ Megfelel!

G2, G3, G4, G5, G7, G8, G9 Gerenda vasalása



Mértékadó teherkombináció

A **tartós és ideiglenes** tervezési állapothoz, mint alapkombináció:

$$E_{d1} = \sum_{j\geq 1}(\gamma_{G,j,\sup} G_{k,j,\sup} "+" \gamma_{G,j,\inf} G_{k,j,\inf})"+"\gamma_p P_k "+" \gamma_{Q,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} Q_{k,i}$$

γ_{Gi} =1,35 ; γ_Q=1,5

Kiemelt teher: "Funkció Teljes"

Teher megnevezése	Önsúly	Rétegrend	Szél Külső Párhuzamos I.	Szél Külső Párhuzamos II.
Teher szorzó	1,35	1,35	0	0

Teher megnevezése	Szél Külső Párhuzamos III.	Szél Külső Párhuzamos IV.	Szél Külső Merőleges I.	Szél Külső Merőleges II.
Teher szorzó	0	0	0	0

Teher megnevezése	Előtető Külső Szélterhe	Belső Szél Nyomás -0,3	Belső Szél Szívás +0,2	Hó Teljes
Teher szorzó	0	0	0	0

Teher megnevezése	Hó Fél Jobb	Hó Fél Bal	Válaszfal	Gépészet
Teher szorzó	0	0	1,5	1,5

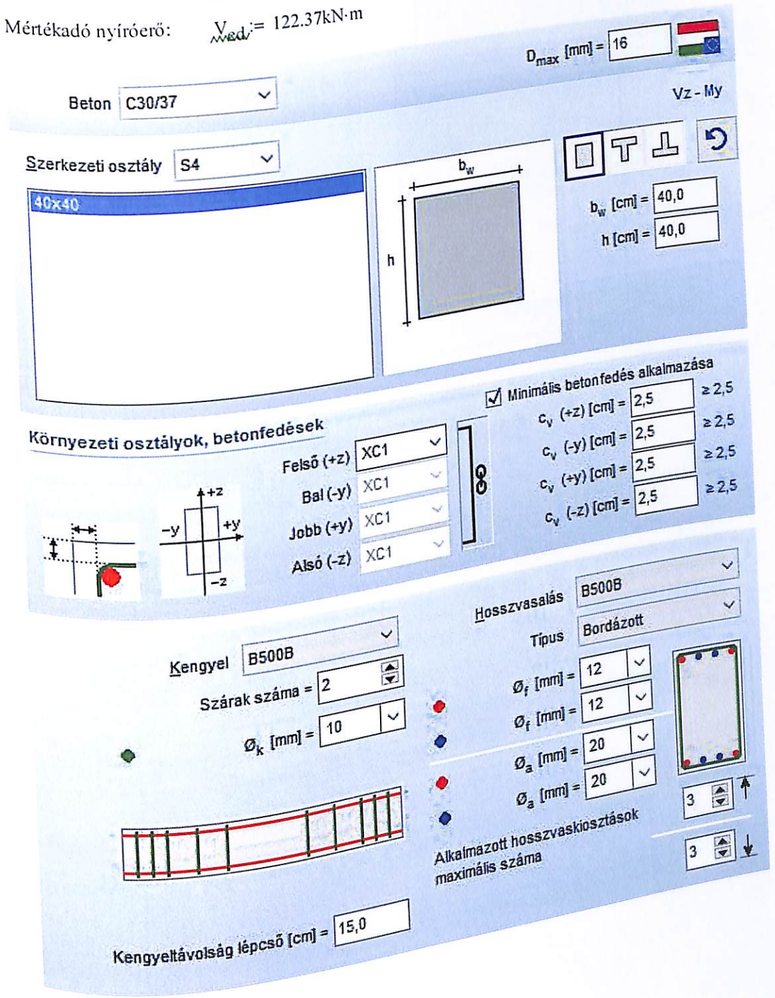
Teher megnevezése	Funkció Teljes	Funkció bal	Funkció jobb	Nem járható tető
Teher szorzó	1,5	0	0	0

Teher megnevezése	FR+	FR-	Hó rendkívüli Teljes
Teher szorzó	0	0	0

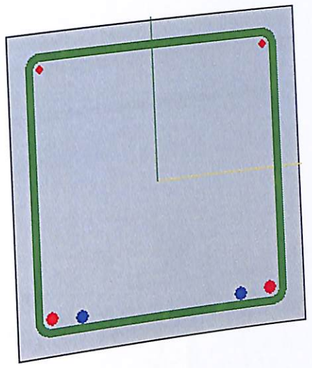
Mértékadó igénybevételek:

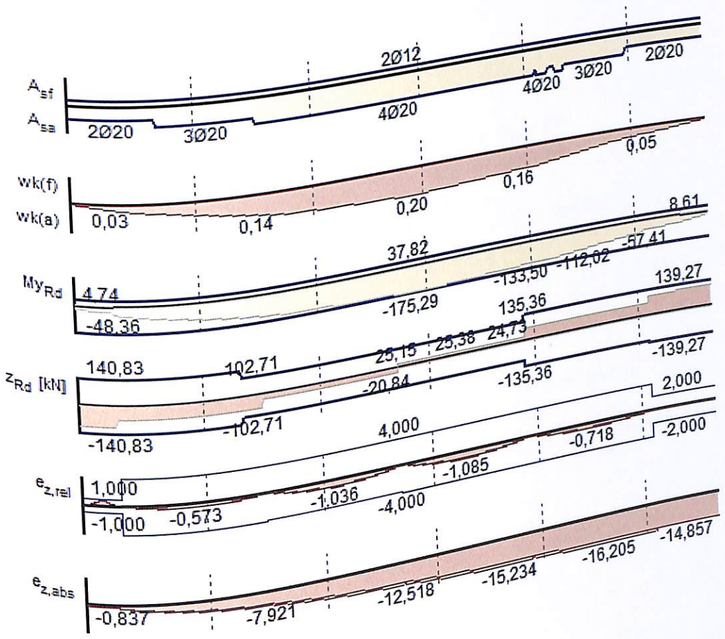
Mértékadó nyomaték: $M_{Ved} := 164.3\text{kN}\cdot\text{m}$

Mértékadó nyíróerő: $V_{Ved} := 122.37\text{kN}\cdot\text{m}$



Felső vasalás: 2 Φ 12
Alsó vasalás: 4 Φ 20
Kengyelezés: Φ10/150
cnom= 2,5 cm





M_{Rd} := 175.29kN·m M_{ed} := 164.3kN·m

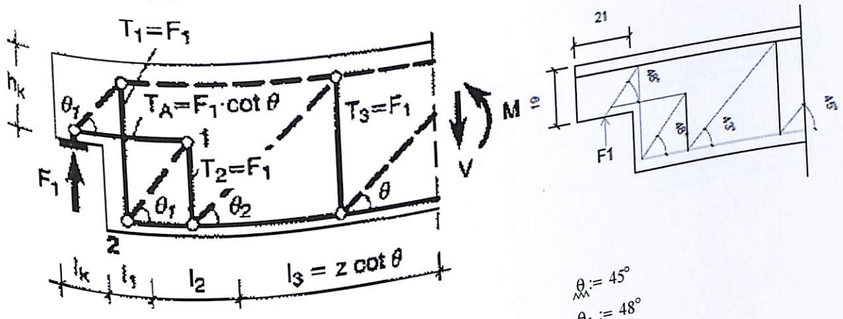
$M_{rd} > M_{ed}$ Megfelel!

V_{Rd} := 140.83kN V_{ed} := 122.37kN·m

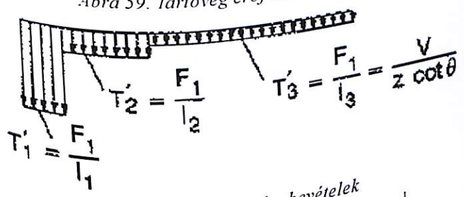
$V_{rd} > V_{ed}$ Megfelel!

12.5 Előregyártott gerendák tartóvégeinek tervezése

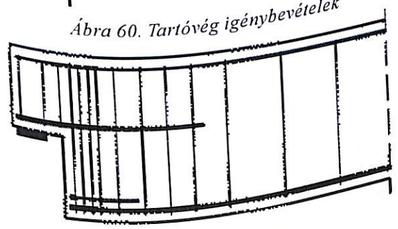
G1, G6 Gerenda tartóvégeinek vasalása gerendák tartóvégei ugyanazt az igénybevételt kapják.
Ezek tartóvégeinek vasalását egyféleképpen alakítom ki.
Az előregyártott gerendák tartóvégeinek kialakítása és vasalása a következőképpen alakul.
(Erőjáték: Alábbi ábrán)
Az F erő megegyezik a gerenda végén kialakuló nyíróerő értékével.



Ábra 59. Tartóvég erőjáték



Ábra 60. Tartóvég igénybevételek



Ábra 61. Tartóvég vasalása

$\theta := 45°$
$\theta_1 := 48°$
$\theta_2 := 43°$

$Ft_1 := 26.85kN$

$T_A := \frac{1}{\tan\left(45 \cdot \frac{\pi}{180}\right)} \cdot Ft_1 = 26.85 \cdot kN$

$\frac{T_A}{f_{yd}} = 61.755 \cdot mm^2$

Hajtű vasalás alkalmazása: 2 ϕ 10
Lásd: Bal Ábra 61.

$f_{yd} = 434.783 \cdot \frac{N}{mm^2}$

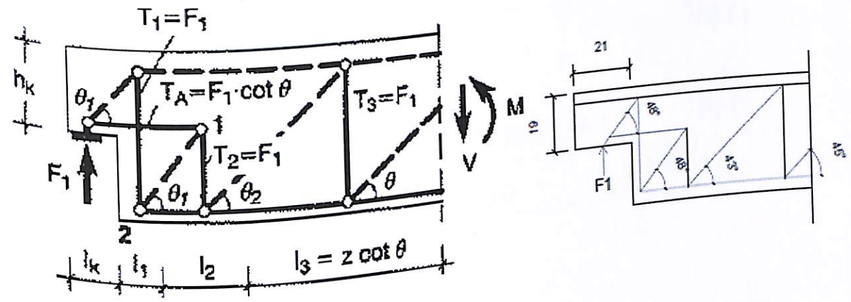
$T1 := Ft_1$

$A_{sw} := \frac{T1}{f_{yd}} = 61.755 \cdot mm^2$ $\quad 2\,\phi\,8 = 101\ mm^2$ $\quad$ 1 db ϕ 8 kengyel

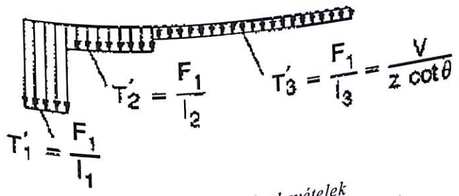
Tartóvég vasalása kengyelsűrítéssel oldható meg. Jelen esetben ϕ 8 kengyelt alkalmazunk, melyett a tartóvégnél sűrűbben, majd a tartóvégtől távolodva egyre ritkábban helyezünk el. (Lásd: Fenti ábra)
A tartóvég rövid 19 cm-es részén is elhelyezünk ϕ 8 kengyelezést.

G2, G3, G4, G5, G7, G8, G9 Gerenda tartóvégeinek vasalása gerendák tartóvégei hasonló igénybevételt kapnak. Ezek tartóvégeinek vasalását egyféleképpen alakítom ki.

Az előregyártott gerendák tartóvégeinek kialakítása és vasalása a következőképpen alakul.
(Erőjáték: Alábbi ábrán)
Az F erő megegyezik a gerenda végén kialakuló nyíróerő értékével.

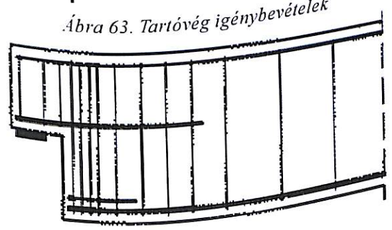


Ábra 62. Tartóvég erőjáték



$\theta := 45°$
$\theta_1 := 48°$
$\theta_2 := 43°$

$Ft_2 := 122.37kN$



Ábra 63. Tartóvég igénybevételek

$T_A := \frac{1}{\tan\left(45 \cdot \frac{\pi}{180}\right)} \cdot Ft_2 = 122.37 \cdot kN$

$\frac{T_A}{f_{yd}} = 281.451 \cdot mm^2$

Hajtű vasalás alkalmazása: 2 ϕ 16
Lásd: Bal Ábra 64.

Ábra 64. Tartóvég vasalása

$f_{yd} = 434.783 \cdot \frac{N}{mm^2}$

$T1 := Ft_2$

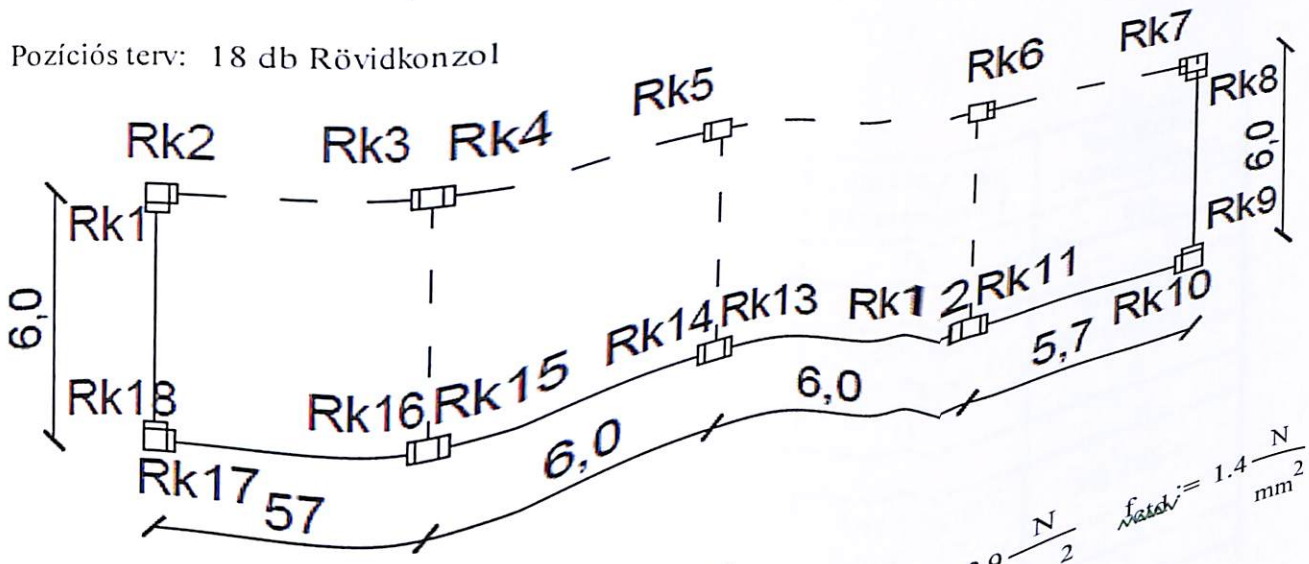
$A_{sw} := \frac{T1}{f_{yd}} = 281.451 \cdot mm^2$ $\quad 6\,\phi\,10 = 471\ mm^2$ $\quad$ 3 db ϕ 10 kengyel

Tartóvég vasalása kengyelsűrítéssel oldható meg. Jelen esetben ϕ 8 kengyelt alkalmazunk, melyett a tartóvégnél sűrűbben, majd a tartóvégtől távolodva egyre ritkábban helyezünk el. (Lásd: Fenti ábra)
A tartóvég rövid 19 cm-es részén is elhelyezünk ϕ 8 kengyelezést.

13. Rövidkonzolok tervezése

Rövidkonzolokra átadódó nyomóerő a gerendákról érkező mértékadó nyíróerővel egyezik meg.

Pozíciós terv: 18 db Rövidkonzol



13.1 Kiindulási adatok

Beton: C30/37

$\gamma_{c} := 1.5$ $f_{ck} := 30 \frac{N}{mm^2}$ $f_{cd} := \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 20 \cdot \frac{N}{mm^2}$ $f_{ctm} := 2.9 \frac{N}{mm^2}$ $f_{ctd} := 1.4 \frac{N}{mm^2}$

Betonacél: B500

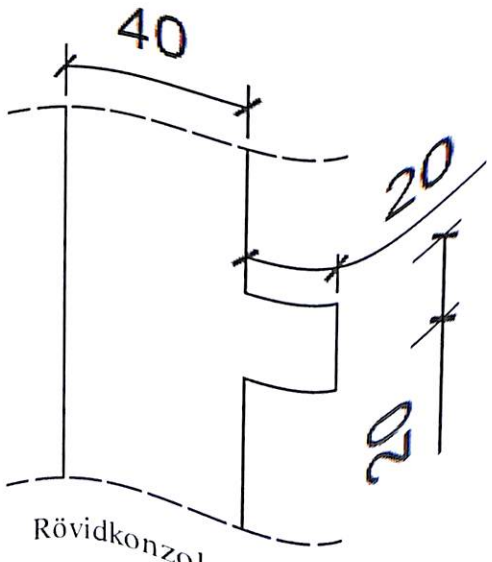
$\gamma_{s} := 1.15$ $f_{yk} := 500 \frac{N}{mm^2}$ $f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783 \frac{N}{mm^2}$

Betontakarás:

$c_{nom} := 25mm$

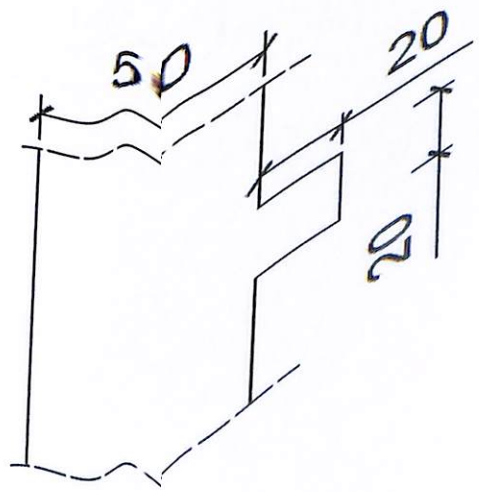
13.2 Keresztmetszeti adatok

40 x 40 cm pillér esetében 14 db
Rk 2 - 7
Rk 10 - 17



Rövidkonzol méretei:
Magasság: 20
Szélesség:

40 x 50 cm pillér esetében 4 db
Rk 1; 18; 8; 9



13.3 Mértékadó teherkombináció

A **tartós és ideiglenes** tervezési állapothoz, mint alapkombináció:

$$E_{d1} = \sum_{j\geq 1}(\gamma_{G,j,\sup} G_{k,j,\sup} "+" \gamma_{G,j,\inf} G_{k,j,\inf}) "+" \gamma_p P_k "+" \gamma_{Q,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} Q_{k,i}$$

γ_{Gi} =1,35 ; γ_Q=1,5

Kiemelt teher: "Funkció Teljes"

Teher megnevezése	Önsúly	Rétegrend	Szél Külső Párhuzamos I.	Szél Külső Párhuzamos II.
Teher szorzó	1,35	1,35	0	0,9

Teher megnevezése	Szél Külső Párhuzamos III.	Szél Külső Párhuzamos IV.	Szél Külső Merőleges I.	Szél Külső Merőleges II.
Teher szorzó	0	0	0	0

Teher megnevezése	Előtető Külső Szélterhe	Belső Szél Nyomás -0,3	Belső Szél Szívás +0,2	Hó Teljes
Teher szorzó	0	0	0	0

Teher megnevezése	Hó Fél Jobb	Hó Fél Bal	Válaszfal	Gépészet
Teher szorzó	0	0	1,5	1,5

Teher megnevezése	Funkció Teljes	Funkció bal	Funkció jobb	Nem járható tető
Teher szorzó	1,5	0	0	0

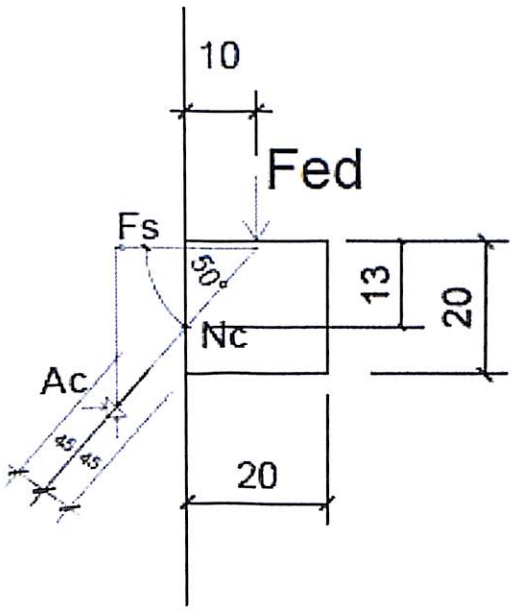
Teher megnevezése	FR+	FR-	Hó rendkívüli Teljes
Teher szorzó	0	0	0

13.4 Rövidkonzol vasalások

Rk2, Rk3, Rk4, Rk5, Rk6, Rk7, Rk10, Rk11, Rk12, Rk13, Rk14, Rk15, Rk16, Rk17 rövidkonzolok összesen 14 db hasonló igénybevételeket kapnak, ezért mind a 14 db rövidkonzol ugyanazt a vasalást kapja.

	Szelvé..	K	min. max.	Táv [m]	Csp.	Nx [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Tx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Kiv.											
42	40x40	Vz	min	0	(30)	107,59	-1,43			0	0,68
41	40x40		max	5,700	(37)	64,62	-4,97			0	-0,14
								-122,37	2,39		
								-113,02	2,74		

$Fed_1 := 122.37kN$



$\alpha_c := 100mm$

$z_0 := 130mm$

$F_s := Fed_1 \cdot \left(\frac{\alpha_c}{z_0} + 0.1 \right) = 106.368 \cdot kN$

$N_{c1} := 162.14kN$ Nyomott beton rács

$A := 400mm \cdot 2 \cdot 45mm = 0.036m^2$

$\sigma_{cd} := \frac{N_{c1}}{A} = 20 \cdot \frac{N}{mm^2}$

méretű átadódása fcd betonfeszültség mellett az Ac

Ellenőrzés a centrikusan nyomott betonfelületen.

$$F_{sv} := Fed_1 \cdot \left(\frac{\alpha_c}{z_0} + 0.1 \right) = 106.368 \cdot kN \qquad A_{s.min} := \frac{F_s}{f_{yd}} = 244.646 \cdot mm^2$$

$2\,\phi\,16 \quad 402\ mm^2$

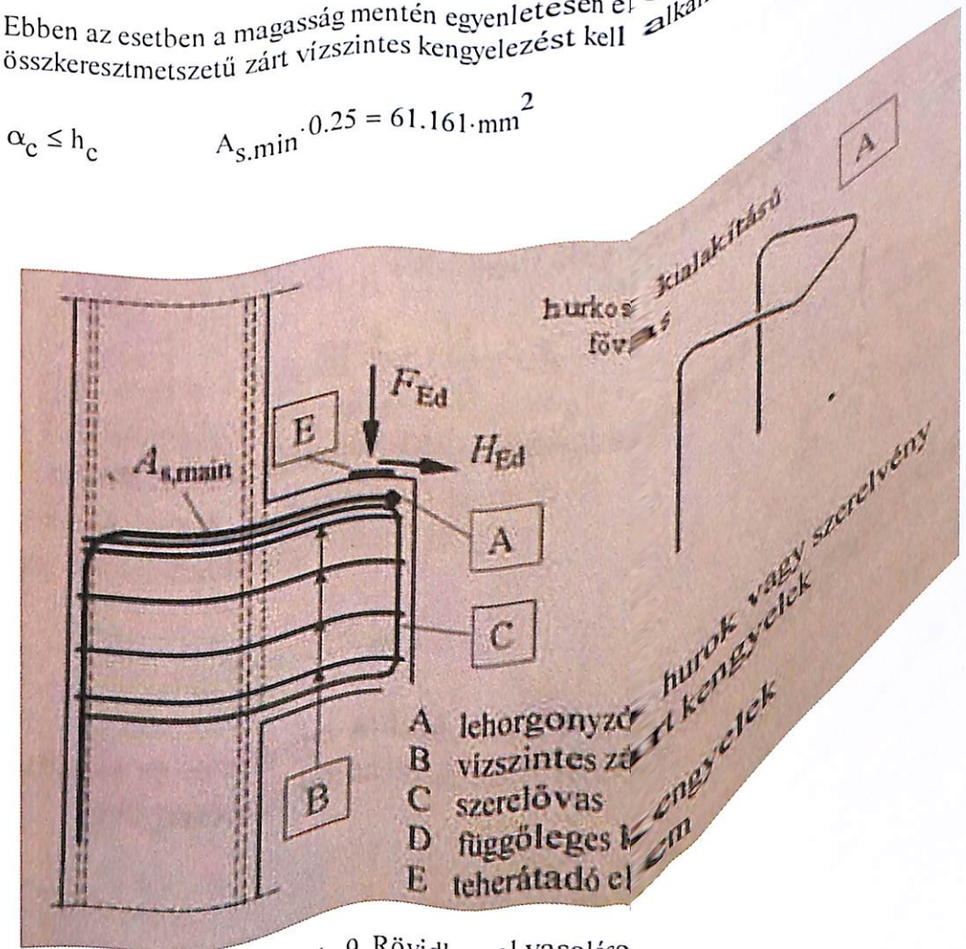
Hurkos kialakítású fővas - 1 db $\phi 16$

Kengyelezés: $\alpha_c = 100 \cdot mm$

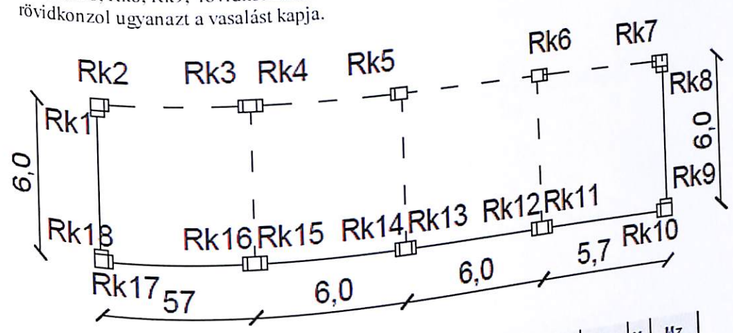
$h_c := 200mm$

Ebben az esetben a magasság mentén egyenletesen elosztott $\Sigma A.s.link > 0.25\ As.min$ összkeresztmetszetű zárt vízszintes kengyelezést kell alkalmazni.

$\alpha_c \le h_c \qquad A_{s.min} \cdot 0.25 = 61.161 \cdot mm^2$

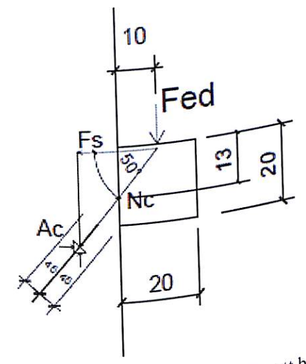


Rk1, Rk18, Rk8, Rk9, rövidkonzolok összesen 4 db hasonló igénybevételeket kapnak. Ezért ez a 4 db rövidkonzol ugyanazt a vasalást kapja.



	Szelv..	K	min. max.	Táv [m]	Csp.	Nx [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Tx [kNm]	M. ..	Mz [kNm]
Kiv.											
30	50x40	Vz	min	0	(41)	6,85	-0,41	-26,85	-6,94	0	-1,37
30	50x40		max	6,000	(28)	6,85	-0,41	26,85	-6,94	0	1,08

$Fed_2 := 26.85kN$



$\alpha_{ov} := 100mm$

$z_0 := 130mm$

$F_{ov} := Fed_2 \cdot \left(\frac{\alpha_c}{z_0} + 0.1 \right) = 23.339 \cdot kN$

$N_{c2} := 132.6kN$ Nyomott beton rácsrúd

$A := 400mm \cdot 2 \cdot 45mm = 0.036 m^2$

Nc nyomóerő átadódása f.cd betonfeszültség mellett az Ac központosan nyomott betonfelületen.

$f_{cd} := \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 20 \cdot \frac{N}{mm^2}$

$\sigma_c := \frac{N_{c2}}{A} = 3.683 \cdot \frac{N}{mm^2}$

Megfelel!

$\sigma_c < f_{cd}$

$\alpha_c := 100mm$

$z_0 := 130mm$

$F_{Ed} := Fed_2 \cdot \left(\frac{\alpha_c}{z_0} + 0.1 \right) = 23.339 \cdot kN$ $A_{s.min} := \frac{F_S}{f_{yd}} = 53.679 \cdot mm^2$

$\geq \phi 12 \quad 226$

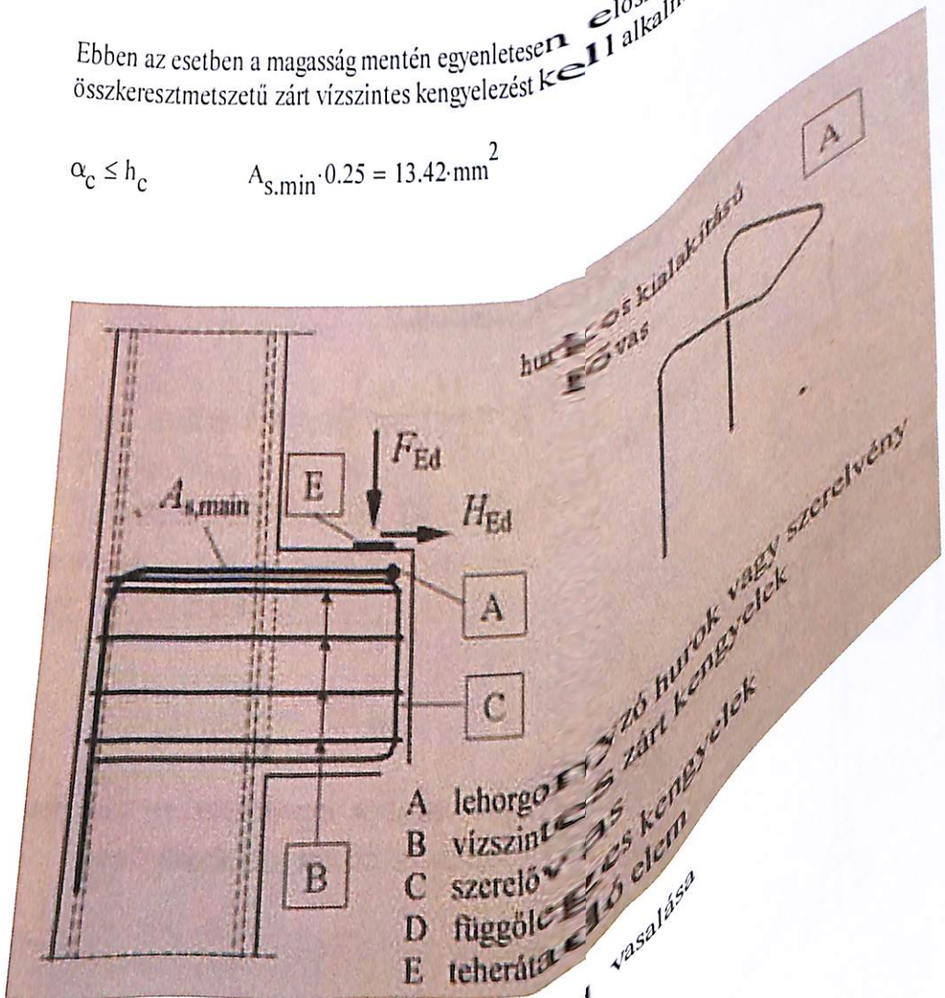
mm^2

Hurkos kialakítású fővas - 1 db $\phi 12$

Hurkos kialakítású fővas - *1 db* $\phi 12$ *elosztott* $\Sigma A.s.link > 0.25\ As.min$

Ebben az esetben a magasság mentén egyenletesen elosztott összkeresztmetszetű zárt vízszintes kengyelezést kell alkalmazni.

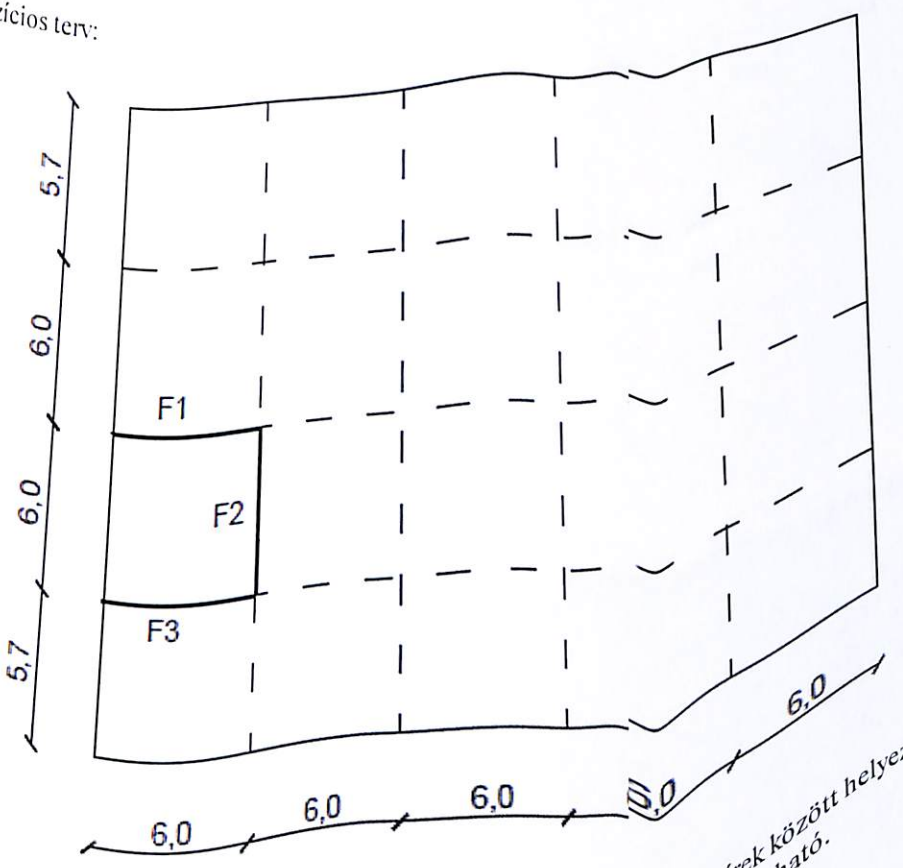
$\alpha_c \leq h_c$ $A_{s.min} \cdot 0.25 = 13.42 \cdot mm^2$



vasalása

14. Monolit vasbeton merevítő mag tervezése

Pozícios terv:



A vasbeton merevítő mag 3 db F1, F2; F3 falból áll.
F1 fal P14 P17 pillérek; F2 fal P17, P18 pillérek;, F3 fal P18 P15 pillérek között helyezkedik el.
A falak sávalapokra támaszkodnak. Elhelyezkedésük a következő ábrán látható.

Keresztmetszet felülnézet

14.1 Kiindulási adatok

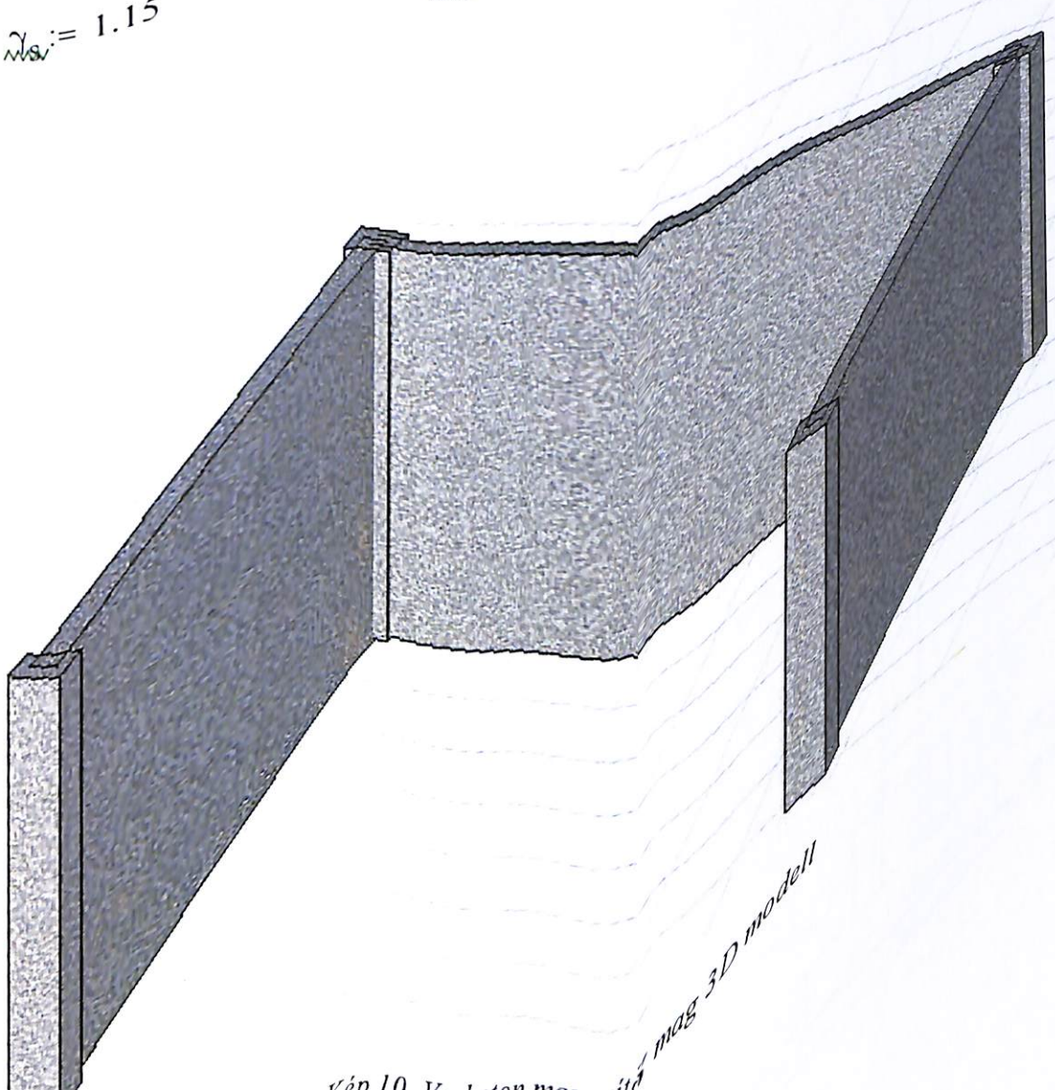
Beton: C25/30 Környezeti osztály: XC2 $c_{nom} := 20mm$ $d_{max} := 16mm$

$\gamma_c := 1.5$ $f_{ck} := 25 \frac{N}{mm^2}$ $f_{cd} := \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 16.667 \cdot \frac{N}{mm^2}$ $f_{ctm} := 2.6 \frac{N}{mm^2}$ $f_{ctd} := 1.2 \frac{N}{mm^2}$

Betonacél: B500

$f_{yk} := 500 \frac{N}{mm^2}$ $f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783 \cdot \frac{N}{mm^2}$

$\gamma_s := 1.15$

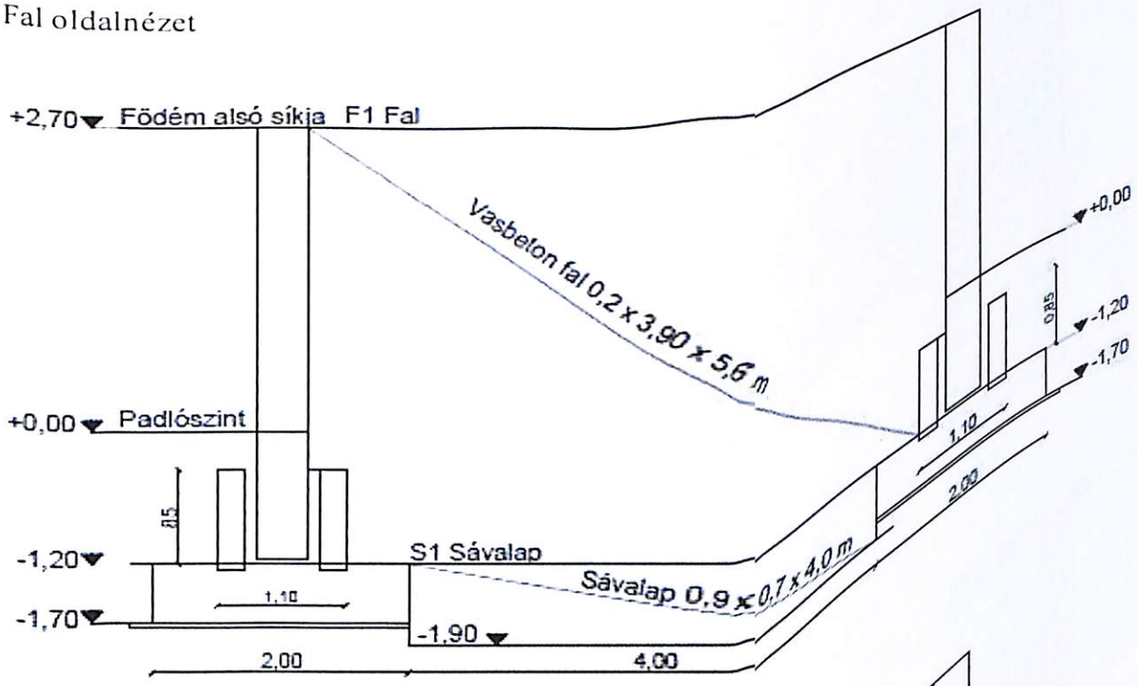


Kép 10. Keretsarok térbeli váz mag 3D modell

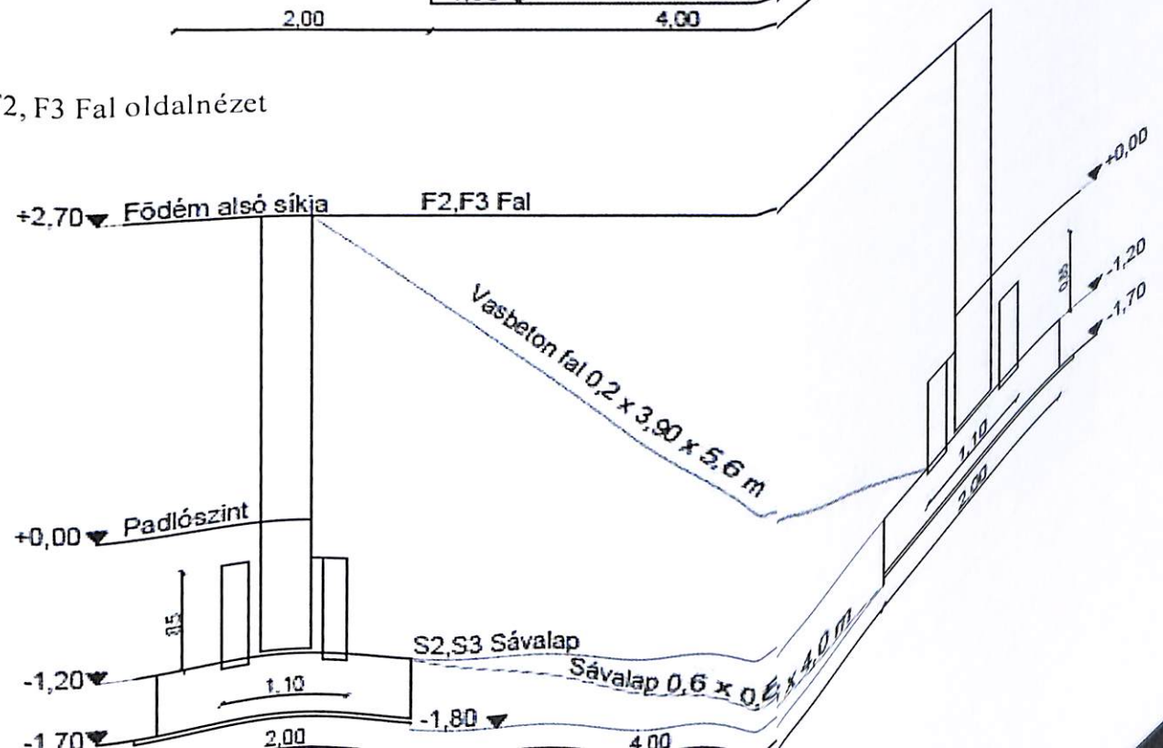
Vasbeton fal méretei:

Magasság: 3,90 méter
Szélesség: 0,2 méter
Hossz: 5,6 méter

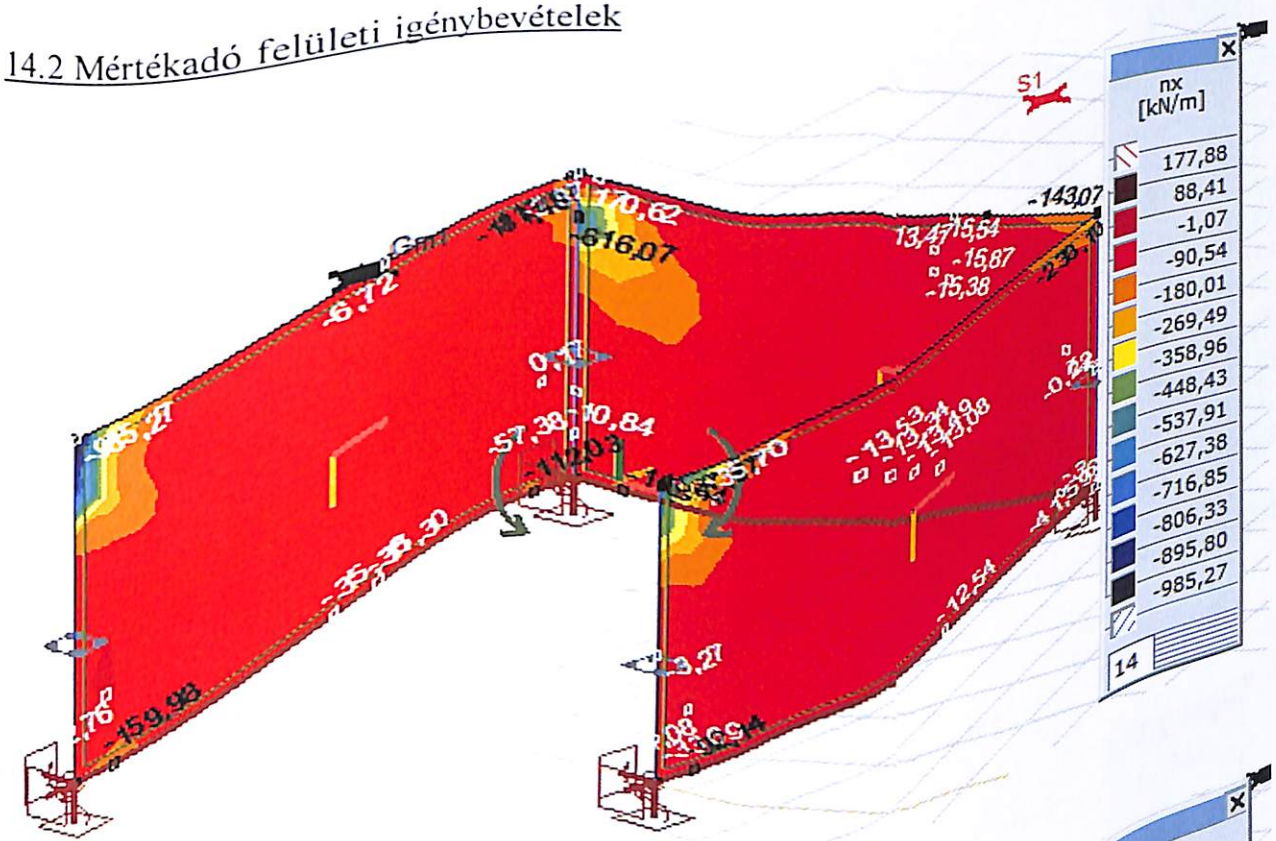
F1 Fal oldalnézet



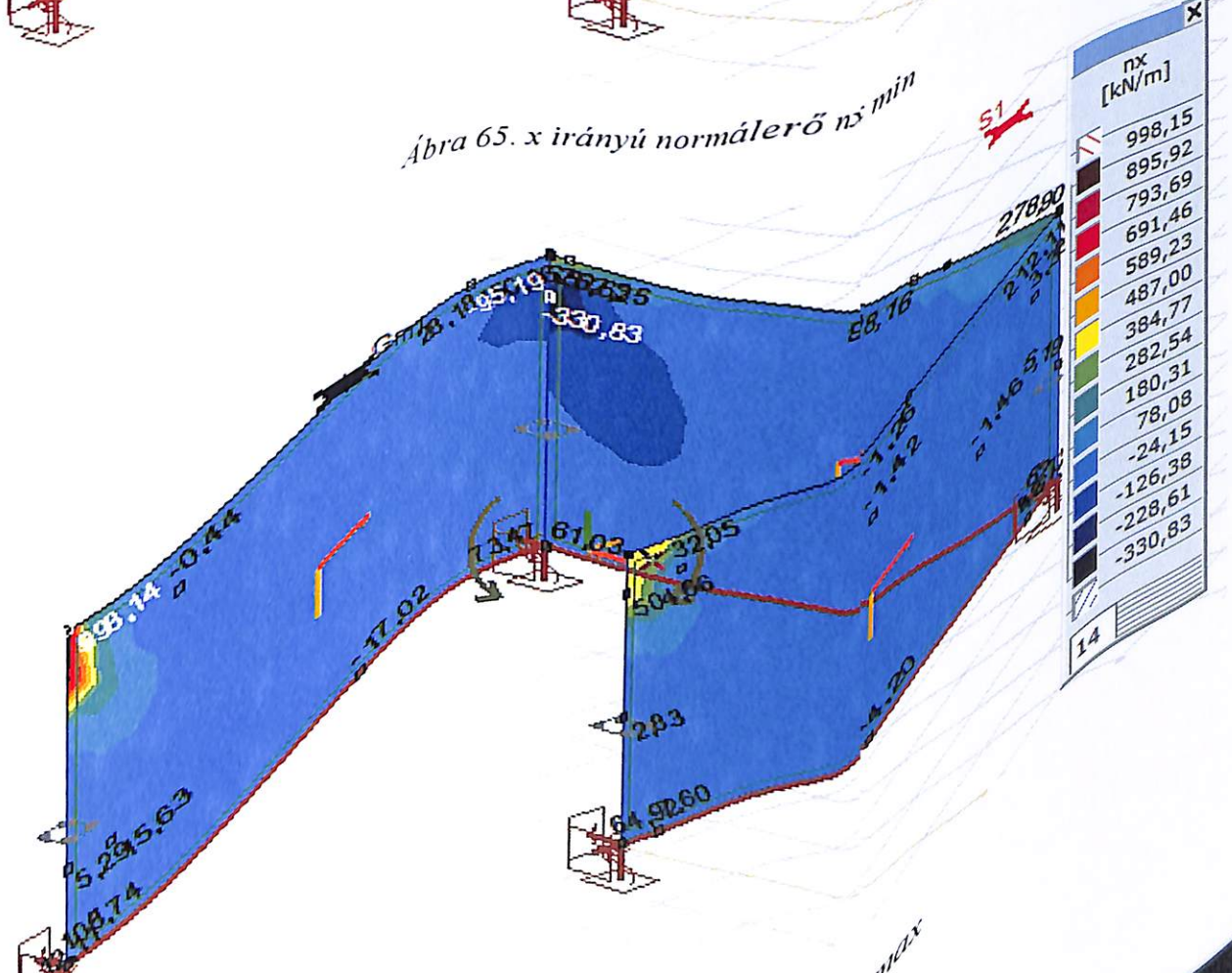
F2, F3 Fal oldalnézet



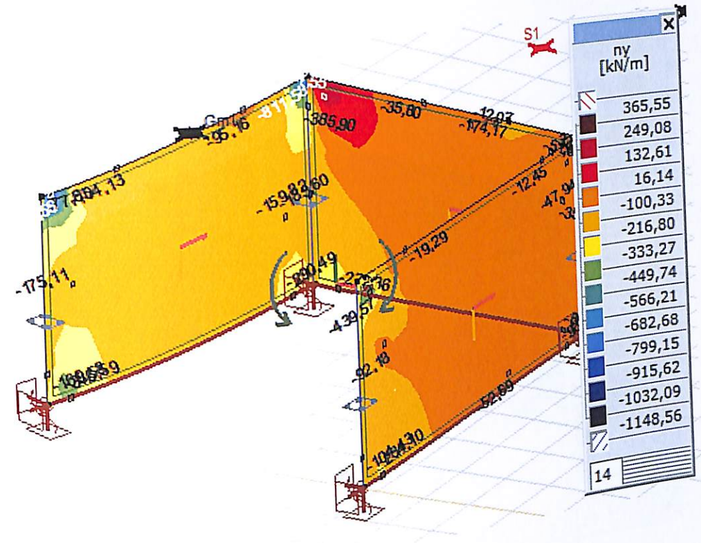
14.2 Mértékadó felületi igénybevételek



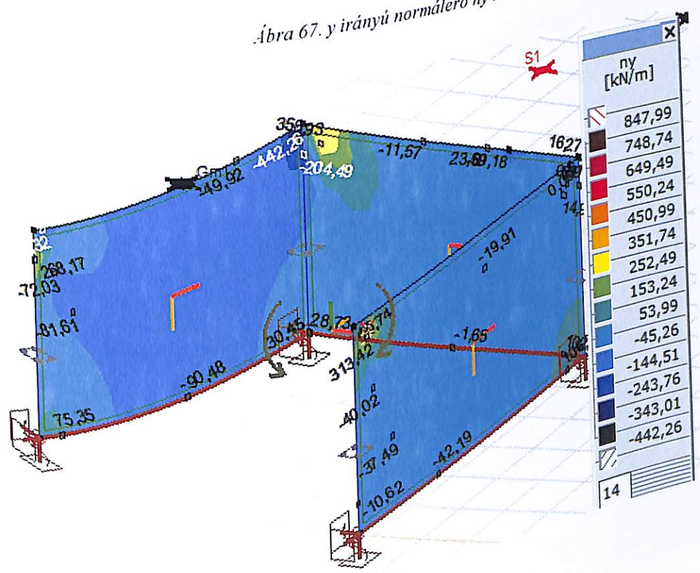
Ábra 65. x irányú normálerő $n_{x\,min}$



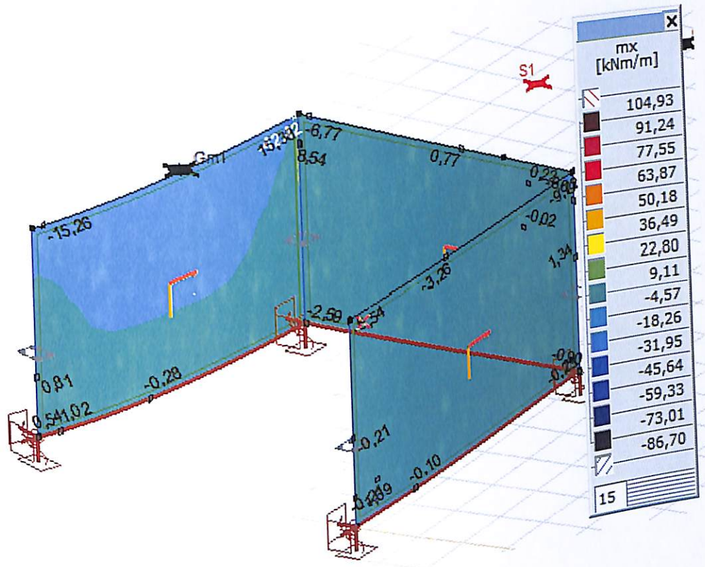
Ábra 66. x irányú normálerő $n_{x\,max}$



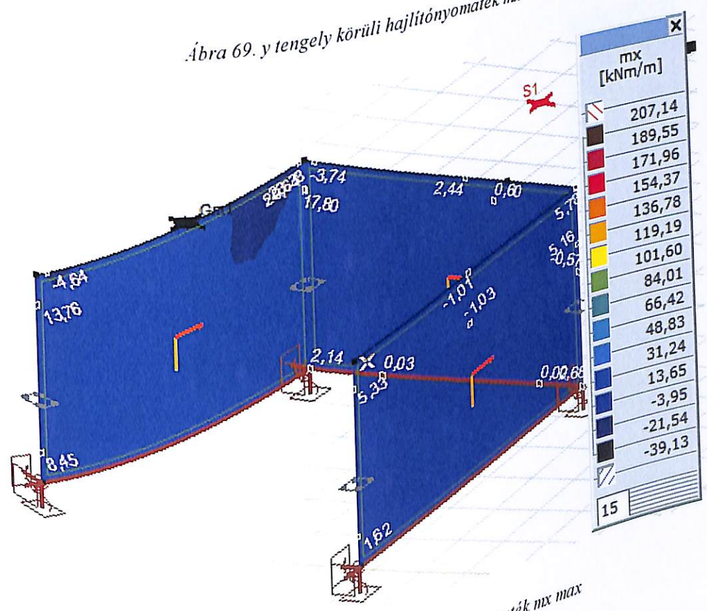
Ábra 67. y irányú normálerő ny min



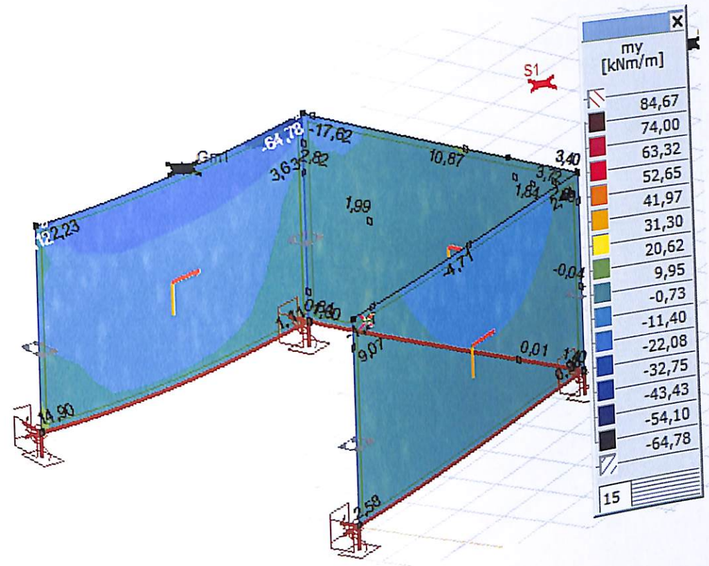
Ábra 68. y irányú normálerő ny max



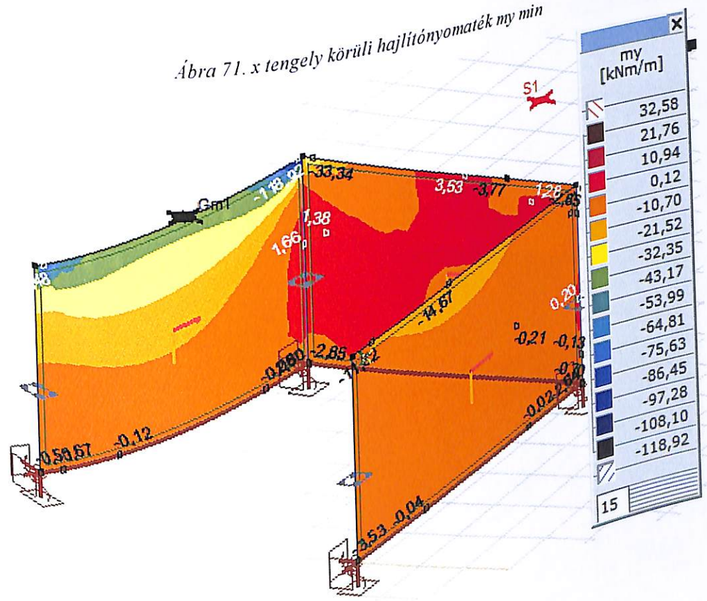
Ábra 69. y tengely körüli hajlítónyomaték mx min



Ábra 70. y tengely körüli hajlítónyomaték mx max



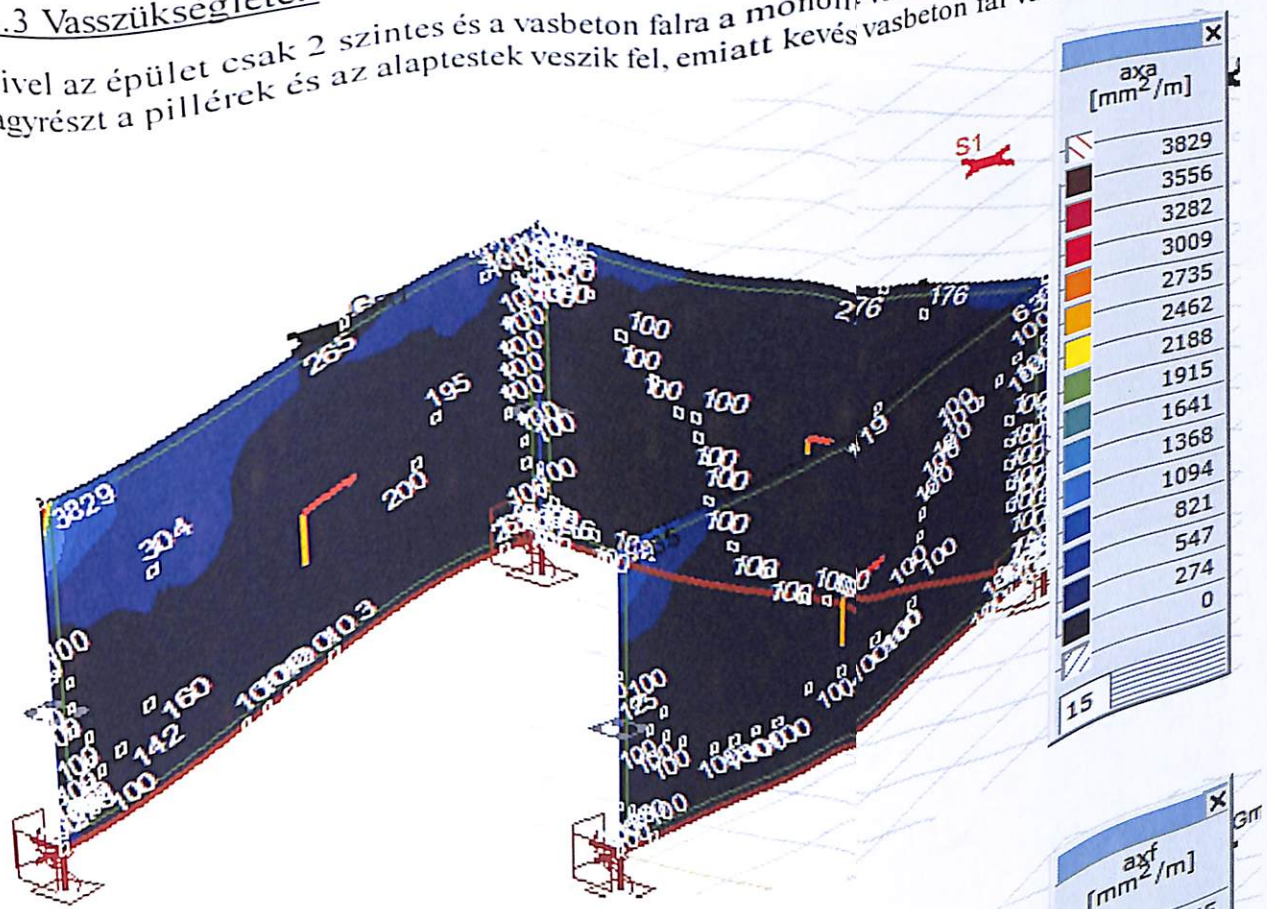
Ábra 71. x tengely körüli hajlítónyomaték my min



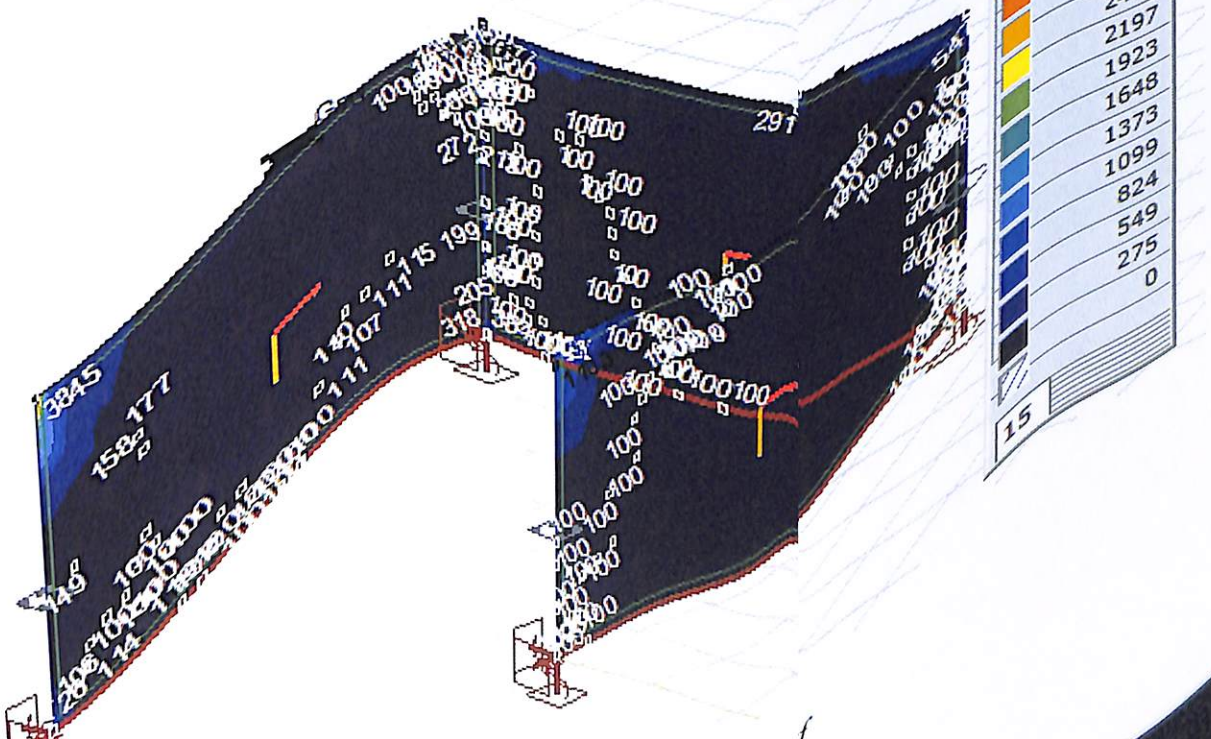
Ábra 72. x tengely körüli hajlítónyomaték my max

14.3 Vasszükségletek

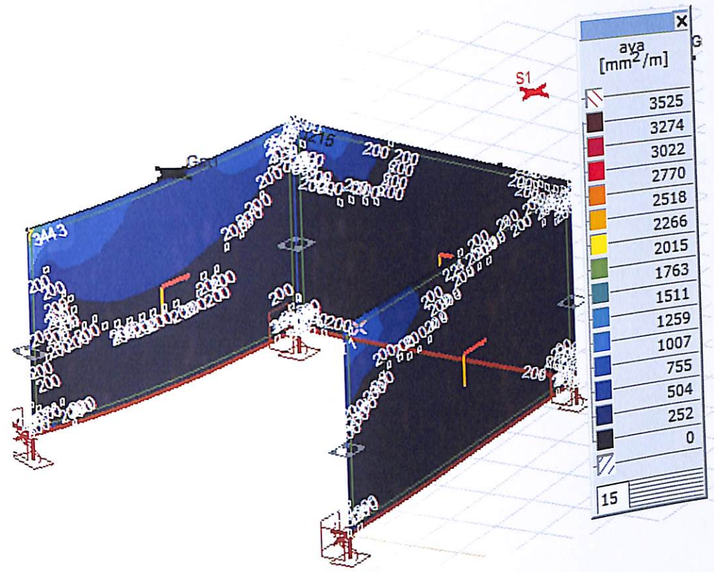
Mivel az épület csak 2 szintes és a vasbeton falra a monolit vasbeton födémről érkező terheket nagyrészt a pillérek és az alaptestek veszik fel, emiatt kevés vasbeton fal vasszükséglete.



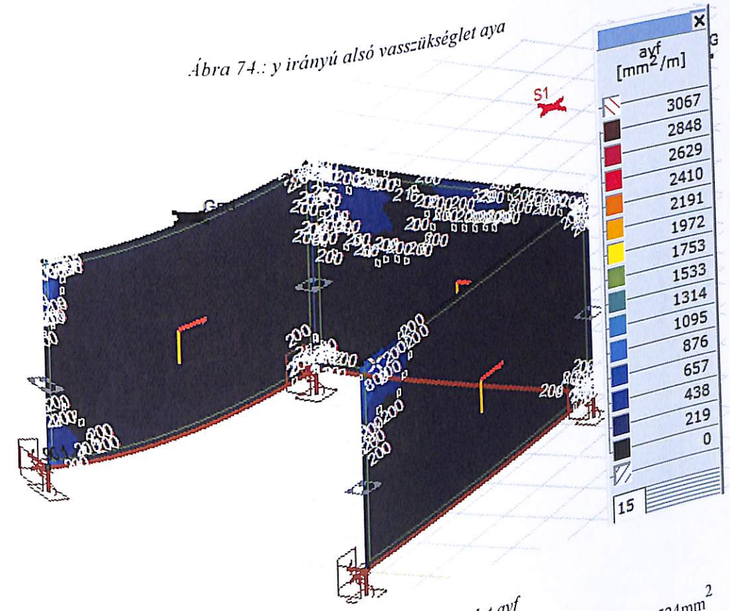
Ábra 72. x irányú alsó vasszükséglet axd



Ábra 73. x irányú felső vasszükséglet axf



Ábra 74.: y irányú alsó vasszükséglet aya



Ábra 75. y irányú felső vasszükséglet ayf

Alkalmazott vasmennyiségek: Függőleges vasalás (belső) ϕ10/150 $A_{S_{függ}} := 524mm^2$
Vízszintes vasalás (külső) ϕ10/150

15. Monolit vasbeton lépcső tervezése

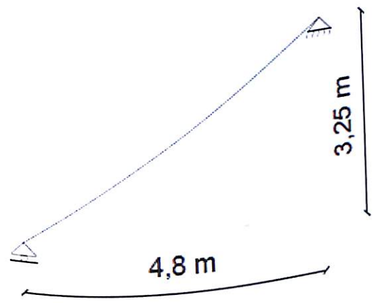
15.1 Kiindulási adatok

Beton minősége: C25/30

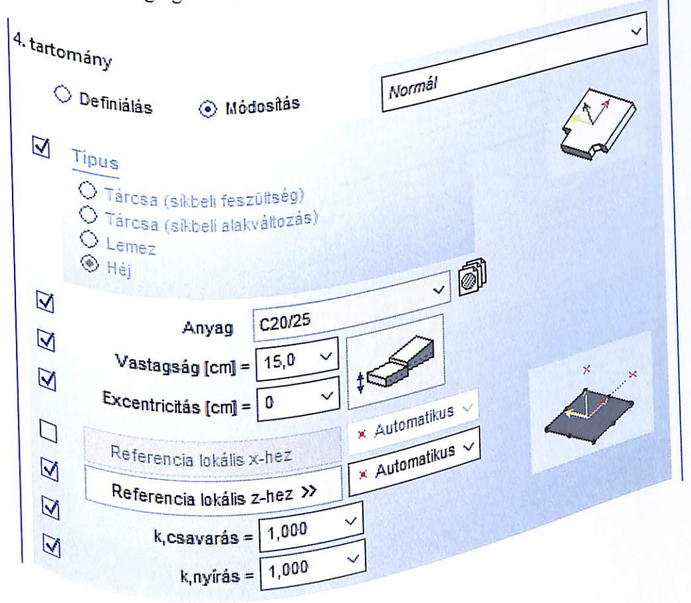
Acél minősége: B500

15.2 Statikai váz

- Kéttámaszú tartó
- Egy irányban teherhordó lemez



Lépcsőlemez vastagsága: 15 cm



15.3 Mértékadó teherkombináció

A **tartós és ideiglenes** tervezési állapothoz, mint alapkombináció:

$$E_{d1} = \sum_{j\geq 1}(\gamma_{G,j,\sup} G_{k,j,\sup} "+" \gamma_{G,j,\inf} G_{k,j,\inf}) "+" \gamma_p P_k "+" \gamma_{Q,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} Q_{k,i}$$

γ_{Gi} =1,35 ; γ_Q=1,5

Kiemelt teher: "Funkció"

Teher megnevezése	Önsúly	Rétegrend	Szél Külső Párhuzamos I.	Szél Külső Párhuzamos II.
Teher szorzó	1,35	1,35	0	0

Teher megnevezése	Szél Külső Párhuzamos III.	Szél Külső Párhuzamos IV.	Szél Külső Merőleges I.	Szél Külső Merőleges II.
Teher szorzó	0	0,9	0	0

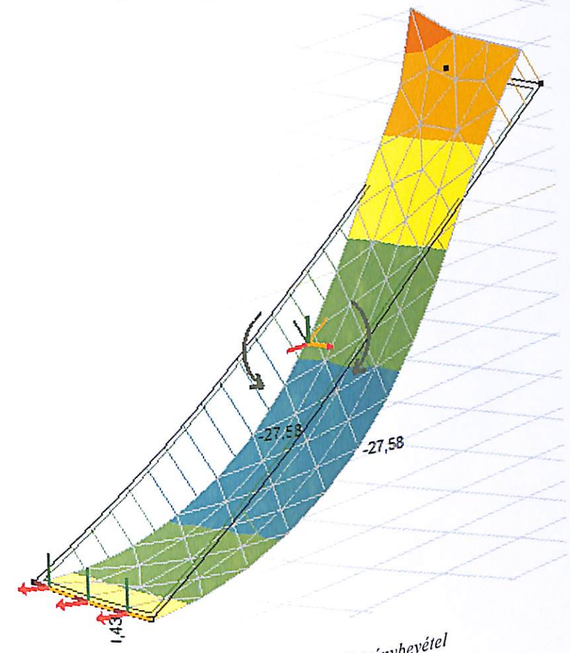
Teher megnevezése	Előtető Külső Szélterhe	Belső Szél Nyomás -0,3	Belső Szél Szívás +0,2	Hó Teljes
Teher szorzó	0	0,9	0	0

Teher megnevezése	Hó Fél Jobb	Hó Fél Bal	Válaszfal	Gépészet
Teher szorzó	0	0	0	0,8

Teher megnevezése	Funkció Teljes	Funkció bal	Funkció jobb	Nem járható tető
Teher szorzó	1,5	0	0	0

Teher megnevezése	FR+	FR-	Hó rendkívüli Teljes
Teher szorzó	0	0	0

15.4 Mértékadó igénybevételek



Ábra 76. Lépcső nyomatéki igénybevétel

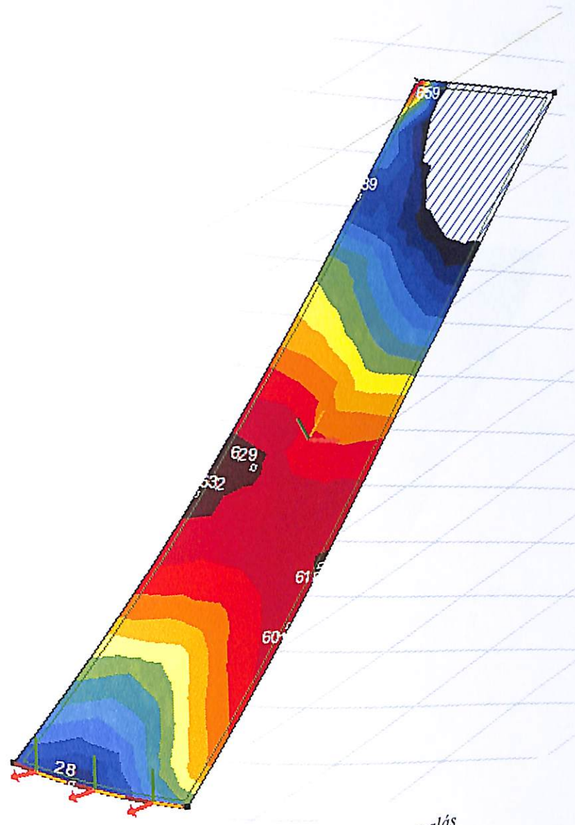
$M_{Ed,x} = 27.58 kN \cdot m$

15.5 Vasszükségletek

Alsó vasalások

y irányú alsó vasalás:

$A_{ya.req} := 629mm^2$ $A_{ya.prov} := 754mm^2$ $\phi 12/150$



Ábra 77. Lépcső Y irányú alsó vasalás

x irányú alsó vasalás:

$f_{ctm} := 2.2 \frac{N}{mm^2}$ $f_{yk} := 500 \frac{N}{mm^2}$

$A_{xa.req} := 60mm^2$

Vasminimum $A_{s.min} := \rho_{min} \cdot b \cdot d$ $b := 1000mm$ $h := 150mm$ $d := 0.9 \cdot h$

$$\rho_{min} := \max\left(0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}, 0.0015\right) = 0.0015$$

$A_{s.min} := \rho_{min} \cdot b \cdot d = 202.5 \cdot mm^2$ $A_{xa.prov} := 251mm^2$ $\phi 8/200$

Feszültségesúcs kialakulásához 2 Φ 16 vasat tettem.

78. Lépcsőszám x irányú alsó vasalás

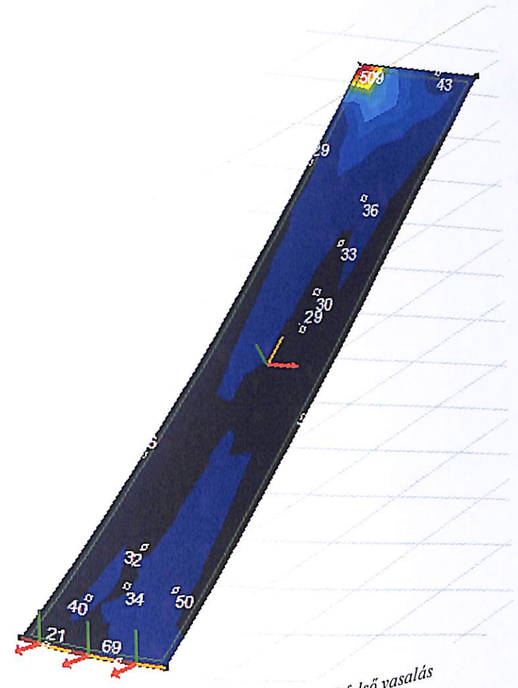
Felső vasalások:

y irányú felső vasalás $A_{yf.reg} := 903mm^2$

Vasminimum szükséges $A_{yf.prov} := 1131mm^2$ $\phi 12/100$

Ábra 70. Lánc-y irányú felső vasalás

x irányú felső vasalás:

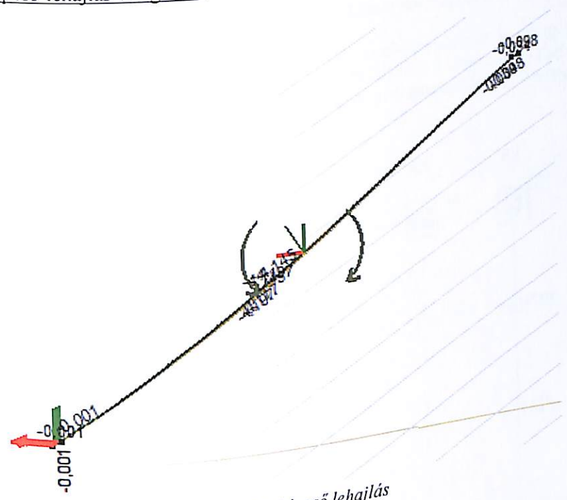


Ábra 80. Lépcső X irányú felső vasalás

Az sarokpontban kialakult feszültségcsúcsot mind alsó és vasalásnál nem veszem teljes értékével figyelembe.

4 ϕ 16 került elhelyezésre.

15.6 Lépcső lehajlás vizsgálata



Ábra 81. Lépcső lehajlás

$e_{max} := 4.11mm$ Lépcső teljes hossza: $l := 5.814m$

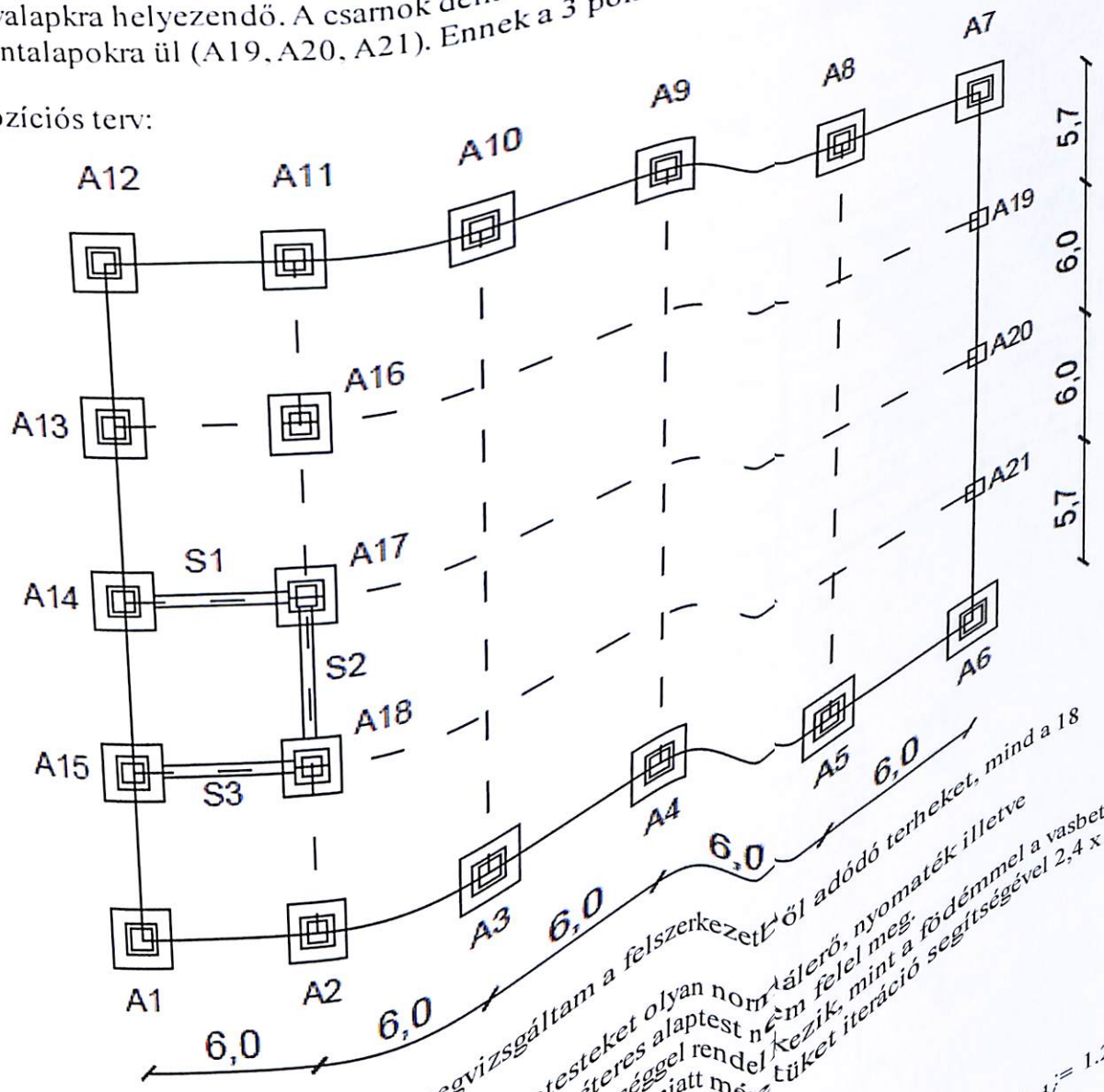
$e_{min} := \frac{l}{200} = 29.07 \cdot mm > e_{max} := 4.11mm$

A lépcső lehajlásra megfelel!

16. Alapozás tervezése

Alapozási sík felvétele: -1,70 méteren a teherbírásra alkalmas iszapos, homokos, homoklisztes talajrétegződésben történt.
A 18 db pillért kehelyalapokba helyezzük el (A1-A18). A vasbeton merevítő mag (3 db fal) S1; S2; S3 sávalapkra helyezendő. A csarnok délkeleti homlokzatán található 3 falváztartó oszlop (HEA 160) pontalapokra ül (A19, A20, A21). Ennek a 3 pontalapnak az alapozási síkja -1,00 méter; fagyhatár alatt.

Pozíciós terv:



Axis Vm Program segítségével megvizsgáltam a felszerkezetről adódó terheket, mind a 18 kehelyalapon.
Az A3, A4; A5; A6; A7, A8; A9, A10 alaptesteket olyan normálerő, nyomaték illetve nyíróerő terheli melyekre a 2,0 x 2,0 x 0,5 méteres alaptest nem felel meg. Az épület ezen a nyitott felületen kisebb merevséggel rendelkezik, mint a födémmel a vasbeton merevítő maggal és a sűrű alapozással ellátott épületrész. Emiatt méretüket iteráció segítségével 2,4 x 2,4 x 0,5 méteresre vettem fel.

16.1 Pontalapok tervezése

16.1.1 Kiindulási adatok

Beton C25/30-16-XC2-XA1-F3

$f_{ck} := 16.667 \cdot \frac{N}{mm^2}$ $\quad f_{ckm} := 2.6 \frac{N}{mm^2}$ $\quad f_{talaj} := 1.2 \frac{N}{mm^2}$

$\gamma_c := 1.43$ $\quad f_{cd} := \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 11.655 \cdot \frac{N}{mm^2}$

$c_{nom} := 5cm$

16.1.2 Keresztmetszeti adatok

Alaptest mérete: 2,4 m x 2,4 m $L := 2.4m$ $B := 2.4m$

Alaptest magassága: 50 cm $H := 0.5m$

Pillér szélesség: $a_{pv} := 0.5m$

Kehelynyak: $l_{kny} := 1.0m$ $h_{kny} := 0.85m$

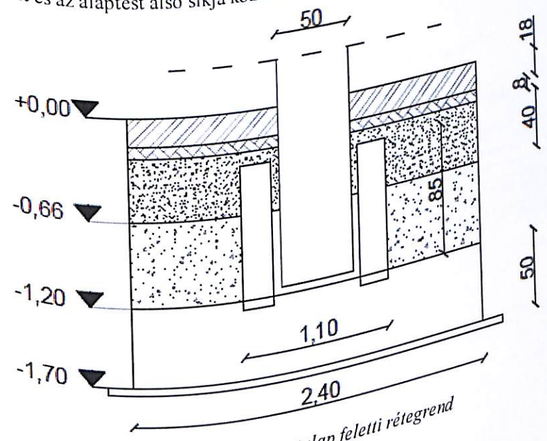
16.1.3 Pontalap vizsgálata törőképlettel (kézi számítás)

Terhek

P1 Padozat Rétegrend

Réteg megnevezése		Vastagság [cm]	Térfogatsúly [kg/m^3]	Teher [kN/m^2]
Felületkeményített ipari padló		18	2500	4,5
1 rtg. Dörken Delta domborny. Lemezszigetelés		-	Elhanyagolható	-
			120	0,096
Austrotherm XPS TOP 50 hőszigetelés		8	1800	7,2
Tömörített 0-30 mm-es zuzalékos ágyazat		40		11,8
		66		

Padlószint és az alaptest alsó síkja közti távolság: $t := 1.7m$



Ábra 82. Pontalap feletti rétegrend

Alaptest felület: $A := L \cdot B = 5.76\,m^2$

Pillér felület: $A_{pv} := (a_p)^2 = 0.25 \cdot m^2$

Kehelynyak felület: $l_{kny}{}^2 = 1\,m^2$

Rétegrendből származó teher: $G_R := (A - A_p) \cdot 11.8 \frac{kN}{m^2} = 65.018 \cdot kN$

Talajadatok

$\gamma 1 := 16.5 \frac{kN}{m^3}$ γ1 - 1. Talajréteg térfogatsúlya 0-0.7 m - Humuszos feltöltés

$\gamma 2 := 19.7 \frac{kN}{m^3}$ γ2 - 2. Talajréteg térfogatsúlya 0.7-5.0 m - Homokos iszap

$c := 0$ c - talaj kohéziója

$\phi := 24\ °$ ϕ - talaj belső surlódási szöge

Termett talaj: 54 cm

Talaj súlya: $G_T := \left(A - l_{kny}^2\right) \cdot (0.04m \cdot \gamma 1 + 0.5 \cdot m \cdot \gamma 2)$

$G_T = 50.028 \cdot kN$

Alaptest súlya: $G_a := A \cdot H \cdot 25 \frac{kN}{m^3} = 72 \cdot kN$

Az alapsíkra ható terhek karakteisztikus értéke felszerkezetről átadódó terhek kivételével:

$G_s := G_R + G_T + G_a = 187.046 \cdot kN$

Felszerkezetből súlyából adódó mértékadó terhek Axis VM programból:
Mértékadó terhelés: [Önsúly+Rétegrend] {FR 1- Földrengés}

Kiv.	Szelvé..	K	min. max.	Táv [m]	Csp.	Nx [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Tx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
10	50x50	My	min	0	(36)	-137,36	20,28	49,34	-17,56	**-317,18**	122,31
10	50x50		max	0	(36)	-137,36	20,29	49,34	-17,56	**260,91**	122,34

$M_{ed.y} := 317.18kN \cdot m$ $M_{ed.z} := 122.31kN \cdot m$ $N_{ed} := 137.36kN$

$V_{ed.z} := 49.34kN$ $V_{ed.y} := 20.28kN$

Az alapsíkra jutó függőleges erő tervezési értéke:

$N_{ed} + G_s \cdot 1.35 = 389.872 \cdot kN$

Az alapsíkra jutó nyomaték tervezési értéke:

$M_{ed.y} + V_{ed.z} \cdot H = 341.85 \cdot kN \cdot m$ $M_{ed.z} + V_{ed.y} \cdot H = 132.45 \cdot kN \cdot m$

Az alapsíkra jutó vízszintes erő tervezési értéke:

$V_{ed.x} := 49.34kN$ $V_{ed.y} := 20.28kN$

Az alapsíkra jutó függőleges erő karakterisztikus értéke: $\gamma_k := 1.4$

$$N_{ek} := \frac{N_{ed} + G_s \cdot 1.35}{\gamma_k} = 278.48 \cdot kN$$

Az alapsíkra jutó nyomaték karakterisztikus értékei:

$$M_{ek.y} := \frac{M_{ed.y} + V_{ed.z} \cdot H}{\gamma_k} = 244.179 \cdot kN \cdot m \qquad M_{ek.z} := \frac{M_{ed.z} + V_{ed.y} \cdot H}{\gamma_k} = 94.607 \cdot kN \cdot m$$

Az alapsíkra jutó vízszintes erők karakterisztikus értékei:

$$V_{ek.z} := \frac{V_{ed.z}}{\gamma_k} = 35.243 \cdot kN \qquad V_{ek.y} := \frac{V_{ed.y}}{\gamma_k} = 14.486 \cdot kN$$

Terhelő erő külpontosságai:

$$e_L := \frac{M_{ek.y}}{N_{ek}} = 0.877\,m \qquad e_B := \frac{M_{ek.z}}{N_{ek}} = 0.34\,m$$

Az alaptest dolgozó méretei:

$$L1 := L - 2 \cdot e_L = 0.646\,m \qquad B1 := B - 2 \cdot e_B = 1.721\,m$$

Az alaptest dolgozó területe:

$$A1 := L1 \cdot B1 = 1.112\,m^2$$

Talajtörési ellenállás karakterisztikus értéke:

$$Rk := A1 \cdot \left(c \cdot N_c \cdot j_c \cdot s_c + q \cdot N_q \cdot j_q \cdot s_q \cdot i_q + 0.5 \gamma 3 \cdot N_\gamma \cdot j_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot B\right)$$

Talajtörési ellenállás tényezői:

$$N_q := e^{\pi \tan\left(\phi \cdot \frac{\pi}{180}\right)} \cdot \tan\left(45 \cdot \frac{\pi}{180} + \frac{\phi \cdot \frac{\pi}{180}}{2}\right)^2 = 9.603394$$

$$N_c := \left(N_q - 1\right) \cdot \frac{1}{\tan\left(\phi \cdot \frac{\pi}{180}\right)} = 17.324$$

$$N_\gamma := 2 \cdot \left(N_q - 1\right) \cdot \tan\left(\phi \cdot \frac{\pi}{180}\right) = 7.661$$

Alaptest alakjának tényezői:

Alapfelület hajlásának tényezői; az alap alsó síkja vízszintes α=0:

$j_q := 1 \qquad j_c := 1 \qquad j_\gamma := 1$

A teher ferdeségének tényezői:

$$m_B := \frac{2 + \frac{B1}{L1}}{1 + \frac{B1}{L1}} = 1.273$$

$$i_q := \left(1 - \frac{V_{ek.z}}{N_{ek} + A1 \cdot c \cdot \frac{1}{\tan\left(\phi \cdot \frac{\pi}{180}\right)}}\right)^{m_B} = 0.842$$

$$i_\gamma := \left(1 - \frac{V_{ek.z}}{N_{ek} + A1 \cdot c \cdot \frac{1}{\tan\left(\phi \cdot \frac{\pi}{180}\right)}}\right)^{m_B+1} = 0.735$$

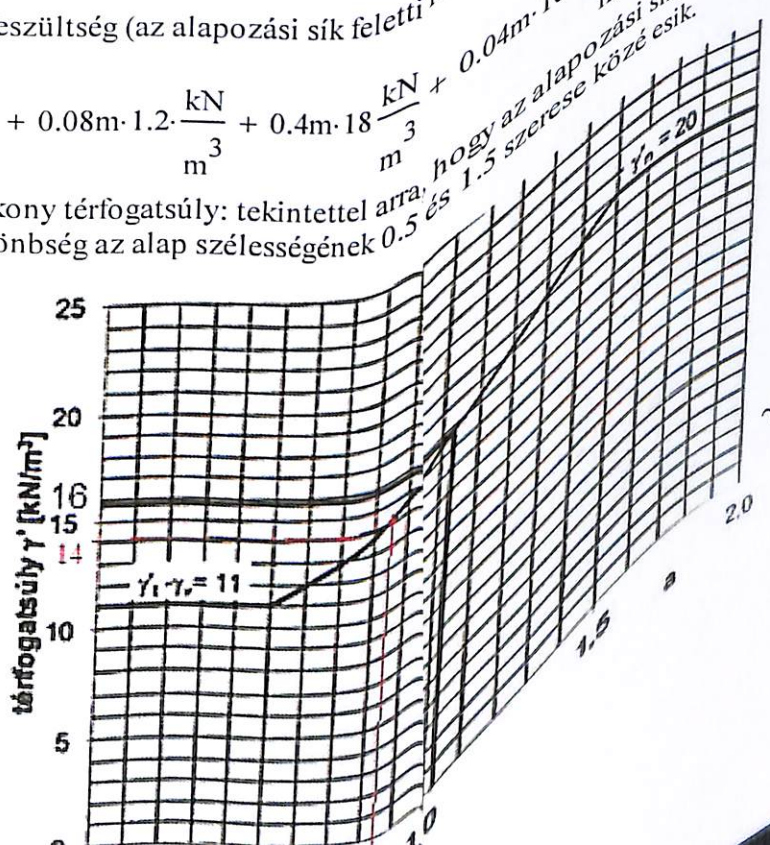
$$i_c := i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan\left(\phi \cdot \frac{\pi}{180}\right)} = 0.823$$

Hatékony takarási feszültség (az alapozási sík feletti rétegek összes súlya):

$$q := 0.18 \cdot m \cdot 25 \frac{kN}{m^3} + 0.08m \cdot 1.2 \cdot \frac{kN}{m^3} + 0.4m \cdot 18 \frac{kN}{m^3} + 0.04m \cdot 16.5 \frac{kN}{m^3} + 1m \cdot 19.7 \frac{kN}{m^3} = 32.156 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

Alaptest alatti hatékony térfogatsúly: tekintettel arra, hogy az alapozási sík és a tervezési vízszint közötti különbség az alap szélességének 0.5 és 1.5 szerese közé esik.

$$\alpha := \frac{1.7m}{B1} = 0.988$$



$\gamma 3 := 16 \frac{kN}{m^3}$

Talajtörési ellenállás karakterisztikus értéke:

$$Rk := A1\cdot\left(c\cdot N_c\cdot j_c\cdot s_c + q\cdot N_q\cdot j_q\cdot s_q\cdot i_q + 0.5\gamma 3\cdot N_\gamma\cdot j_\gamma\cdot s_\gamma\cdot i_\gamma\cdot B1\right) = 619.421\cdot kN$$

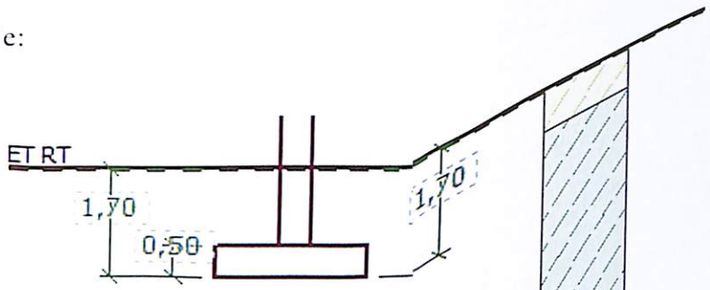
Talajtörési ellenállás tervezési értéke: $\gamma_R := 1.4$

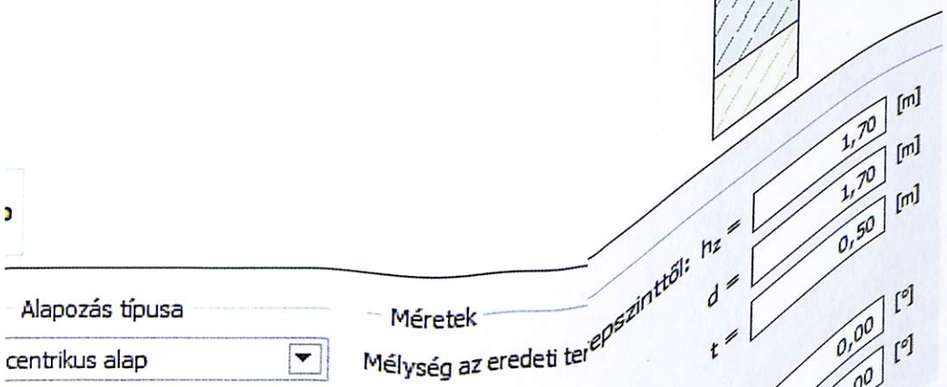
$$Rd := \frac{Rk}{\gamma_R} = 442.443\cdot kN \qquad N_{ed} + G_s\cdot 1.35 = 389.872\cdot kN$$

$Rd > N_{ed} + G_s\cdot 1.35$ Megfelel!

16.1.4 2,4 x 2,4 m Pontalap ellőrzése GEO 5 programmal

Alap felvétele:

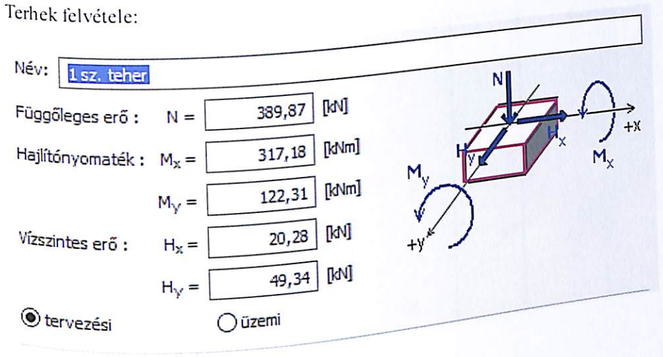




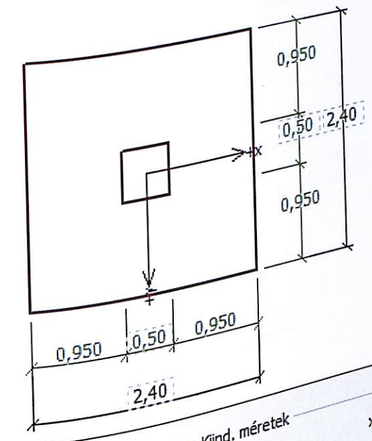
Talaj felvétele:

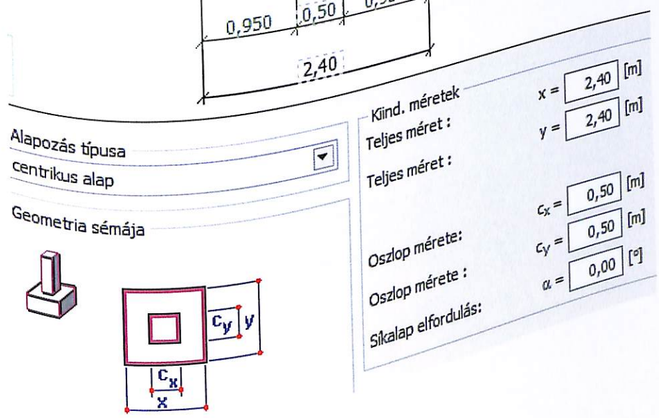
Réteg	Vastagság [m]	Hozzárendelt talaj
1	0,70	Humuszos feltöltés
2	4,30	Iszap... homok

Terhek felvétele:

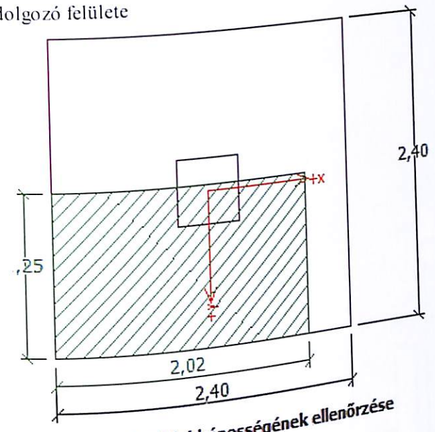


Geometria felvétele:





Alaptest dolgozó felülete



Síkalap teherbíró képességének ellenőrzése
Függ. teherbírás ellenőrzése
Talpfeszültség alakja : négyszög
A mértékadó tehereset száma 1. (1 sz. teher)

Alapozási talaj tervezési teherbírása R_d = 389,60 kPa
Kapcsolati fesz. szélsőértéke σ = 235,25 kPa

Biztonsági tényező = 1,66 > 1,50
Függőleges irányú teherbírás MEGFELELŐ

Teher külpontosság ellenőrzése
Max. külp. az alap hosszúsága irányában e_x = 0,079<0,333
Max. külp. az alap szélessége irányában e_y = 0,241<0,333
Max. átlagos külpontosság e_t = 0,253<0,333
Teher külpontossága MEGFELELŐ

Vízszintes teherbírás ellenőrzése
A mértékadó tehereset száma 1. (1 sz. teher)

Vízszintes teherbírás R_{dh} = 282,37 kN
Vízszintes erő szélsőértéke H = 53,35 kN

Biztonsági tényező = 5,29 > 1,50
Vízszintes teherbírás MEGFELELŐ

Alap teherbíró képessége MEGFELELŐ

Ellenőrzés
FÜGG. TEHERBÍRÁS: (90,6%)
MEGFELELŐ
VÍZSZ: TEHERBÍRÁS: (28,3%)
MEGFELELŐ

Az alaptest 2,4 x 2,4 méteres méretekkel megfelel.

Átszúródás vizsgálat:

Oszlop méretei:

$a := 0.5m$

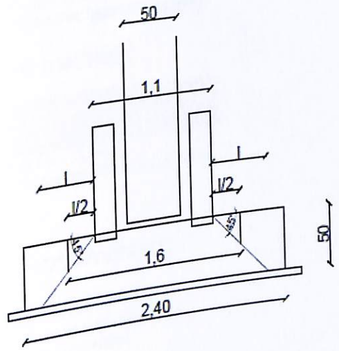
$b := 0.5m$

$d := 0.8 \cdot H = 0.4\,m$

$u_0 := 1600mm$

$N_{ed.max} := 678.532kN$

$f_{ck} = 25 \cdot \frac{N}{mm^2}$ $f_{cd} = 16.667 \cdot \frac{N}{mm^2}$



$V_{Ed} < V_{Rd.max}$

$V_{Ed} := \frac{N_{ed.max}}{u_0 \cdot d} = 1.06 \cdot \frac{N}{mm^2}$

$\nu := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \frac{N}{mm^2}}\right) = 0.54$

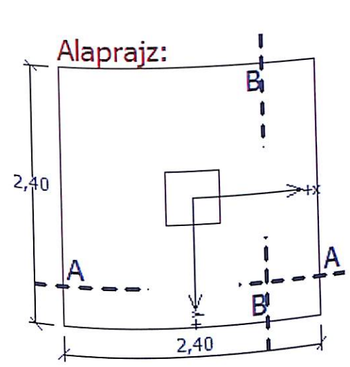
$V_{Rd.max} := 0.5 \cdot \nu \cdot f_{cd} = 4.5 \cdot \frac{N}{mm^2}$

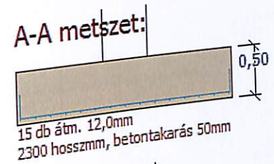
$V_{Ed} < V_{Rd.max}$

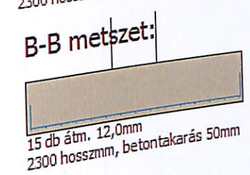
A pontalap nyírási vasalás nélkül átszúródásra megfelel!

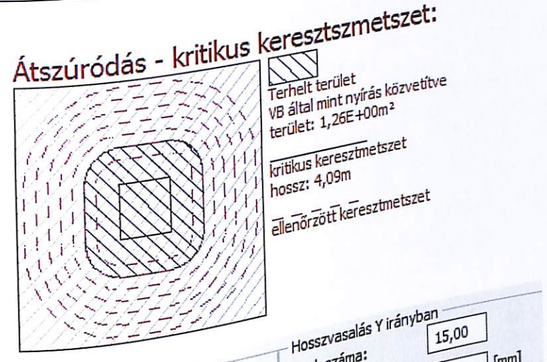
16.1.5 2,4 x 2,4 m Pontalap vasalása

2,4 x 2,4 x 0,5 méteres pontalap vasalása:









Hosszvasalás X irányban
Vasak száma: 15,00
Átmérő : 12,0 [mm]
Betontakarás: 50,0 [mm]
A_{req} = 1606,9 mm² < A_{inp} = 1696,5 mm²

Hosszvasalás Y irányban
Vasak száma: 15,00
Átmérő : 12,0 [mm]
Betontakarás: 50,0 [mm]
A_{req} = 1606,9 mm² < A_{inp} = 1696,5 mm²

Ellenőrzés

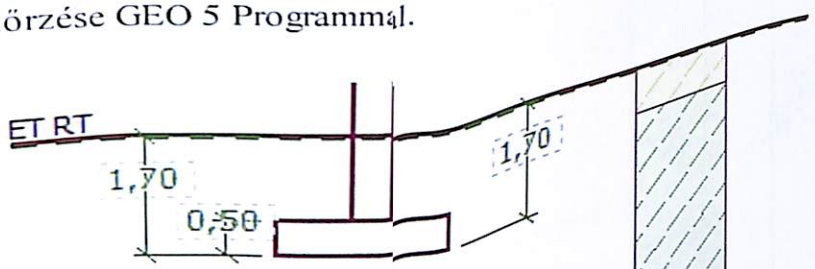
HOSSZ. X IRÁNYBAN :	**MEGFELELŐ**	**(94,7%)**
HOSSZ Y IRÁNYBAN :	**MEGFELELŐ**	**(94,7%)**
ÁTSZÚRÓDÁS:	**MEGFELELŐ**	**(40,3%)**

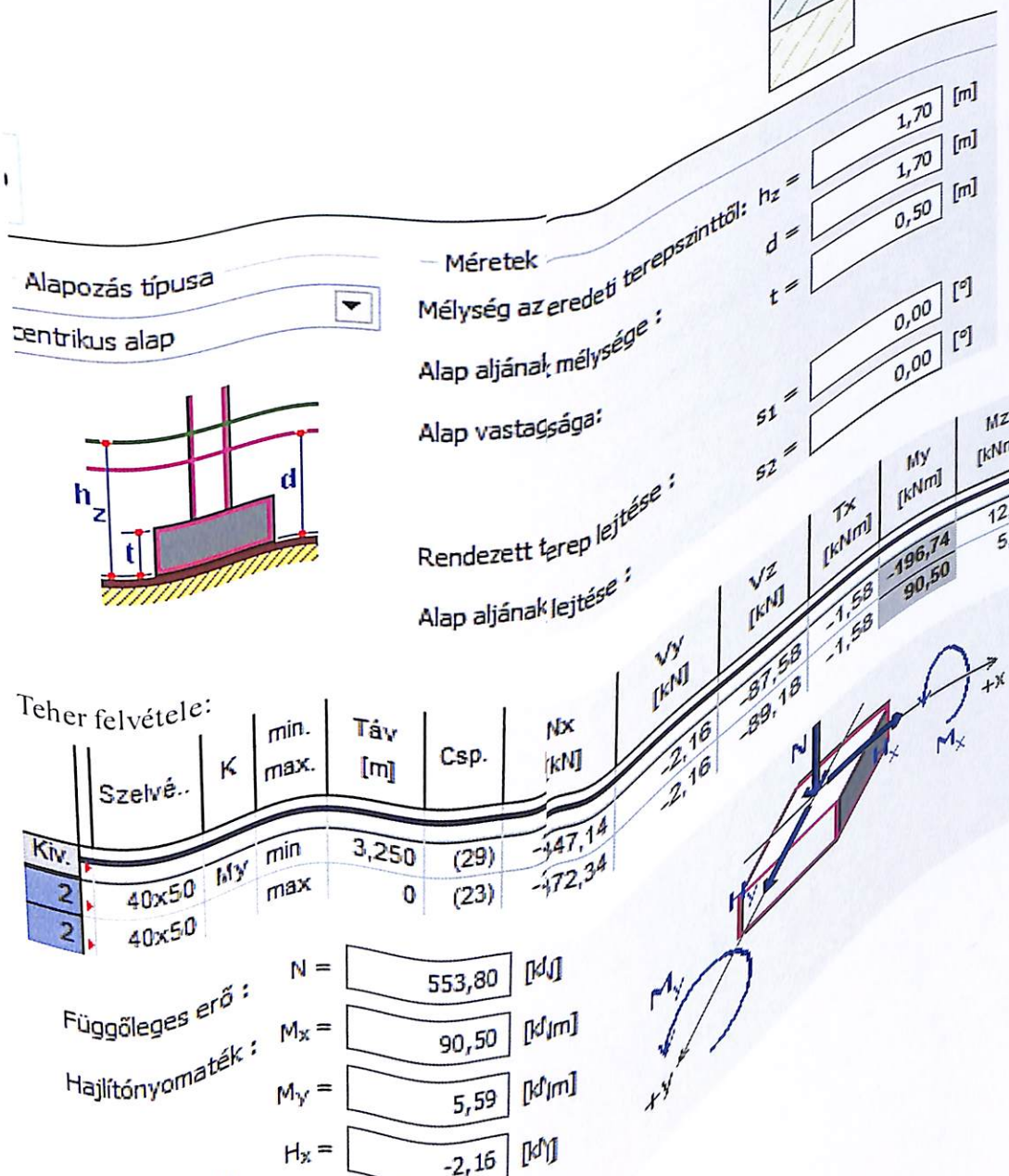
16.2 2 x 2 m Pontalap tervezése Geo 5 programmal

Az A1; A2; A11; A12; A13; A14; A15; A16, A17, A18 alaptestek felszerkezetből adódó terhei közel azonosak. Mértékadó teher (M-N) az A2 alaptesten alakult ki. A következőkben ezt vizsgálom.

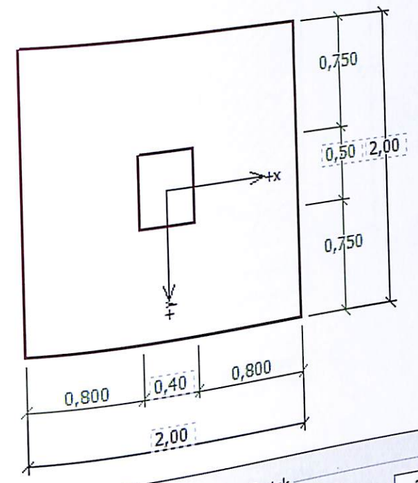
A2 Alaptest ellenőrzése GEO 5 Programmal.

Alap felvétele:





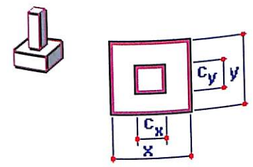
Geometria felvétele:



Alapozás típusa

centrikus alap

Geometria sémája



Kiind. méretek

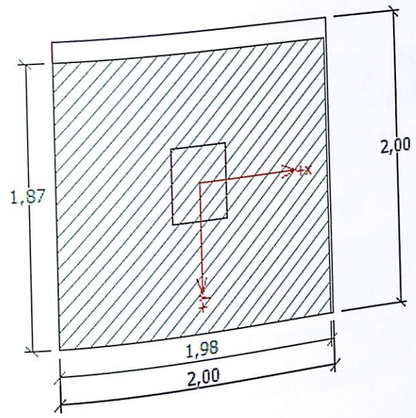
Teljes méret : x = 2,00 [m]

Teljes méret : y = 2,00 [m]

Oszlop mérete: c_x = 0,40 [m]

Oszlop mérete : c_y = 0,50 [m]

Síkalap elfordulás: α = 0,00 [°]



Síkalap teherbíró képességének ellenőrzése
A számítás a(z) 2 sz. teheresetre lefutott. (2 sz. teher)
Függ. teherbírás ellenőrzése
Talpfeszültség alakja : négyszög

Alapozási talaj tervezési teherbírása R_d = 398,76 kPa
Kapcsolati fesz. szélsőértéke σ = 187,50 kPa

Biztonsági tényező = 2,13 > 1,50
Függőleges irányú teherbírás MEGFELELŐ

Teher külpontosság ellenőrzése
Max. külp. az alap hosszúsága irányában e_x = 0,005<0,333
Max. külp. az alap szélessége irányában e_y = 0,033<0,333
Max. átlagos külpontosság e_t = 0,033<0,333
Teher külpontossága MEGFELELŐ

Vízszintes teherbírás ellenőrzése
Vízszintes teherbírás R_{dh} = 324,44 kN
Vízszintes erő szélsőértéke H = 89,21 kN

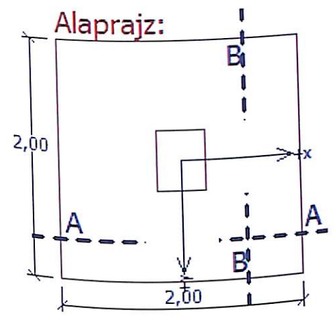
Biztonsági tényező = 3,64 > 1,50
Vízszintes teherbírás MEGFELELŐ

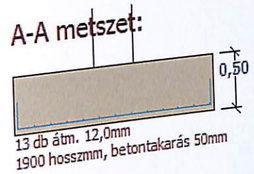
Alap teherbíró képessége MEGFELELŐ

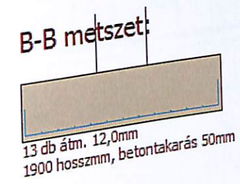
Ellenőrzés	
FÜGG. TEHERBÍRÁS: MEGFELELŐ	(70,5%)
VÍZSZ: TEHERBÍRÁS: MEGFELELŐ	(41,2%)

Az alaptest 2,0 x 2,0 x 0,5 méteres méretekkel megfelel.

16.2.1 2 x 2 méteres pontalap vasalása







Átszúródás - kritikus keresztszmetszet:

Terhelt terület
VB által mint nyírás közvetítve
terület: 2,00E-01m²

kritikus keresztmetszet
hossz: 1,80m

ellenőrzött keresztmetszet

Hosszvasalás X irányban

Vasak száma:	13,00	
Átmérő :	12,0	[mm]
Betontakarás:	50,0	[mm]

$A_{req} = 1339,1\,mm^2 < A_{inp} = 1470,3\,mm^2$

Hosszvasalás Y irányban

Vasak száma:	13,00	
Átmérő :	12,0	[mm]
Betontakarás:	50,0	[mm]

$A_{req} = 1339,1\,mm^2 < A_{inp} = 1470,3\,mm^2$

Ellenőrzés	
HOSSZ. X IRÁNYBAN :	MEGFELELŐ (91,1%)
HOSSZ Y IRÁNYBAN :	MEGFELELŐ (91,1%)
ÁTSZÚRÓDÁS:	MEGFELELŐ (46,2%)

Átszúródás vizsgálat: $N_{ed.max} := 667.562kN$ $V_{Ed} < V_{Rd.max}$ $u_0 := 1600mm$ $d := 0.8 \cdot H = 0.4\,m$

$$V_{Ed} := \frac{N_{ed.max}}{u_0 \cdot d} = 1.043 \cdot \frac{N}{mm^2} \qquad \nu := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250\,\frac{N}{mm^2}}\right) = 0.54 \qquad f_{ck} = 25 \cdot \frac{N}{mm^2} \qquad f_{cd} = 16.667 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$V_{Rd.max} := 0.5 \cdot \nu \cdot f_{cd} = 4.5 \cdot \frac{N}{mm^2} \qquad V_{Ed} < V_{Rd.max}$$

A pontalap nyírási vasalás nélkül átszúródásra megfelel!

16.3 Pontalapok tervezése: A19-A21

Kiindulási adatok: Beton: C25/30 Beton acél: B500B

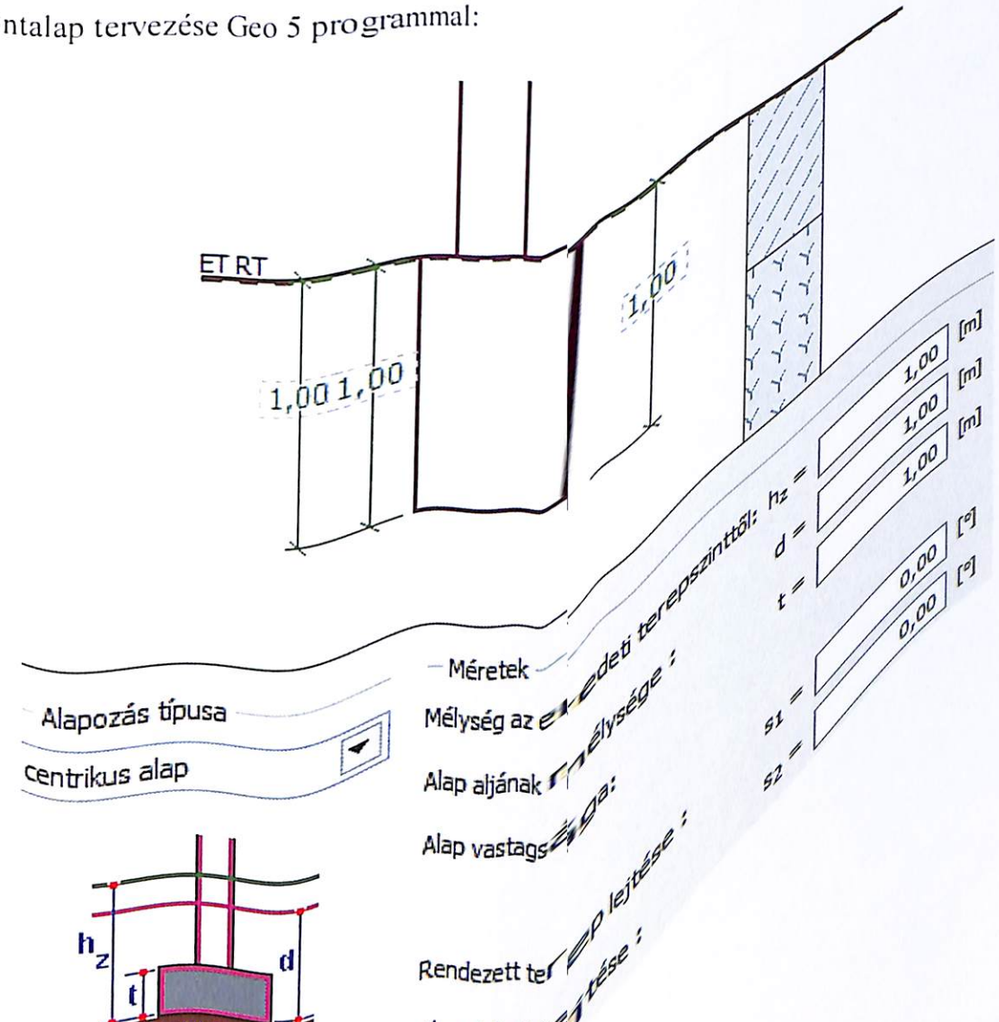
Falváztartó oszlopok (HEA 160) támaszkodnak a pontalapokra. 3 db.
Alapozási síkot -1.00 méteren vettem fel.

Mértékadó terhelés:

Kiv.	Szelvényn..	K	min. max.	Táv [m]	Csp.	Nx [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Tx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
28	HE 160 A	Nx	min	0	(52)	-30,45	2,94	0	0	0	0
28	HE 160 A		max	6,600		-1,62	-1,63	0	0	0	0

$N_{ed.A20} := 30.45kN$

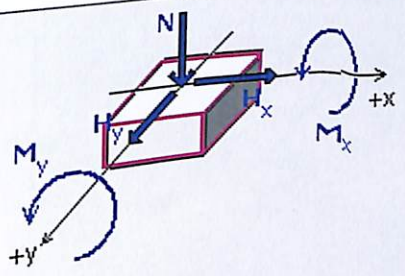
Pontalap tervezése Geo 5 programmal:



Teher felvétele:

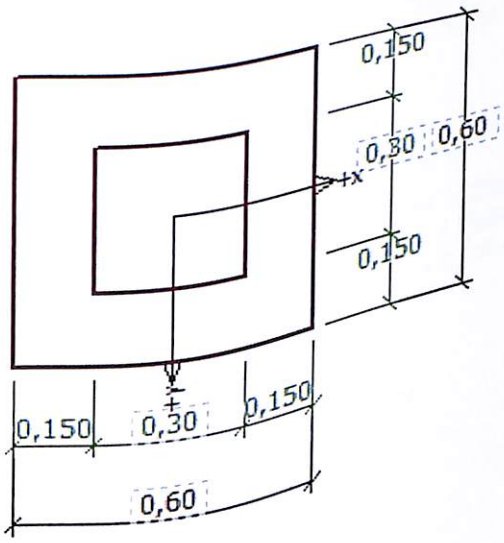
Név: 1 sz. teher

Függőleges erő :	N =	30,45	[kN]
Hajlítónyomaték :	M_x =	0,00	[kNm]
	M_y =	0,00	[kNm]
Vízszintes erő :	H_x =	0,00	[kN]
	H_y =	0,00	[kN]

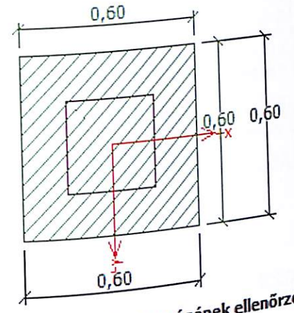


◉ tervezési ○ üzemi

Geometria felvétele:



Teherbírás ellenőrzése:



Síkalap teherbíró képességének ellenőrzése
Függ. teherbírás ellenőrzése
Talpfeszültség alakja : négyszög
A mértékadó tehereset száma 1. (1 sz. teher)

Alapozási talaj tervezési teherbírása R_d = 285,90 kPa
Kapcsolati fesz. szélsőértéke σ = 107,58 kPa

Biztonsági tényező = 2,66 > 1,50
Függőleges irányú teherbírás MEGFELELŐ

Teher külpontosság ellenőrzése
Max. külp. az alap hosszúsága irányában e_x = 0,000<0,333
Max. külp. az alap szélessége irányában e_y = 0,000<0,333
Max. átlagos külpontosság e_t = 0,000<0,333
Teher külpontossága MEGFELELŐ

Vízszintes teherbírás ellenőrzése
A mértékadó tehereset száma 1. (1 sz. teher)

Vízszintes teherbírás R_{dh} = 20,31 kN
Vízszintes erő szélsőértéke H = 0,00 kN

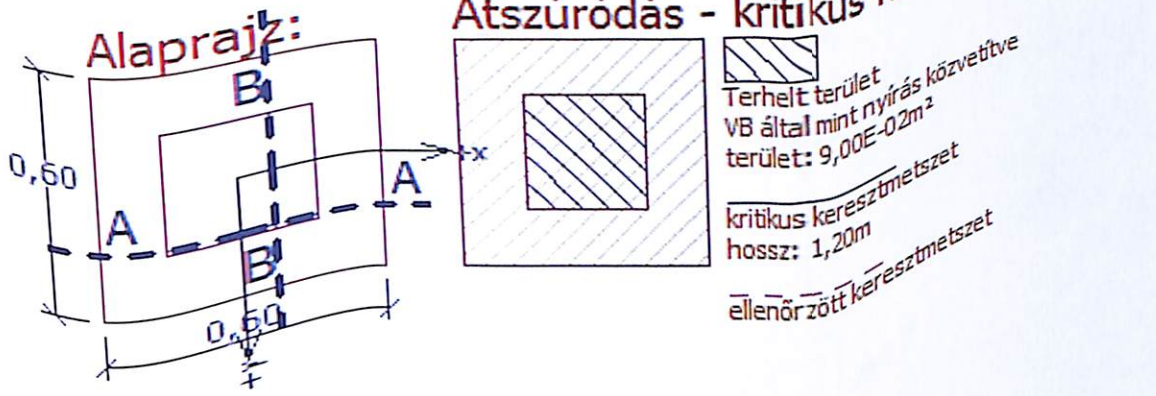
Biztonsági tényező = 1000,00 > 1,50
Vízszintes teherbírás MEGFELELŐ

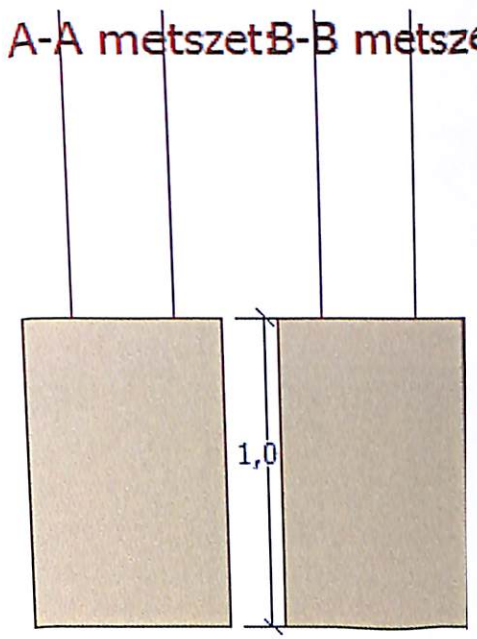
Alap teherbíró képessége MEGFELELŐ

Ellenőrzés	
FÜGG. TEHERBÍRÁS: MEGFELELŐ	(56,4%)
VÍZSZ: TEHERBÍRÁS: MEGFELELŐ	(0,0%)

A 60 x 60 x 100 cm-es pontalap megfelel.

16.3.1 60 x 60 x 100 cm-es pontalapok vasalása





Hosszvasalás X irányban
Vasak száma: 0,00 / 10,0 [mm]
Átmérő : 40,0 [mm]
Betontakarás:
$A_{req} = 0,0\ mm^2 < A_{inp} = 0,0\ mm^2$

Hosszvasalás Y irányban
Vasak száma: 0,00 / 10,0 [mm]
Átmérő : 40,0 [mm]
Betontakarás:
$A_{req} = 0,0\ mm^2 < A_{inp} = 0,0\ mm^2$

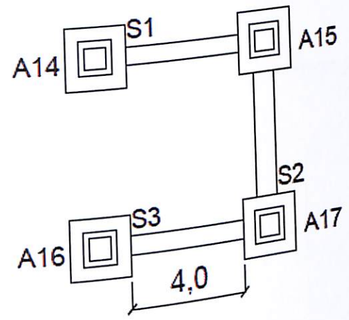
Ellenőrzés **(0,0%)**
HOSSZ. X IRÁNYBAN: **(0,0%)** **MEGFELELŐ**
HOSSZ Y IRÁNYBAN: **(0,8%)** **MEGFELELŐ**
ÁTSZÚRÓDÁS: **MEGFELELŐ**

A20; A21 60 x 60 x 100 cm-es pontalap vasalás nélkül megfelel.

16.4 Sávalapok tervezése

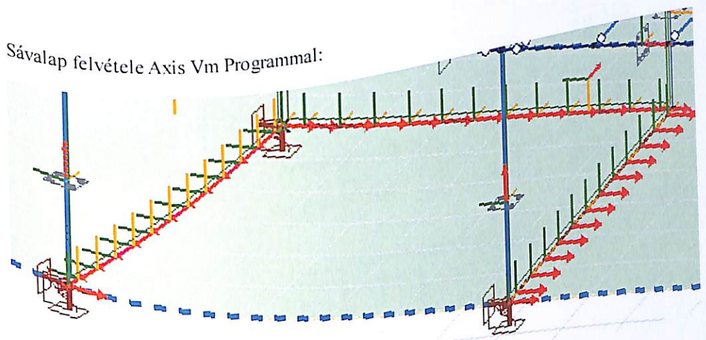
Beton: C25/30 Betonacél: B500

Pozíciós terv:



Az épület födémmel ellátott részén épül egy vasbeton merevítő mag.
A merevítő mag falai S1, S2, S3 sávalakpokra támaszkodnak.

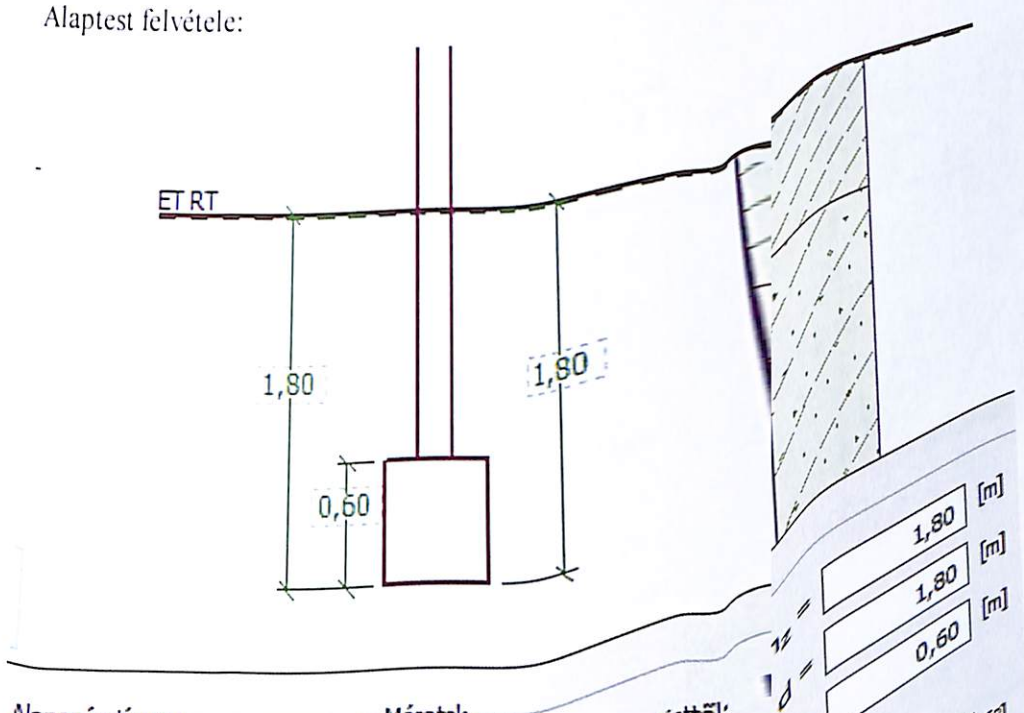
Sávalap felvétele Axis Vm Programmal:

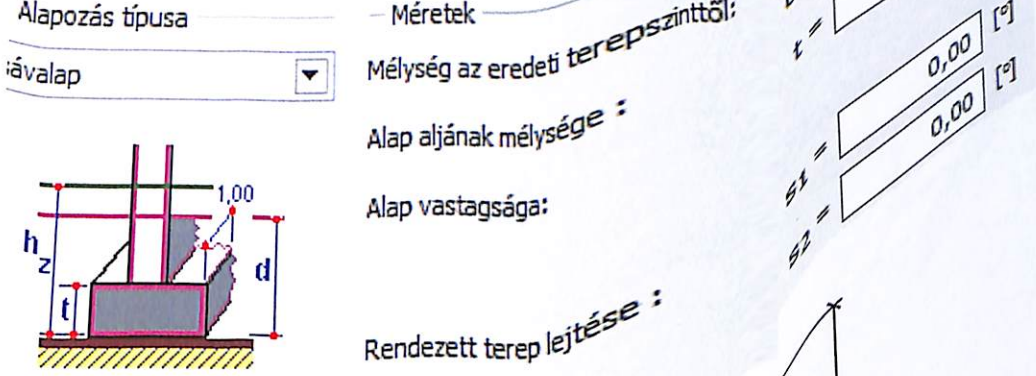


Ábra 83. Sávalapok Axis Vm

16.4.1 S2, S3 Sávalap tervezése Geo 5 Programmal

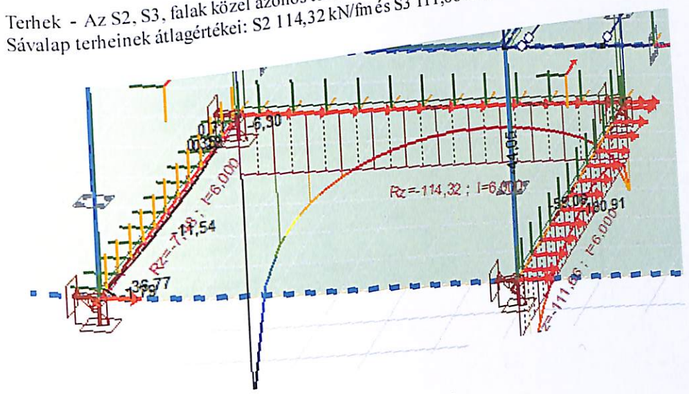
Alaptest felvétele:



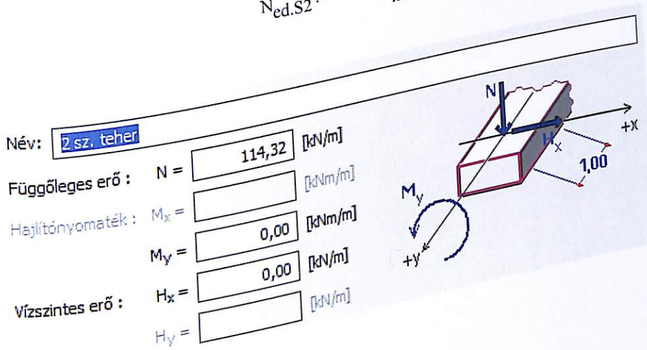


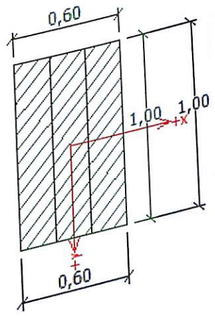
Geometria felvétele:

Terhek - Az S2, S3, falak közel azonos terhelést kapnak.
Sávalap terheinek átlagértékei: S2 114,32 kN/fm és S3 111,66 kN/fm.



$$N_{ed.S2} := 114.32 \frac{kN}{m}$$





Síkalap teherbíró képességének ellenőrzése
Függ. teherbírás ellenőrzése
Talpfeszültség alakja : négyszög
A mértékadó tehereset száma 2. (2 sz. teher)

Alapozási talaj tervezési teherbírása R_d = 421,46 kPa
Kapcsolati fesz. szélsőértéke σ = 221,29 kPa

Biztonsági tényező = 1,90 > 1,50
Függőleges irányú teherbírás MEGFELELŐ

Teher külpontosság ellenőrzése
Max. külp. az alap hosszúsága irányában e_x = 0,000<0,333
Max. külp. az alap szélessége irányában e_y = 0,000<0,333
Max. átlagos külpontosság e_t = 0,000<0,333
Teher külpontossága MEGFELELŐ

Vízszintes teherbírás ellenőrzése
A mértékadó tehereset száma 1. (1 sz. teher)

Vízszintes teherbírás R_{dh} = 29,08 kN
Vízszintes erő szélsőértéke H = 0,00 kN

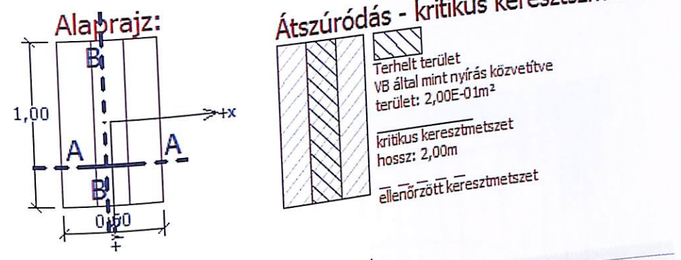
Biztonsági tényező = 1000,00 > 1,50
Vízszintes teherbírás MEGFELELŐ

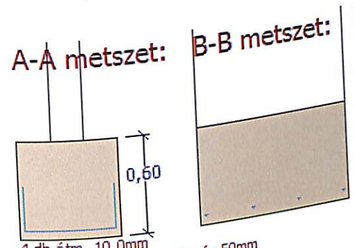
Alap teherbíró képessége MEGFELELŐ

Ellenőrzés
FÜGG. TEHERBÍRÁS: (78,8%)
MEGFELELŐ
VÍZSZ: TEHERBÍRÁS: (0,0%)
MEGFELELŐ

A 60 cm széles 60 cm magas 4 méter hosszú S2, S3 sávalap a mértékadó vonalmenti teherre megfelel.

16.4.1.1 S2, S3, sávalap vasalása





Hosszvasalás X irányban

Vasak száma:	4,00	
Átmérő :	10,0	[mm]
Betontakarás:	50,0	[mm]

$A_{req} = 0,0\ mm^2 < A_{inp} = 314,2\ mm^2$

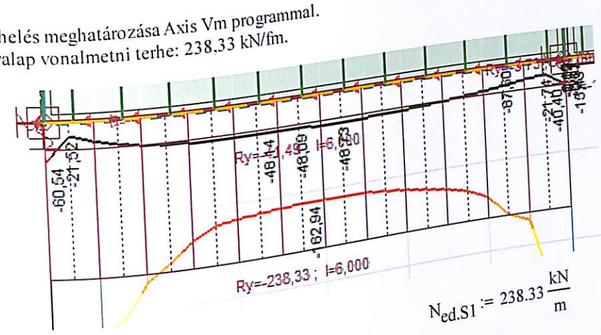
Ellenőrzés		
HOSSZ. X IRÁNYBAN :	MEGFELELŐ	(0,0%)
	MEGFELELŐ	(2,0%)
ÁTSZÚRÓDÁS:		

A sávalap hosszirányban alul felül 3-3 db ϕ 10 hosszvassal, ϕ8/200 kengyelezéssel valamint ϕ10/150 U alakú tüske vasalással kerül kialakításra.

16.4.2 S1 sávalap

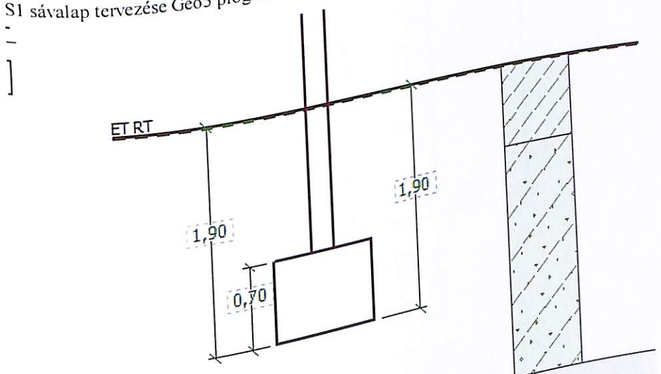
Mivel az S1 sávalap az épület szimmetriasíkjában található, felvéve a fölötte lévő födém terheit nagyobb terhet kap mint a másik 2 (S2, S3) sávalap.

Terhelés meghatározása Axis Vm programmal.
Sávalap vonalmetni terhe: 238,33 kN/fm.



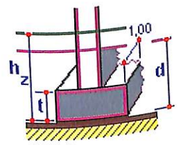
$N_{ed.S1} := 238.33 \frac{kN}{m}$

S1 sávalap tervezése Geo5 programmal



Alapozás típusa
sávalap

Méretek
Mélység az eredeti terepszinttől: h_z = 1,90 [m]
Alap aljának mélysége : d = 1,90 [m]
Alap vastagsága: t = 0,70 [m]
Rendezett terep lejtése : s_1 = 0,00 [°]
Alap aljának lejtése : s_2 = 0,00 [°]



Teher fevétele:

Név: 3.sz. teher

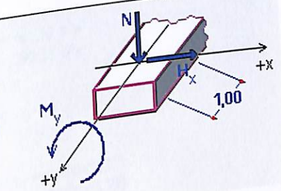
Függőleges erő : N = 238,33 [kN/m]

Hajlítónyomaték : M_x = [kNm/m]

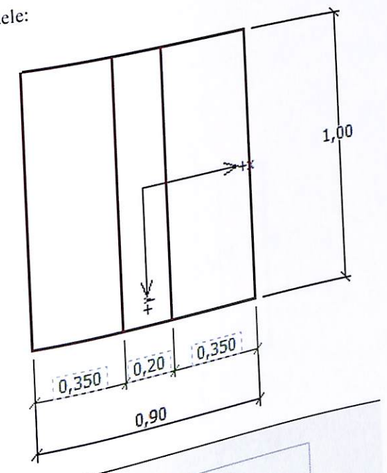
M_y = 0,00 [kNm/m]

Vízszintes erő : H_x = 0,00 [kN/m]

H_y = [kN/m]



Geometria felvétele:



Méretek

Síkalap hossza = 4,00 [m]

a_x = 0,350 [m]

b_x = 0,350 [m]

Síkalap teherbíró képességének ellenőrzése
A számítás a(z) 2 sz. teheresetre lefutott. (2 sz. teher)
Függ. teherbírás ellenőrzése
Talpfeszültség alakja : négyszög

Alapozási talaj tervezési teherbírása R_d = 462,57 kPa
Kapcsolati fesz. szélsőértéke σ = 290,55 kPa

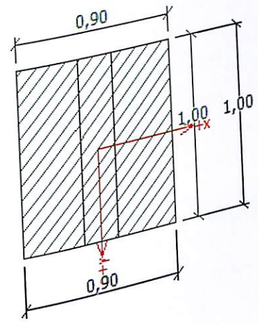
Biztonsági tényező = 1,59 > 1,50
Függőleges irányú teherbírás MEGFELELŐ

Teher külpontosság ellenőrzése
Max. külp. az alap hosszúsága irányában e_x = 0,000<0,333
Max. külp. az alap szélessége irányában e_y = 0,000<0,333
Max. átlagos külpontosság e_t = 0,000<0,333
Teher külpontossága MEGFELELŐ

Vízszintes teherbírás ellenőrzése
Vízszintes teherbírás R_{dh} = 127,00 kN
Vízszintes erő szélsőértéke H = 0,00 kN

Biztonsági tényező = 1000,00 > 1,50
Vízszintes teherbírás MEGFELELŐ

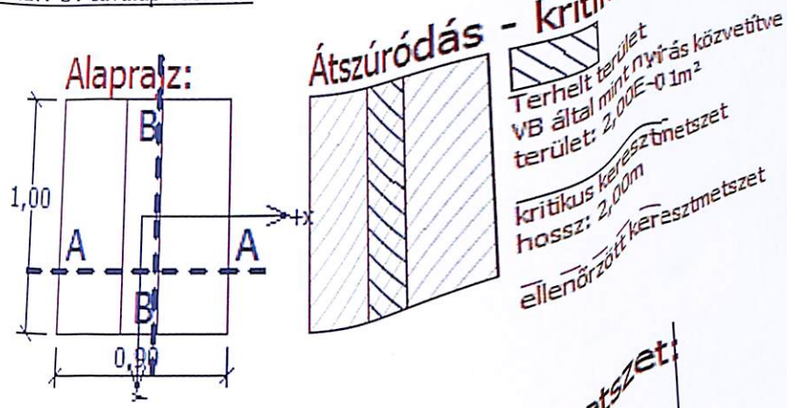
Alap teherbíró képessége MEGFELELŐ

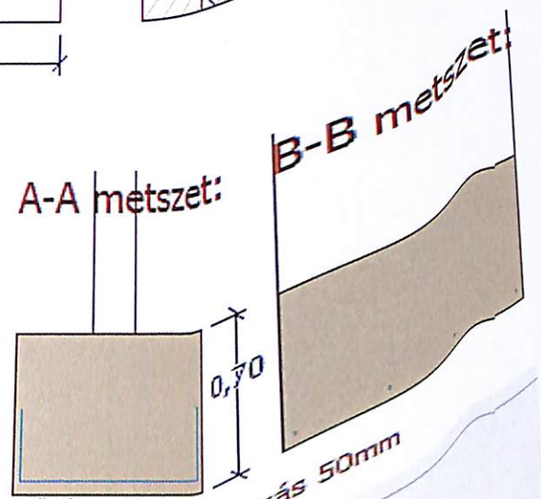


Ellenőrzés
FÜGG. TEHERBÍRÁS: (94,2%)
MEGFELELŐ
VÍZSZ: TEHERBÍRÁS: (0,0%)
MEGFELELŐ

A 90 cm széles 70 cm magas 4 méter hosszú S1 sávalap a mértékadó vonalmenti teherre megfelel.

16.4.2.1 S1 sávalap vasalása





Hosszvasalás X irányban

Vasak száma:	4,00		
Átmérő :	10,0	[mm]	
Betontakarás:	50,0	[mm]	
$A_{req} = 0,0\ mm^2 < A_{inp} = 314,2\ mm^2$		MEGFELELŐ	(0,0%)
		MEGFELELŐ	(3,5%)

Ellenőrzés

HOSSZ. X IRÁNYBAN :

ÁTSZÚRÓDÁS:

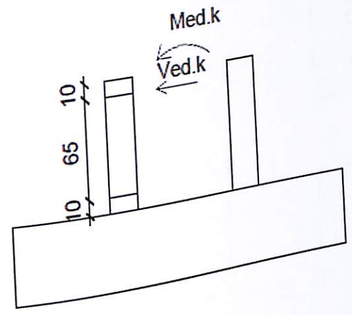
A sávalap hosszirányban alul felül 4-4 db Φ 10 hosszvassal, Φ8/200 kengyelezéssel vasalással kerül kialakításra.

16.5 Kehelynyak tervezése

Mértékadó nyomaték és a hozzá tartozó nyíróerő

$M_{ed.k} := 317.14kN \cdot m \quad V_{ed.k} := 42.26kN$

Erőkar $l_k := 0.65m$



$$F_{k1} := \frac{M_{ed.k}}{l_k} + V_{ed.k} = 530.168 \cdot kN$$

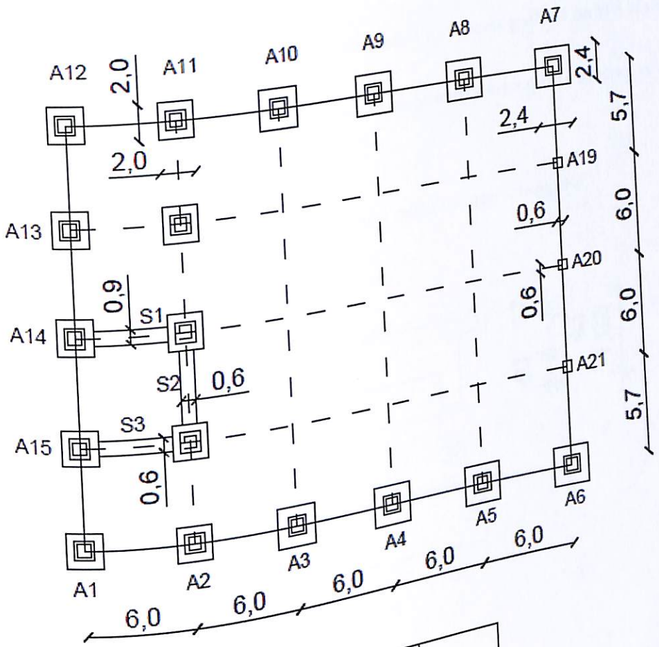
$$A_{sk1} := \frac{F_{k1}}{f_{yd}} = 1219 \cdot mm^2$$

Kehelynyak függőleges kengyelezése belül, vízszintes kengyelezése kívül kerül elhelyezésre.
A kehelynyak felső és alsó részében (20-20 cm) sűrített külső vízszintes kengyelezés kerül.

Vasátmérő Φ12.

Vasalás kialakítás. Lásd: S-13

16.6 A csarnok alapozásának pozíciós terve



Méret [m]	Alapozás fajtája	db
2,0 x 2,0 x 0,5	Pontalap	8
2,4 x 2,4 x 0,5	Pontalap	10
0,6 x 0,6 x 1,0	Pontalap	3
4,0 x 0,6 x 0,6	Sávalap	2
4,0 x 0,9 x 0,7	Sávalap	1
1,1 x 1,1 x 0,9	Kehelynyak	18

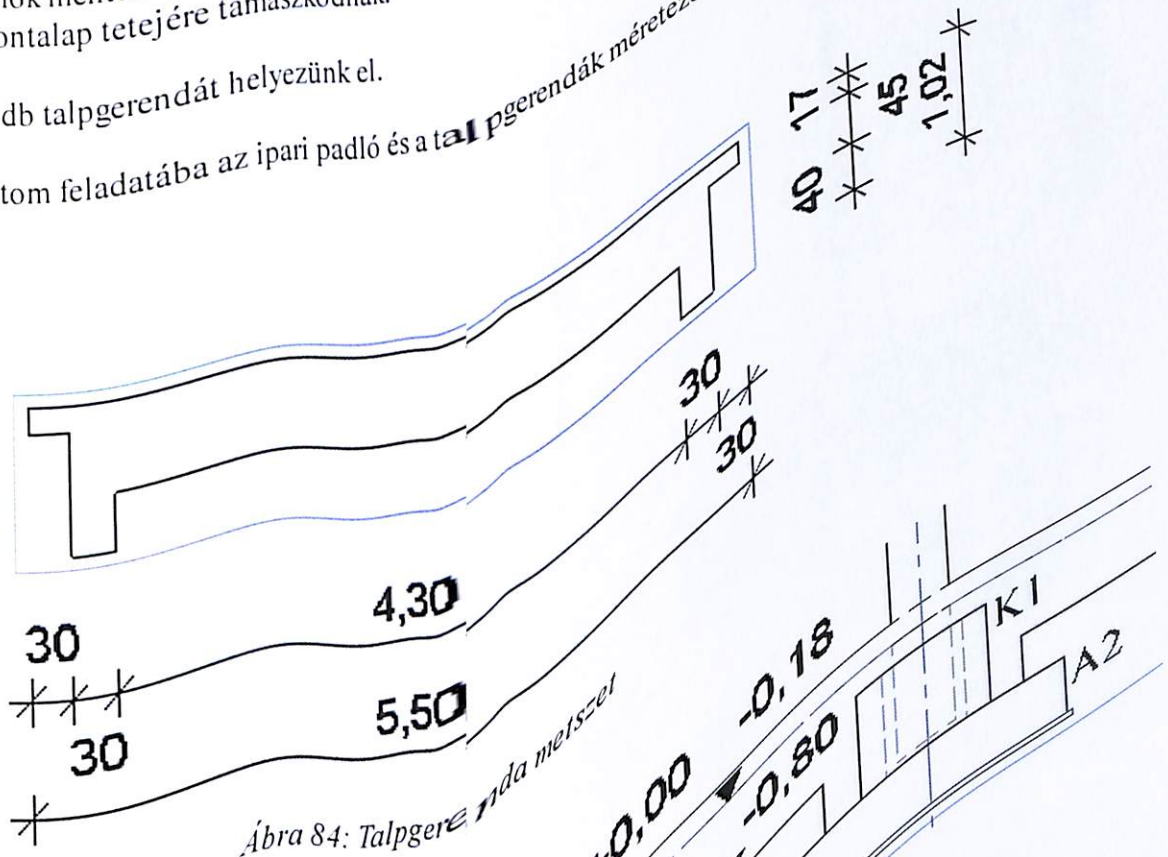
17. Ipari padló és talpgerenda

A csarnok padozata 18 cm felületkeményített ipari padló. Alatta 1 rtg. lemezszigetelés, 8 cm XPS hőszigetelés, 40 cm zuzalékos kavics ágyazat, majd a termett talaj.

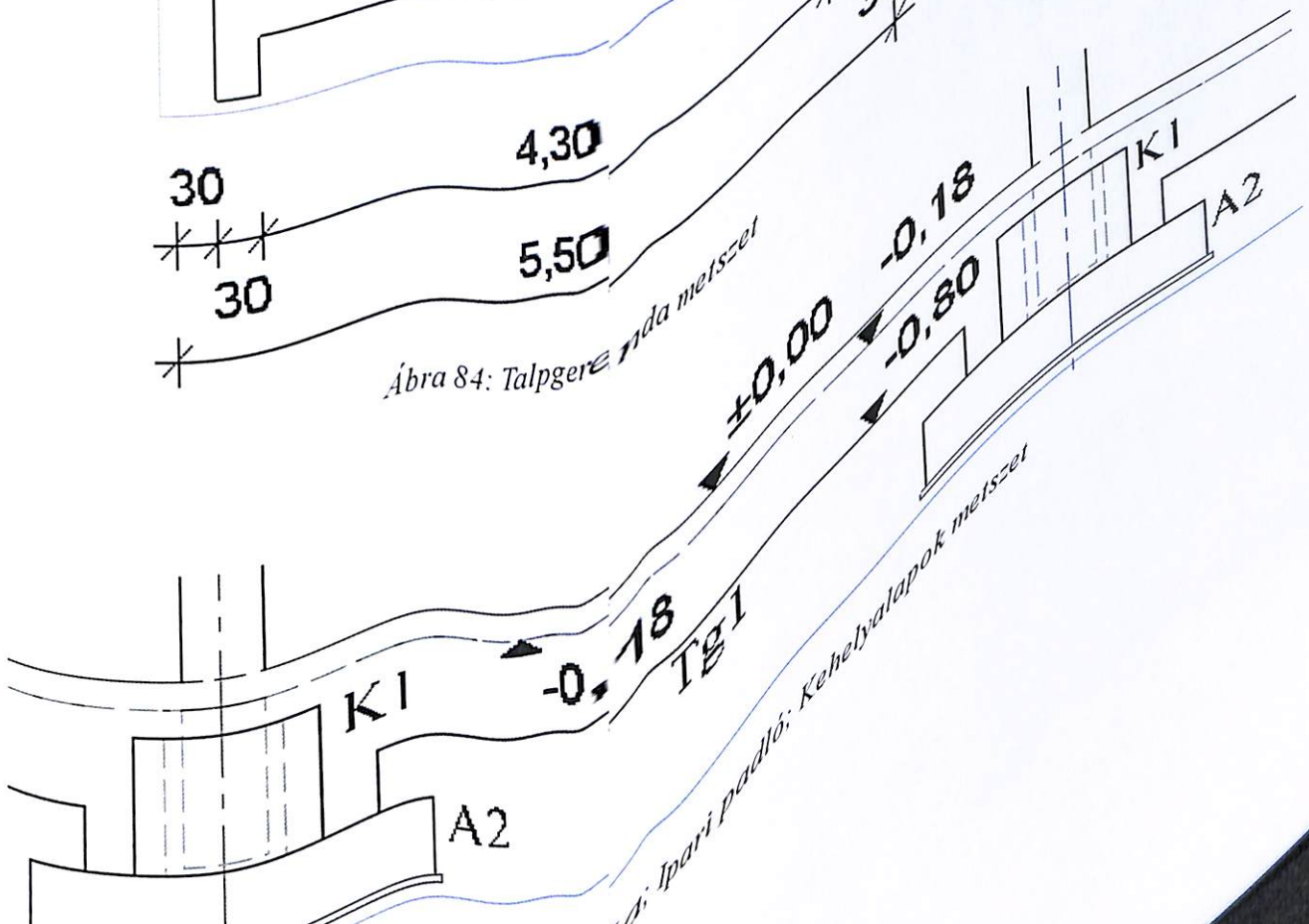
Körbe a csarnok mentén ipari padló alatt, monolit vasbeton talpgerendákat helyezünk el, melyek a kehelynyak valamint a pontalap tetejére támaszkodnak.

Összesen 18 db talpgerendát helyezünk el.

Szakdolgozatom feladatába az ipari padló és a talpgerendák méretezése nem tartozik bele.



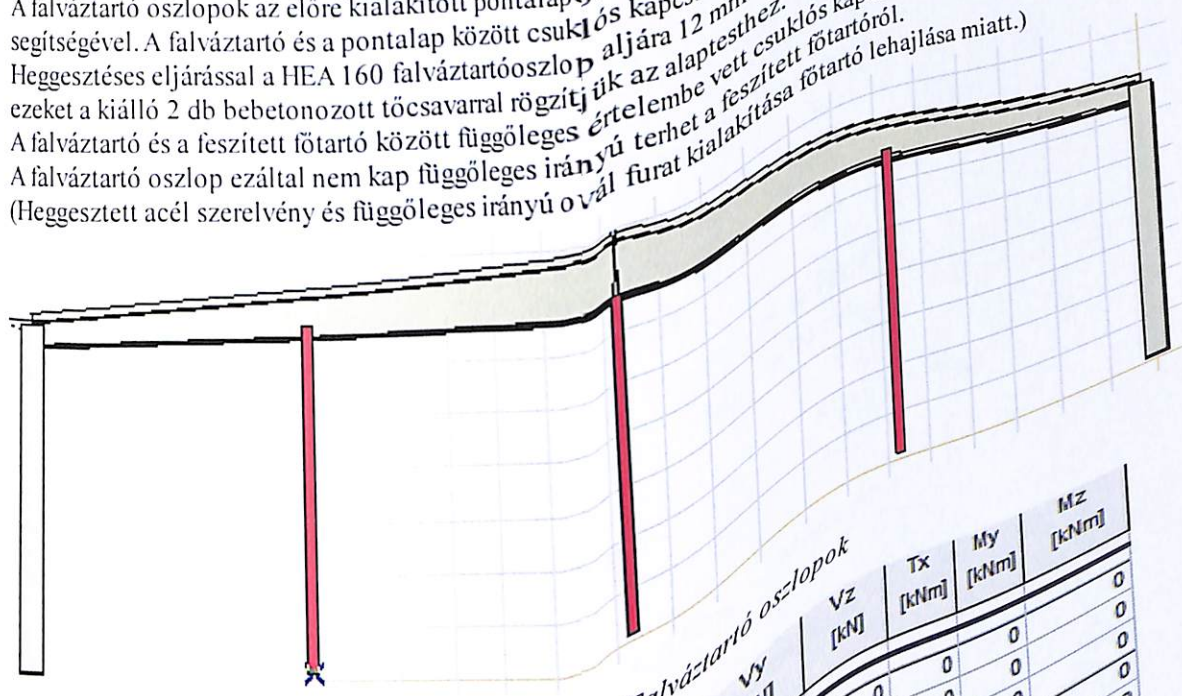
Ábra 84: Talpgerenda metszet



Ábra 85: Talpgerenda; Ipari padló; Kehelyalapok metszet

18. Falváztartó oszlopok

Az épület délkeleti homlokzatán 3 db HEA 160 acél falváztartó oszlop épül.
A falváztartó oszlopok az előre kialakított pontalapokhoz kerülnek rögzítésre, csavarozott kapcsolat segítségével. A falváztartó és a pontalap között csuklós kapcsolatot alakítottam ki.
Hegesztéses eljárással a HEA 160 falváztartóoszlop aljára 12 mm vastag talplemez kerül elhelyezésre, majd ezeket a kiálló 2 db bebetonozott tőcsavarral rögzítjük az alaptesthez.
A falváztartó és a feszített főtartó között függőleges értelembe vett csuklós kapcsolatot alakítottam ki.
A falváztartó oszlop ezáltal nem kap függőleges irányú terhet a feszített főtartóról.
(Heggesztett acél szerelvény és függőleges irányú oválfurat kialakítása főtartó lehajlása miatt.)



Ábra 86. HEA 160 Falváztartó oszlopok

	Szelvényn..	K	min. max.	Táv [m]	Csp.	Nx [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Tx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Kiv.											
28	HE 160 A	Nx	min	0	(52)	-30,45	2,71	0	0	0	0
26	HE 160 A		max	6,600		-1,00	0	0	0	0	0
27	HE 160 A		max	0	(51)	-1,00	-11,29	0	0	0	0
26	HE 160 A	My	min	6,600		-1,00	2,26	0	0	0	0
26	HE 160 A		max	2,640		-13,17	0	0	0	0	-17,89
27	HE 160 A	Mz	min	3,300		-12,78	0	0	0	0	-21,20
28	HE 160 A		max	3,300		-12,19	0	0	0	0	21,56

Megtámasztási viszonyok - Csuklós csuklós $\upsilon := 1$ kihajlási görbe a

A HEA 160 falváztartó oszlop ellenállása HEA 160 $A := 3880mm^2$ $\gamma_{M1} := 1$ $f_y := 235 \frac{N}{mm^2}$

$tf := 9mm < 40mm$ $\alpha := 0.21$

$h := 160mm$

Központosan nyomott keresztmetszet kihajlási ellenőrzése

$E := 210000 \frac{N}{mm^2}$ $Iy := 16730000mm^4$ $L := 5.6m$

$N_{cr} := \frac{E \cdot Iy \cdot (\pi)^2}{(\upsilon \cdot L)^2} = 1106 \cdot kN$ $\lambda := \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = 0.908$

$\phi := 0.5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot (\lambda - 0.2) + \lambda^2\right] = 0.987$ $\chi := \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} = 0.729$

$N_{b.Rd} := \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 664.329 \cdot kN > 30.45kN$ A HEA 160 falváztartó oszlop központosan nyomott kihajlásra megfelel.

Keresztmetszet hajlítási ellenállása

Tiszta hajlításra és tiszta nyomásra a HEA 160 szelvény 1. keresztmetszeti osztályba tartozik, ezért képlékeny állapotban vizsgálom.

$W_{pl} := 245100mm^3$ $\gamma_{M0} := 1$

$Mc_{Rd} := \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 57.599 \cdot kN \cdot m$ $> 21.2\ kNm$ A HEA 160 hajlításra megfelel.

Hajlítás és normálerő kölcsönhatásának vizsgálata

Egytengelyű hajlítás és normálerő

$N_{pl.Rd} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 911.8 \cdot kN$

$N_{Ed} := 12.78kN$

$M_{Ez} := 21.2kN \cdot m$

$n := \frac{N_{Ed}}{N_{pl.Rd}} = 0.014$ $tf := 9mm$ $b := 160mm$

$M_{pl.Rd} := Mc_{Rd}$

y-y tengely körüli hajlítás $a := \frac{A - 2 \cdot b \cdot tf}{A} = 0.258$

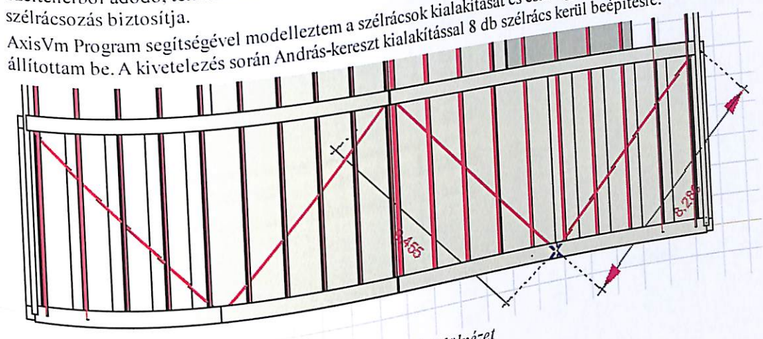
$M_{N.y.Rd} := M_{pl.Rd} \cdot \frac{1 - n}{1 - 0.5 \cdot a} = 65.192 \cdot kN \cdot m > 21.2\ kNm$ Megfelel!

A HEA 160 falvázoszlop a mértékadó hajlításra és normálerőre megfelel.

19. Szélrács méretezése

Az épület merevségét alapvetően az előregyártott pillérek és a vasbeton merevítő mag adják. Szélteherből adódó, terhekre további merevítést az épület első raszterében a tetősíkban kialkított szélrácsozás biztosítja.

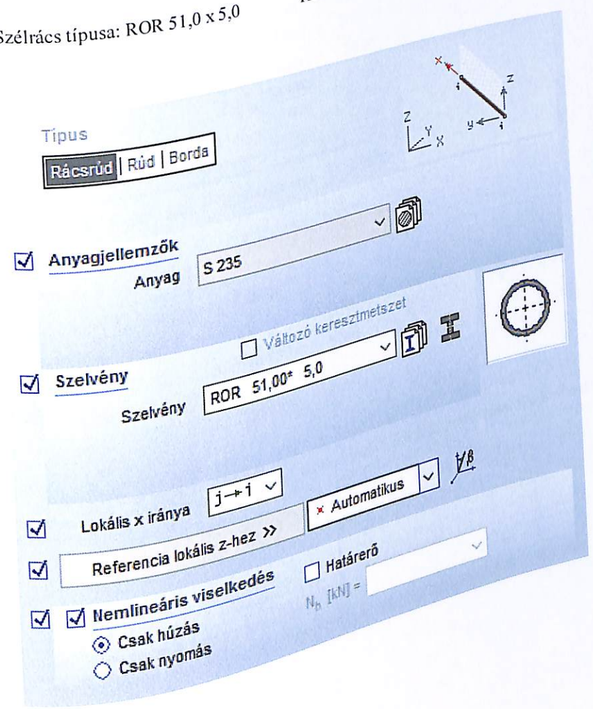
AxisVm Program segítségével modelleztem a szélrácsok kialakítását és csak egyoldali húzott rudakat állítottam be. A kivetelezés során András-kereszt kialakítással 8 db szélrács kerül beépítésre.



Ábra 87. Szélrácsok felülnézet

Szélrács típusa: ROR 51,0 x 5,0

Hosszméretek: 4 db - 8,3 m
4 db 9,46 m



Szélrács mértékadó feszültségek:

Sz.	Szelvénynév	Hossz [m]	min. max.	Sx [N/mm²]
			Sx max	29,03
			Sx max	22,45
			Sx max	39,40
			Sx max	55,97
			Sx max	55,97
Kiv.				
4	72 ROR 51,00* 5,0	8,284	Sx max	

ROR 51,00 x 5,0 szélrácsban kialakuló maximális húzófeszültség 55,97 $\frac{N}{mm^2}$

$f_{yk} := 235 \frac{N}{mm^2}$ $> 55,97 \frac{N}{mm^2}$ Megfelel!

Szélrács mértékadó normálerők

Sz.	Szelvénynév	Hossz [m]	min. max.	Nx [kN]
			Nx max	20,95
			Nx max	16,20
			Nx max	28,43
			Nx max	40,39
			Nx max	40,39
Kiv.				
4	72 ROR 51,00* 5,0	8,284	Nx max	

$\gamma_{M0} := 1$

$A_{ROR} := 722 mm^2$

$N_{plRd} := \frac{A_{ROR} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 169,67 \cdot kN$ $> 40,39$ kN

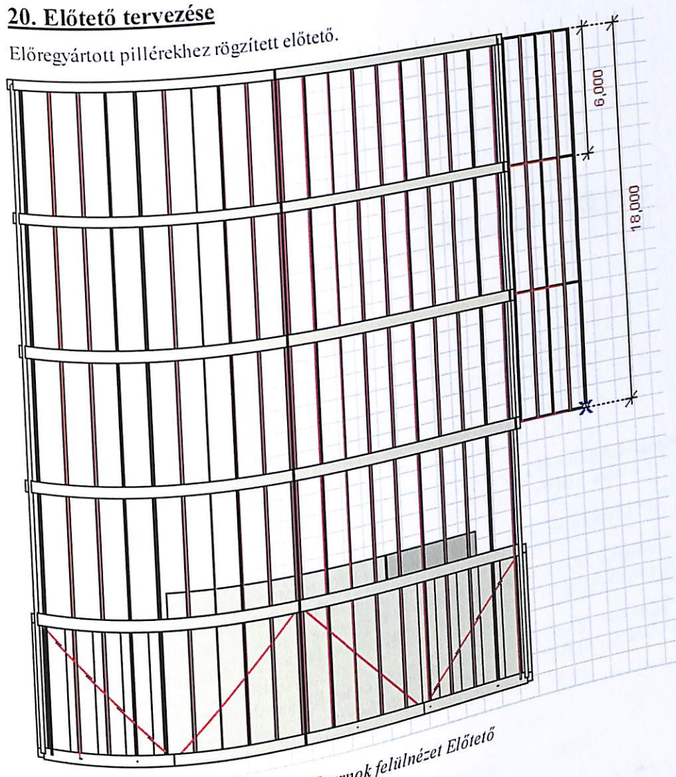
Megfelel!

ROR 51,00 x 5,0 szélrács megfelel a kialakuló húzóerőre.

Húzott rácsrúd 40,39 kN erőt vesz fel.

20. Előtető tervezése

Előregyártott pillérekhez rögzített előtető.



Ábra 88. Csarnok felülnézet Előtető

Méretek:
Hosszúság: 18 méter
Szélesség: 4 méter

Anyagminőség:
Szerkezeti acél: S235

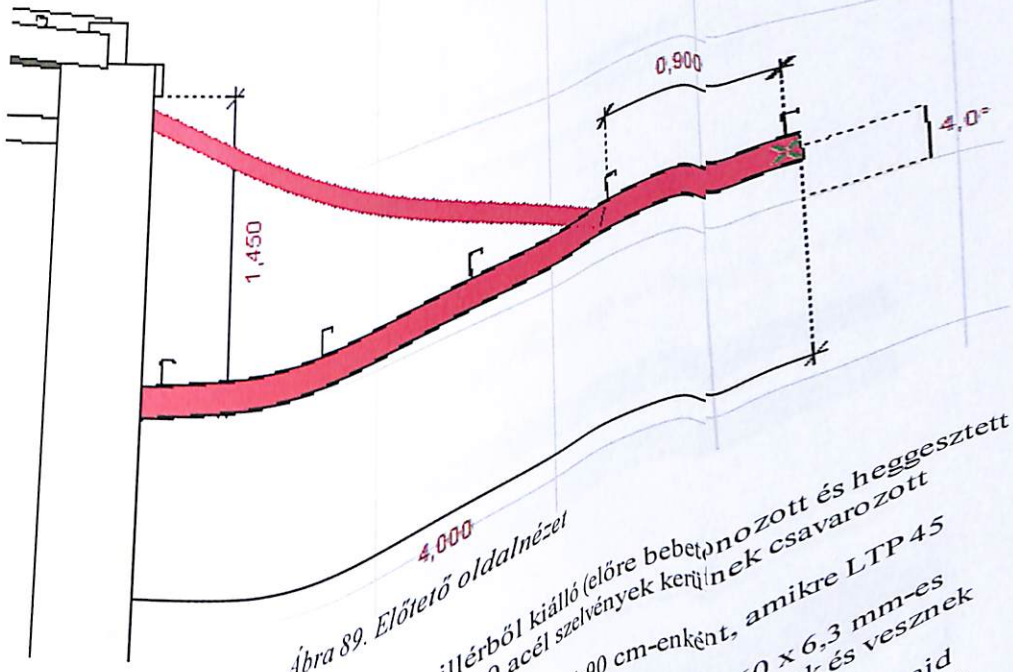
20.1 IPE Szelvény méretezése

Szelvénynév	Táv [m]	Csp.	Smin [N/mm²]	Smax [N/mm²]	Vmin [N/mm²]	Vmax [N/mm²]	Somin [N/mm²]	Somax [N/mm²]
IPE O 180	1,249	(352)	-232,84	134,58	0,19	17,09	57,36	232,84
IPE O 180	0,998	(349)	0	0	0	0	0	0
IPE O 180	0	(57)	-51,16	48,57	0,63	46,91	48,58	95,33
IPE O 180	1,249	(352)	-232,13	135,27	0,04	11,45	52,33	232,13

4 db IPE O 180 acélgerenda alkotja az előtető tartószerkezeti részét.
AxisVM Program segítségével meghatároztam a mértékadó terhekre kialakuló legnagyobb rúdelem feszültséget. Maximális igénybevétel a húzugteherből adódik.

$$S_{minmax} := 232.84 \frac{N}{mm^2} < f_{yk} := 235 \frac{N}{mm^2}$$ IPE O 180 szelvény megfelel.

20.2 Előtető kialakítása



Ábra 89. Előtető oldalnézet

- 50 x 50 előregyártott vasbeton pillérből kiálló (előre bebetonozott és heggesztett kapcsolat) acél konzolokra IPE O 180 acél szelvények kerülnek csavarozott kapcsolat segítségével.
- IPE 140 szelvényekre Z 200 szelemenek ülnek 90 cm-enként, amikre LTP 45 trapézlemez tetőhejalás kerül.
- A 4 db IPE O 180 acél szelvényhez 4 db RHS téglalap 100 x 60 x 6,3 mm-es zártszelvény csatlakozik, melyek húzott rácsrúdként funkcionálnak és vesznek részt a teherviselésben.
- RHS zártszelvények pillérekből kiálló menetesszárakhoz csatlakoznak, majd ugyancsak csavarkapcsolat segítségével csatlakoznak az IPE O 180-as tartóhoz.
- Az előtető héjazatát LTP 45 0,6 mm vastag trapézlemez alkotja.

Kapcsolatok jelen feladatban nem kerülnek méretezésre.

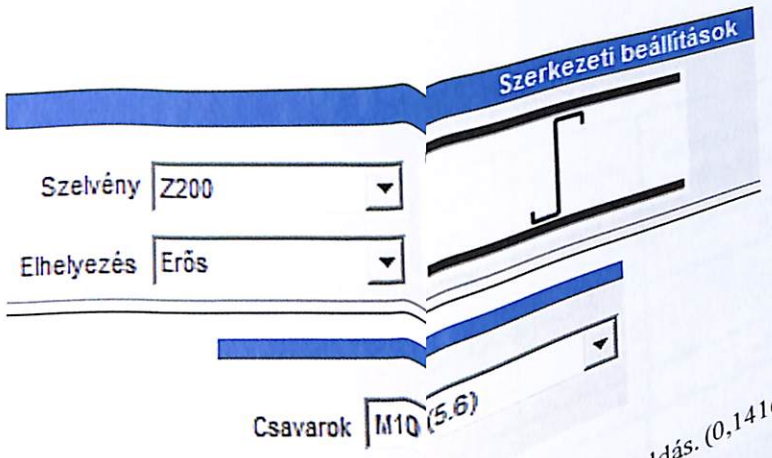
20.3 Z 200 Szelemen méretezése Lindab Structural Designer programmal

Mérékadó teherkombináció

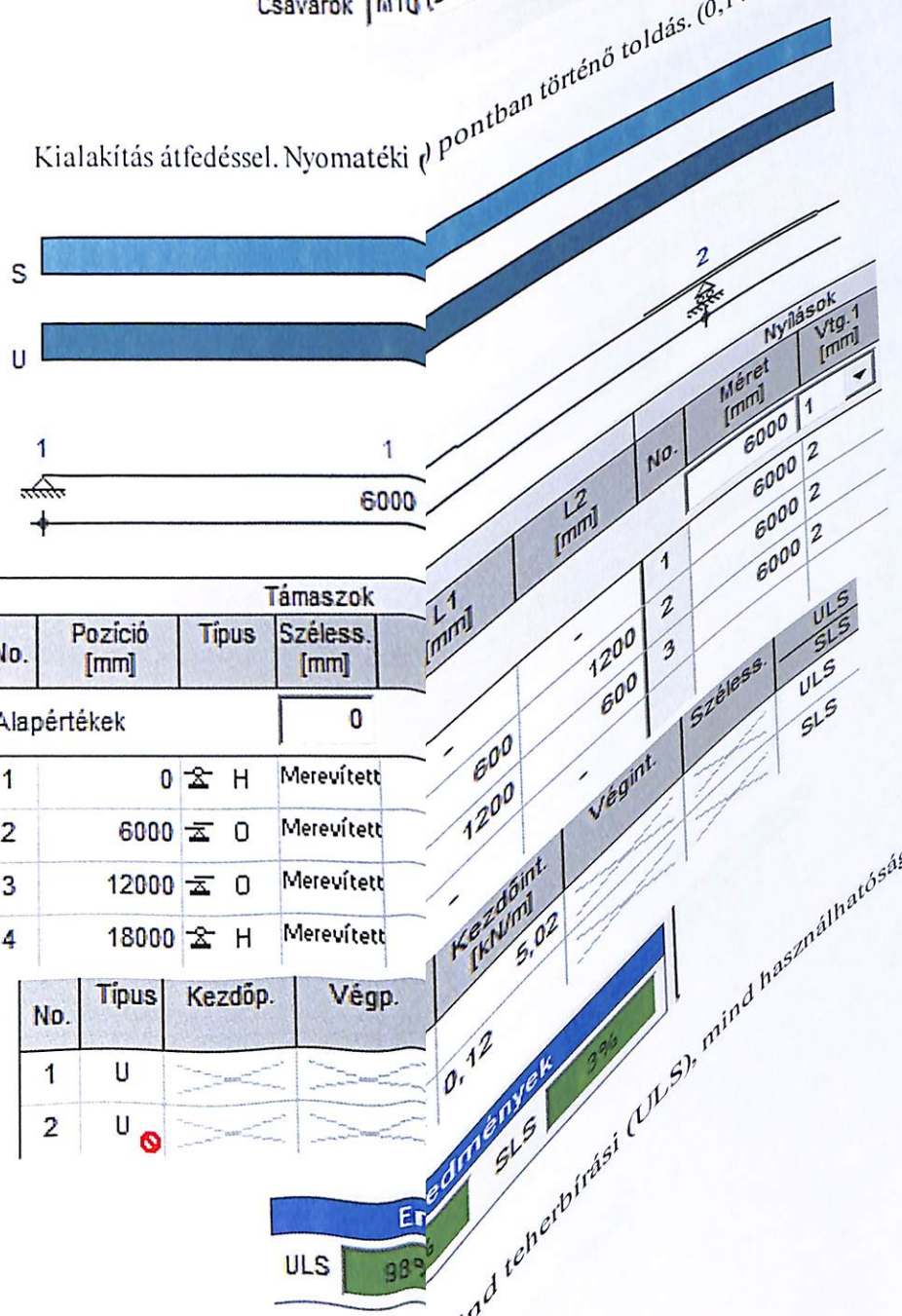
Mivel a húzug és a szélteher ellentétes irányú ezért csökkentenék egymás értékét. A Z 200 szelement a biztonság javára külön- külön megvizsgálom egyedüli húzug és egyedüli szélteher kialakulása mellett.

Húzugteher - A biztonság javára a húzugteher legnagyobb értékével számoltam 3,6 kN / m^2 Terhelési sáv: 0,9 méter (Terhek értékei terhelési sáv figyelembevételével számolva.)

Terhek	Teher alapértékkN/fm	Parciális szorzó	Teher tervezési értékkN/fm
Önsúly Z 200 t=2mm	0,058	1,35	0,078
Rétegrend LTP 45 0,6 mm vastag	0,052	1,35	0,080
Húzugteher	3,240	1,5	4,860
Z szelemenre ható vonalmenti megoszló teher			5,02



Kialakítás átfedéssel. Nyomatéki *pontban történő toldás. (0,1416 x L)*



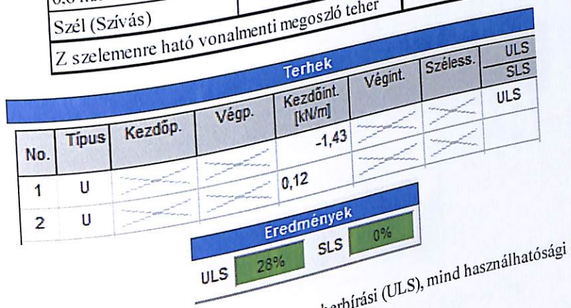
mind teherbírási (ULS), mind használhatósági (SLS)

A Z 200 t=2mm vastagságú szelemen *feltételek*

Szélteher

Terhelési sáv: 0,9 méter (Terhek értékei terhelési sáv figyelembevételével számolva.)

Terhek	Teher alapérték kN/fm	Parciális szorzó	Teher tervezési érték kN/fm
Önsúly Z 200 t=2mm	0,058	1,35	0,078
Rétegrend LTP 45 0,6 mm vastag	0,052	1,35	0,080
Szél (Szívás)	-1,060	1,5	-1,590
Z szelemenre ható vonalmenti megoszló teher			-1,43

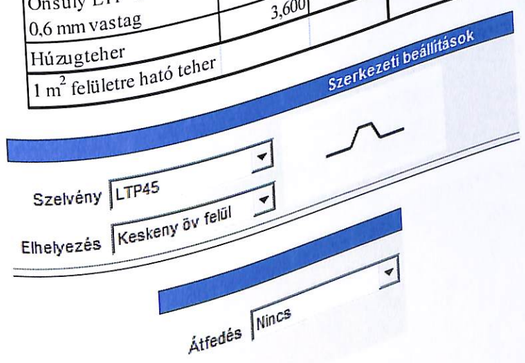


A Z 200 t=2mm vastagságú szelemen mind teherbírási (ULS), mind használhatósági (SLS) terhekre a fenti kialakítás mellett megfelel.

20.4 LTP 45 tetőhéjazat méretezése Lindap Structural Designer programmal

Húzugteher - Csak a kialakuló legnagyobb húzugterhet 3,6 kN / m^2.
és az önsúly terhet veszem figyelembe.

			0,08
Önsúly LTP 45 0,6 mm vastag	0,058	1,35	5,40
Húzugteher	3,600	1,5	5,48
1 m^2 felületre ható teher			



Támaszok						Nyílások			
No.	Pozíció [mm]	Típus	Széless. [mm]	L1 [mm]	L2 [mm]	No.	Méret [mm]	Vtg.1 [mm]	Vtg.2 [mm]
							1500	0,6	-
Alapértékek			50	150	150	1	348	0,6	-
1	0	H	50	-	-	2	900	0,6	-
2	348	C	50	-	-	3	900	0,6	-
3	1248	C	50	-	-	4	900	0,6	-
4	2148	C	50	-	-	5	900	0,6	-
5	3048	C	50	-	-	6	60	0,6	
6	3948	C	50	-	-				
7	4008	H	50	-					

Terhek								
No.	Típus	Kezdőp.	Végp.	Kezdőint. [kN/m2]	Végint.	Széless.	ULS	SLS
1	U			5,48			ULS	
2	U			0,08				SLS

Eredmények

ULS 99% SLS 0%

Szélteher- Csak a kialakuló legnagyobb széltehere .1,1 kN / m^2 .és az önsúly teherhet veszem figyelembe

Önsúly LTP 45 0,6 mm vastag	0,058	1,35	0,078
Szél (Szívás)	-1,100	1,5	-1,650
1 m^2 felületre ható teher			-1,57

Terhek								
No.	Típus	Kezdőp.	Végp.	Kezdőint. [kN/m2]	Végint.	Széless.	ULS	SLS
1	U			-1,57			ULS	
2	U			0,08				SLS

Eredmények

ULS 38% SLS 0%

Az LTP 45 0,6 mm vastagságú trapézlemez mind teherbírási (ULS), mind használhatósági (SLS) terhekre megfelel.

20.5 RHS téglalap 100 x 60 x 6,3 mm-es zártszelvény ellenőrzése

	Sz.	Szelvénynév	Hossz [m]		min. max.	Sx [N/mm²]
5	74	100X 60X 6,3	3,251		Sx min	-11,61
					Sx max	28,72
6	74	100X 60X 6,3	3,251		Sx min	-32,13
					Sx max	77,43
7	74	100X 60X 6,3	3,251		Sx min	-32,95
					Sx max	75,98
8	74	100X 60X 6,3	3,251		Sx min	-11,42
					Sx max	29,24
Kiv.				1	Sx min	-32,95
7	74	100X 60X 6,3	3,251	1	Sx max	77,43
6	74	100X 60X 6,3	3,251			

$f_{yki} := 235 \frac{N}{mm^2}$

Zártszelvényben kialakuló maximális húzófeszültség 77,43 N/mm²

$235 \frac{N}{mm^2} > 77.43 \frac{N}{mm^2}$ *Megfelel.*

	Sz.	Szelvénynév	Hossz [m]		min. max.	Nx [kN]
5	74	100X 60X 6,3	3,251		Nx min	-21,08
					Nx max	52,14
6	74	100X 60X 6,3	3,251		Nx min	-58,33
					Nx max	140,57
7	74	100X 60X 6,3	3,251		Nx min	-59,82
					Nx max	137,94
8	74	100X 60X 6,3	3,251		Nx min	-20,72
					Nx max	53,08
Kiv.				1	Nx min	-59,82
7	74	100X 60X 6,3	3,251	1	Nx max	140,57
6	74	100X 60X 6,3	3,251			

Zártszelvényben kialakuló maximális húzóerő 140,57 kN

Kiválasztott húzási ellenállása RHS 100 x 60 x 6,3 $A_i := 1815mm^2$

$f_{yk} = 426.525 \cdot kN > 140.57\ kN$ *Megfelel.*

A zártszelvény a mértékadó terhekre megfelel.

21. Tervjegyzék

Alaprajzok, Metszetek:		1:100
S-01	Alapozási terv	1:100
S-02	Kehelynyak kiosztási terv	1:100
S-03	Pillér kiosztási terv	1:100
S-04	Tetőgerenda kiosztás terv	1:100
S-05	Gerenda kiosztási terv	1:100
S-06	Monolit vasbeton és pallófödém terv	1:100
S-07	A-A nézet	1:100
S-08	B-B metszet	1:100
S-09	C-C metszet	1:100
S-10	D-D nézet	
S-11	E-E metszet	
Elemtervek; előregyártott elemek:		1:25
S-12	A1, A2 Pontalapok	1:25
S-13	K1 Kehelynyak	1:25
S-14	SG3 Szegélygerenda	1:25
S-15, S-16	G1, G3 Gerendák	
S-17	F1 Főtartó (Feszített)	1:25
S-18	-	1:25
S-19	P3 Pillér Zsalu, Vasalás;	1:25
S-20	P2 Pillér Zsalu	1:25
S-21	P2 Pillér Vasalás	1:25
S-22	P6 Pillér Zsalu	
S-23	P6 Pillér Vasalás	1:50
Monolit szerkezetek:		1:50
S-24	LI Lépcső	1:50
S-25	M. Vb. Födém alsó vasalás	1:25
S-26	M. Vb. Födém felső vasalás	
S-27	Monolit vb.fal.	

22. Irodalomjegyzék, Felhasznált Irodalom, Szabványok

- Vasbeton szerkezetek - Tervezés az Eurocode alapján

- A tartószerkezetek tervezési alapjai - Terhek és hatások - Tervezés az Eurocode előírásai alapján

- Szerkezetek szeizmikus analízise számítógéppel

- Segédletek: A mechanika és tartószerkezetek című tárgyhoz (Freund Péter)

Szabványok:

- EN 1990 EC-0: A tartószerkezeti tervezés alapjai

- EN 1991 EC-1: A tartószerkezeteket érő hatások

- EN 1992 EC-2: Betonszerkezetek tervezése

- EN 1993 EC-3: Acélszerkezetek tervezése

- EN 1996 EC-6: Falazott szerkezetek tervezése

- EN 1997 EC-7: Geotechnikai tervezés

- EN 1998 EC-8: Tartószerkezetek tervezése földrengésre

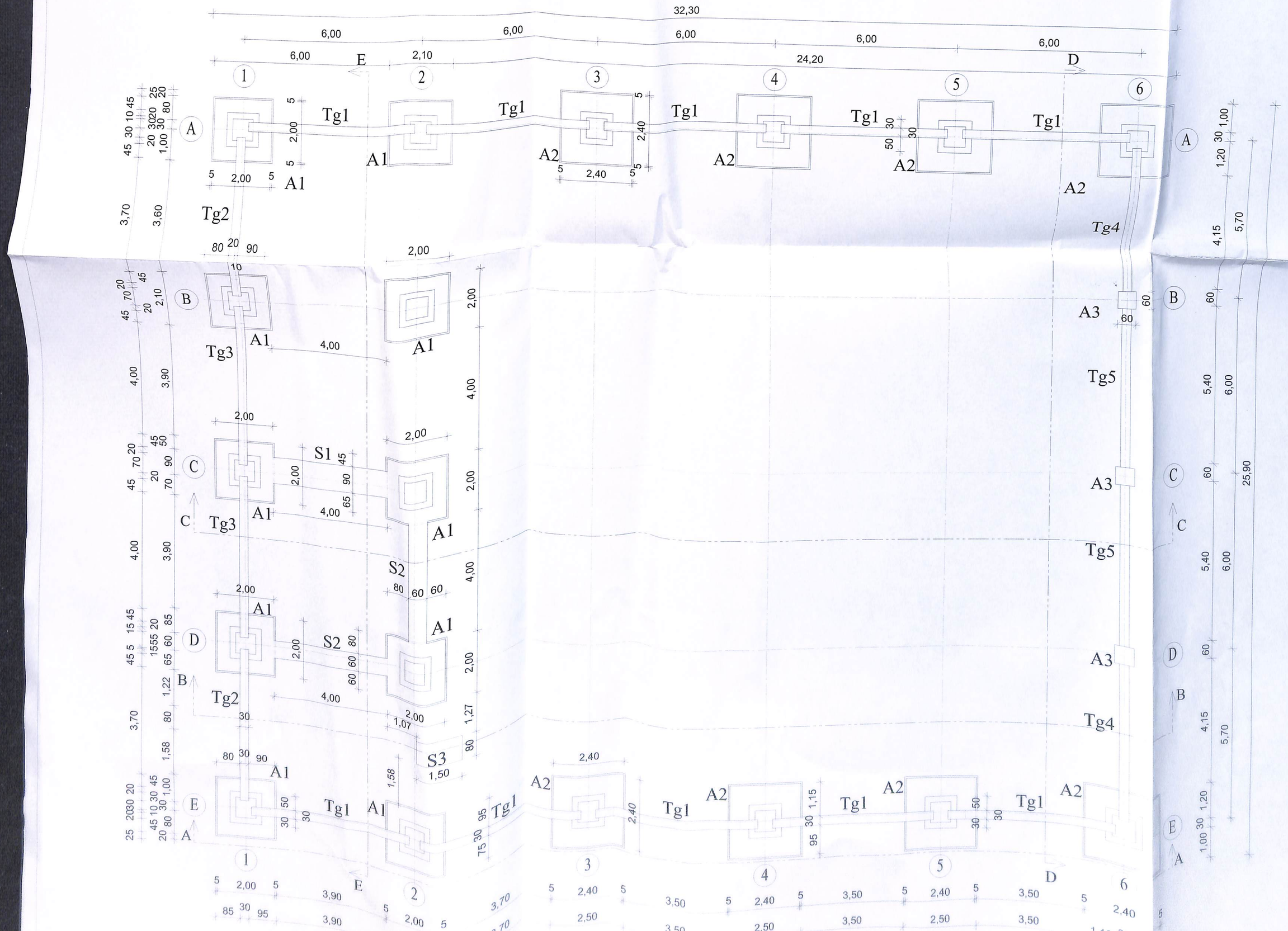
23. Tervezői nyilatkozat

Tamási 2150/2 helyrajzi számú földrészlet
Előregyártott vasbeton vázszerkezetű csarnok
Építési Engedélyezési Tervéhez

Alulírott Hell Márton, mint tárgyi létesítmény statikus tervezője kijelentem, hogy a mellékelt Statikai Kiviteli Tervdokumentációban bemutatott építési munkák az érvényes szabványok és előírások betartásával készültek, azok alól felmentést semmilyen tekintetben nem kellett kérni.
A szerkezetek az ellenőrző számítások elvégzése után, a vonatkozó szabványok betartása mellett statikailag megfelelnek.

Hell Márton
mérnökhallgató

2017.05.28



Megjegy

Anyagok
Betonacé

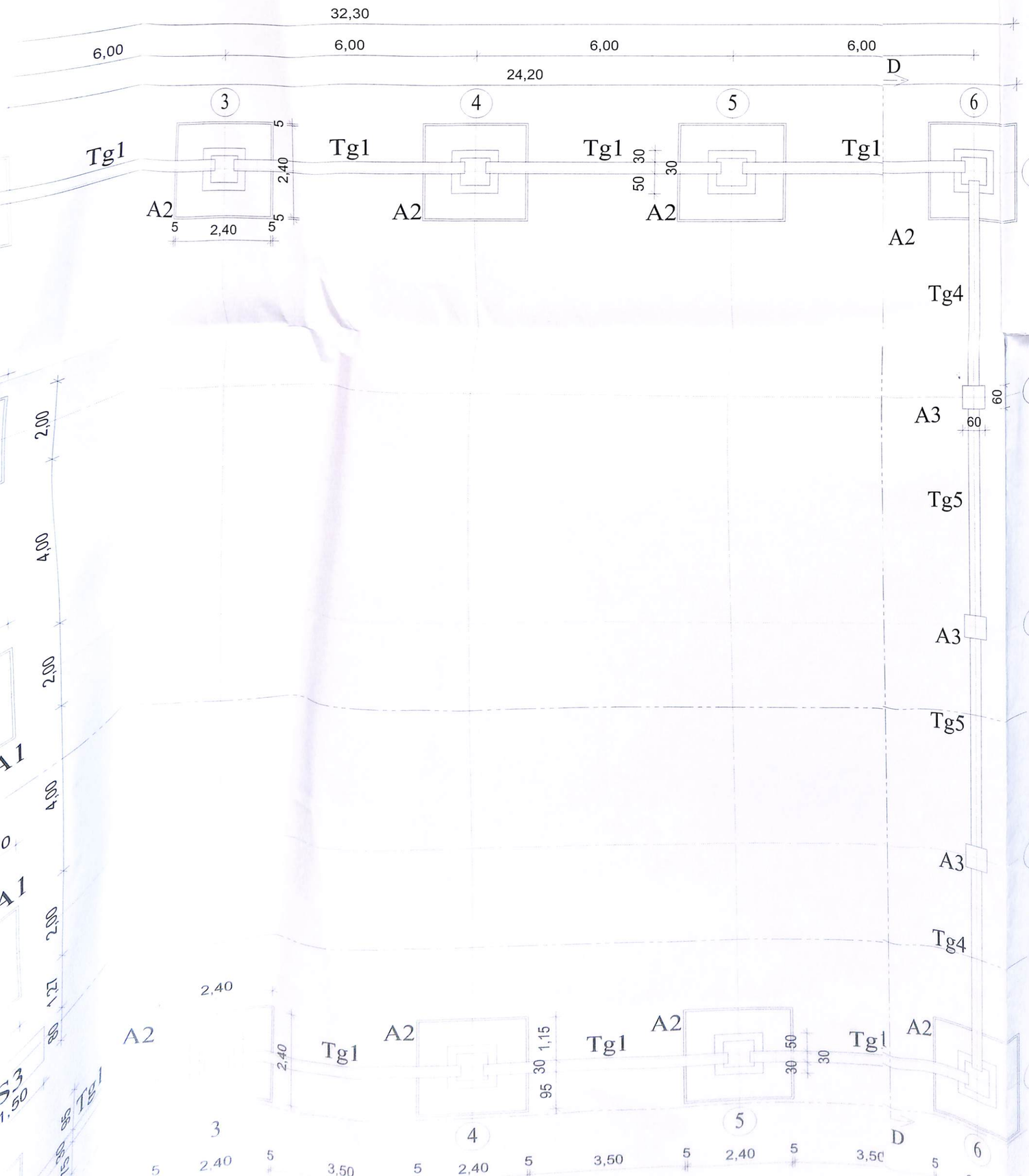
Szerelőbe
Csömösz
Vasbeton

Elemkim

A1 Ponta
A2 Ponta
A3 Ponta
Tg1 Talp
Tg2 Talp
Tg3 Talp
Tg4 Talp
Tg5 Talp
S1 Sávala
S2 Sávala
S3 Sávala

1. ± 0,00
2. Együt
Metszete
Elemterv
3. Beton
4. Az ala
homokli
Az A3 p
5. A pon
6. A mér
7. A beto
8. A terv

Egység:												
Egység:												



Megjegyzések:

Anyagok:

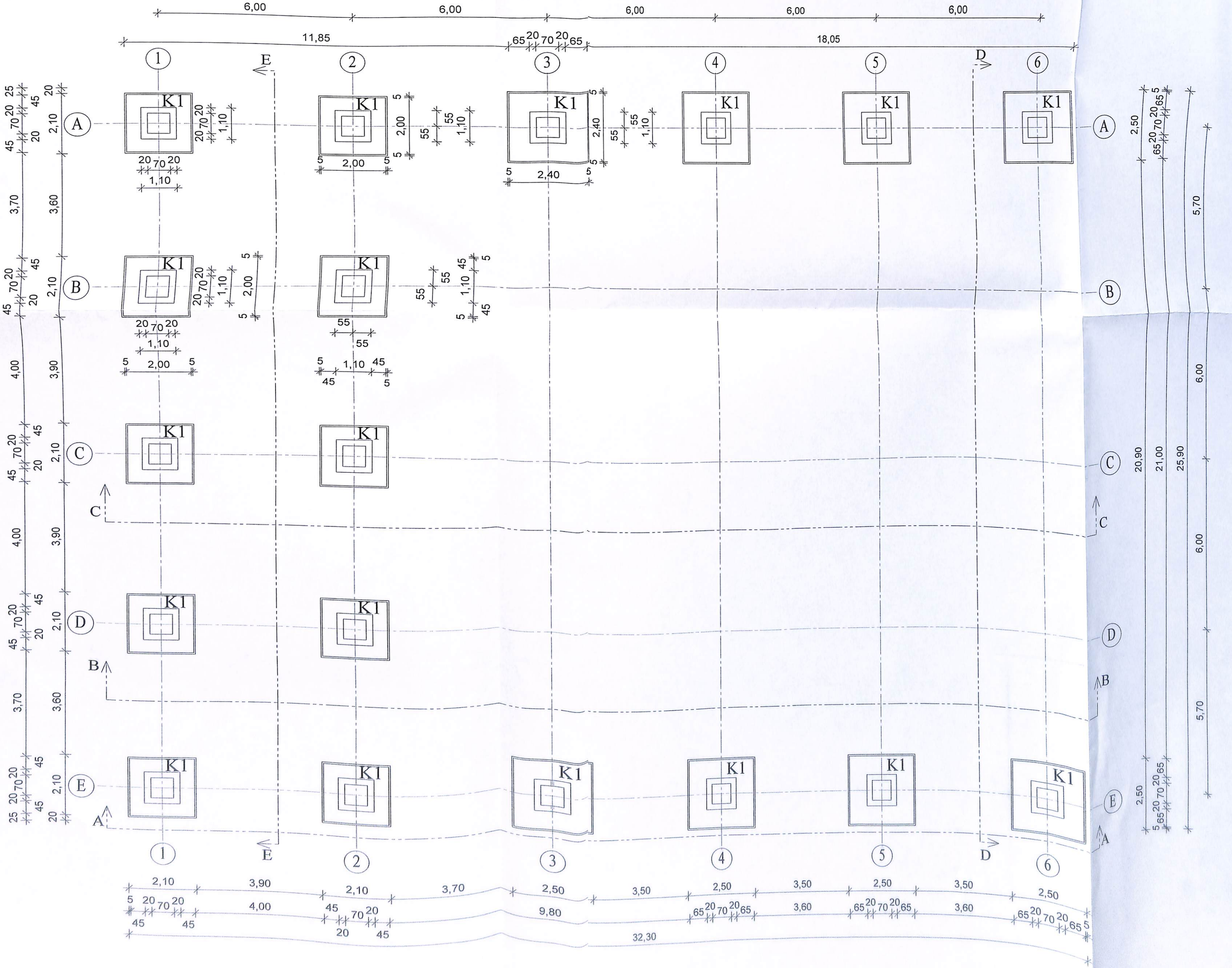
Betonacél:	B500 B
Szerelőbeton:	C12/15-X0-16-F3
Csömöszölt beton:	C12/15-X0-16-F3
Vasbeton:	C25/30-XC2-XA1-16-F3

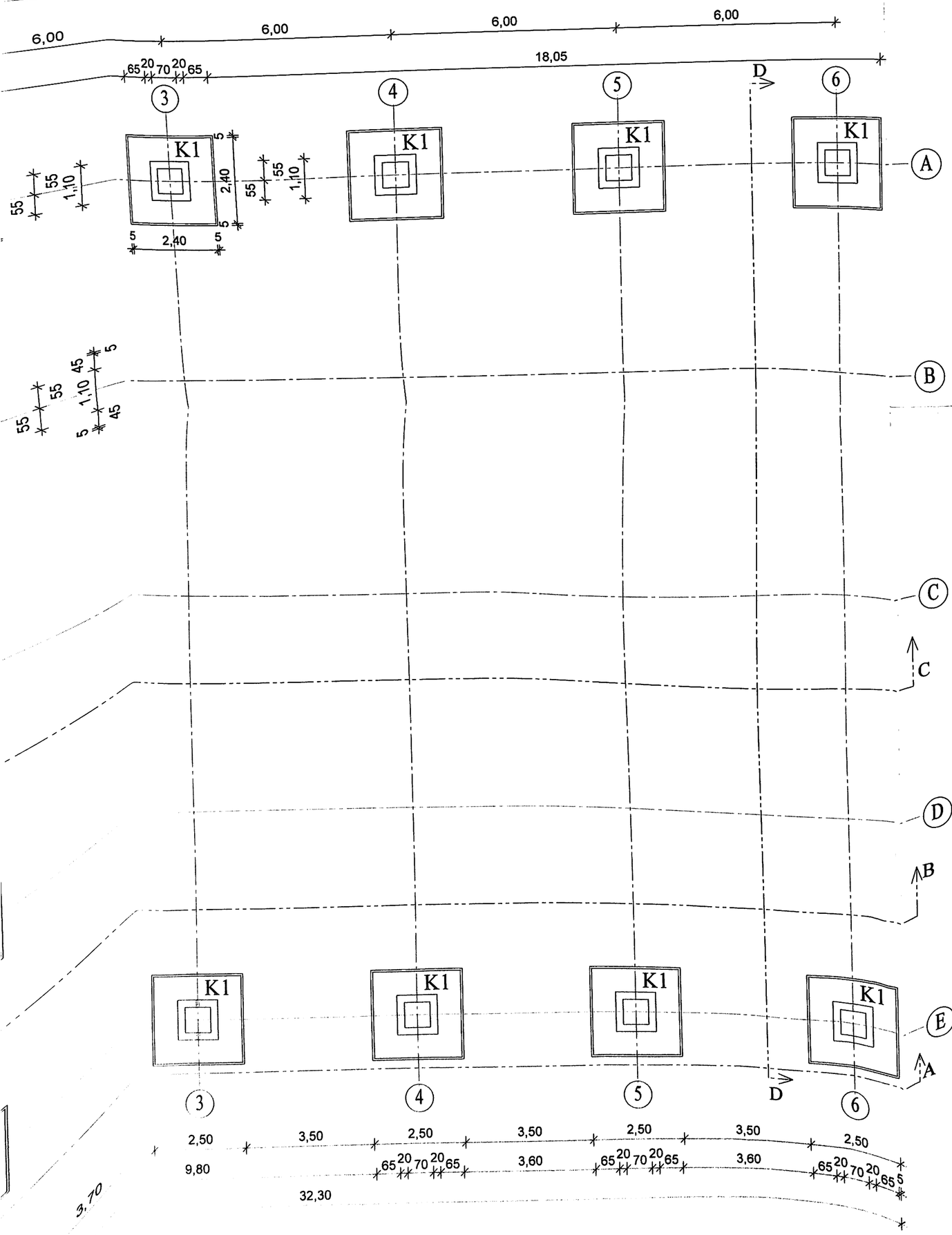
Elemkimutatás:

A1 Pontalap épül:	10 db
A2 Pontalap épül:	8 db
A3 Pontalap épül:	3 db
Tg1 Talpgerenda épül:	10 db
Tg2 Talpgerenda épül:	2 db
Tg3 Talpgerenda épül:	2 db
Tg4 Talpgerenda épül:	2 db
Tg5 Talpgerenda épül:	2 db
S1 Sávalap épül:	1 db
S2 Sávalap épül:	2 db
S3 Sávalap épül:	1 db

1. ± 0,00 Padlószint = 141,00 mBf
2. Együtt kezelendő tervek: S-02, S-03
Metszetek, Nézetek: S-07, S-08, S-09,S-10, S-11
Elemtervek: S-12, S13
3. Betontakarás: 5 cm
4. Az alapozási síkot -1,7 méteren a teherbíró iszapos, homokos, homoklisztes talajrétegben kell felvenni.
Az A3 pontalapok alapozási síkja -1,00 méter.
5. A pontalapok alá 5 cm szerelőbeton kerül.
6. A méreteket helyszínen ellenőrizni kell.
7. A betonozás megkezdése előtt a vasalást statikus tervezőnek át kell venni.
8. A tervtől eltérni kizárólag a tervező hozzájárulásával lehet.

Egység: Szent István Egyetem Ybl Miklós Építéstudományi Kar
Budapest Építőmérnöki Intézet
Egység: Mechanika és Tartószerkezet Szakcsoport


6,00
6,00
6,00
6,00
6,00
11,85
65 20 70 20 65
18,05
1
2
3
4
5
6
E
D
A
B
C
K1
20 70 20
1,10
2,00
2,40
55
5
45
2,10
3,70
3,60
4,00
3,90
2,50
5,70
6,00
20,90
21,00
25,90
2,10
3,90
2,10
3,70
2,50
3,50
2,50
3,50
2,50
3,50
2,50
4,00
9,80
3,60
32,30



Megjegyzések:

Anyagok:

Betonacél: B500B

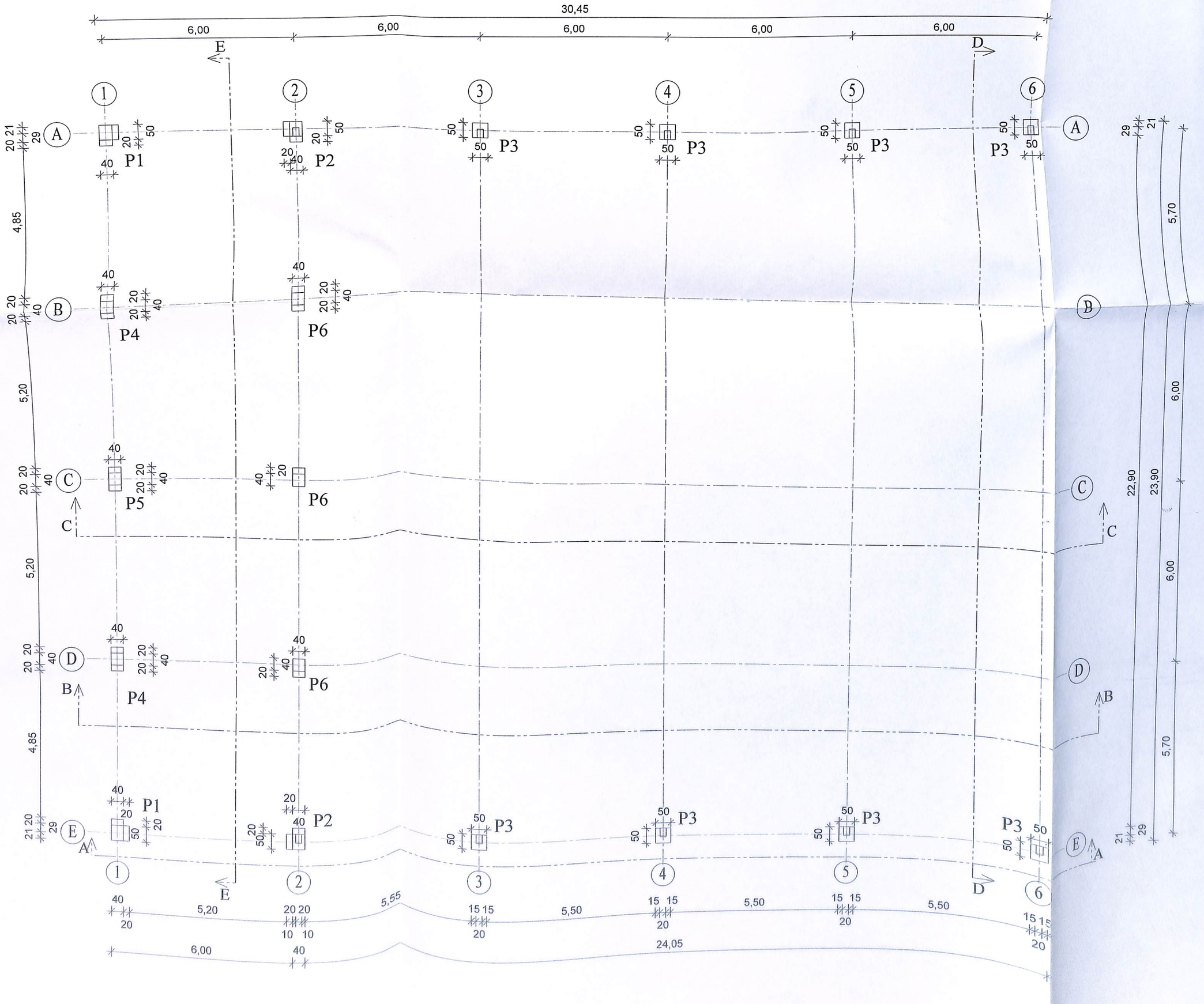
Beton: C30/37-XC2-8-F3

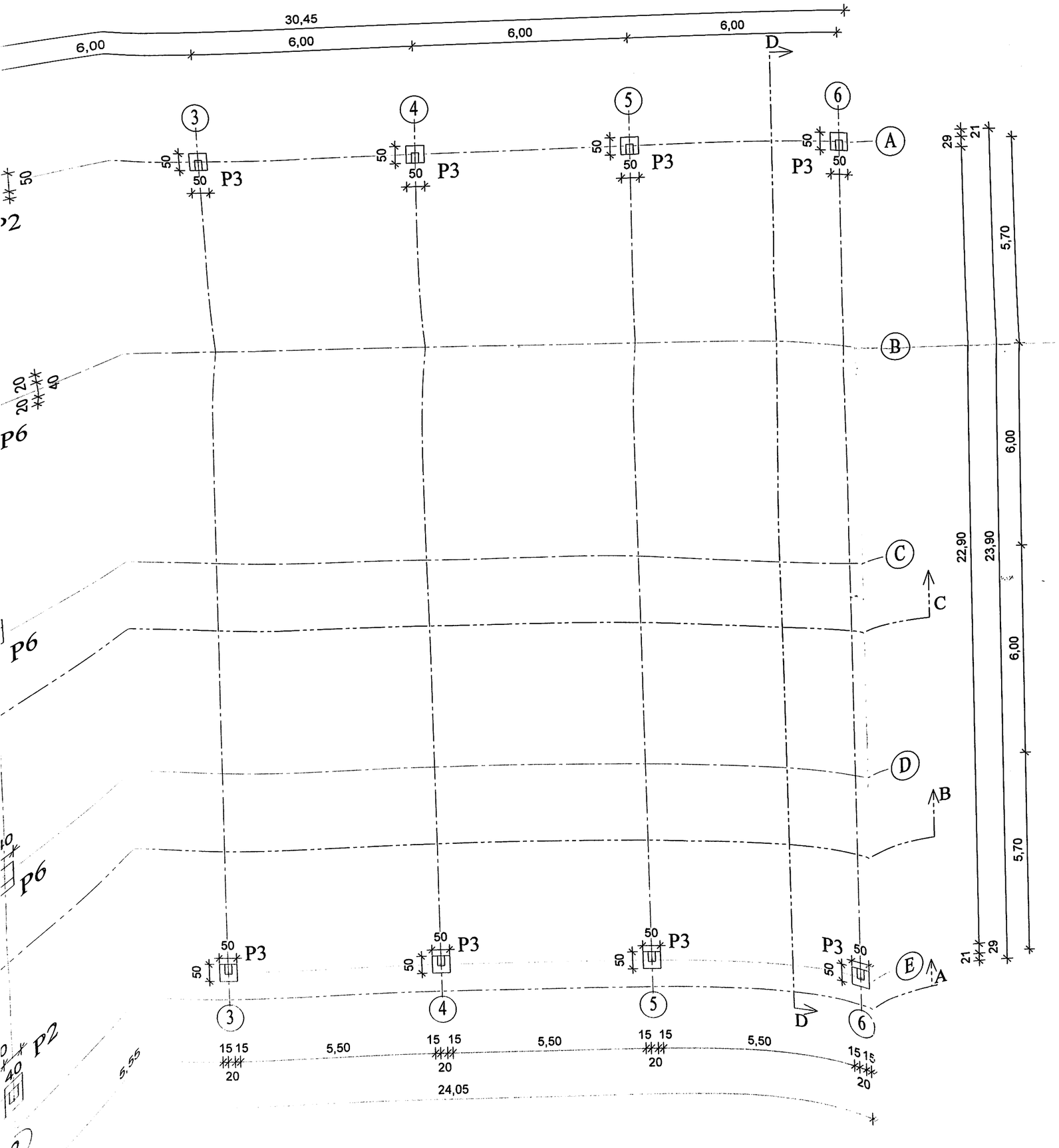
Elemkimutatás:

K1 épül: 18 db

1. ± 0,00 Padlószint = 141,00 mBf
2. Együtt kezelendő tervek: S-01, S-03,
Metszetek, Nézetek: S-07, S-08, S-09, S-10, S-11
Elemtervek: S-12, S-13
3. Betontakarás: 2,5 cm
4. Az összes kehelynyakat tengelyközpontosan kell elhelyezni.
5. A kehelynyakak felső síkja -0,35 m.
6. A kehelynyakak alsó síkja -1,20 m.
7. A kész munkát statikus tervezőnek át kell venni.
8. A tervtől eltérni kizárólag a tervező hozzájárulásával lehet.

Egység:	Szent István Egyetem Ybl Miklós Építéstudományi Kar Budapest Építőmérnöki Intézet
Egység:	Mechanika és Tartószerkezet Szakcsoport
Tárgy:	Előregyártott vasbeton vázszerkezetű csarnok tervezése


30,45
6,00
6,00
6,00
6,00
6,00
E
D
1
2
3
4
5
6
A
B
C
D
E
P1
P2
P3
P4
P5
P6
4,85
5,20
5,70
6,00
22,90
23,90
5,55
5,50
24,05



Megjegyzések:

Anyagok:

Betonacél: B500B

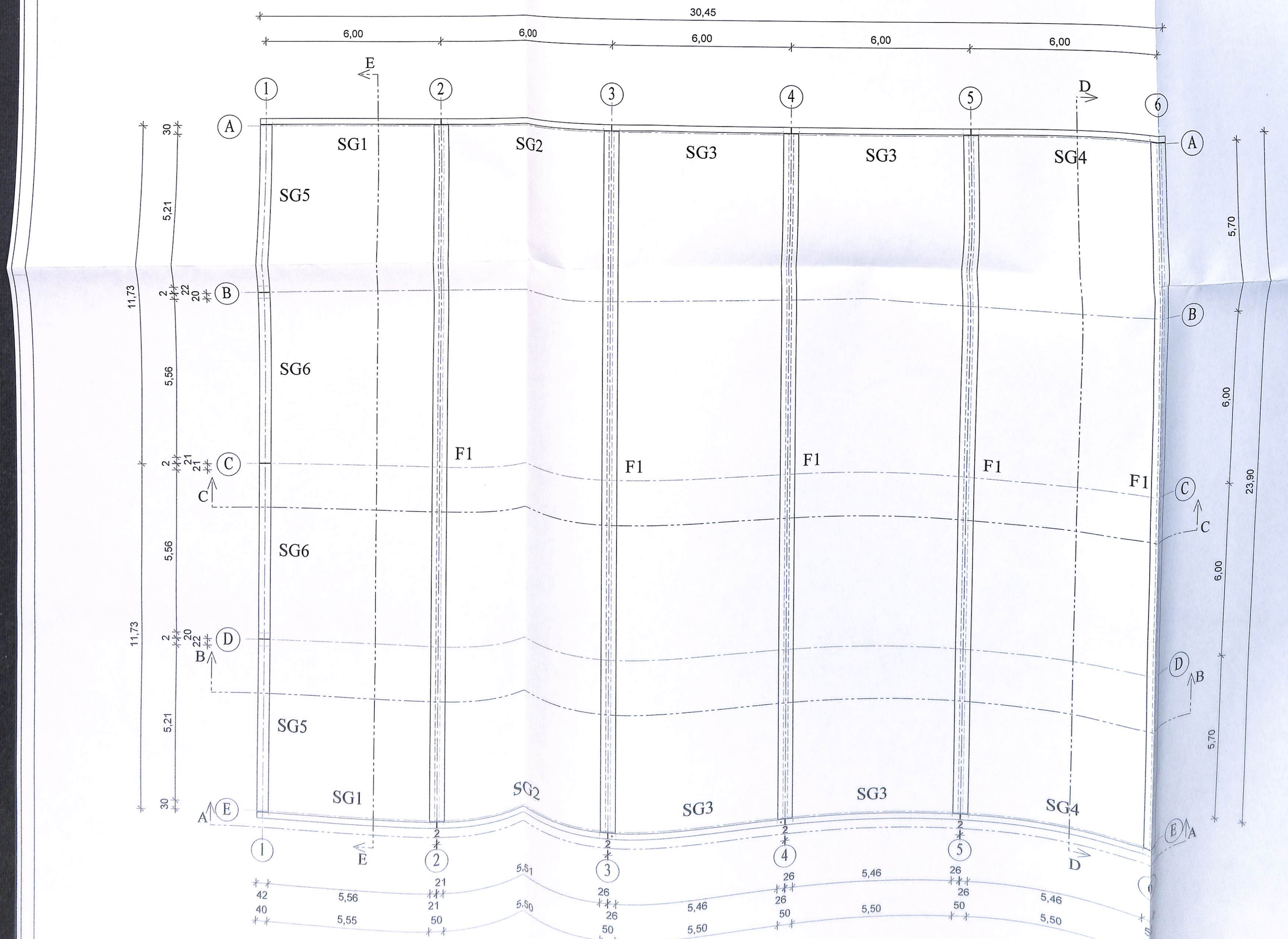
Beton: C30/37-XC2-16-F3

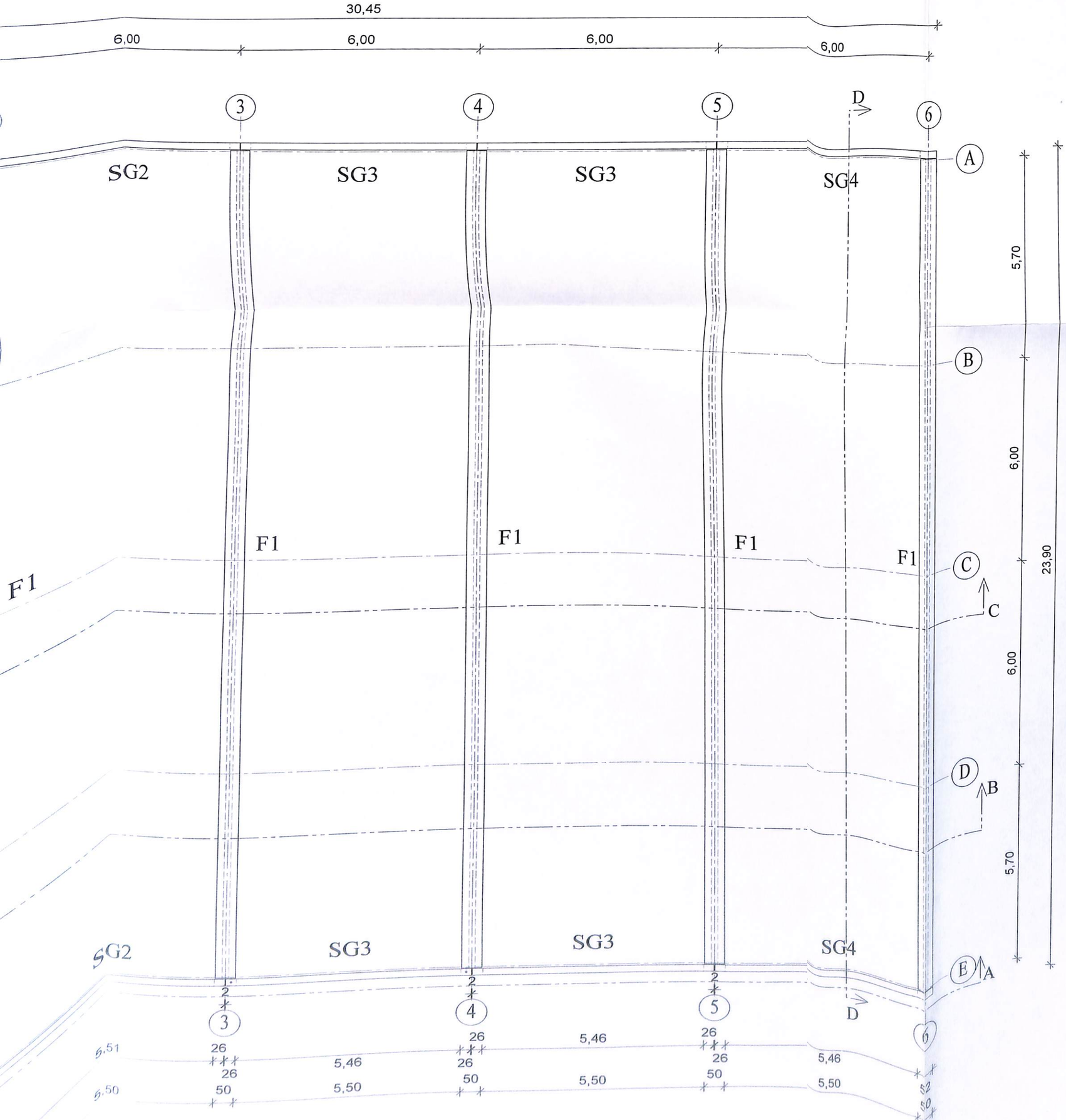
Elemkimutatás:

P1 épül: 2 db
P2 épül: 2 db
P3 épül: 8 db
P4 épül: 2 db
P5 épül: 1 db
P6 épül: 3 db

1. ± 0,00 Padlószint = 141,00 mBf
2. Együtt kezelendő tervek: S-01, S-02,
Metszetek, Nézetek: S-07, S-08, S-09, S-10, S-11,
Elemtervek: S-12, S-13, S-19, S-20, S-21, S-22, S-23
3. Betontakarás: 2,5 cm
4. A kész munkát statikus tervezőnek át kell venni.
5. A tervtől eltérni kizárólag a tervező hozzájárulásával lehet.

Egység:	Szent István Egyetem Ybl Miklós Építéstudományi Kar Budapest Építőmérnöki Intézet
Egység:	Mechanika és Tartószerkezet Szakcsoport
Tárgy:	


30,45
6,00
6,00
6,00
6,00
6,00
E
D
1
2
3
4
5
6
A
B
C
D
E
SG1
SG2
SG3
SG3
SG4
SG5
SG6
SG6
SG5
F1
F1
F1
F1
F1
11,73
30
5,21
2
22
20
5,56
2
21
21
5,56
11,73
2
20
22
5,21
30
5,70
6,00
6,00
23,90
5,70
42
40
5,56
5,55
21
21
50
5,51
5,50
26
26
50
5,46
5,50
26
26
50
5,46
5,50
26
26
50
5,46
5,50



Megjegyzések:

Anyagok:

Betonacél: B500B
Feszítőpészma: Fp 100/1860

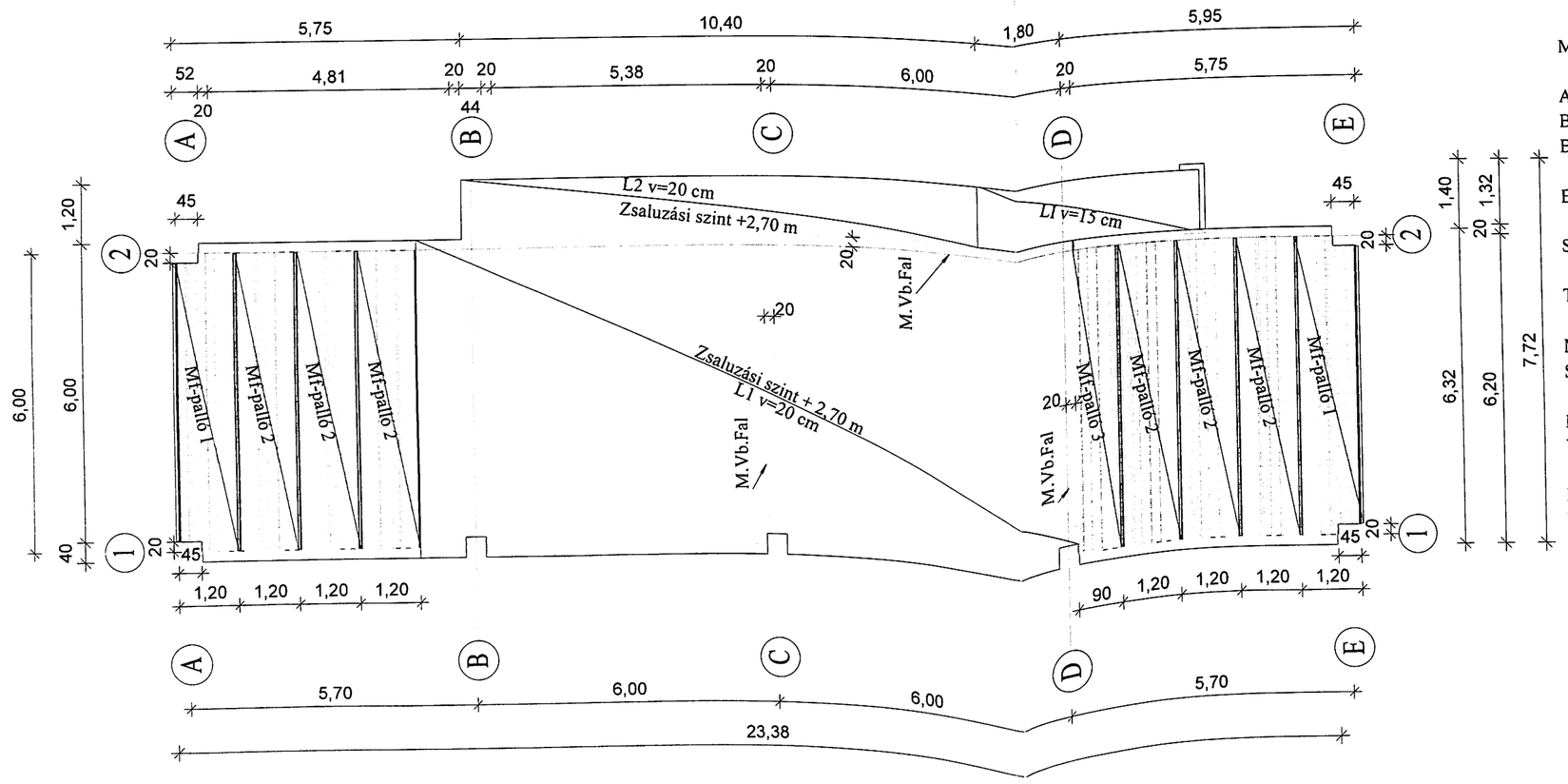
Beton: C40/50-XC3-16-F3 (Feszített)
Beton: C30/37-XC1-16-F3

Elemkimutatás:

F1 épül: 5 db
SG1 épül: 2 db
SG2 épül: 2 db
SG3 épül: 4 db
SG4 épül: 2 db
SG5 épül: 2 db
SG6 épül: 2 db

1. ± 0,00 Padlószint = 141,00 mBf
2. Együtt kezelendő tervek: S-03
Metszetek, Nézetek: S-07, S-08, S-09, S-10, S-11,
Elemtervek: S-14, S-17, S-18
3. Betontakarás: Főtartó 3 cm, Szegélygerendák: 2,5 cm
4. A kész munkát statikus tervezőnek át kell venni.
5. A tervtől eltérni kizárólag a tervező hozzájárulásával lehet.

Egység: Szent István Egyetem Ybl Miklós Építéstudományi Kar
Budapest Építőmérnöki Intézet
Egység: Mechanika és Tartószerkezet Szakcsoport



Megjegyzések:

Anyagok:
Betonacél: B500 B
Beton: C25/30-XC0-16-F3 (m.vb.)

Elemkimutatás:

SW Umwelttechnik körüreges födémpallók

Típus: Mf-200/B-6,00

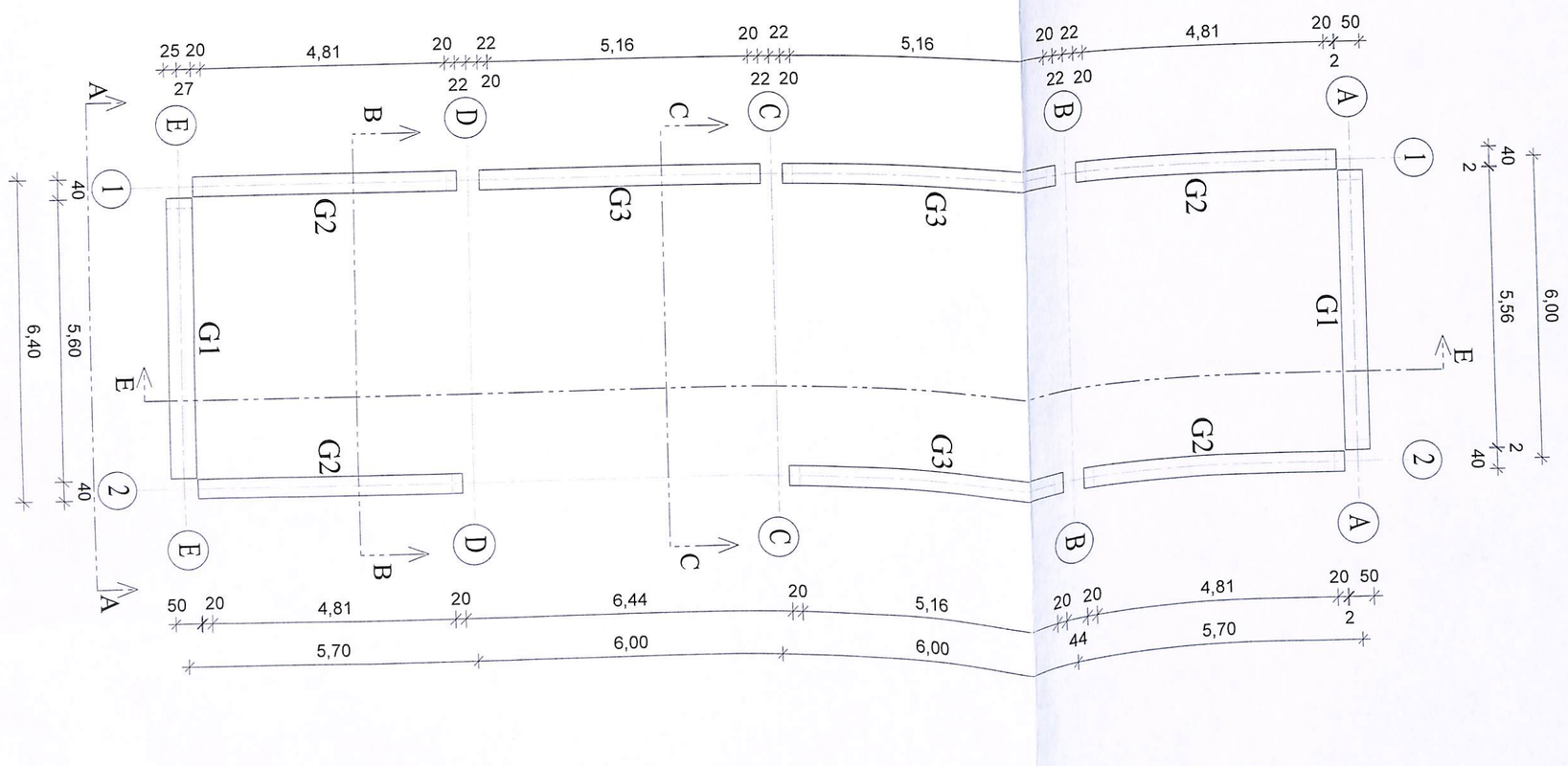
Mf-Palló 1: 120 x 600 x 20 cm - 2 db
Sarkokban vágott, Vágás mérete 46 x 21 cm

Mf-Palló 2: 120 x 600 x 20 cm - 6 db
Vágatlan

Mf-Palló 3: 90 x 600 x 20 cm - 1 db
Vágott

1. ± 0,00 Padlószint = 141,00 mBf
2. Együtt kezelendő tervek: S-03, S-05
Metszetek, Nézetek: S-07, S-08, S-09, S-10, S-11
Vasalási tervek: Lépcső S-24, Födém. S-25,S-26, Fal S-27
3. Betontakarás: 2,5 cm
4. Pallófödémek feltámaszkodása a geredákra 20 cm.
5. A 9 db pallófödémet előírásoknak megfelelően daru segítségével kell a helyére emelni.
6. A kész munkát statikus tervezőnek át kell venni.
7. A tervtől eltérni kizárólag a tervező hozzájárulásával lehet.

Egység:	Szent István Egyetem Ybl Miklós Építéstudományi Kar Budapest Építőmérnöki Intézet
Egység:	Mechanika és Tartószerkezet Szakcsoport
Tárgy:	Előregyártott vasbeton vázszerkezetű csarnok tervezése
Terv címe:	Monolit vasbeton födém Zsaluzási terv Pallófödém terv
Tervszám: S-06	Méretarány: 1:100
Rajzméret: A3	Dátum: 2017. 05. 20
Tervező: Hell Márton	Konzulens: Jaksits Ilona



Megjegyzések:

Anyagok:

Betonacél: B500B

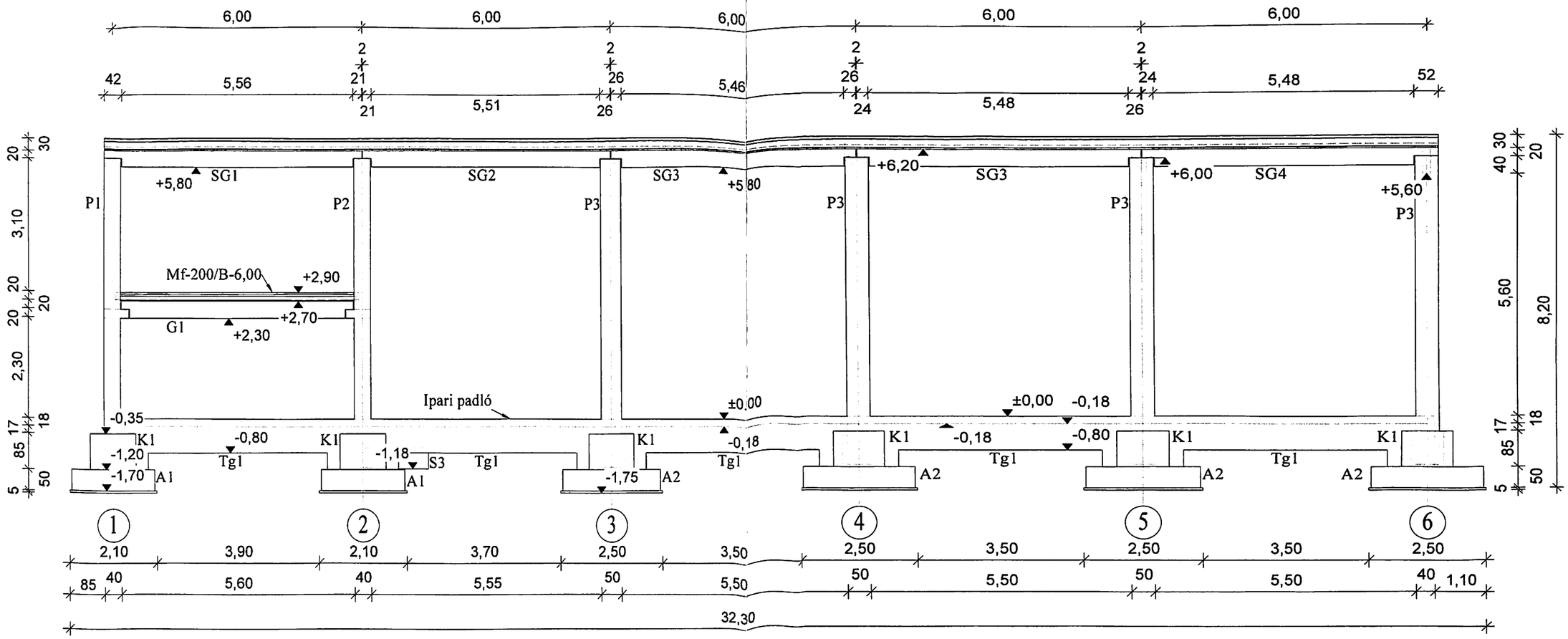
Beton: C30/37-XC1-16-F3

Elemkimutatás:

G1 épül: 2 db
G2 épül: 4 db
G3 épül: 3 db

1. A lágyvasalású előregyártott gerendák az épület közbenső födém részében helyezkednek el és támasztják alá a födémszerkezetet.
2. ± 0,00 Padlószint = 141,00 mBf
3. Együtt kezelendő tervek: S-03
Metszetek, Nézetek: S-07, S-08, S-09, S-10, S-11,
Elemtervek: S-15, S-16
4. Betontakarás: 2,5 cm
5 A kész munkát statikus tervezőnek át kell venni.
6 A tervtől eltérni kizárólag a tervező hozzájárulásával lehet.

Egység:	Szent István Egyetem Ybl Miklós Építéstudományi Kar Budapest Építőmérnöki Intézet
Egység:	Mechanika és Tartószerkezet Szakcsoport
Tárgy:	Előregyártott vasbeton vázszerkezetű csarnok tervezése
Terv címe:	Gerenda kiosztási terv
Tervszám: S-05	Méretarány: 1:100
Rajzméret: A3	Dátum: 2017. 05. 20
Tervező: Hell Márton	Konzulens: Jaksits Ilona

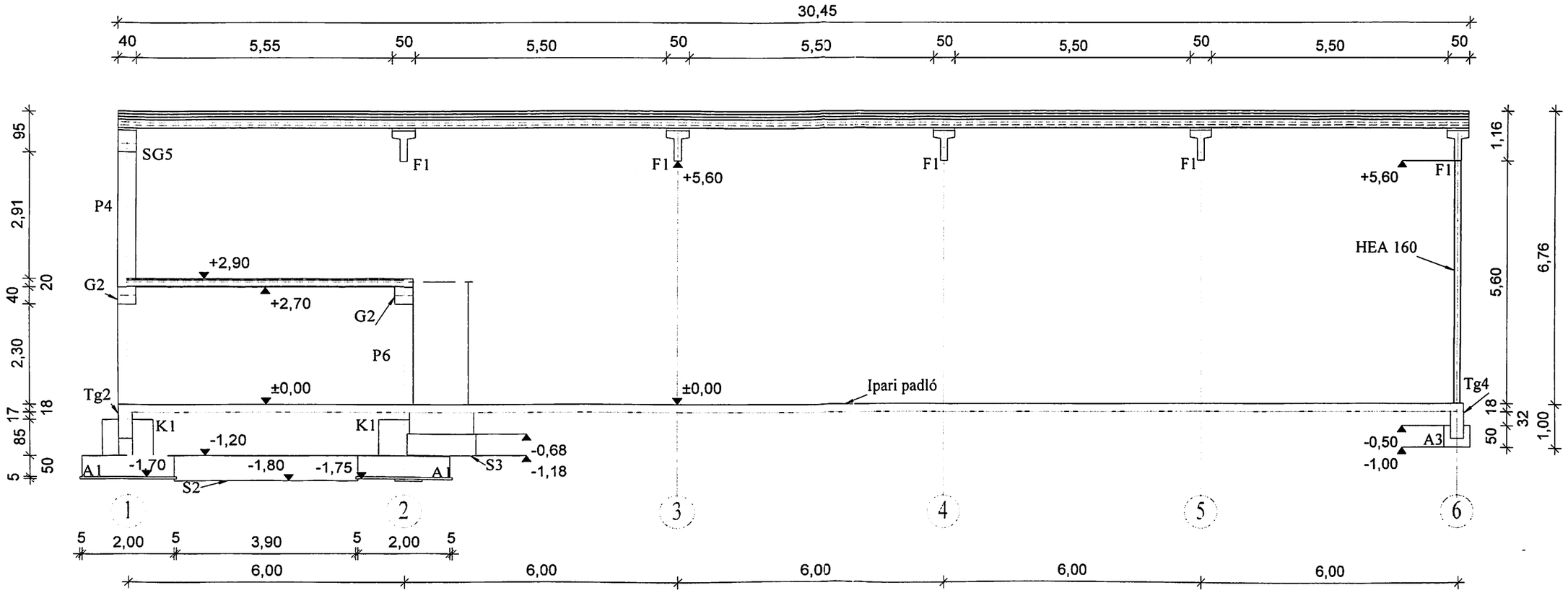


Megjegyzések:

±0,00 = 141,00 mBf

Megjegyzéseket lásd: S-01, S-02, S-03, S-04, S-05, S-06 terveken.

Egység: Szent István Egyetem Ybl Miklós Építéstudományi Kar Budapest Építőmérnöki Intézet	
Egység: Mechanika és Tartószerkezet Szakcsoport	
Tárgy: Előregyártott vasbeton vázszerkezetű csarnok tervezése	
Terv címe: Nézet A-A	
Tervszám: S-07	Méretarány: 1:100
Rajzméret: A3	Dátum: 2017. 05. 20
Tervező: Hell Márton	Konzulens: Jaksits Ilona

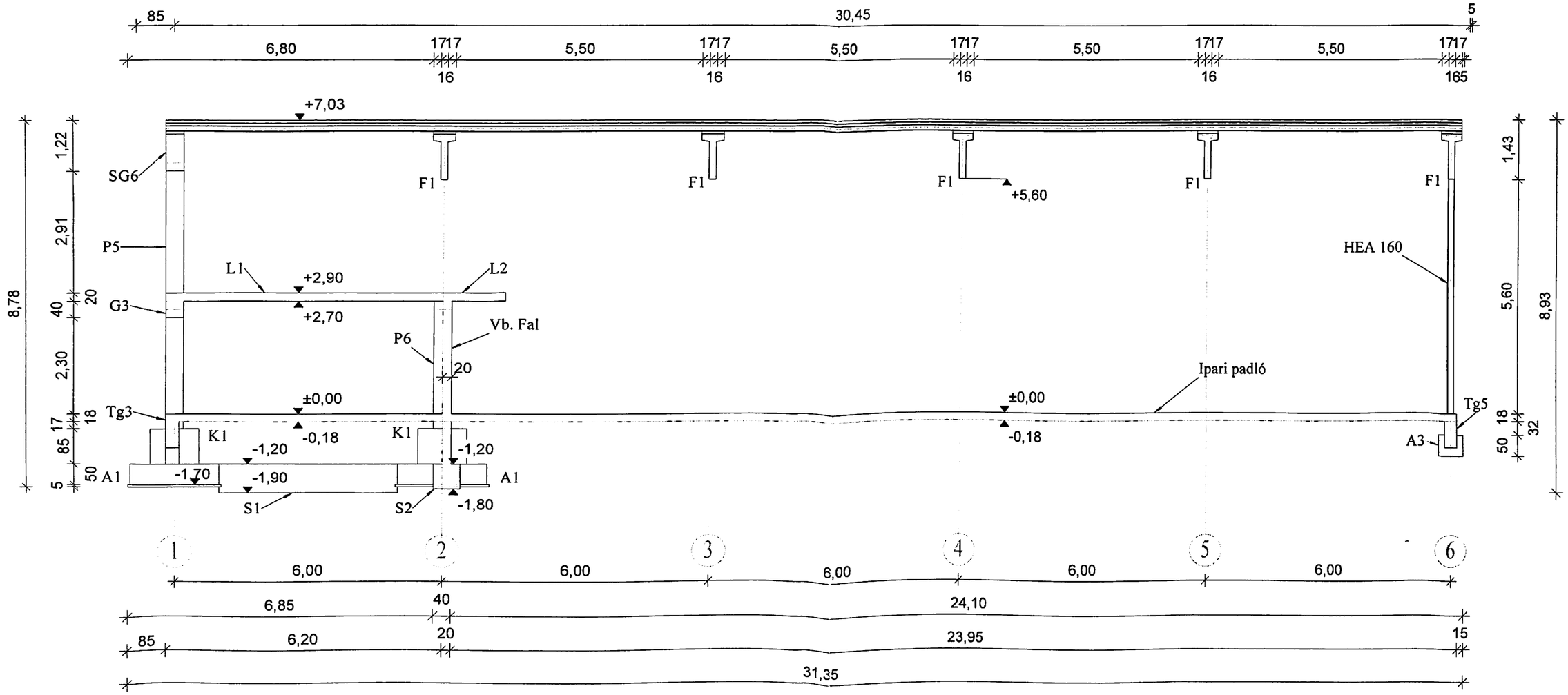


Megjegyzések:

±0,00 = 141,00 mBf

Megjegyzéseket lásd: S-01, S-02, S-03, S-04, S-05, S-06 terveken.

Egység:	Szent István Egyetem Ybl Miklós Építéstudományi Kar Budapest Építőmérnöki Intézet	
Egység:	Mechanika és Tartószerkezet Szakcsoport	
Tárgy:	Előregyártott vasbeton vázszerkezetű csarnok tervezése	
Terv címe:	Metszet B-B	
Tervszám: S-08		Méretarány: 1:100
Rajzméret: A3		Dátum: 2017. 05. 20
Tervező: Hell Márton		Konzulens: Jaksits Ilona

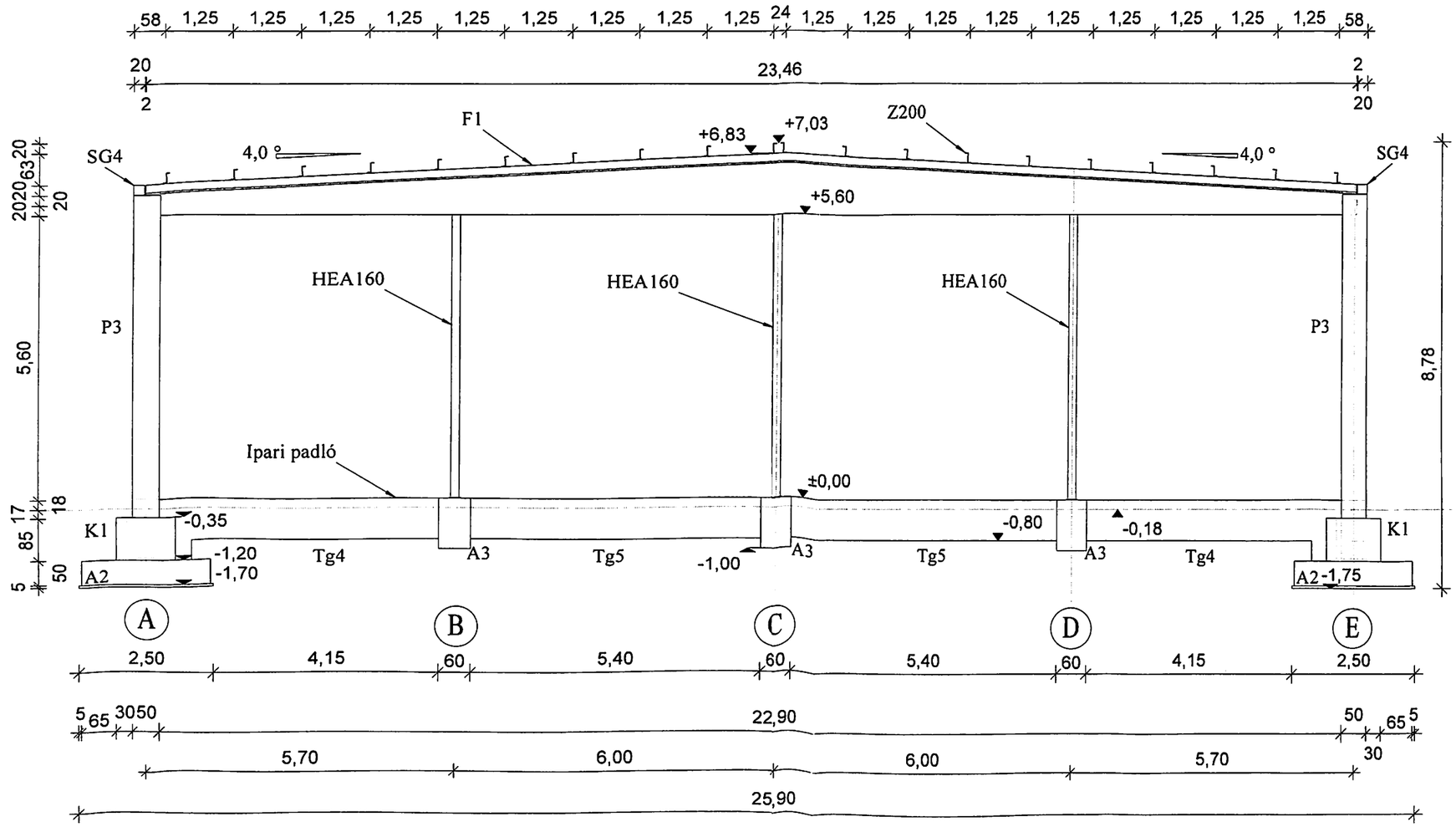


Megjegyzések:

±0,00 = 141,00 mBf

Megjegyzéseket lásd: S-01, S-02, S-03, S-04, S-05, S-06 terveken.

Egység: Szent István Egyetem Ybl Miklós Építéstudományi Kar Budapest Építőmérnöki Intézet	
Egység: Mechanika és Tartószerkezet Szakcsoport	
Tárgy: Előregyártott vasbeton vázszerkezetű csarnok tervezése	
Terv címe: Metszet C-C	
Tervszám: S-09	Méretarány: 1:100
Rajzméret: A3	Dátum: 2017. 05. 20
Tervező: Hell Márton	Konzulens: Jaksits Ilona



Megjegyzések:

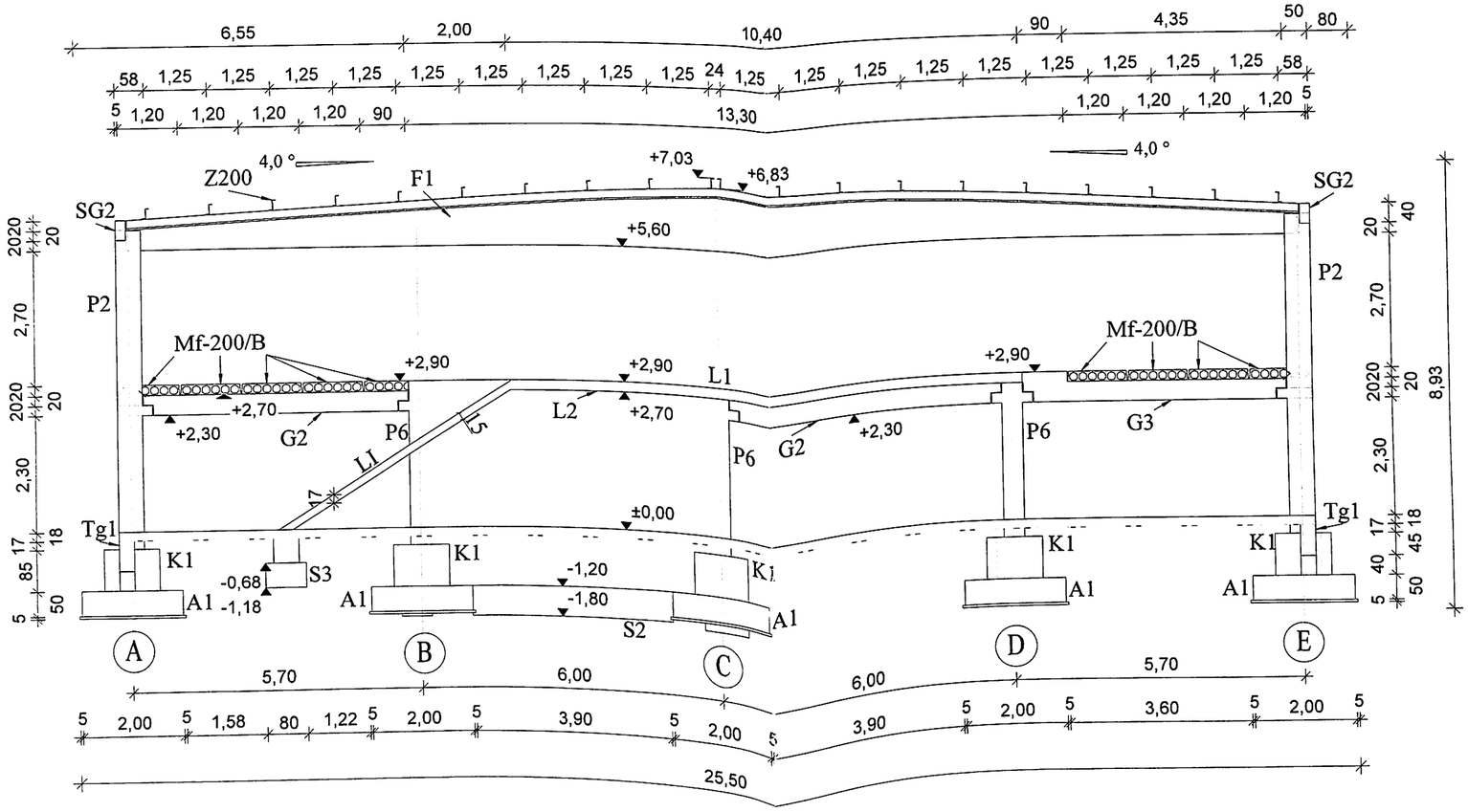
± 0,00 Padlószint = 141,00 mBf

Megjegyzéseket lásd: S-01, S-02, S-03, S-04, S-05, S-06 terveken

Z szelemenkre kerülő tetőhéjazat:

KS1000 RW trapézmintázatú szendvicspanel rendszer.
Panel vastagsága: 12 cm.

Egység: Szent István Egyetem Ybl Miklós Építéstudományi Kar Budapest Építőmérnöki Intézet	
Egység: Mechanika és Tartószerkezet Szakcsoport	
Tárgy: Előregyártott vasbeton vázszerkezetű csarnok tervezése	
Terv címe: Nézet D-D	
Tervszám: S-10	Méretarány: 1:100
Rajzméret: A3	Dátum: 2017. 05. 20
Tervező: Hell Márton	Konzulens: Jaksits Ilona



Megjegyzések:

±0,00 = 141,00 mBf

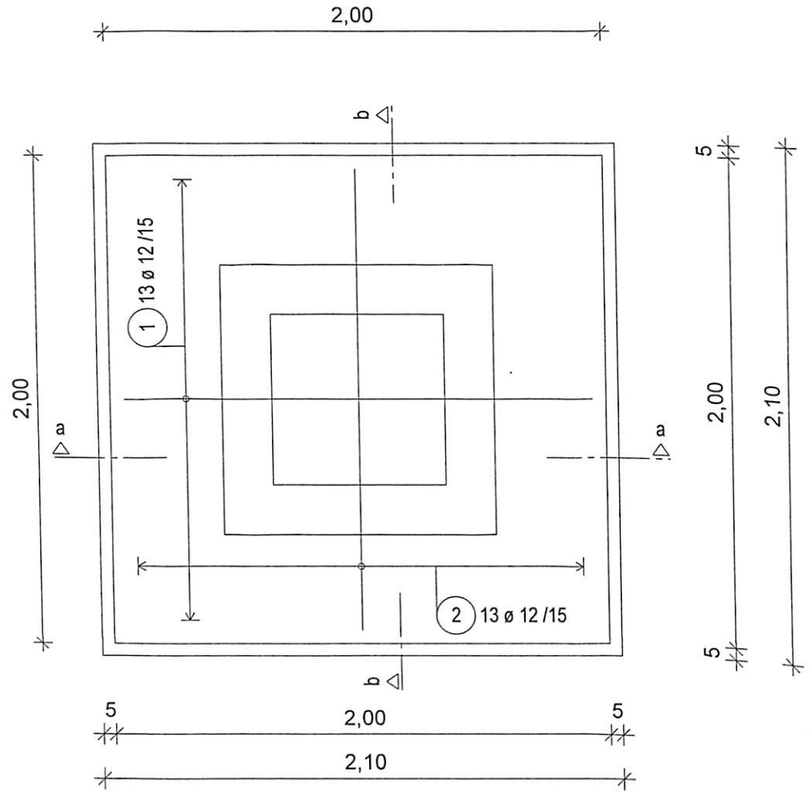
Megjegyzéseket lásd: S-01, S-02, S-03, S-04, S-05, S-06 terveken.

Z szelemenekre kerülő tetőhéjazat:

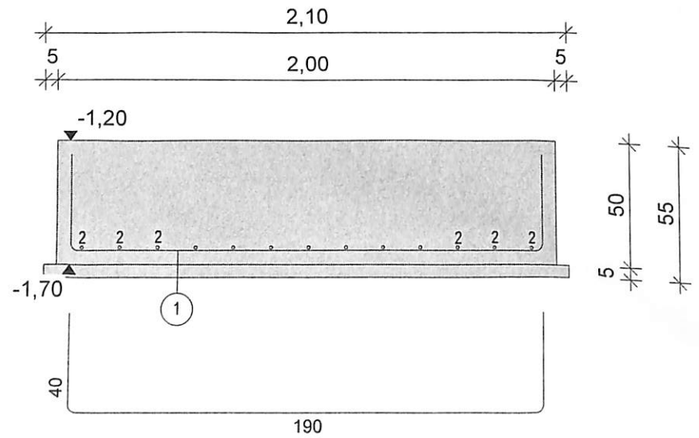
KS1000 RW trapéz mintázatú szendvicspanel rendszer.
Panel magassága: 12 cm

Egység: Szent István Egyetem Ybl Miklós Építéstudományi Kar Budapest Építőmérnöki Intézet	
Egység: Mechanika és Tartószerkezet Szakcsoport	
Tárgy: Előregyártott vasbeton vázszerkezetű csarnok tervezése	
Terv címe: Metszet E-E	
Tervszám: S-11	Méretarány: 1:100
Rajzméret: A3	Dátum: 2017. 05. 20
Tervező: Hell Márton	Konzulens: Jaksits Ilona

A1 Pontalap Készül 10 db

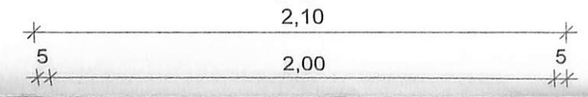


a-a

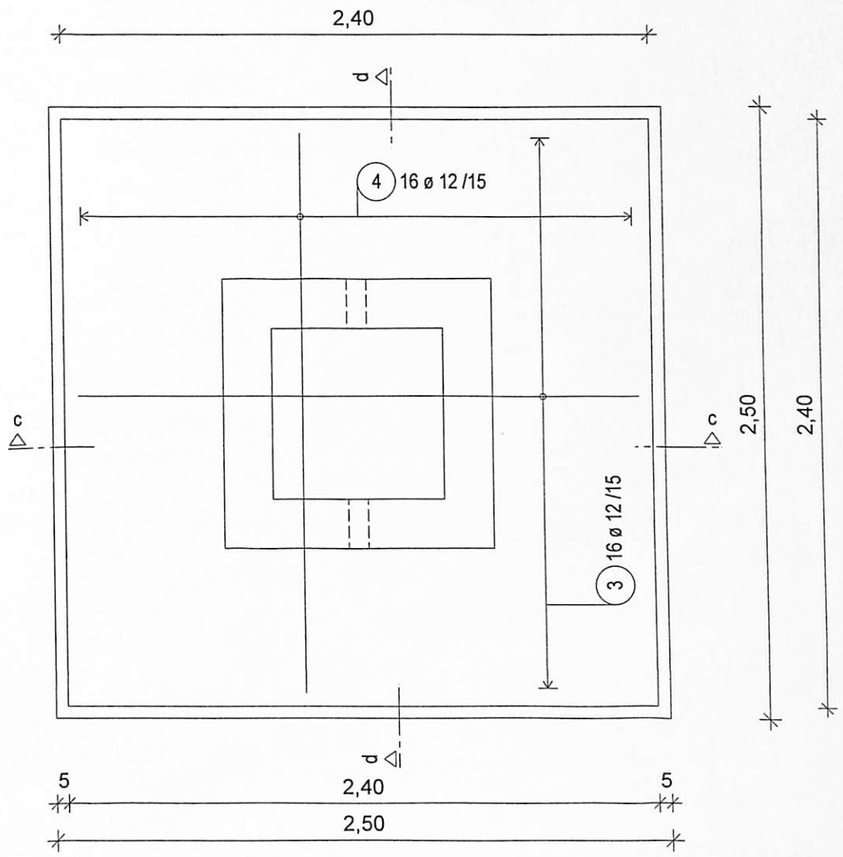


1 13 ø 12 -270

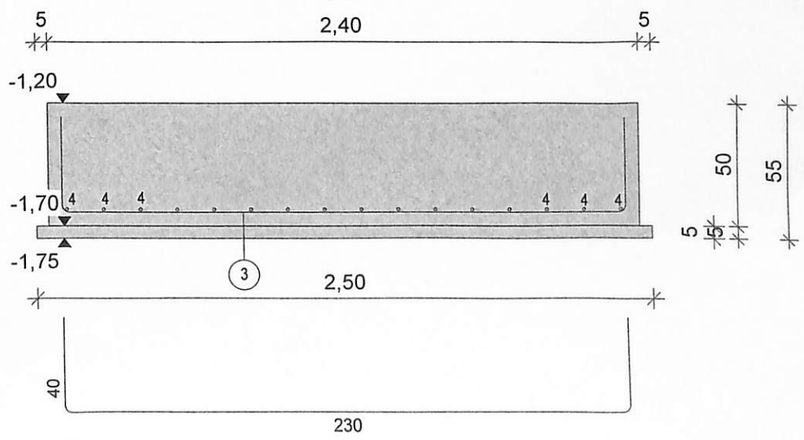
b-b



A2 Pontalap Készül 8 db

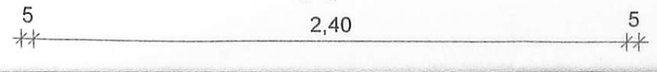


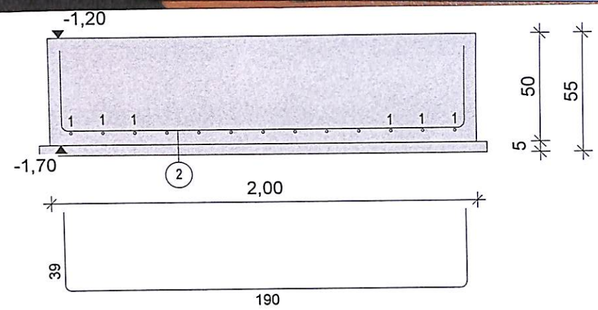
c-c



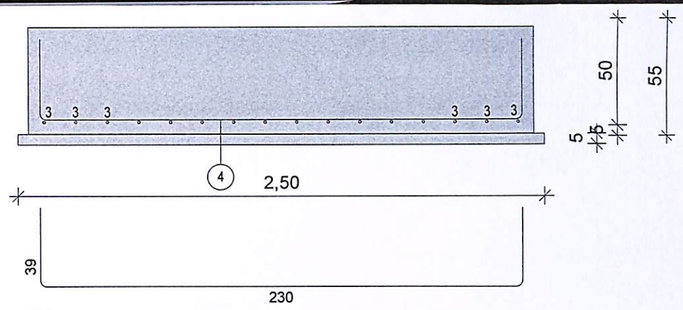
3 16 ø 12 -310

d-d





2 13 ø 12 -268



4 16 ø 12 -308

Betonacél kimutatás

Poz.	db	Φ [mm]	Egyes hossz [m]	Teljes hossz [m]	Tömeg [kg]
1	13	12	2.70	35.10	31.17
2	13	12	2.68	34.84	30.94
3	16	12	3.10	49.60	44.04
4	16	12	3.08	49.28	43.76

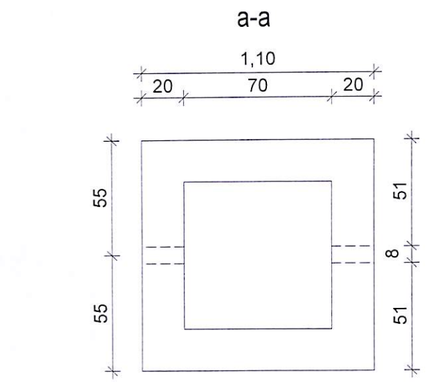
Teljes tömeg [kg] : 149.91

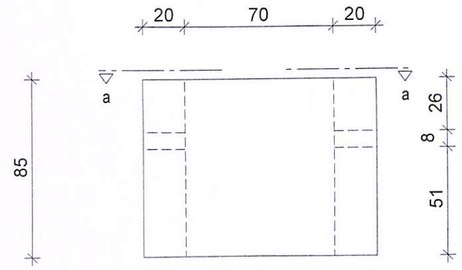
Megjegyzések:

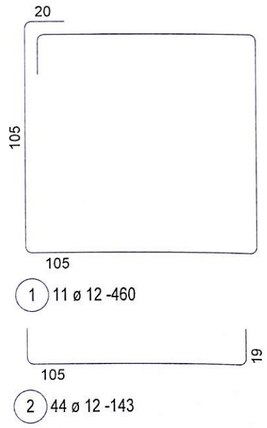
Anyagok:
Betonacél: B500 B
Beton: C25/30-XC2-XA1-16-F3

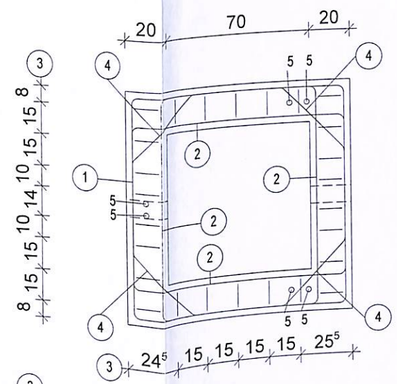
1. Együtt kezelendő tervek: S-01
2. Betontakarás 5 cm
3. A1 Készül 10 db
4. A2 Készül 8 db

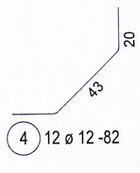
Egység:	Szent István Egyetem Ybl Miklós Építéstudományi Kar Budapest Építőmérnöki Intézet
Egység:	Mechanika és Tartószerkezet Szakcsoport
Tárgy:	Előregyártott vasbeton vázszerkezetű csarnok tervezése
Terv címe:	A1, A2 Pontalap Zsaluzási Vasalási terve
Tervszám: S-12	Méretarány: 1:25
Rajzméret: A2	Dátum: 2017. 05. 20
Tervező: Hell Márton	Konzulens: Jaksits Ilona

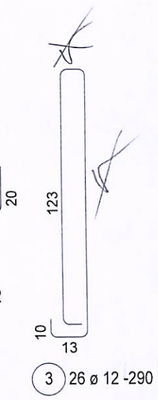


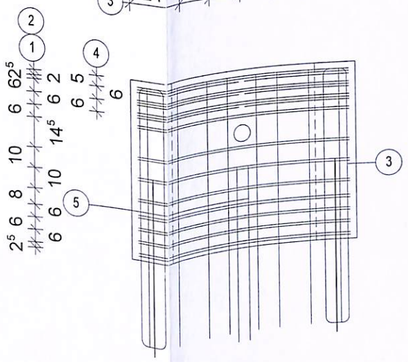


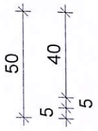












Betonacél kimutatás

Poz.	db	Φ [mm]	Egyes hossz [m]	Teljes hossz [m]	Tömeg [kg]
1	11	12	4.60	50.60	44.93
2	44	12	1.43	62.92	55.87
3	26	12	2.90	75.40	66.96
4	12	12	0.82	9.84	8.74
5	6	25	0.85	5.10	19.64

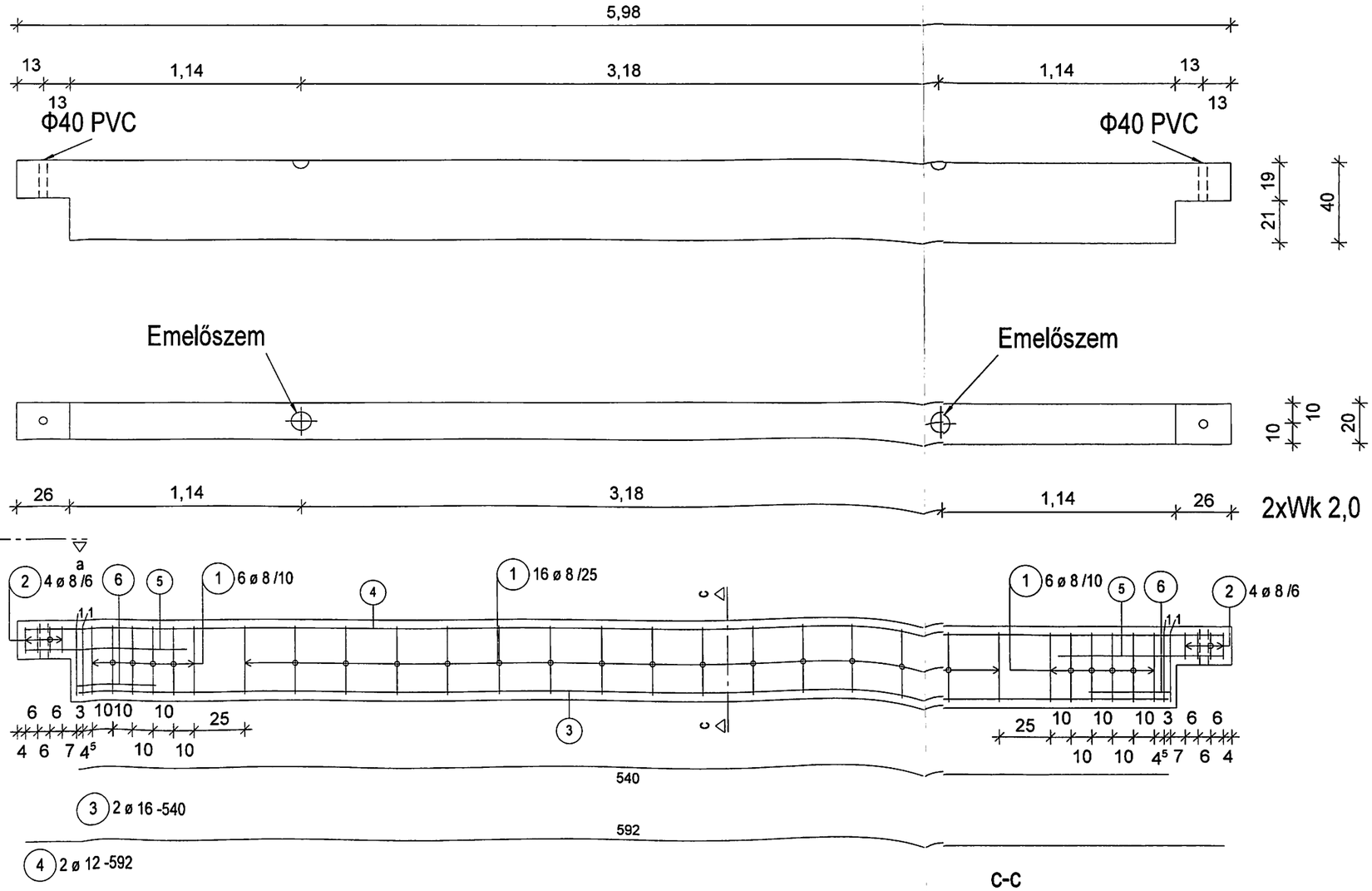
Teljes tömeg [kg] : 196.14

Megjegyzések:

Anyagok:
Betonacél: B500 B
Beton: C30/37-XC2-8-F3

1. Együtt kezelendő tervek: S-01, S02
2. Betontakarás 2,5 cm
3. Anyagszükséglet 0,65 m3
4. Súly: 1,62
5. Készül 18 db

Egység:	Szent István Egyetem Ybl Miklós Építéstudományi Kar Budapest Építőmérnöki Intézet
Egység:	Mechanika és Tartószerkezet Szakcsoport
Tárgy:	Előregyártott vasbeton vázszerkezetű csarnok tervezése
Terv címe:	K1 Kehelynyak Zsaluzási Vasalási terve
Tervszám: S-13	Méretarány: 1:25
Rajzméret: A3	Dátum: 2017. 05. 20
Tervező: Hell Márton	Konzulens: Jaksits Ilona



Betonacél kimutatás

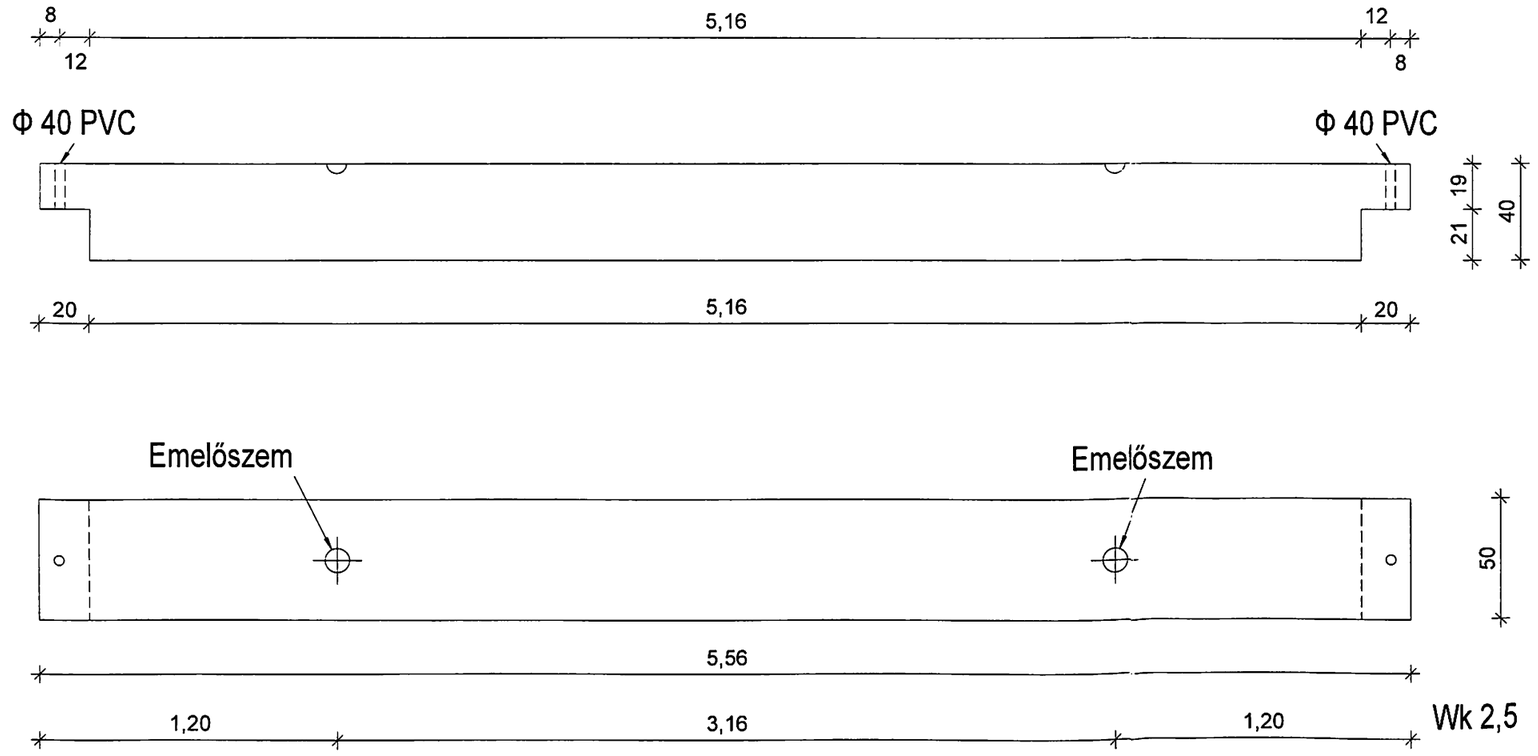
Poz.	db	Φ [mm]	Egyes hossz [m]	Teljes hossz [m]	Tömeg [kg]
1	32	8	1.12	35.84	14.16
2	8	8	0.70	5.60	2.21
3	2	16	5.40	10.80	17.06
4	2	12	5.92	11.84	10.51
5	2	10	1.73	3.46	2.13
6	2	10	0.93	1.86	1.15

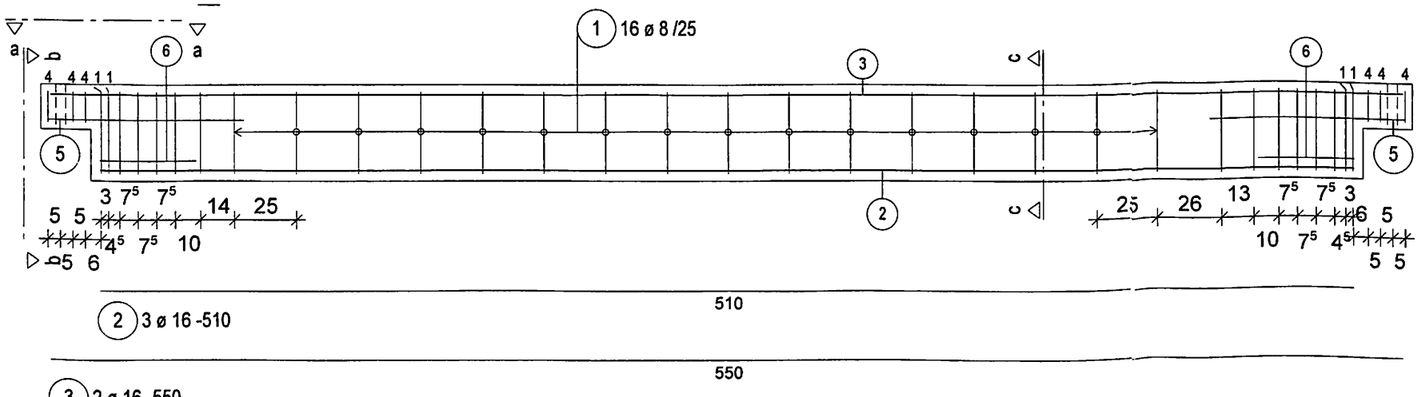
Teljes tömeg [kg] : 47.22

Megjegyzések:
Anyagok:
Betonacél: B500 B
Emelőszem: Pfeifer Wk 2,0
Beton: C30/37-XC1-16-F3

1. Együtt kezelendő tervek: S-03, S-04
2. Betontakarás 2,5 cm
3. Anyagszükséglet: 0,46 m3
4. Súly: 1,15 t
5. Készül: 4 db
6. SG1, SG2, SG4 Szegélygerendák ugyanazt a vasalást kapják mint az SG3 Szegélygerenda.
SG3: 598 cm,
SG1: 619 cm; Anyagszükséglet: 0,47 m3 - Súly: 1,15 t - Készül 2 db
SG2: 598 cm, Anyagszükséglet: 0,46 m3 - Súly: 1,15 t - Készül 2 db
SG4: 624 cm, Anyagszükséglet: 0,47 m3 - Súly: 1,15 t - Készül 2 db

Egység:	Szent István Egyetem Ybl Miklós Építéstudományi Kar Budapest Építőmérnöki Intézet
Egység:	Mechanika és Tartószerkezet Szakcsoport
Tárgy:	Előregyártott vasbeton vázszerkezetű csarnok tervezése
Terv címe:	SG3 Szegélygerenda Zsaluzási Vasalási terv
Tervszám: S-14	Méretarány: 1:25
Rajzméret: A3	Dátum: 2017. 05. 20
Tervező: Hell Márton	Konzulens: Jaksits Ilona





Betonacél kimutatás

Poz.	db	Φ [mm]	Egyes hossz [m]	Teljes hossz [m]	Tömeg [kg]
1	31	8	1.81	56.11	22.16
2	3	16	5.10	15.30	24.17
3	2	16	5.50	11.00	17.38
4	6	8	1.39	8.34	3.29
5	2	10	2.03	4.06	2.51
6	2	10	1.23	2.46	1.52

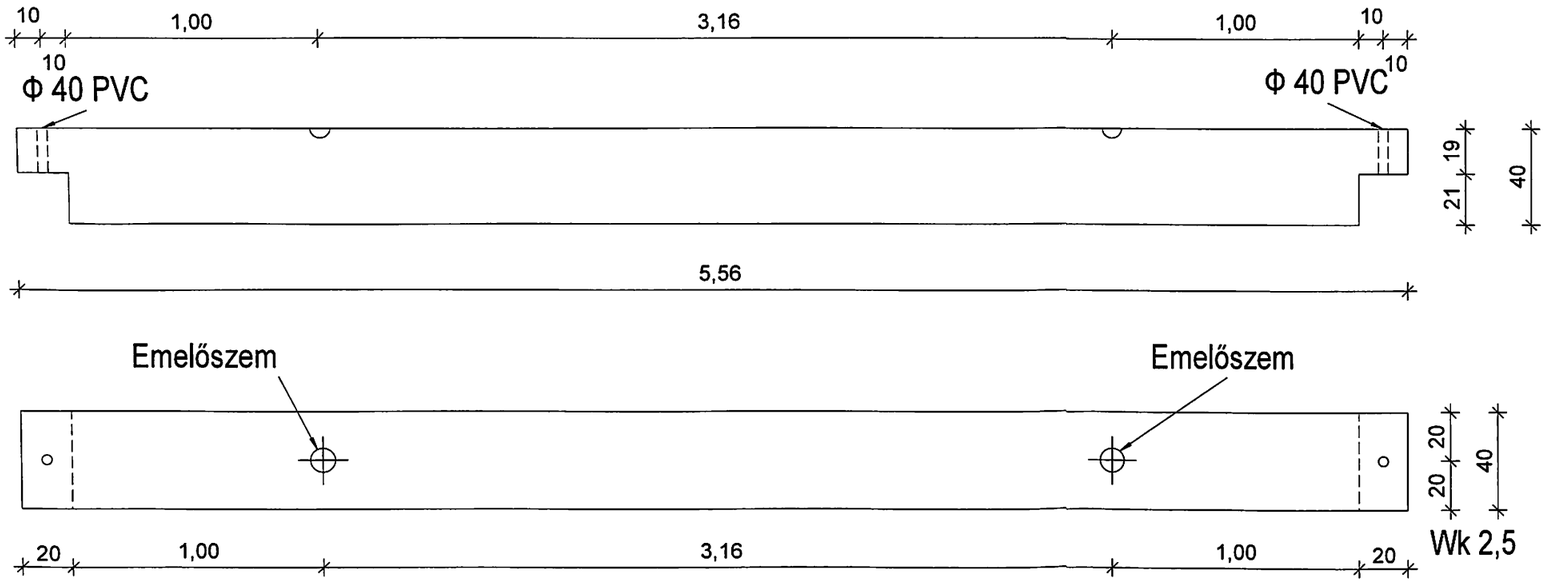
Teljes tömeg [kg] : 71.03

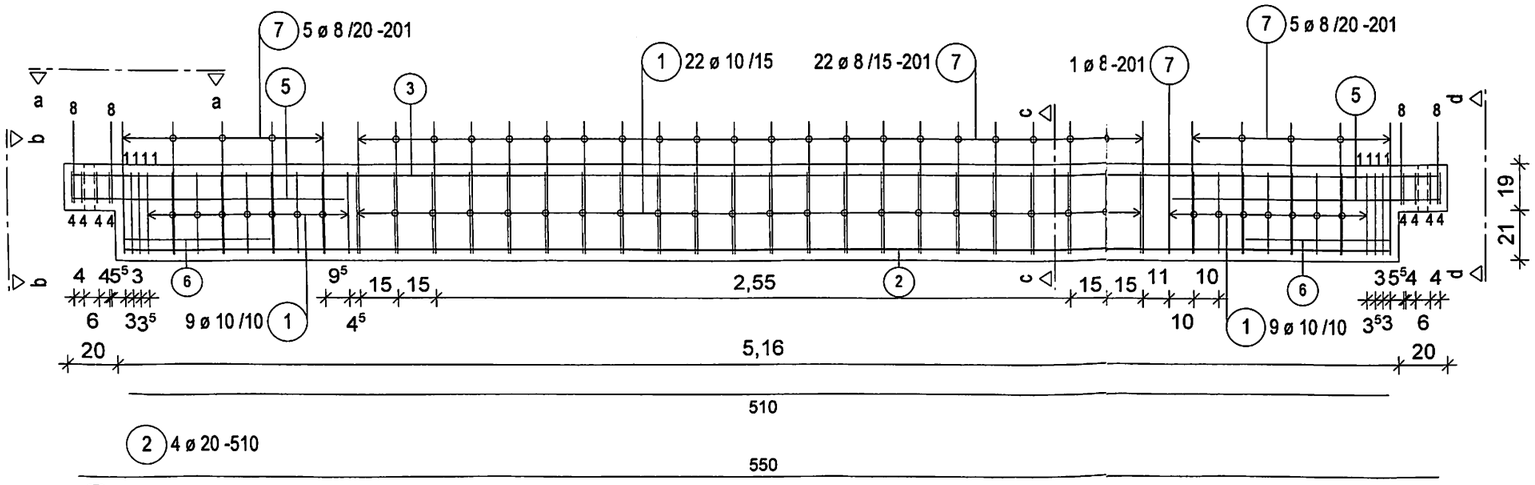
Megjegyzések:

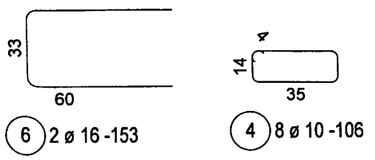
Anyagok:
Betonacél: B500 B
Emelőszem: Pfeifer Wk 2,5
Beton: C30/37-XC1-16-F3

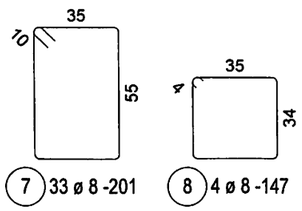
1. Együtt kezelendő tervek: S-05
2. Betontakarás 2,5 cm
3. Anyagszükséglet: 1,1 m3
4. Súly: 2,75 t
5. Készül: 2 db
6. Élsarkítás: 2/2 cm

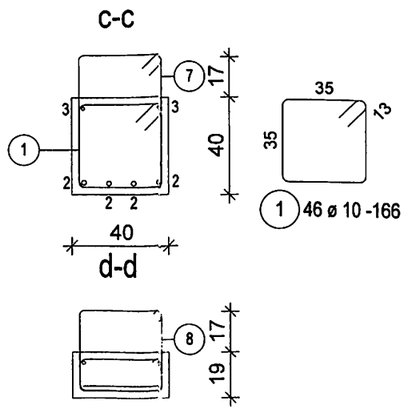
Egység: Szent István Egyetem Ybl Miklós Építéstudományi Kar Budapest Építőmérnöki Intézet	
Egység: Mechanika és Tartószerkezet Szakcsoport	
Tárgy: Előregyártott vasbeton vázszerkezetű csarnok tervezése	
Terv címe: G1 Gerenda Zsaluzási Vasalási terv	
Tervszám: S-15	Méretarány: 1:25
Rajzméret: A3	Dátum: 2017. 05. 20
Tervező: Hell Márton	Konzulens: Jaksits Ilona

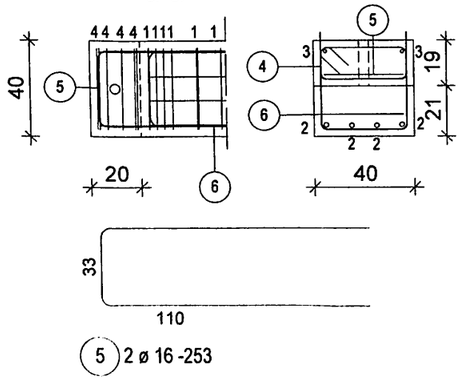












Betonacél kimutatás

Poz.	db	Φ [mm]	Egyes hossz [m]	Teljes hossz [m]	Tömeg [kg]
1	46	10	1.66	76.36	47.11
2	4	20	5.10	20.40	50.39
3	2	12	5.50	11.00	9.77
4	8	10	1.06	8.48	5.23
5	2	16	2.53	5.06	7.99
6	2	16	1.53	3.06	4.83
7	33	8	2.01	66.33	26.20
8	4	8	1.47	5.88	2.32

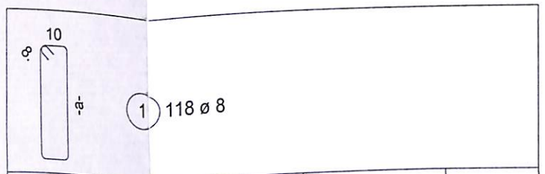
Teljes tömeg [kg] : 153.84

Megjegyzések:

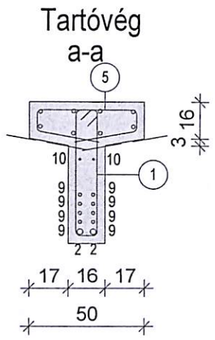
Anyagok:
Betonacél: B500 B
Emelőszem: Pfeifer Wk 2,5
Beton: C30/37-XC1-16-F3

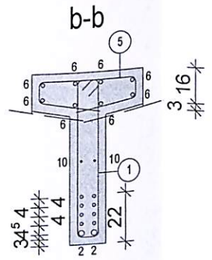
1. Együtt kezelendő tervek: S-05
2. Betontakarás 2,5 cm
3. Anyagszükséglet: 0,9 m3
4. Súly: 2,25 t
5. Készül: 3 db
6. 7. és 8. vaspozíciók monolit vasbeton födém csatlakozásához szükégesek. 2 db G2 gerenda első 88 cm-re szintén monolit födém csatlakozással készül.
Ott is szükséges 7. és 8. vasak elhelyezése.
7.G2 Gerenda ugyanazt a vasalást kapja mint G3 Gerenda.
G3 gerenda fesztáv: 556 cm G2 gerenda fesztáv: 521 cm
G2. Anyagszükséglet: 0,8 m3 - Súly: 2,0 t - Készül 4 db

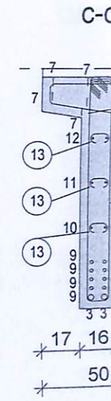
Egység:	Szent István Egyetem Ybl Miklós Építéstudományi Kar Budapest Építőmérnöki Intézet
Egység:	Mechanika és Tartószerkezet Szakcsoport
Tárgy:	Előregyártott vasbeton vázszerkezetű csarnok tervezése
Terv címe:	G3 Gerenda Zsaluzási Vasalási terv
Tervszám: S-16	Méretarány: 1:25
Rajzméret: A3	Dátum: 2017. 05. 20
Tervező: Hell Márton	Konzulens: Jaksits Ilona

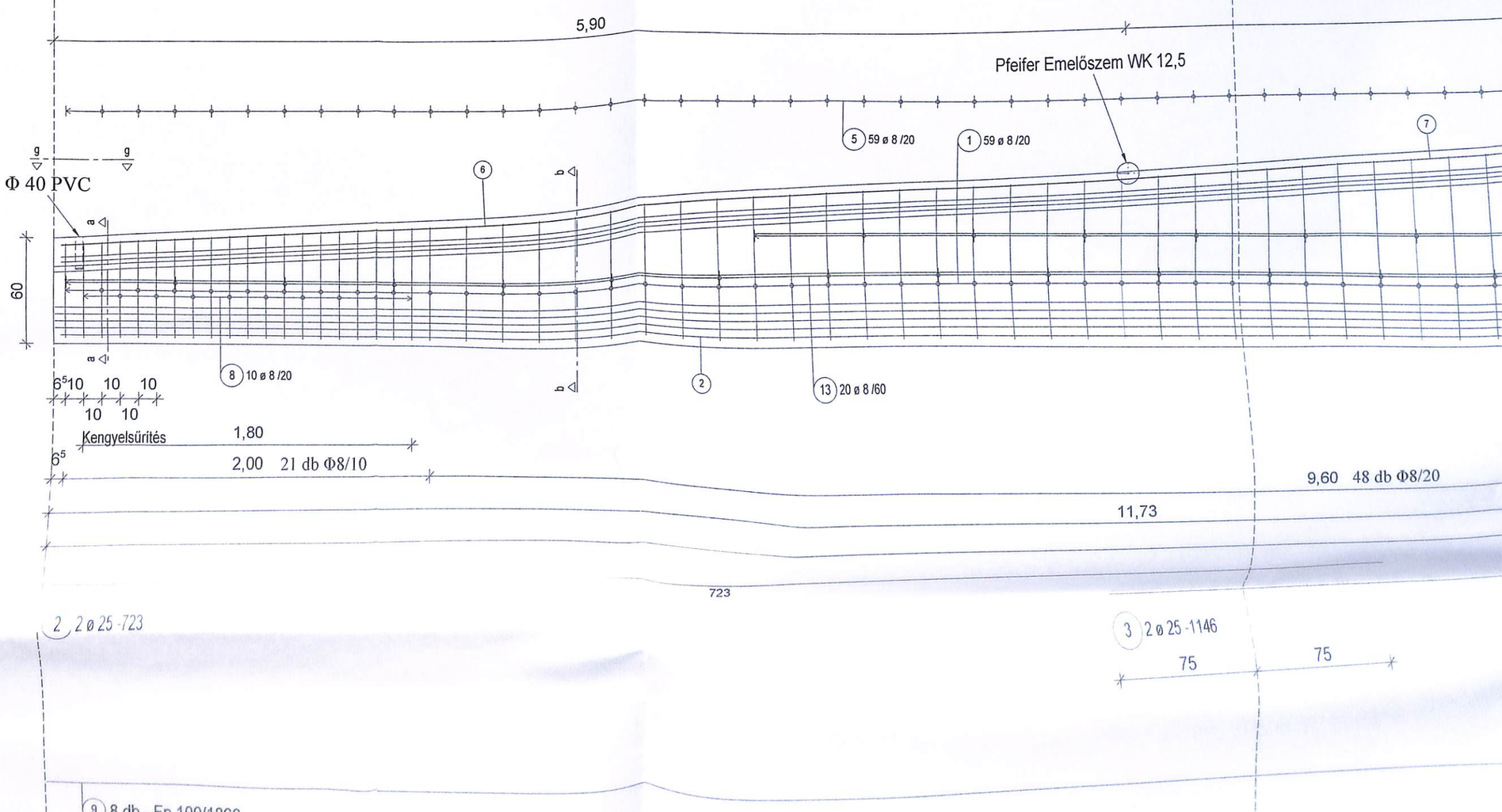


Alak	Szám	Hossz a [cm]	Hossz Egyes vas [cm]	Hossz Teljes [cm]
1.1	2	54	144	288
1.2	2	55	146	292
1.3	2	57	150	300
1.4	2	58	152	304
1.5	2	59	154	308
1.6	2	60	156	312
1.7	2	61	158	316
1.8	2	62	160	320
1.9	2	63	162	324
1.10	2	64	164	328
1.11	2	65	166	332
1.12	2	66	168	336
1.13	2	67	170	340
1.14	2	68	172	344
1.15	2	69	174	348
1.16	2	71	178	356
1.17	2	72	180	360
1.18	2	73	182	364
1.19	2	74	184	368
1.20	2	75	186	372
1.21	2	76	188	376
1.22	2	77	190	380
1.23	2	78	192	384
1.24	2	79	194	388
1.25	2	80	196	392
1.26	2	81	198	396
1.27	2	82	200	400
1.28	2	83	202	404









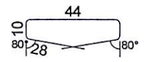
1.22	2	77	190	380
1.23	2	78	192	384
1.24	2	79	194	388
1.25	2	80	196	392
1.26	2	81	198	396
1.27	2	82	200	400
1.28	2	83	202	404
1.29	2	84	204	408
1.30	2	86	208	416
1.31	2	87	210	420
1.32	2	88	212	424
1.33	2	89	214	428
1.34	2	90	216	432
1.35	2	91	218	436
1.36	2	92	220	440
1.37	2	93	222	444
1.38	2	94	224	448
1.39	2	95	226	452
1.40	2	96	228	456
1.41	2	97	230	460
1.42	2	98	232	464
1.43	2	100	236	472
1.44	2	101	238	476
1.45	2	102	240	480
1.46	2	103	242	484
1.47	2	104	244	488
1.48	2	105	246	492
1.49	2	106	248	496
1.50	2	107	250	500
1.51	2	108	252	504
1.52	2	109	254	508
1.53	2	110	256	512
1.54	2	111	258	516
1.55	2	112	260	520
1.56	2	113	262	524
1.57	2	115	266	532
1.58	2	116	268	536
1.59	2	117	270	540

Hosszak összege = 244.400 m

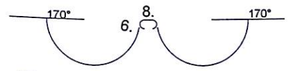
3 2 ø 25 -1146

75 75

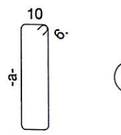
9 8 db - Fp 100/1860



5 118 ø 8 -120



13 80 ø 8 -19



8 20 ø 8

Alak	Szám	Hossz a [cm]	Hossz Egyes vas [cm]	Hossz Teljes [cm]
8.1	2	55	142	284
8.2	2	56	144	288
8.3	2	57	146	292
8.4	2	58	148	296
8.5	2	59	150	300
8.6	2	60	152	304
8.7	2	61	154	308
8.8	2	62	156	312
8.9	2	64	160	320
8.10	2	65	162	324

Hosszak összege = 30.280 m

Betonacél kimutatás

Poz.	db	o [mm]	Egyes hossz [m]	Teljes hossz [m]	Tömeg [kg]
1	118	8	-X-	244.40	96.54
2	2	25	7.23	14.46	55.67
3	2	25	11.46	22.92	88.24
4	2	25	7.73	15.46	59.52
5	118	8	1.20	141.60	55.93
6	16	16	6.98	111.68	176.45
7	16	16	6.80	108.80	171.90
8	20	8	-X-	30.28	11.96
9	8	100/1860	23.46	187.68	227.09
10	4	8	11.97	47.88	18.91
11	4	8	8.37	33.48	13.22
12	2	8	6.53	13.06	5.16
13	80	8	0.19	15.20	6.00

Pászma Fp

Teljes tömeg [kg] : 986.59

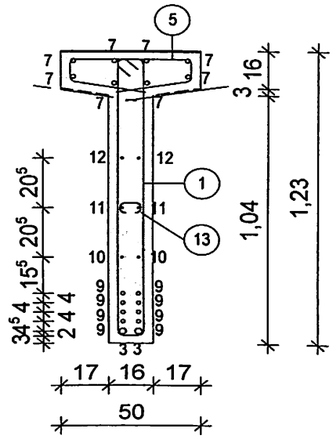
Külön megjegyzés

9. SG5, SG6 Lágyvasalású
40 cm széles változó km. s
az első raszteren az oszlop
a feszített főtartókkal párhu
Húzott vasalásuk 2 Φ 20; f
változó hosszúságú kengye
tartóvégeken kengyel sűrít
Tartóvégek kialakítása Φ1

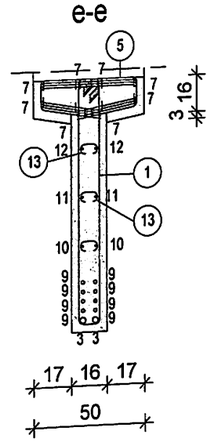
SG 5
573 cm, Tartóvégek 20-20
SG5 épül 2 db

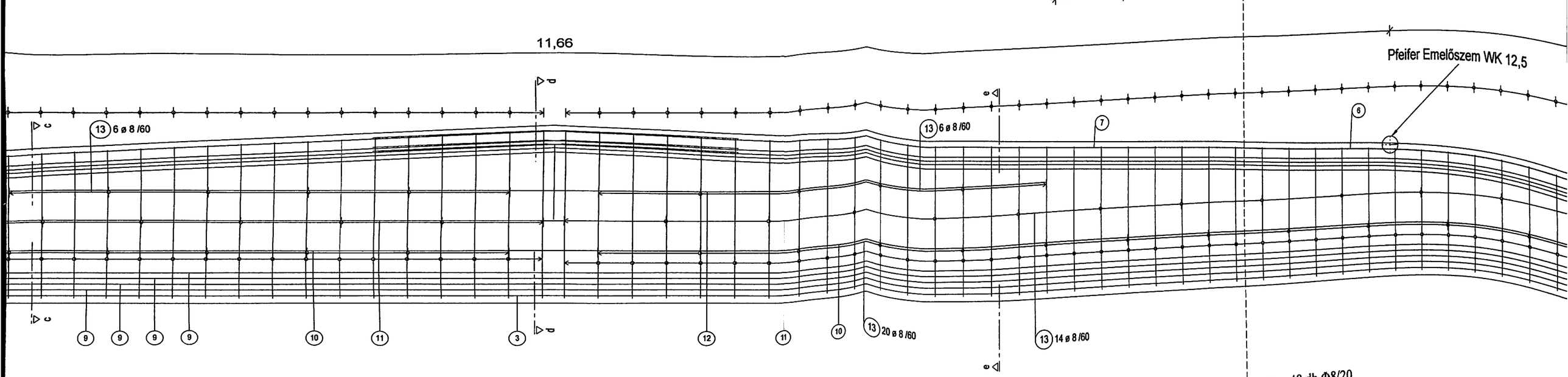
SG 6
597 cm, Tartóvégek 20-20
SG6 épül 2 db

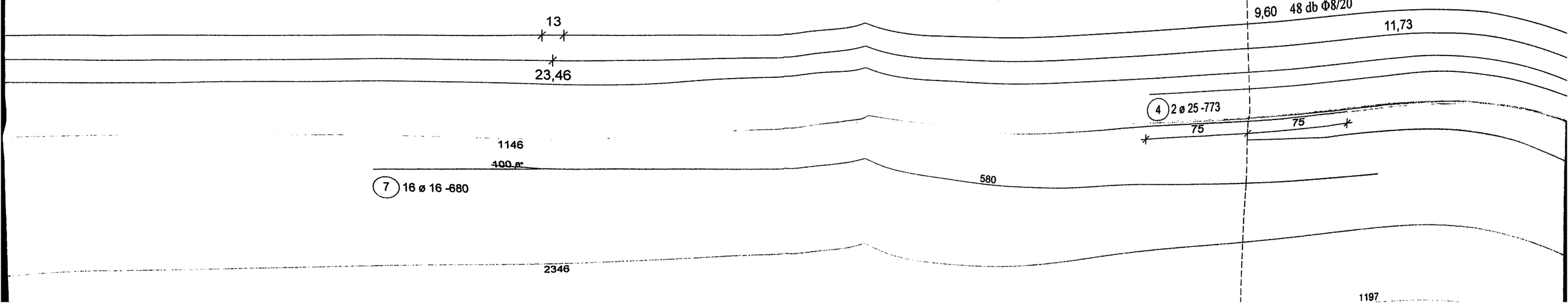
Tartóközép
d-d

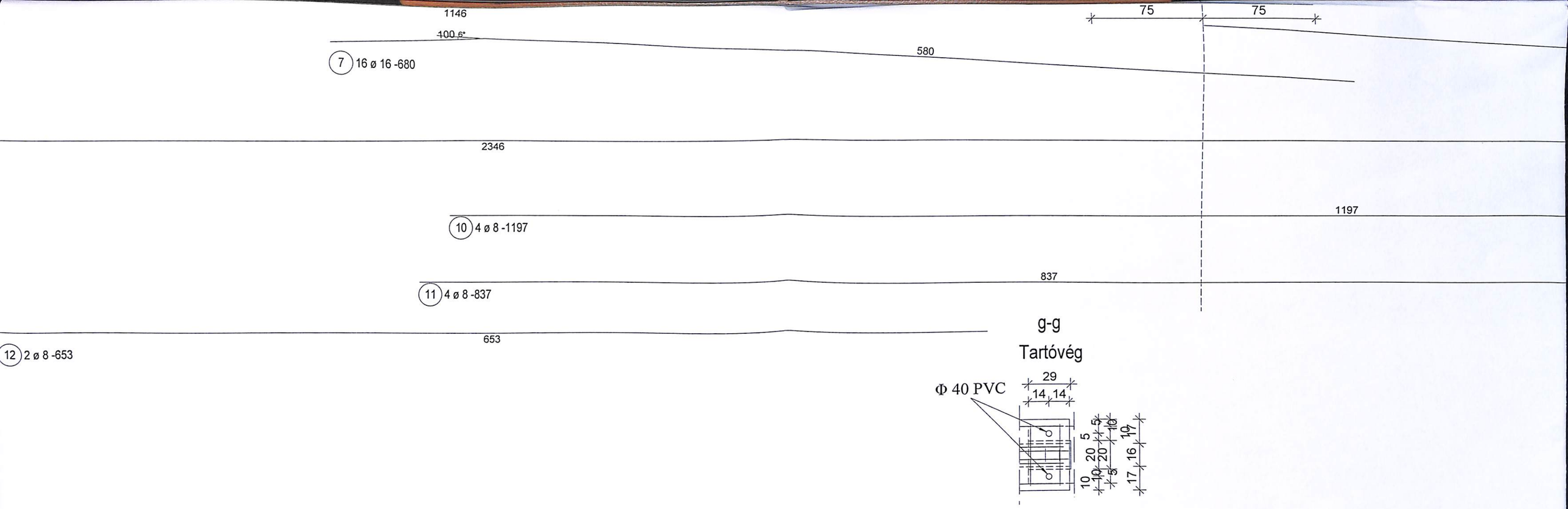


e-e





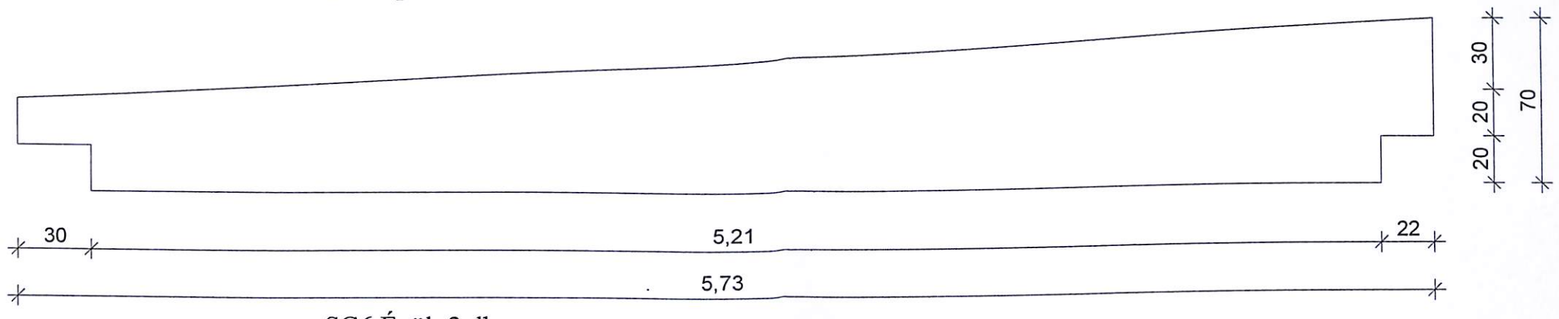




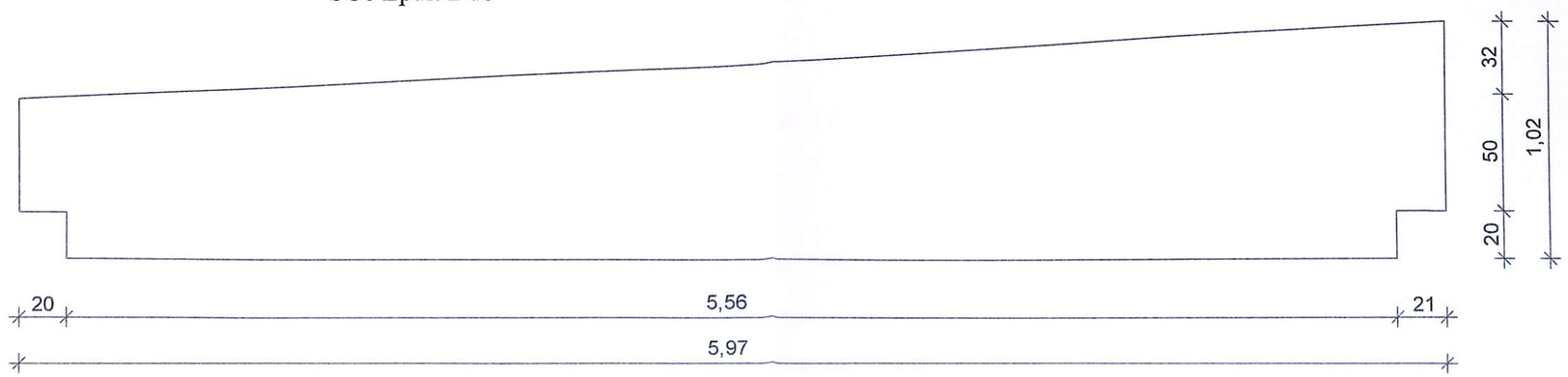
g-g

Tartóvég

SG5 Épül: 2 db



SG6 Épül: 2 db

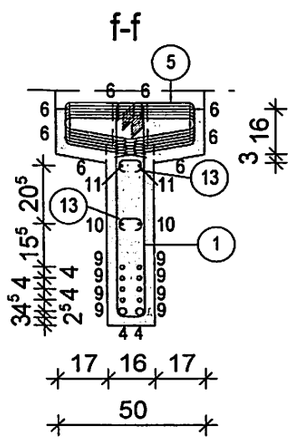


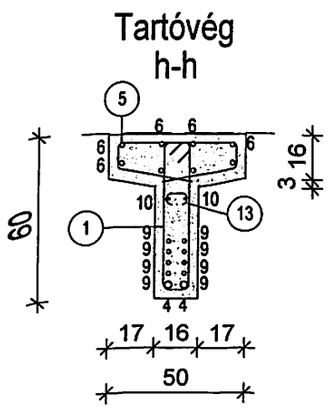
ott
ndák
kerülnek kialakításra

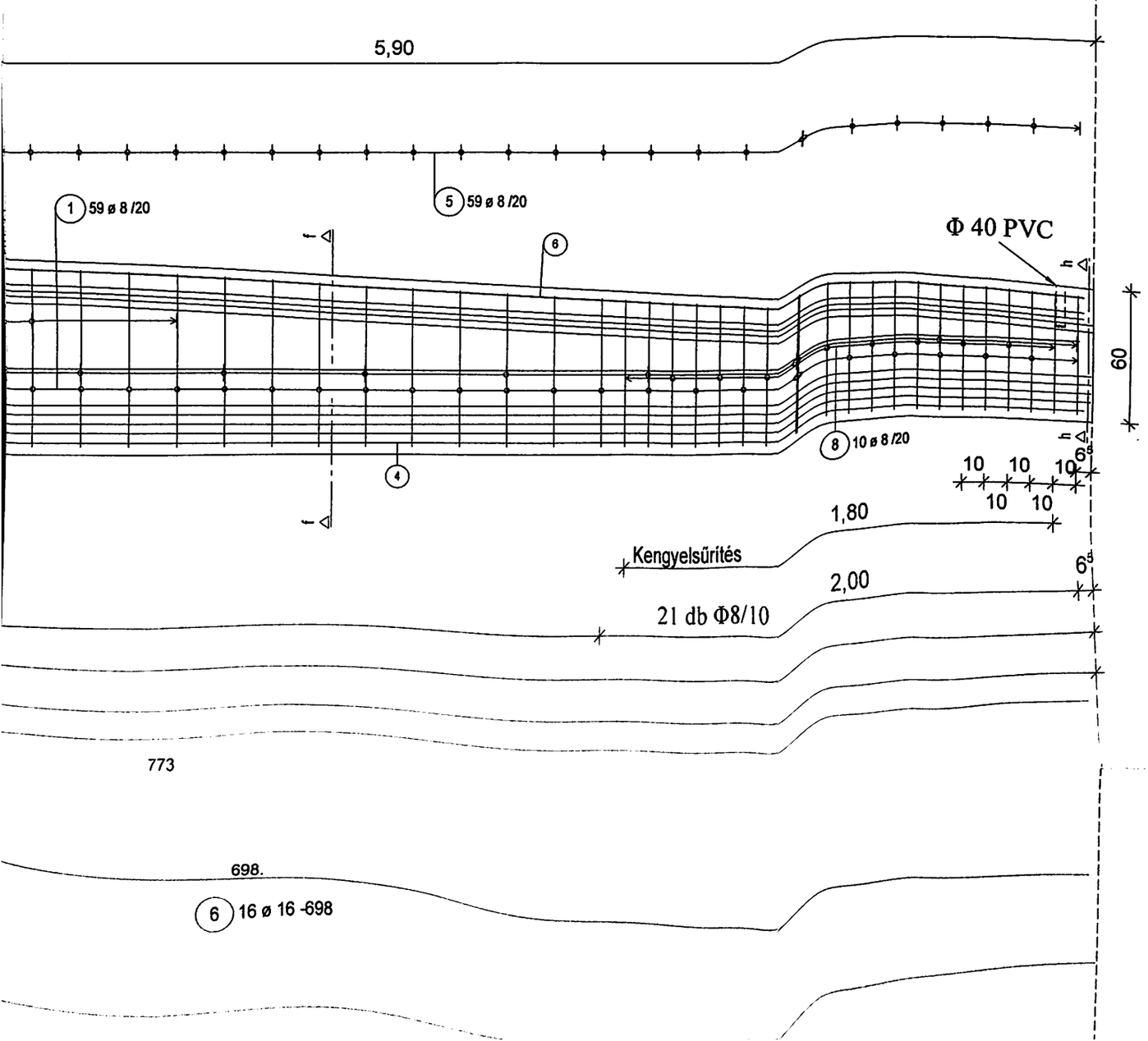
2 Φ 16; Szerelővas 2Φ8
núgy mint a feszített főtartónál Φ8/250,
hosszon Φ8/100
assal kengyelsűrítéssel.

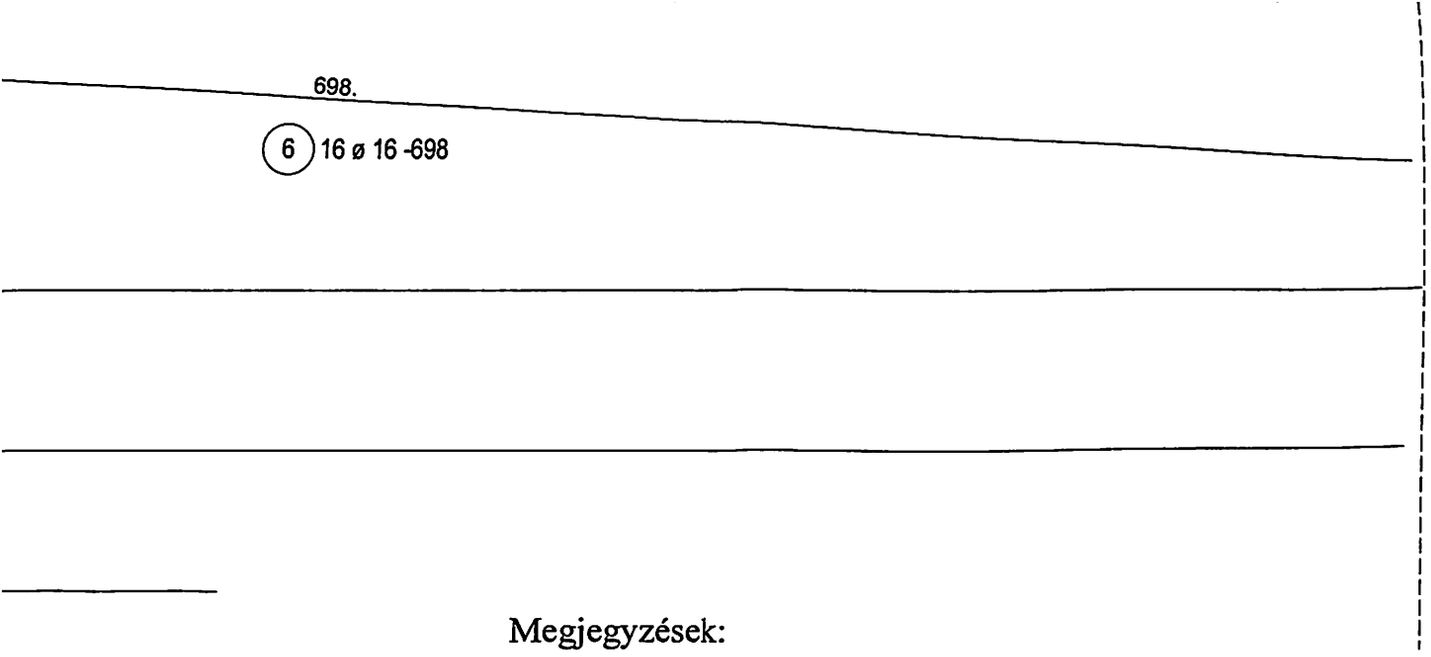
kból kiálló Φ20 vasra ülnek.

kból kiálló Φ20 vasra ülnek.


f-f
5
6 6
6
6
6
6
3 16
6
11
11
13
13
10
10
1
9
9
9
9
9
9
9
9
9
4 4
34⁵ 4
15⁵
20⁵
2⁵4 4
17 16 17
50


Tartóvég
h-h
5
6 6
6
6
6
6
3 16
10
10
13
1
9
9
9
9
9
9
9
9
9
4 4
60
17 16 17
50


5,90
1 59 ø 8 /20
5 59 ø 8 /20
Φ 40 PVC
f
f
6
4
8 10 ø 8 /20
h
h
60
6s
10 10 10
10 10
1,80
Kengyelsűrítés
2,00
21 db Φ8/10
6s
773
698.
6 16 ø 16 -698



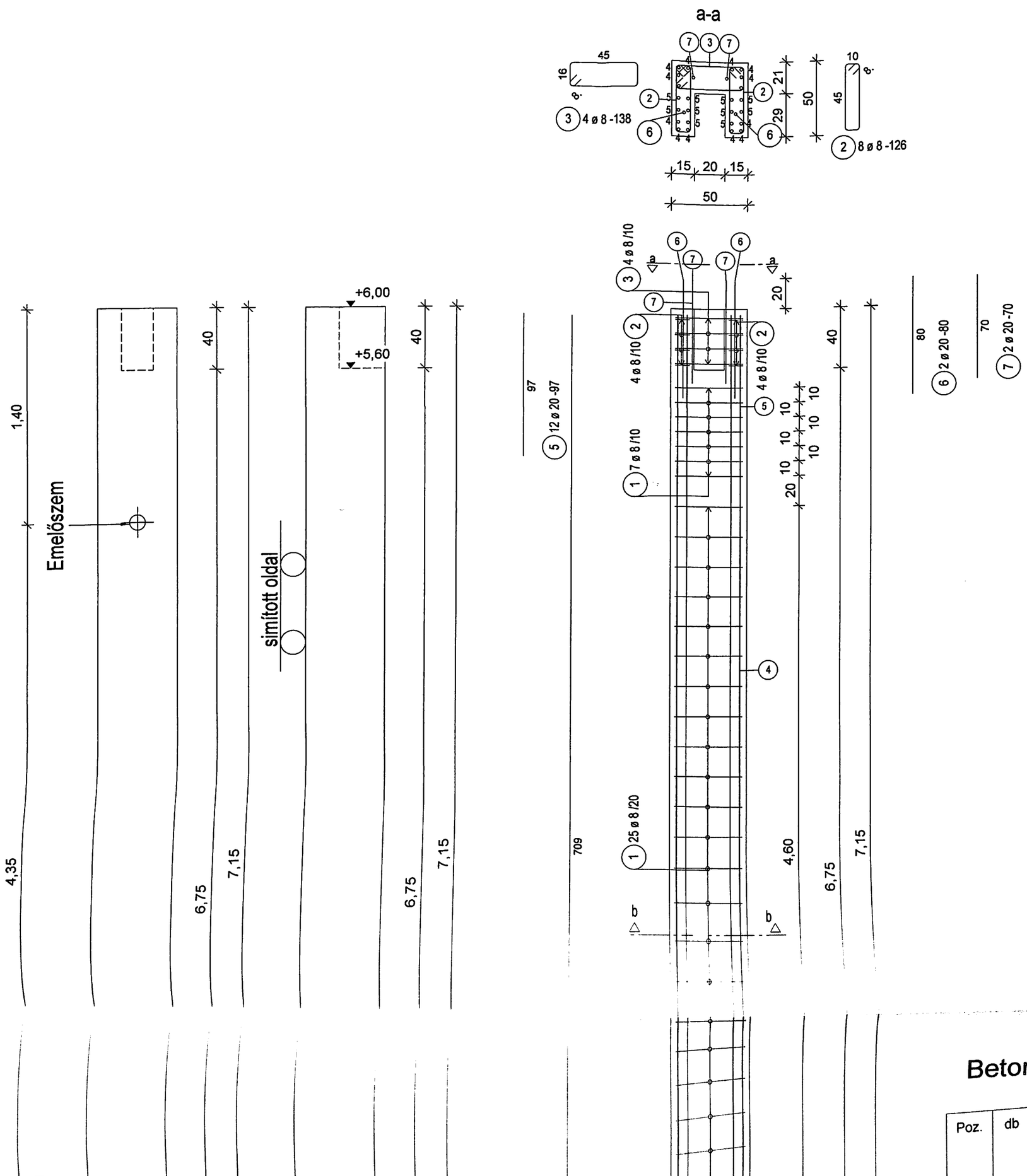
Megjegyzések:

Anyagok:

Betonacél:	B500 B
Feszítőpászma:	Fp-100/1860
Emelőszem:	Pfeifer Wk 12,5
Beton:	C40/50-XC3-16-F3

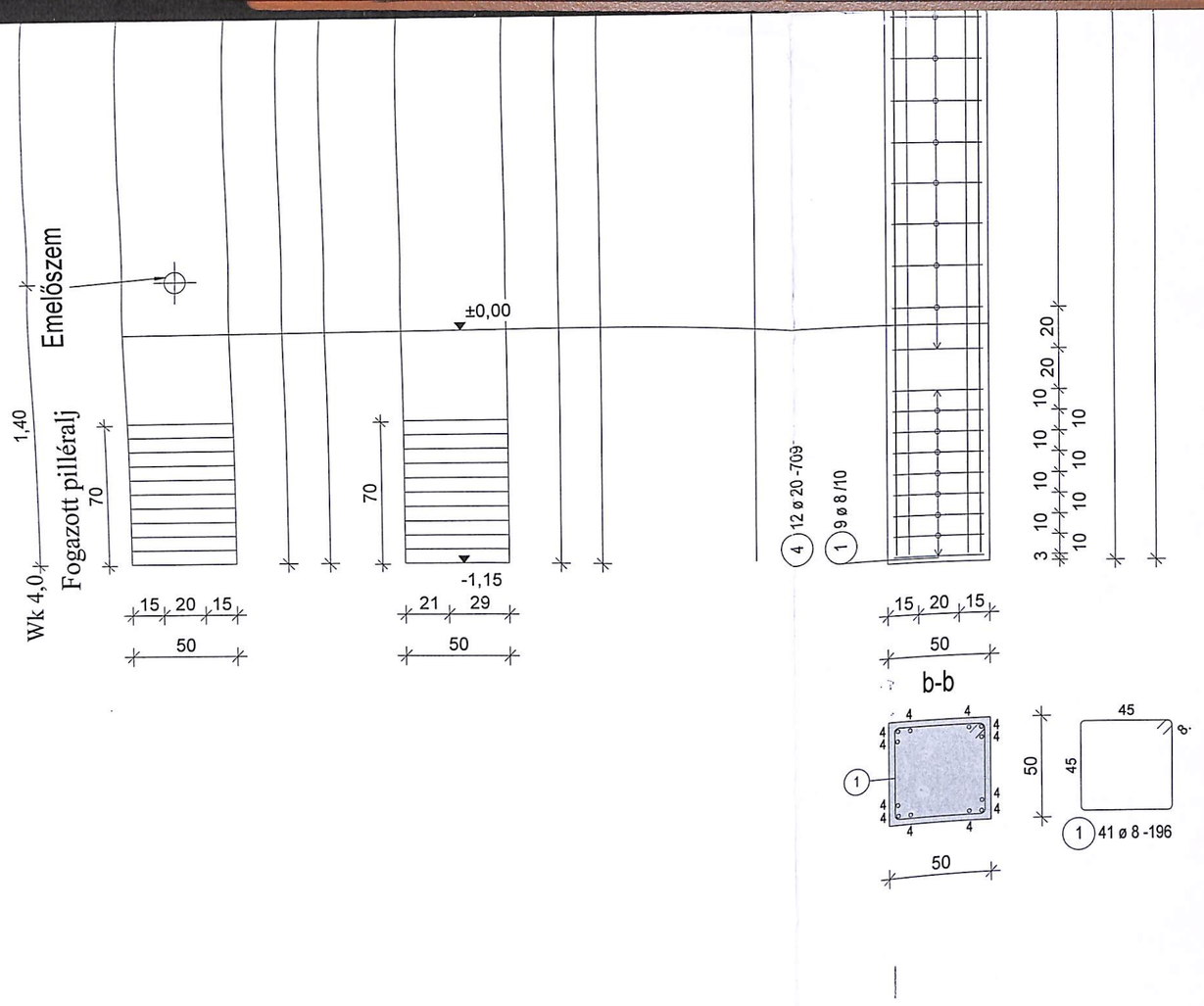
1. Együtt kezelendő tervek:	S-04
2. Betontakarás	3,0 cm
3. Anyagszükséglet:	4,83 m3
4. Súly:	12,1 t
5. Készül:	5 db
6. Élsarkítás:	2/2 cm
7. Tartómagasság tartóvégen:	60 cm
8. Tartómagasság tartóközépen:	123 cm

Egység:	Szent István Egyetem Ybl Miklós Építéstudományi Kar Budapest Építőmérnöki Intézet		
Egység:	Mechanika és Tartószerkezet Szakcsoport		
Tárgy:	Előregyártott vasbeton vázszerkezetű csarnok tervezése		
Terv címe:	F1 Feszített Főtartó Zsaluzás Vasalás terv		
Tervszám:	S-17	Méretarány:	1:25
Rajzméret:	1100 x 594 mm	Dátum:	2017. 05. 20
Tervező:	Hell Márton	Konzulens:	Jaksits Ilona



Betonacél kimutatás

Poz.	db	Φ [mm]	Egyes hossz [m]	Teljes hossz [m]	Tömeg [kg]
		ø	1.96	80.36	31.74



Betonacél kimutatás

Poz.	db	Φ [mm]	Egyes hossz [m]	Teljes hossz [m]	Tömeg [kg]
1	41	8	1.96	80.36	31.74
2	8	8	1.26	10.08	3.98
3	4	8	1.38	5.52	2.18
4	12	20	7.09	85.08	210.15
5	12	20	0.97	11.64	28.75
6	2	20	0.80	1.60	3.95
7	2	20	0.70	1.40	3.46

Teljes tömeg [kg] : 284.21

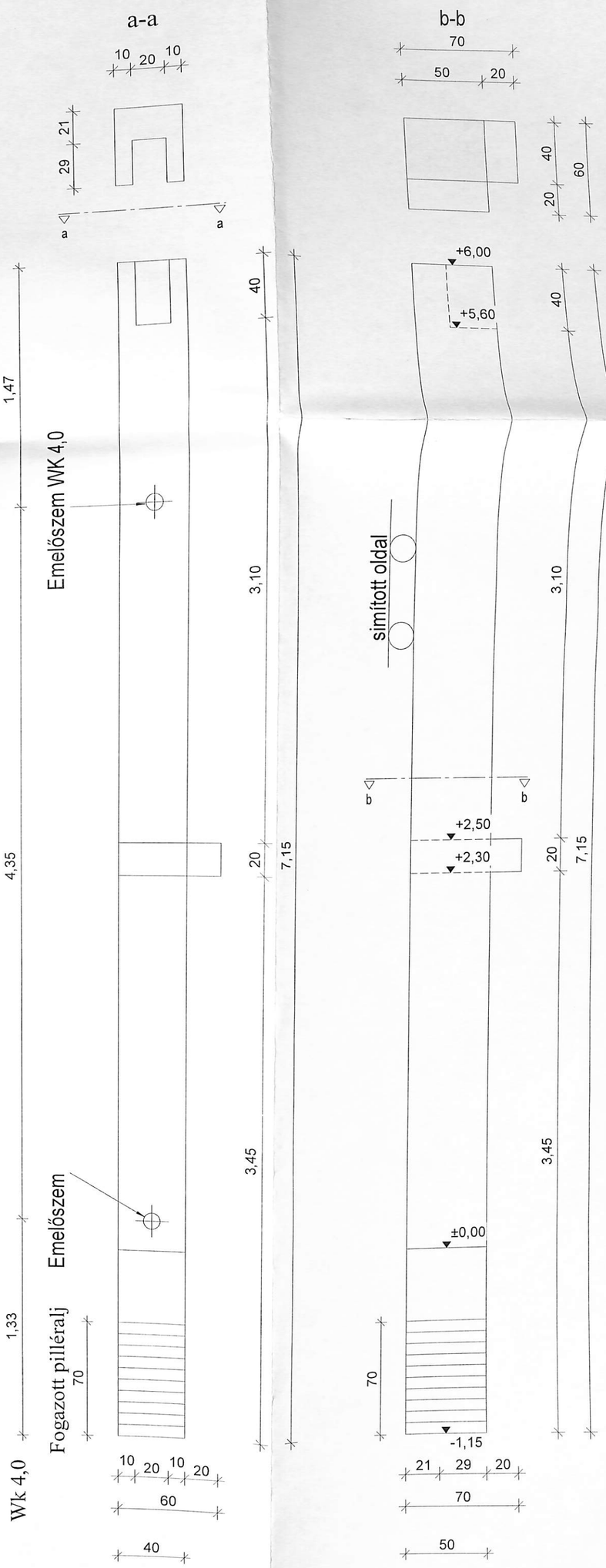
Megjegyzések:

Anyagok:

Betonacél: B500 B
Emelőszem: Pfeifer Wk 4,0
Beton: C30/37-XC2-16-F3

1. Együtt kezelendő tervek: S-03
2. Betontakarás 2,5 cm
3. Anyagszükséglet: 1,76 m3
4. Súly: 4,4 t
5. Készül: 8 db
6. Élsarkítás 2/2 cm

Egység:	Szent István Egyetem Ybl Miklós Építéstudományi Kar Budapest Építőmérnöki Intézet
Egység:	Mechanika és Tartószerkezet Szakcsoport
Tárgy:	Előregyártott vasbeton vázszerkezetű csarnok tervezése
Terv címe:	P3 Pillér Zsaluzási Vasalási terv
Tervszám: S-19	Méretarány: 1:25
Rajzméret: A2	Dátum: 2017. 05. 20
Tervező: Hell Márton	Konzulens: Jaksits Ilona



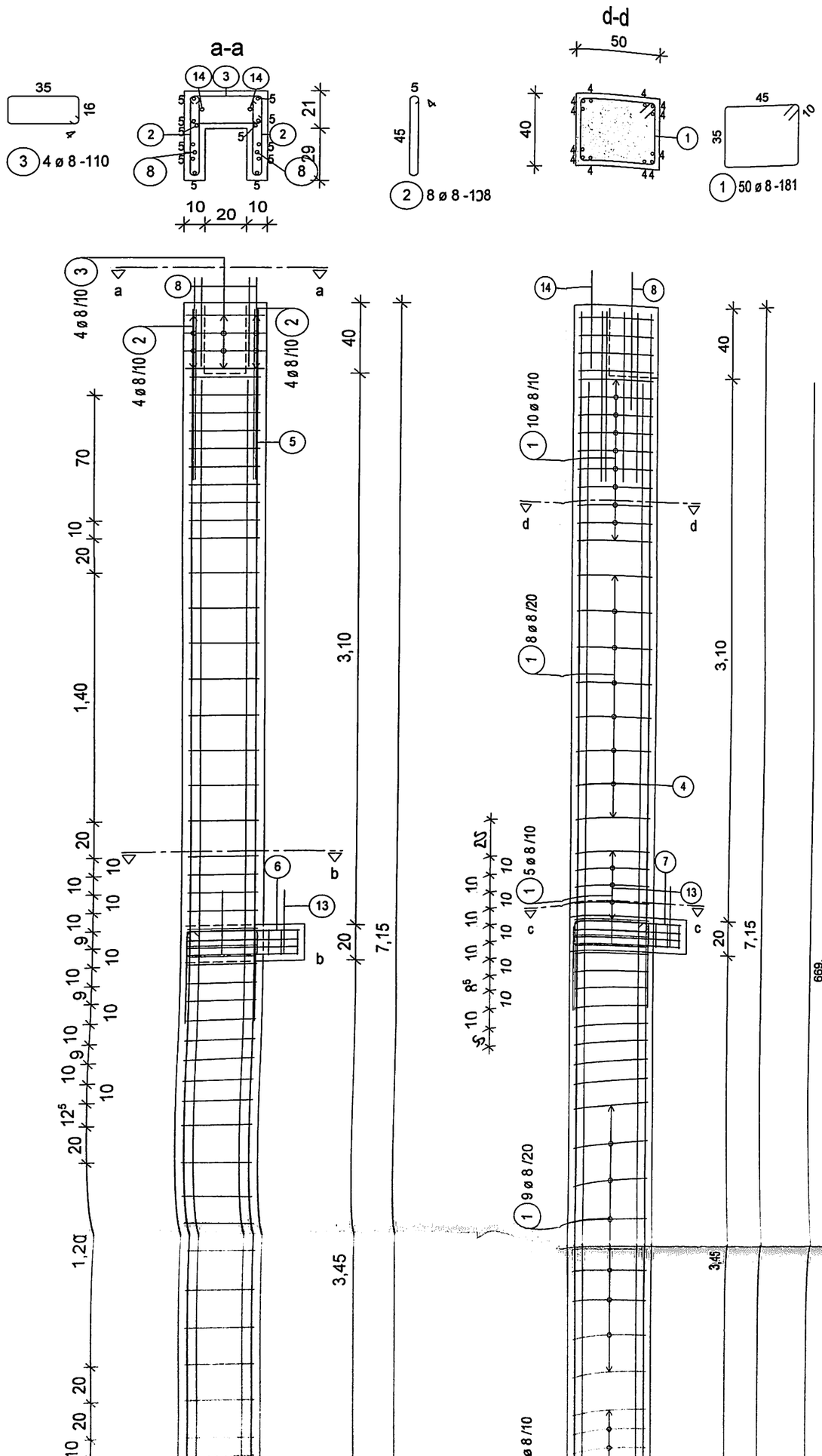
Megjegyzések:

Anyagok:

Betonacél: B500 B
Emelőszem: Pfeifer Wk 4,0
Beton: C30/37-XC2-16-F3

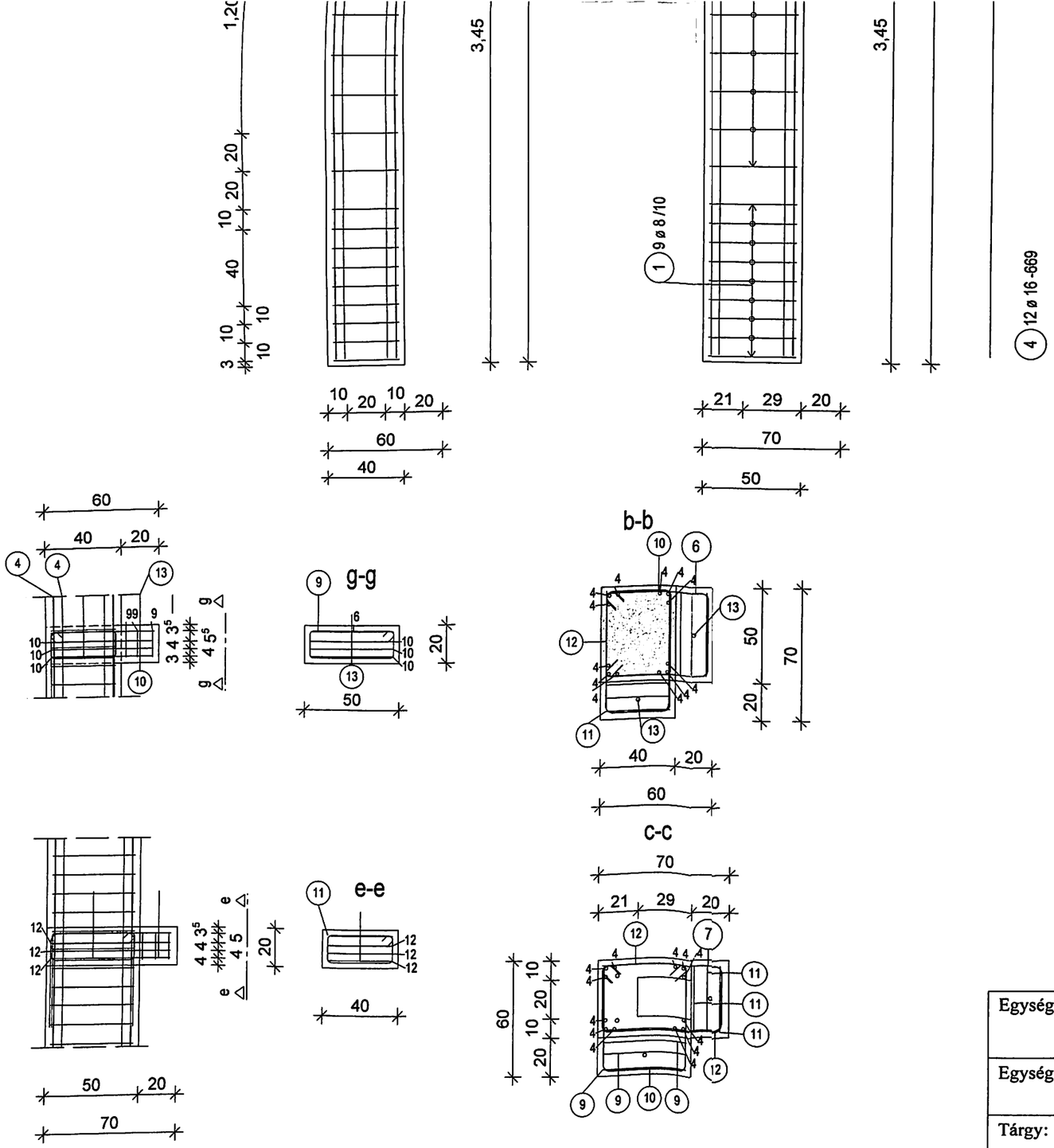
1. Együtt kezelendő tervek: S-03
2. Betontakarás 2,5 cm
3. Anyagszükséglet: 1,44 m3
4. Súly: 3,6 t
5. Készül: 2 db
6. Élsarkítás 2/2 cm

Egység: Szent István Egyetem Ybl Miklós Építéstudományi Kar Budapest Építőmérnöki Intézet	
Egység: Mechanika és Tartószerkezet Szakcsoport	
Tárgy: Előregyártott vasbeton vázszerkezetű csarnok tervezése	
Terv címe: P2 Pillér Zsaluzási terv	
Tervszám: S-20	Méretarány: 1:25
Rajzméret: A3	Dátum: 2017. 05. 20
Tervező: Hell Márton	Konzulens: Jaksits Ilona



Betonacél kimutatás

Poz.	db	Φ [mm]	Egyes hossz [m]	Teljes hossz [m]	Tömeg [kg]
1	50	8	1.81	90.50	35.75
2	8	8	1.08	8.64	3.41
3	4	8	1.10	4.40	1.74
4	10	16	9.99	99.99	100.04
5	12	16	0.97	11.64	18.39
6	1	12	2.56	2.56	2.27
7	1	16	2.67	2.67	4.22
8	2	20	0.80	1.60	3.95
9	3	8	1.32	3.96	1.56
10	3	12	2.19	6.57	5.83
11	3	8	1.12	3.36	1.33
12	3	12	2.19	6.57	5.83
13	2	20	0.37	0.74	1.83
14	2	20	0.57	1.14	2.82



4	12	16	6.69	80.28	126.64
5	12	16	0.97	11.64	18.39
6	1	12	2.56	2.56	2.27
7	1	16	2.67	2.67	4.22
8	2	20	0.80	1.60	3.95
9	3	8	1.32	3.96	1.56
10	3	12	2.19	6.57	5.83
11	3	8	1.12	3.36	1.33
12	3	12	2.19	6.57	5.83
13	2	20	0.37	0.74	1.83
14	2	20	0.57	1.14	2.82

Teljes tömeg [kg] : 215.77

Megjegyzések:

Anyagok:

Betonacél: B500 B

Emelőszem: Pfeifer Wk 4,0

Beton: C30/37-XC2-16-F3

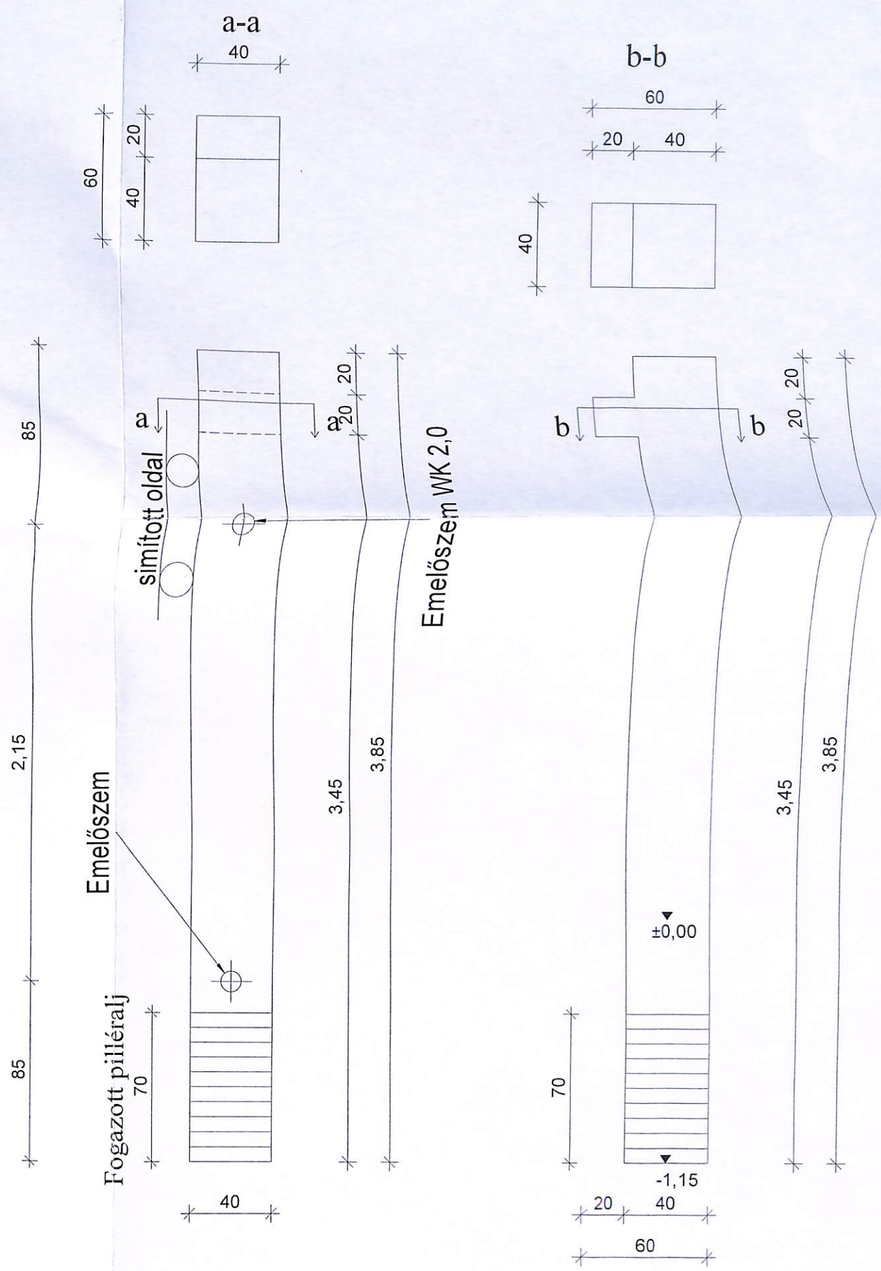
1. Együtt kezelendő tervek: S-03
2. Betontakarás 2,5 cm
3. Anyagszükséglet: 1,44 m3
4. Súly: 3,6 t
5. Készül: 2 db
6. Élsarkítás 2/2 cm

7. P1 Pillér Ugyanezt a vasalást kapja.
P1 Pillértető nem villás kialakítású, hanem sima.
P1 Készül 2 db.

8. P4 Pillér 40x40 cm Fővasalás 4x3Φ20 Kengyel Φ8/200;
Konzolvasak 1-1 Φ16 Készül 2 db, Pillértető: Sima

9. P5 Pillér 40x40 cm
Sarkokban 4 x 1 Φ 25 + 4 x 2 Φ 20, Kengyel Φ8/200;
Konzolvasak 1-1 Φ16 Készül 1 db, Pillértető: Sima

Egység:	Szent István Egyetem Ybl Miklós Építéstudományi Kar Budapest Építőmérnöki Intézet
Egység:	Mechanika és Tartószerkezet Szakcsoport
Tárgy:	Előregyártott vasbeton vázszerkezetű csarnok tervezése
Terv címe:	P2 Pillér Vasalási terv
Tervszám: S-21	Méretarány: 1:25
Rajzméret: A2	Dátum: 2017. 05. 20
Tervező: Hell Márton	Konzulens: Jaksits Ilona

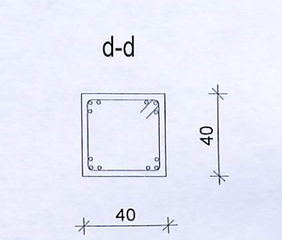


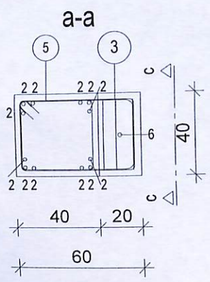
Megjegyzések:

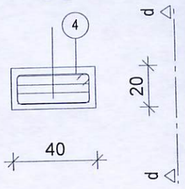
Anyagok:
Betonacél: B500 B
Emelőszem: Pfeifer Wk 2,0
Beton: C30/37-XC2-16-F3

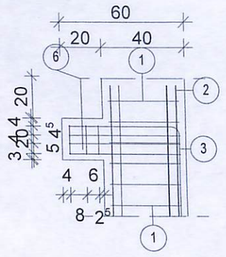
1. Együtt kezelendő tervek: S-03
2. Betontakarás 2,5 cm
3. Anyagszükséglet: 0,64 m3
4. Súly: 1,6 t
5. Készül: 3 db
6. A 3 pillérből az egyiknél kétoldali konzol kerül kialakításra. Annál a pillérnél a konzolvasak, konzolkengyelek duplázódnak.
7. Élsarkítás: 2/2 cm

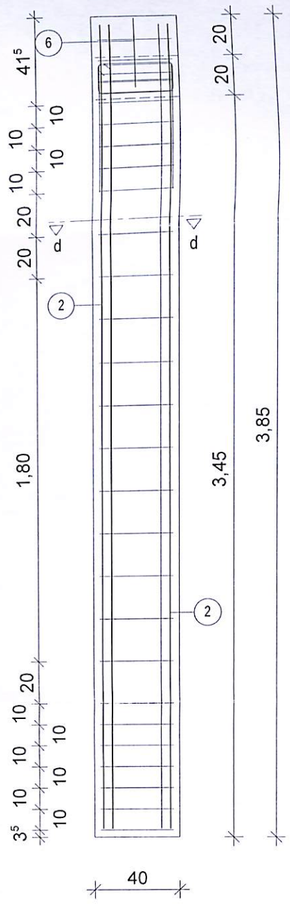
Egység: Szent István Egyetem Ybl Miklós Építéstudományi Kar Budapest Építőmérnöki Intézet	
Egység: Mechanika és Tartószerkezet Szakcsoport	
Tárgy: Előregyártott vasbeton vázszerkezetű csarnok tervezése	
Terv címe: P6 Pillér Zsaluzási terv	
Tervszám: S-22	Méretarány: 1:25
Rajzméret: A3	Dátum: 2017. 05. 20
Tervező: Hell Márton	Konzulens: Jaksits Ilona

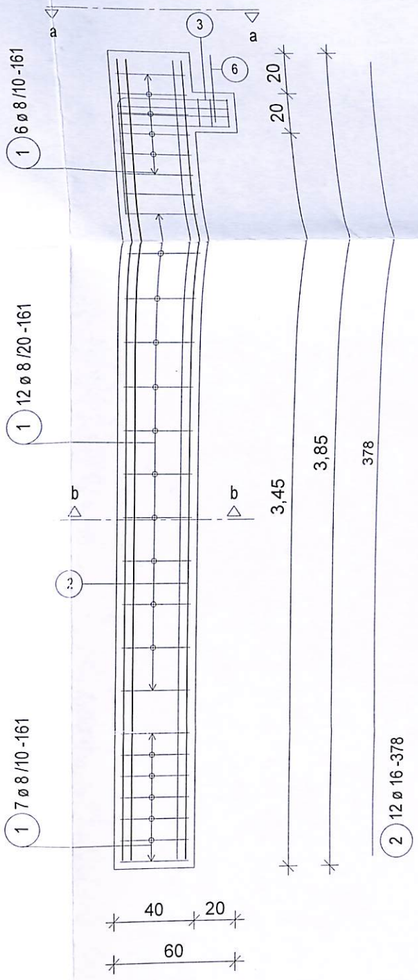


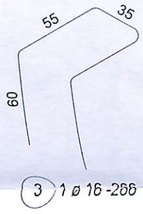


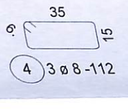


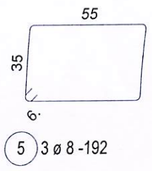


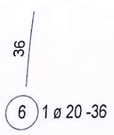


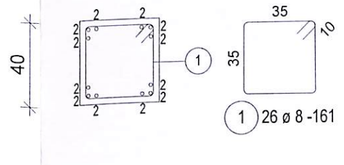












Betonacél kimutatás

Poz.	db	Φ [mm]	Egyes hossz [m]	Teljes hossz [m]	Tömeg [kg]
1	26	8	1.61	41.86	16.53
2	12	16	3.78	45.36	71.67
3	1	16	2.66	2.66	4.20
4	3	8	1.12	3.36	1.33
5	3	8	1.92	5.76	2.28
6	1	20	0.36	0.36	0.89

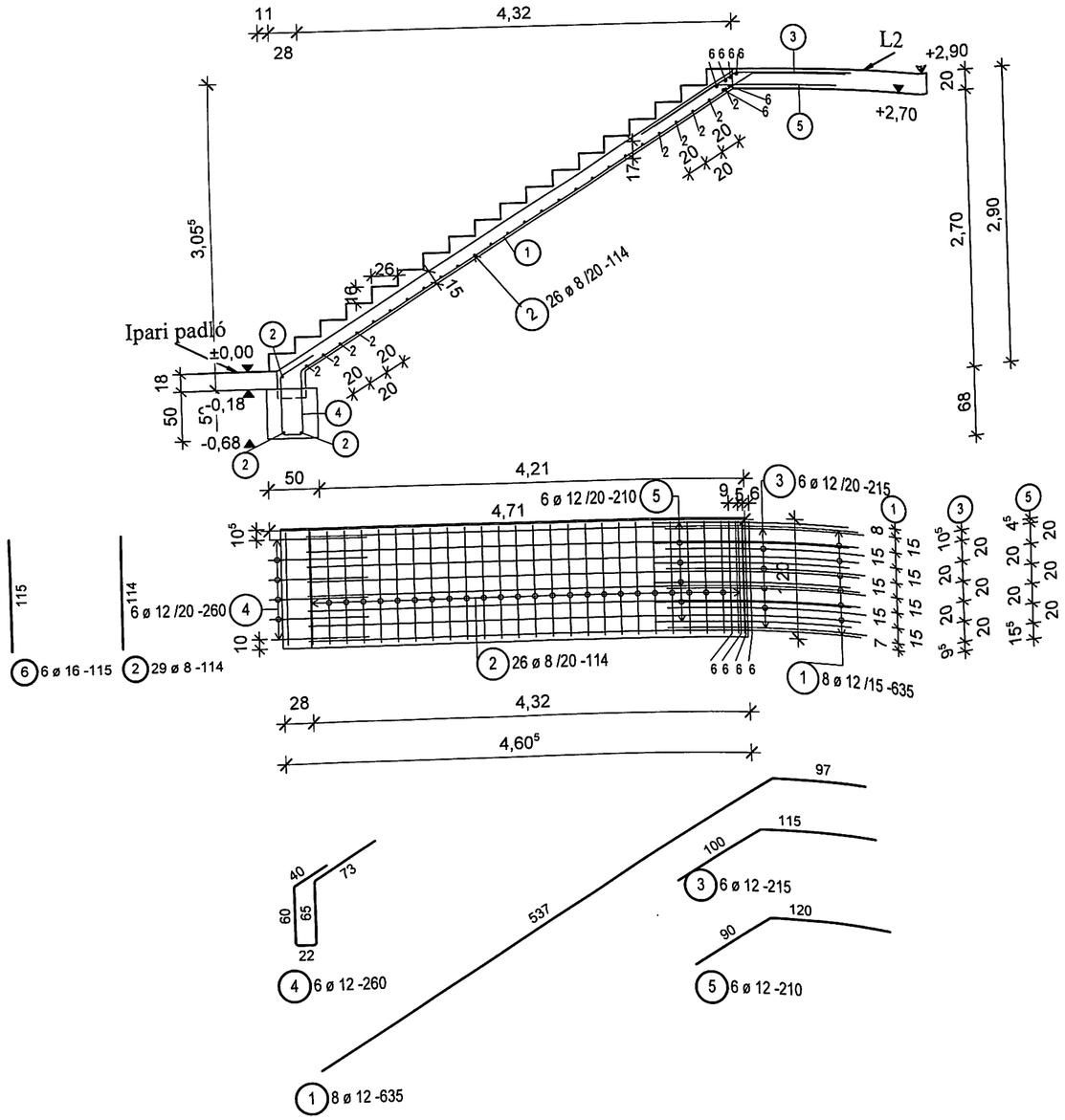
Teljes tömeg [kg] : 96.90

Megjegyzések:

Anyagok:
Betonacél: B500 B
Emelőszem: Pfeifer Wk 2,0
Beton: C30/37-XC2-16-F3

1. Együtt kezelendő tervek: S-03
2. Betontakarás 2,5 cm
3. Anyagszükséglet: 0,64 m3
4. Súly: 1,6 t
5. Készül: 3 db
6. A 3 pillérből az egyiknél kétoldali konzol kerül kialakításra. Annál a pillérnél a konzolvasak, konzolkengyelek duplázódnak.
7. Élsarkítás: 2/2 cm

Egység: Szent István Egyetem Ybl Miklós Építéstudományi Kar Budapest Építőmérnöki Intézet	
Egység: Mechanika és Tartószerkezet Szakcsoport	
Tárgy: Előregyártott vasbeton vázszerkezetű csarnok tervezése	
Terv címe: P6 Pillér Vasalási terv	
Tervszám: S-23	Méretarány: 1:25
Rajzméret: A3	Dátum: 2017. 05. 20
Tervező: Hell Márton	Konzulens: Jaksits Ilona



Betonacél kimutatás

Poz.	db	Φ [mm]	Egyes hossz [m]	Teljes hossz [m]	Tömeg [kg]
1	8	12	6.35	50.80	45.11
2	29	8	1.14	33.06	13.06
3	6	12	2.15	12.90	11.46
4	6	12	2.60	15.60	13.85
5	6	12	2.10	12.60	11.19
6	6	16	1.15	6.90	10.90

Teljes tömeg [kg] : 105.57

Megjegyzések:

Anyagok:

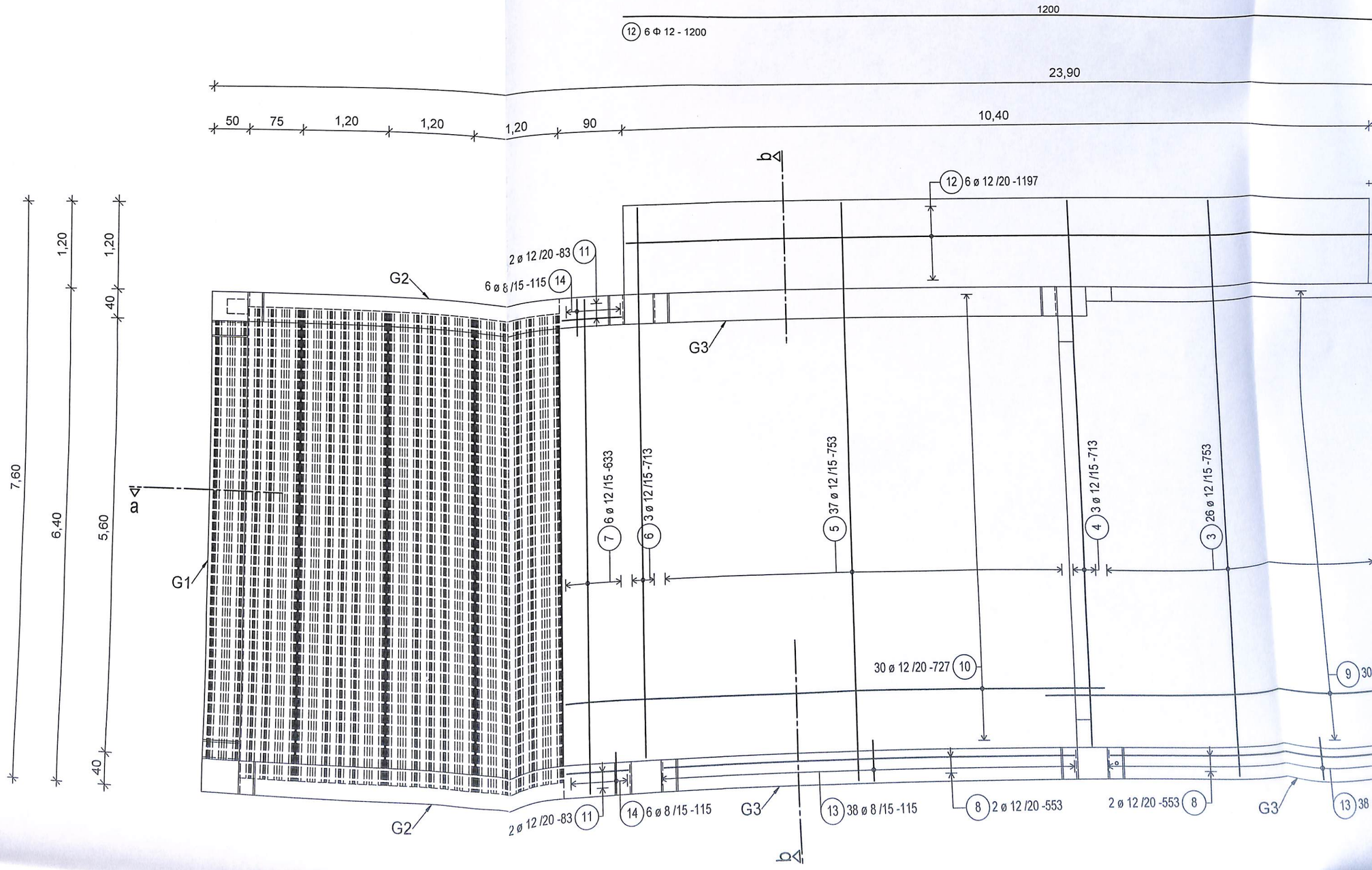
Betonacél: B500 B

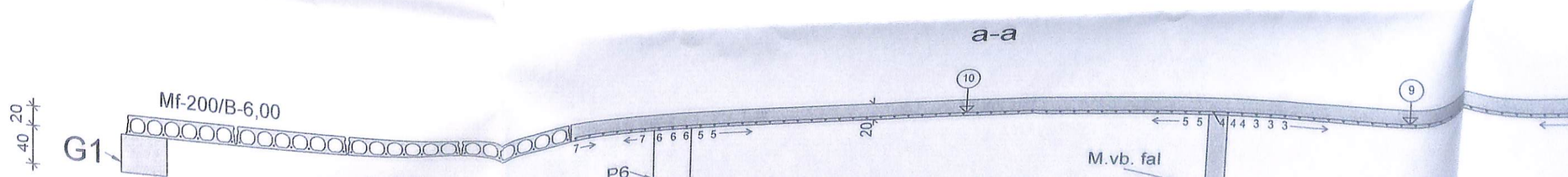
Beton: C25/30-X0-16-F3

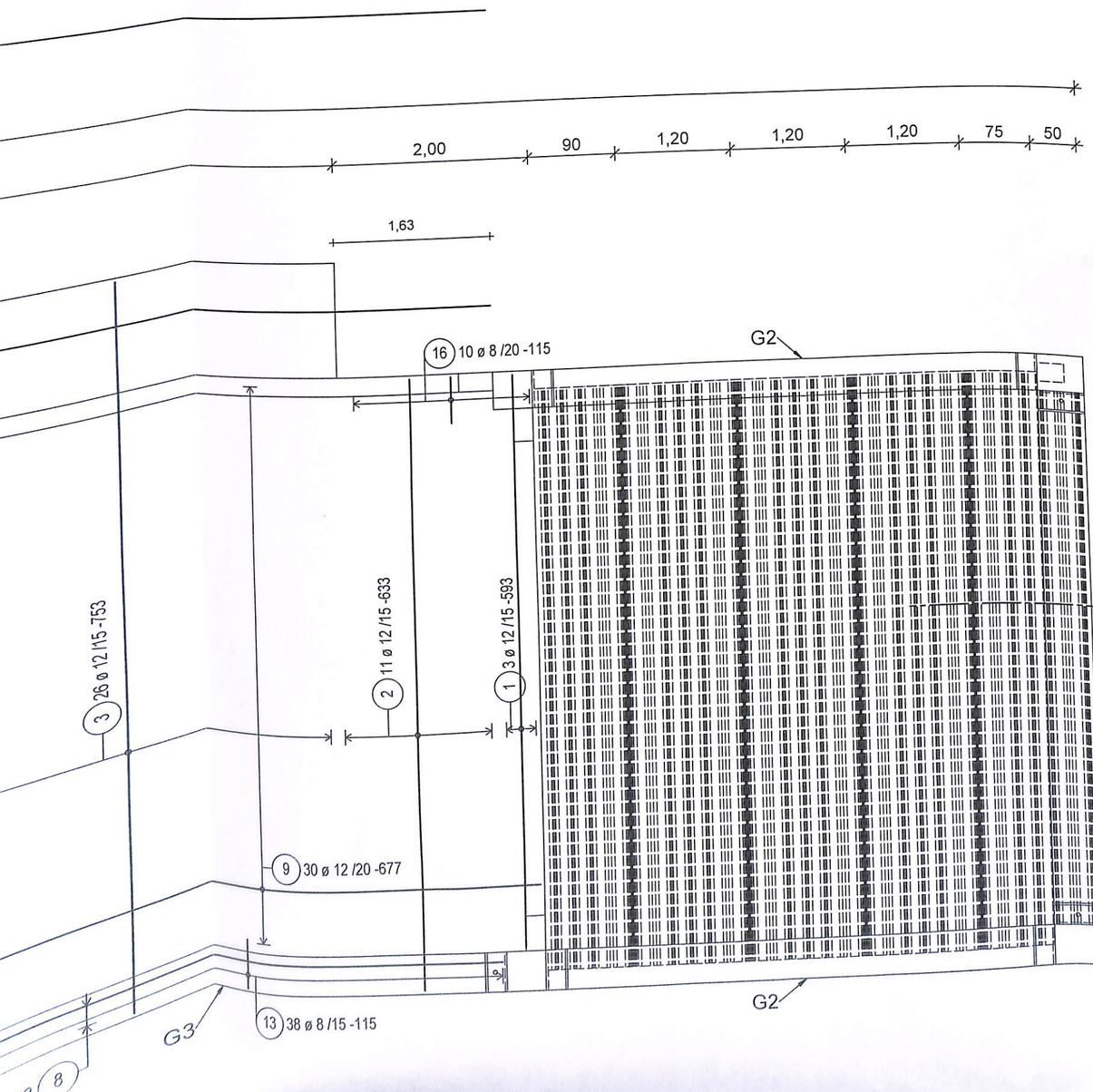
1. Együtt kezelendő tervek: S-06, S-25, S-26,
2. Betontakarás 2,5 cm
3. A kész vasalást betonozás előtt, statikus tervezőnek át kell venni.
4. A tervtől eltérni, kizárólag a tervező hozzájárulásával lehet.

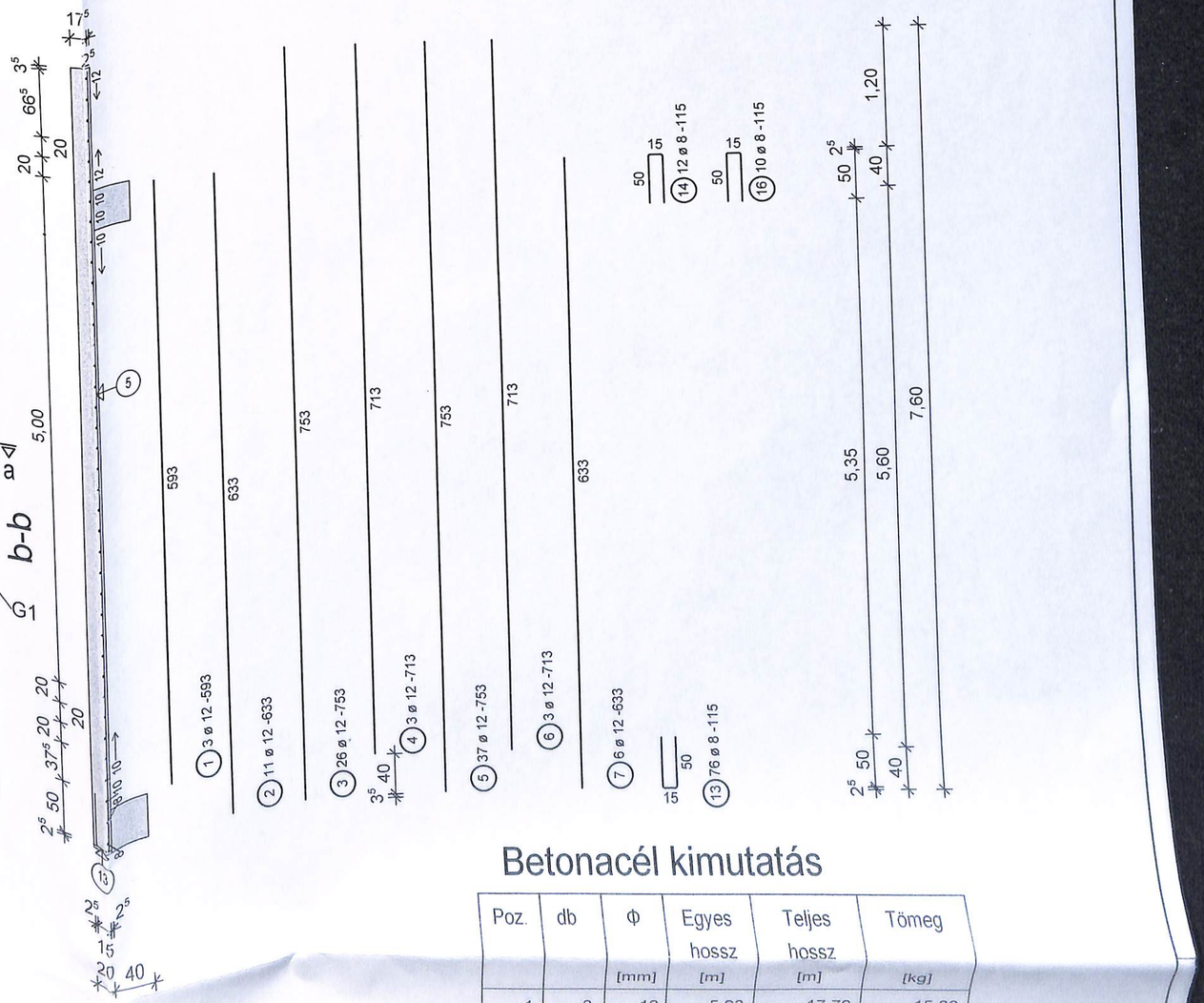
Egység: Szent István Egyetem Ybl Miklós Építéstudományi Kar Budapest Építőmérnöki Intézet	
Egység: Mechanika és Tartószerkezet Szakcsoport	
Tárgy: Előregyártott vasbeton vázszerkezetű csarnok tervezése	
Terv címe: LI Lépcső Zsaluzási Vasalás terv	
Tervszám: S-24	Méretarány: 1:50
Rajzméret: A3	Dátum: 2017. 05. 20
Tervező: Hell Márton	Konzulens: Jaksits Ilona

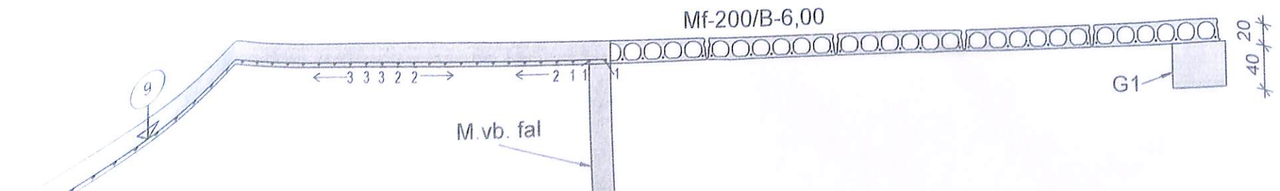
Az Allplan egyik diákverziójával készült


1200
12 6 Φ 12 - 1200
23,90
50
75
1,20
1,20
1,20
90
10,40
b
12 6 ø 12 /20 -1197
2 ø 12 /20 -83 11
6 ø 8 /15 -115 14
G2
G3
1,20
1,20
40
7,60
6,40
5,60
40
a
G1
7 6 ø 12 /15 -633
6 3 ø 12 /15 -713
5 37 ø 12 /15 -753
4 3 ø 12 /15 -713
3 26 ø 12 /15 -753
30 ø 12 /20 -727 10
9 30
2 ø 12 /20 -83 11
14 6 ø 8 /15 -115
G3
13 38 ø 8 /15 -115
8 2 ø 12 /20 -553
2 ø 12 /20 -553 8
G3
13 38
b


a-a
Mf-200/B-6,00
G1
40
20
10
9
M.vb. fal
P6



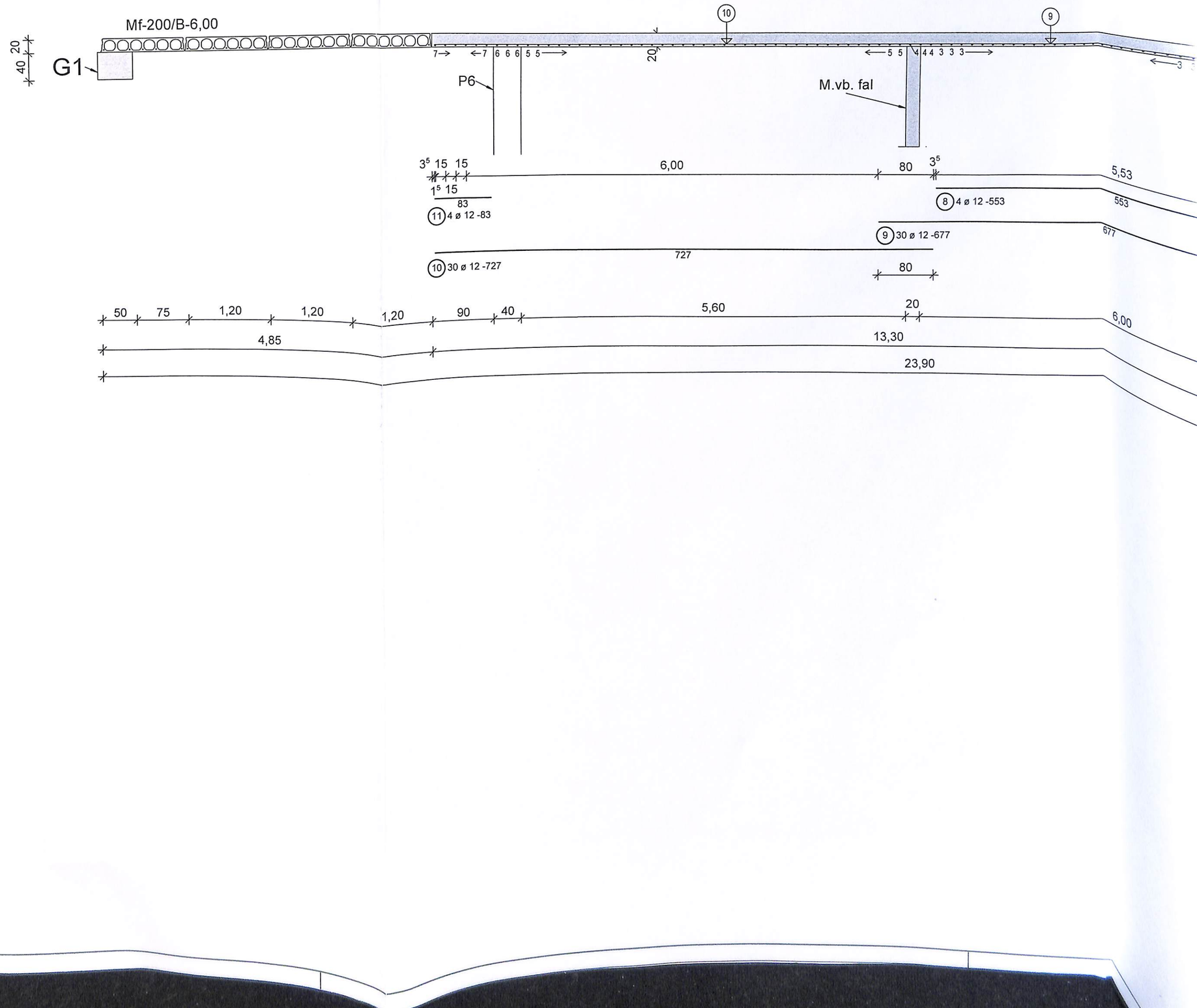




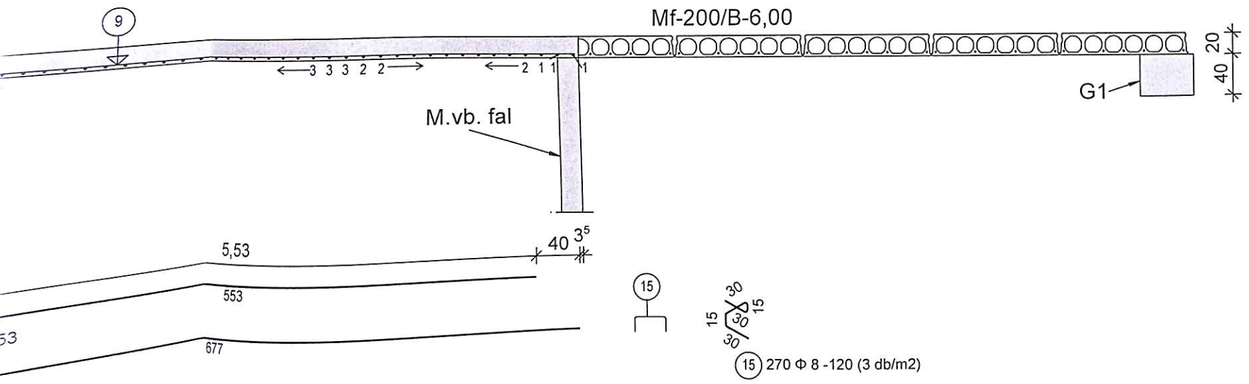
Betonacél kimutatás

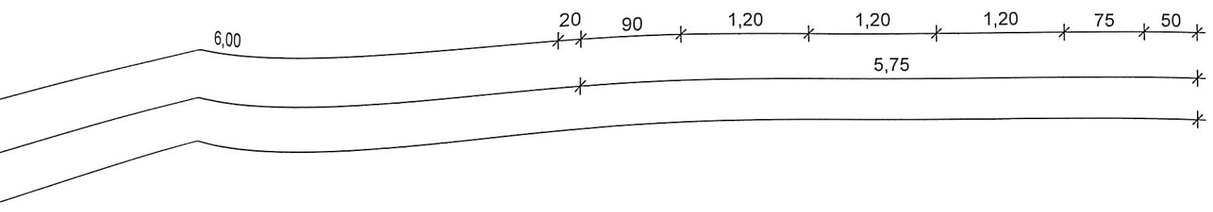
Poz.	db	Φ	Egyes hossz	Teljes hossz	Tömeg
		[mm]	[m]	[m]	[kg]
1	3	12	5.93	17.79	15.80
2	11	12	6.33	69.63	61.83
3	26	12	7.53	195.78	173.85
4	3	12	7.13	21.39	18.99
5	37	12	7.53	278.61	247.41
6	3	12	7.13	21.39	18.99
7	6	12	6.33	37.98	33.73
8	4	12	5.53	22.12	19.64
9	30	12	6.77	203.10	180.35
10	30	12	7.27	218.10	193.67
11	4	12	0.83	3.32	2.95

a-a



Az Allplan egyik diákverziójával készült





		[mm]	[m]	[m]	[kg]
1	3	12	5.93	17.79	15.80
2	11	12	6.33	69.63	61.83
3	26	12	7.53	195.78	173.85
4	3	12	7.13	21.39	18.99
5	37	12	7.53	278.61	247.41
6	3	12	7.13	21.39	18.99
7	6	12	6.33	37.98	33.73
8	4	12	5.53	22.12	19.64
9	30	12	6.77	203.10	180.35
10	30	12	7.27	218.10	193.67
11	4	12	0.83	3.32	2.95
12	6	12	11.97	71.82	63.78
13	76	8	1.15	87.40	34.52
14	12	8	1.15	13.80	5.45
15	270	8	1.20	324	0.00
16	10	8	1.15	11.50	129.6

Teljes tömeg [kg] : 1200.56

Megjegyzések:
Anyagok:
Betonacél: B500 B
Beton: C25/30-X0-16-F3

1. Együtt kezelendő tervek: S-06, S-16, S-24, S-26, S-27
2. Betontakarás 2,5 cm
3. 12 számú vasat (163 cm túlnyúlás a födémből) lépcsőbe bele kell hajtani.
4. A kész vasalást betonozás előtt, statikus tervezőnek át kell venni.
5. A tervtől eltérni, kizárólag a tervező hozzájárulásával lehet.

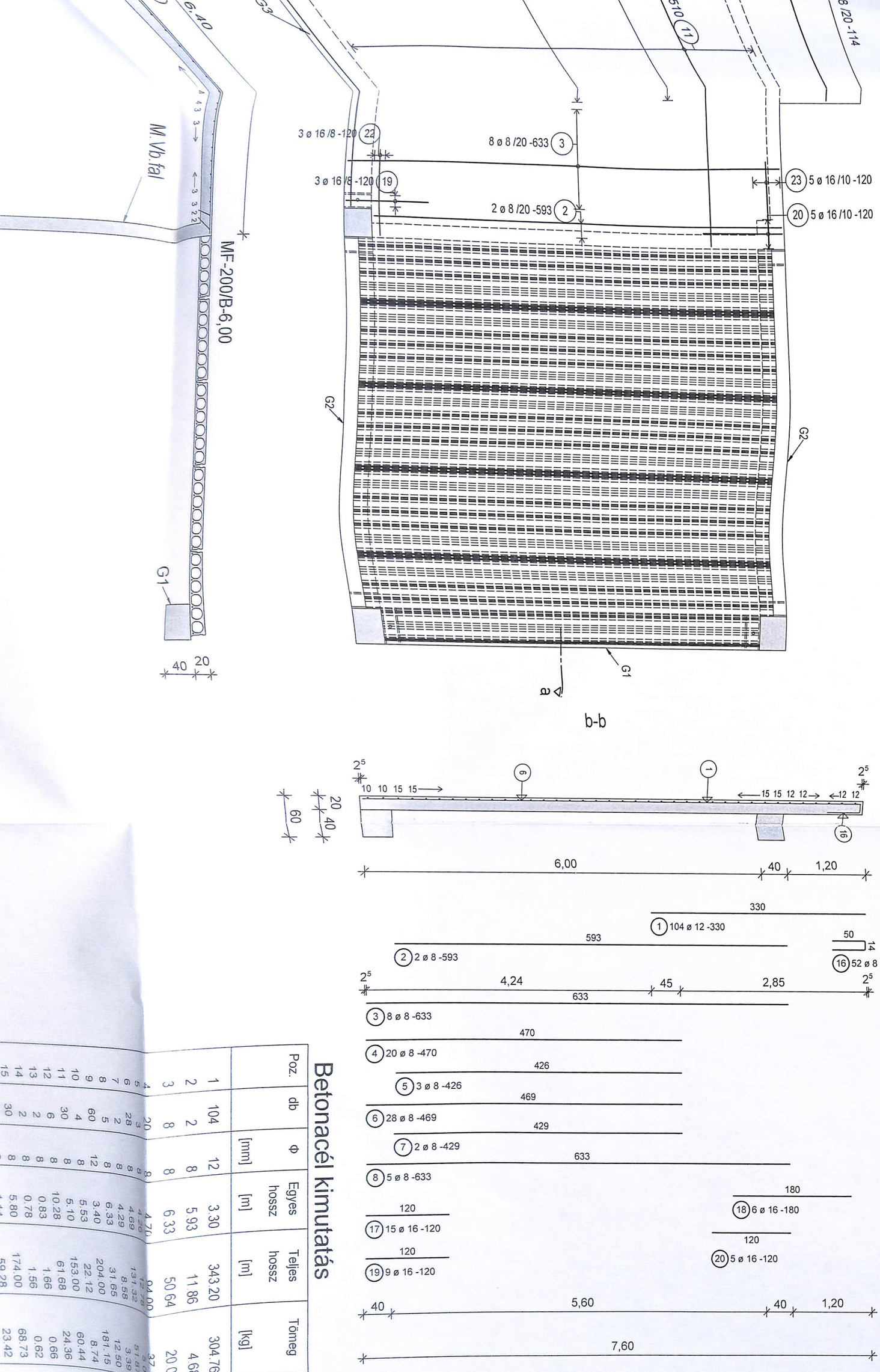
Külön megjegyzés:

Előregyártott gerendák (G2, G3) és a monolit vb. födém, kapcsolatát együtt dolgozását a gerendákból kiálló kengyelezés biztosítja.
Lásd: S-16 Gerenda vasalási terve.

Monolit vasbeton falak és a födém kapcsolatát, együtt dolgozását a falakból kiálló U alakú szegővasak biztosítják.
Lásd: S-27. Fal vasalási terve.

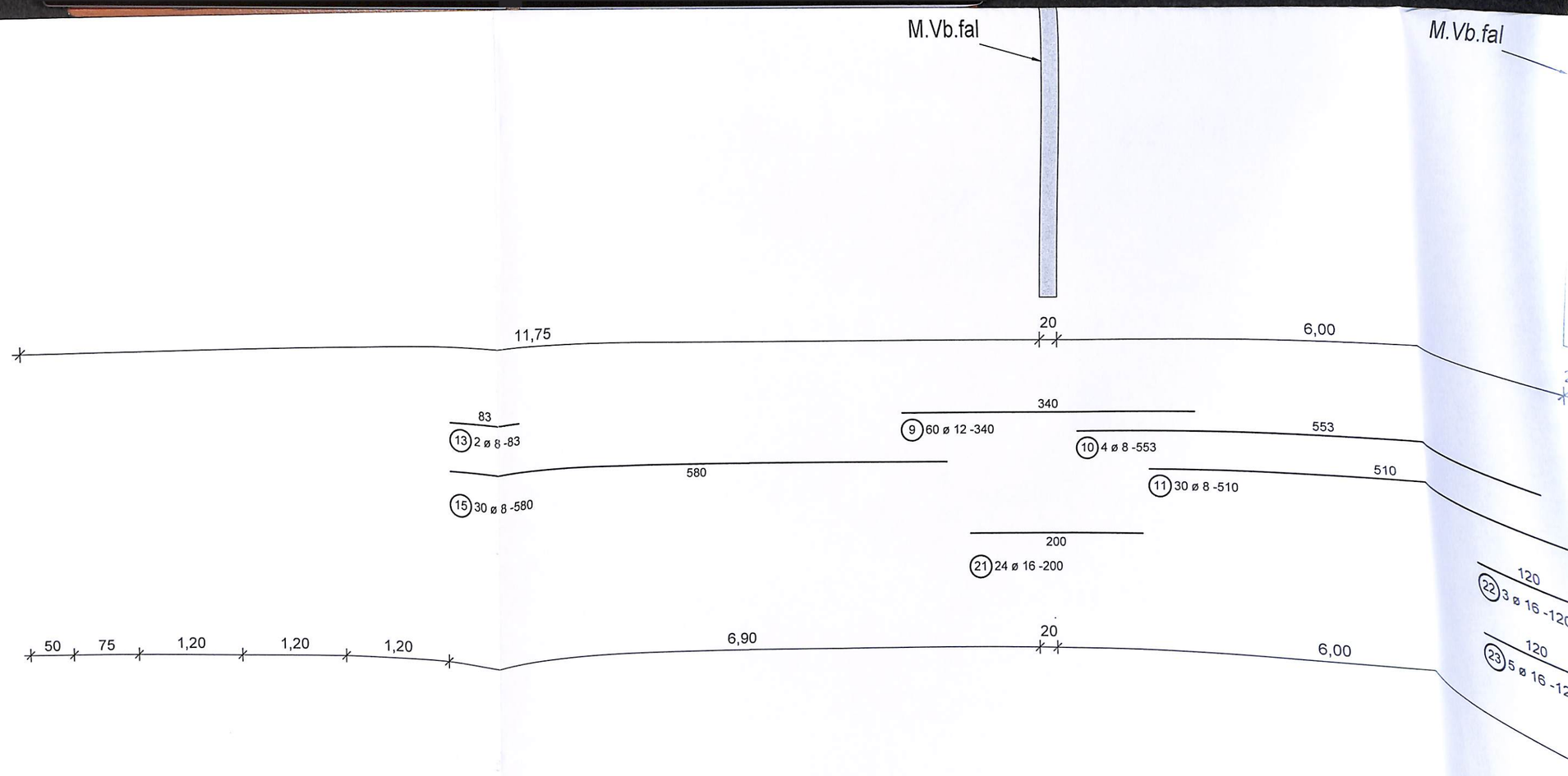
Egység:	Szent István Egyetem Ybl Miklós Építéstudományi Kar Budapest Építőmérnöki Intézet
Egység:	Mechanika és Tartószerkezet Szakcsoport
Tárgy:	Előregyártott vasbeton vázszerkezetű csarnok tervezése
Terv címe:	Monolit vasbeton födém alsó vasalási terve
Tervszám: S-25	Méretarány: 1:50
Rajzméret: A1	Dátum: 2017. 05. 20
Tervező: Hell Márton	Konzulens: Jaksits Ilona

78
1028
14 2 ø 8 -78
12 6 ø 8 -1028
b
18 6 ø 16 /8 -180
16 52 ø 8 /20 -114
12 6 ø 8 /20 -1028
G2
2 ø 8 /20 -78 14
17 5 ø 16 /8 -120
6 ø 16 /8 -200 21
1 104 ø 12 /10 -330
60 ø 12 /10 -340 9
30 ø 8 /20 -580 15
6 ø 16 /8 -200 21
30 ø 8 /20 -510 11
23 5 ø 16 /10 -120
G1
a
5 ø 8 /20 -633 8
2 ø 8 /20 -429 7
28 ø 8 /20 -469 6
3 ø 8 /20 -426 5
20 ø 8 /20 -470 4
8 ø 8 /20 -533 3
17 5 ø 16 /8 -120
17 5 ø 16 /8 -120
21 6 ø 16 /8 -200
21 6 ø 16 /8 -200
19 3 ø 16 /8 -120
19 3 ø 16 /8 -120
2 ø 8 /20 -553 10
G3
G2
2 ø 8 /20 -83 13
b
a-a
6,90
6,40
50
4,35
MF-200/B-6,00
15
9
11
G1
8 7 7 6 6
6 6 5
5 5 4 4
4 4 3 3
M.Vb.fal
M.Vb.fal

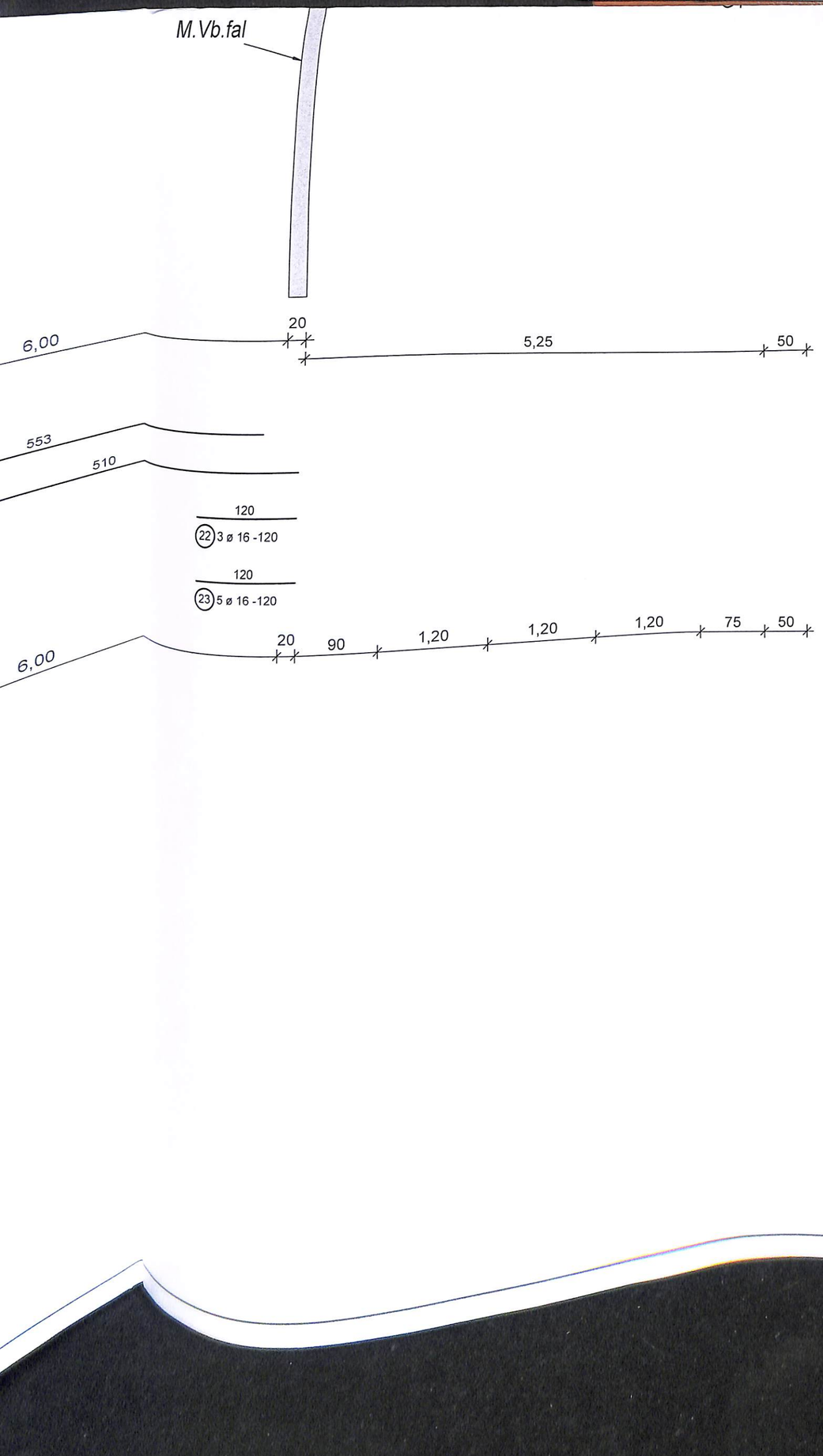


Betonacél kimutatás

Poz.	db	Φ [mm]	Egyes hossz [m]	Teljes hossz [m]	Tömeg [kg]
1	104	12	3.30	343.20	304.76
2	2	8	5.93	11.86	4.68
3	8	8	6.33	50.64	20.00



Az Allplan egyik diákverziójával készült



4	20	8	4.70	94.00	37.13
5	3	8	4.26	12.78	5.05
6	28	8	4.69	131.32	51.87
7	2	8	4.29	8.58	3.39
8	5	8	6.33	31.65	12.50
9	60	12	3.40	204.00	181.15
10	4	8	5.53	22.12	8.74
11	30	8	5.10	153.00	60.44
12	6	8	10.28	61.68	24.36
13	2	8	0.83	1.66	0.66
14	2	8	0.78	1.56	0.62
15	30	8	5.80	174.00	68.73
16	52	8	1.14	59.28	23.42
17	15	16	1.20	18.00	28.44
18	6	16	1.80	10.80	17.06
19	9	16	1.20	10.80	17.06
20	5	16	1.20	6.00	9.48
21	24	16	2.00	48.00	75.84
22	3	16	1.20	3.60	5.69
23	5	16	1.20	6.00	9.48

Teljes tömeg [kg] : 970.55

Megjegyzések:
Anyagok:
Betonacél: B500 B
Beton: C25/30-X0-16-F3

1. Együtt kezelendő tervek: S-06, S-16, S-24, S-25, S-27
2. Betontakarás 2,5 cm
3. A kész vasalást betonozás előtt, statikus tervezőnek át kell venni.
4. A tervtől eltérni, kizárólag a tervező hozzájárulásával lehet.

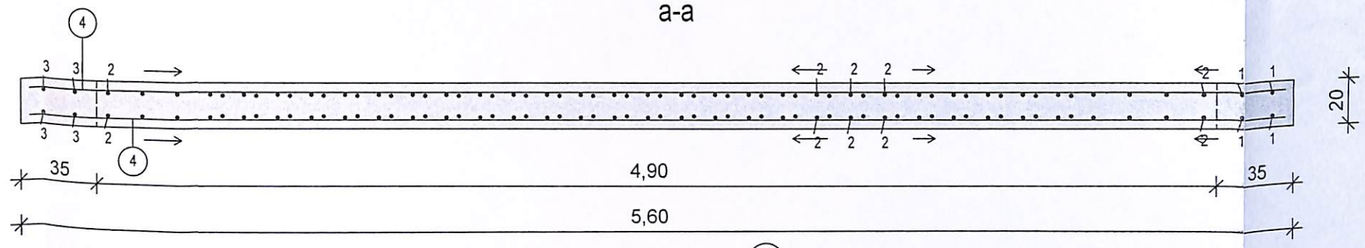
Külön megjegyzés:

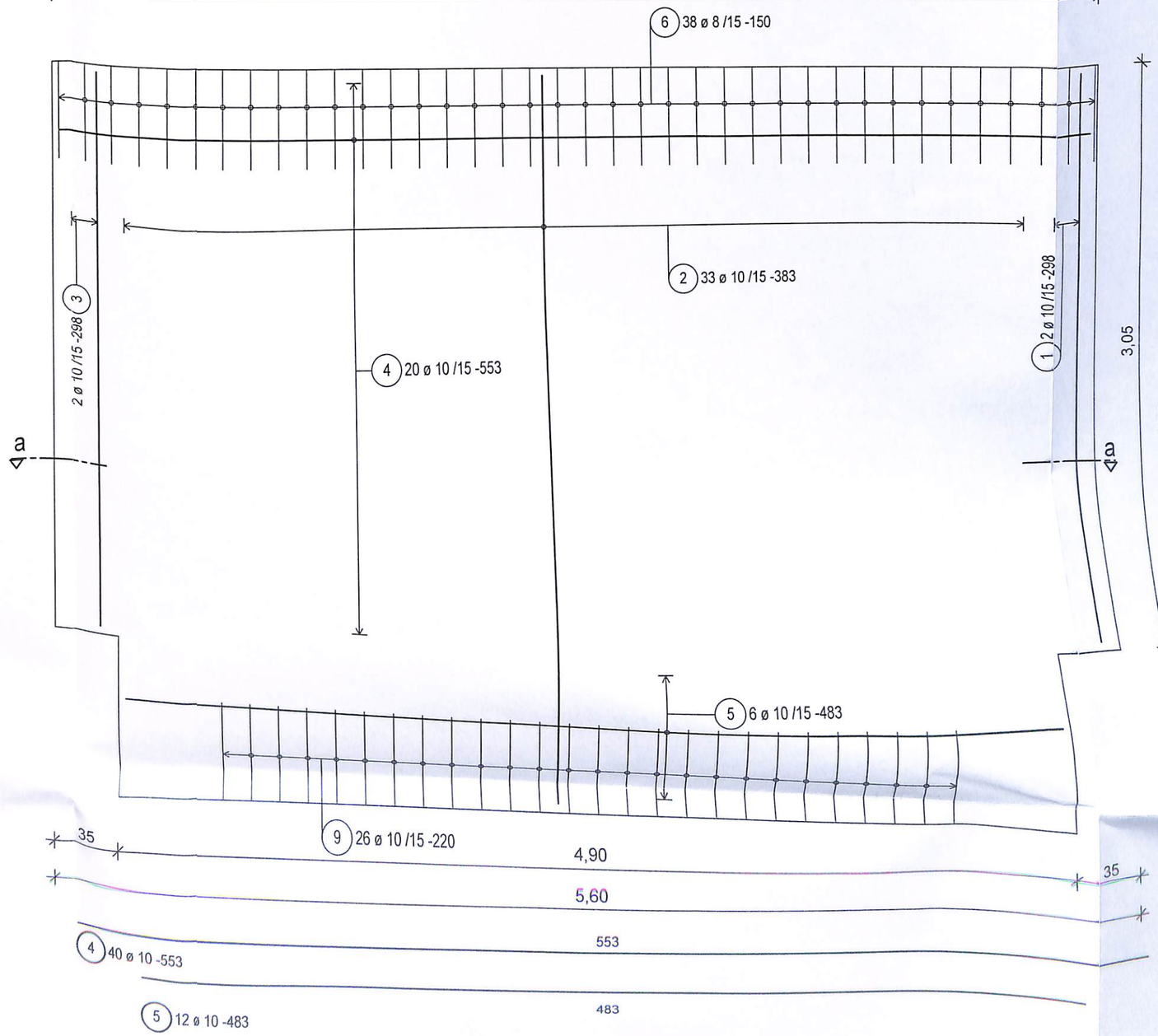
Előregyártott gerendák (G2, G3) és a monolit vb. födém, kapcsolatát együtt dolgozását a gerendákból kiálló kengyelezés biztosítja.
Lásd: S-16 Gerenda vasalási terve.

Monolit vasbeton falak és a födém kapcsolatát, együtt dolgozását a falakból kiálló U alakú szegővasak biztosítják.
Lásd: S-27. Fal vasalási terve.

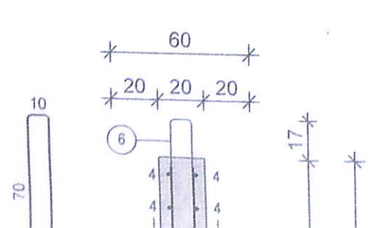
Egység:	Szent István Egyetem Ybl Miklós Építéstudományi Kar Budapest Építőmérnöki Intézet
Egység:	Mechanika és Tartószerkezet Szakcsoport
Tárgy:	Előregyártott vasbeton vázszerkezetű csarnok tervezése
Terv címe:	Monolit vasbeton födém felső vasalási terve
Tervszám: S-26	Méretarány: 1:50
Rajzméret: A1	Dátum: 2017. 05. 20
Tervező: Hell Márton	Konzulens: Jaksits Ilona

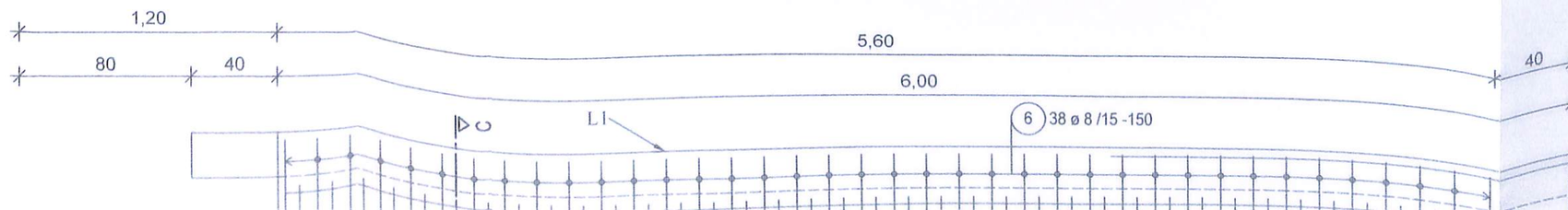
a-a


4
3 3 2
2 2 2
1 1
20
35
4,90
35
5,60

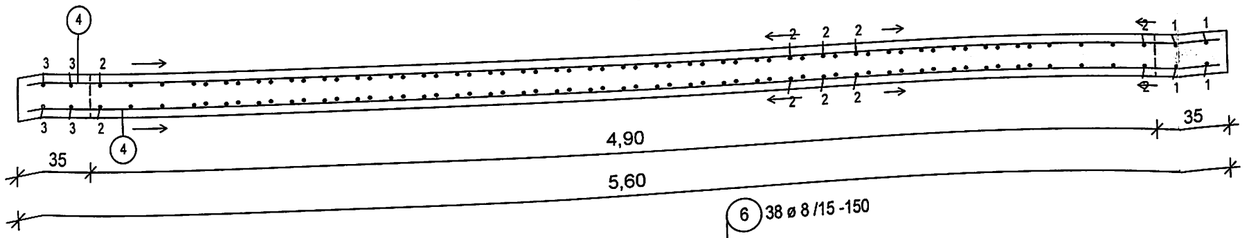

6 38 ø 8 /15 -150
2 33 ø 10 /15 -383
3 2 ø 10 /15 -298
4 20 ø 10 /15 -553
1 2 ø 10 /15 -298
a
a
3,05
3,90
298
383
298
4 ø 10 -298
85
5 6 ø 10 /15 -483
9 26 ø 10 /15 -220
35
4,90
35
5,60
553
4 40 ø 10 -553
5 12 ø 10 -483
483

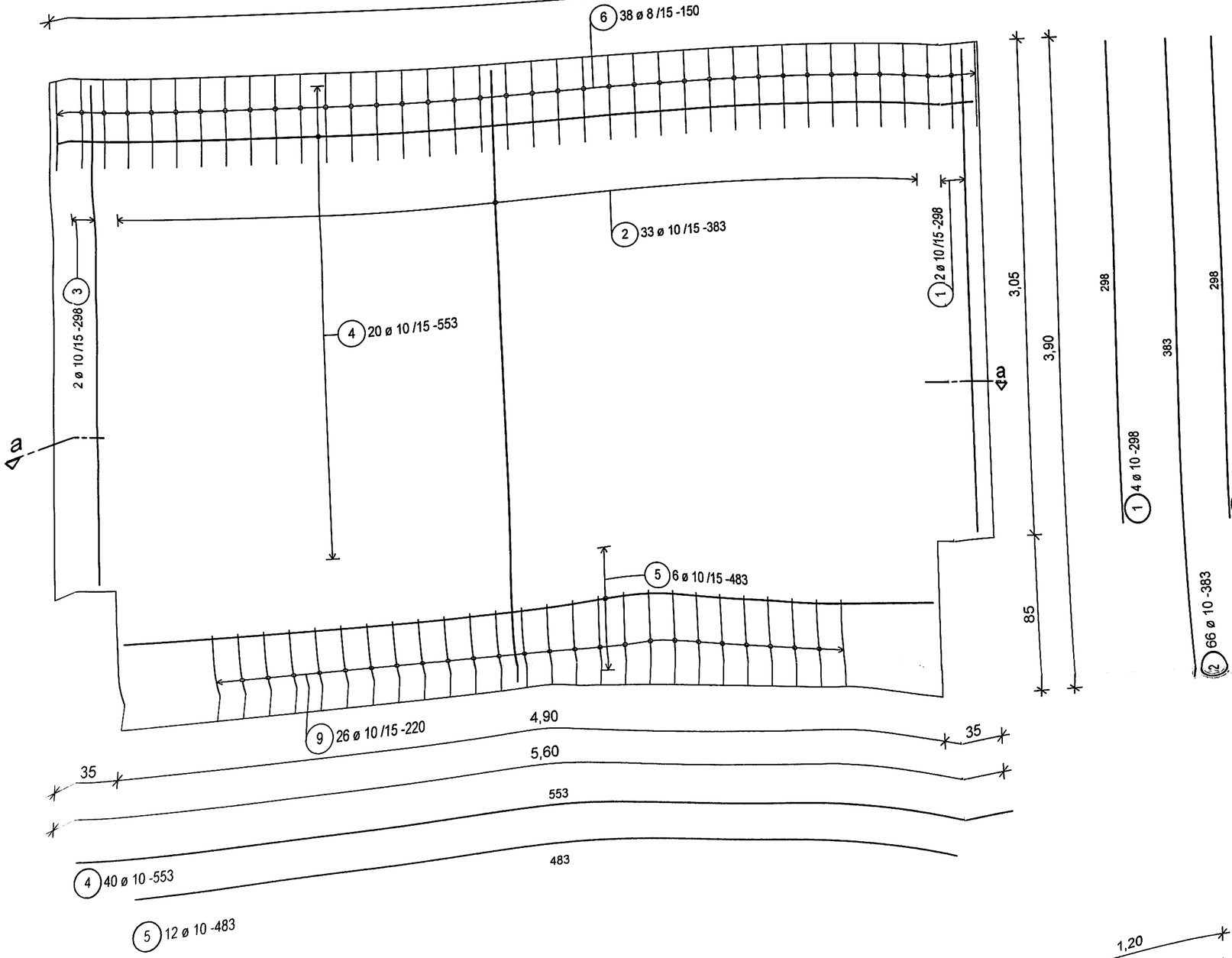
C-C

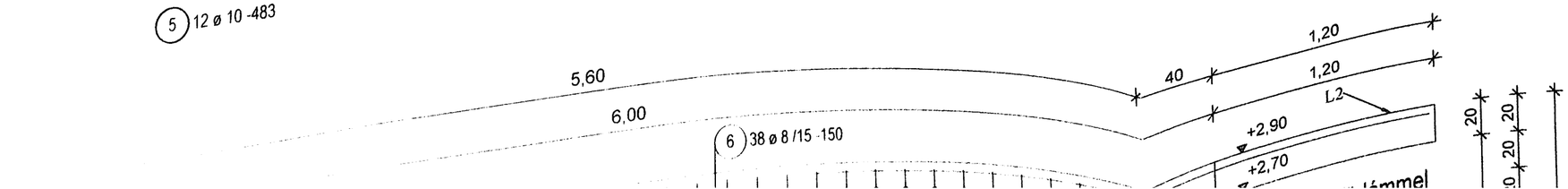

60
20 20 20
10
6
17
70
4
4
4
4


1,20
80
40
5,60
6,00
40
1,20
1,20
L1
L2
6 38 ø 8 /15 -150
+2,90
+2,70

a-a


4
3 3 2
2 2 2
1 1 1
20
35
4,90
35
5,60


6 38 ø 8 /15 -150
2 33 ø 10 /15 -383
3 2 ø 10 /15 -298
4 20 ø 10 /15 -553
1 2 ø 10 /15 -298
a
a
5 6 ø 10 /15 -483
9 26 ø 10 /15 -220
4,90
35
5,60
35
553
483
4 40 ø 10 -553
5 12 ø 10 -483
3,05
3,90
298
383
298
85
1 4 ø 10 -298
3 4 ø 10 -298
2 66 ø 10 -383


5,60
6,00
40
1,20
1,20
L2
+2,90
+2,70
6 38 ø 8 /15 -150
20
20
20

9 26 ø 10 /15 -220

35 4,90 35

5,60

553

4 40 ø 10 -553

483

5 12 ø 10 -483

C-C

60

20 20 20

10

70

6 38 ø 8 -150

4 4 4 4

17

3,90

4,50

55

60

2 2

4 4 4 4 5 5 5 5

8 8 8 8 8

7

9

20 20 20

60

1,20 5,60 40 1,20

80 40 6,00 1,20

L1

6 38 ø 8 /15 -150

L2

+2,90

+2,70

Összekötés födémmel

Szegővas

P4

P6

Oszlopból kihajtható tüske Φ10/15

Oszlopból kihajtható tüske Φ10/15

Kitüskézés sávalapból

±0,00

-0,35

-1,20

-1,70

-1,70

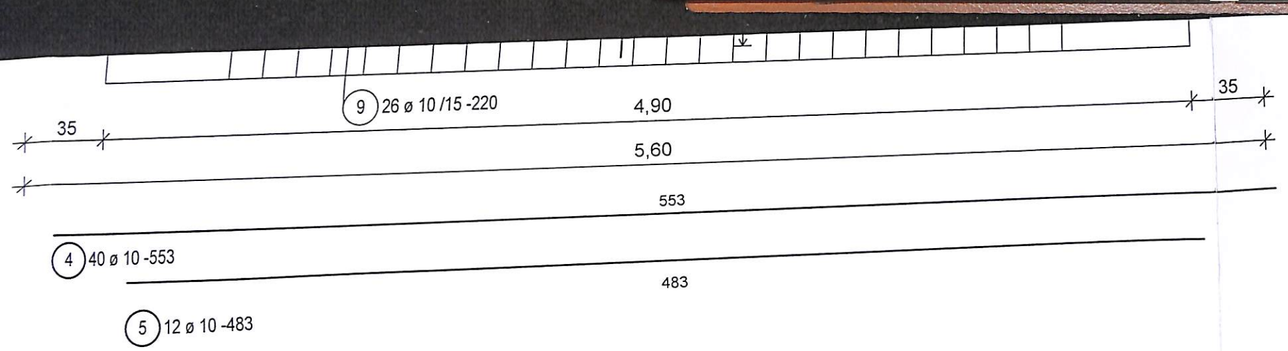
9 26 ø 10 /15 -220

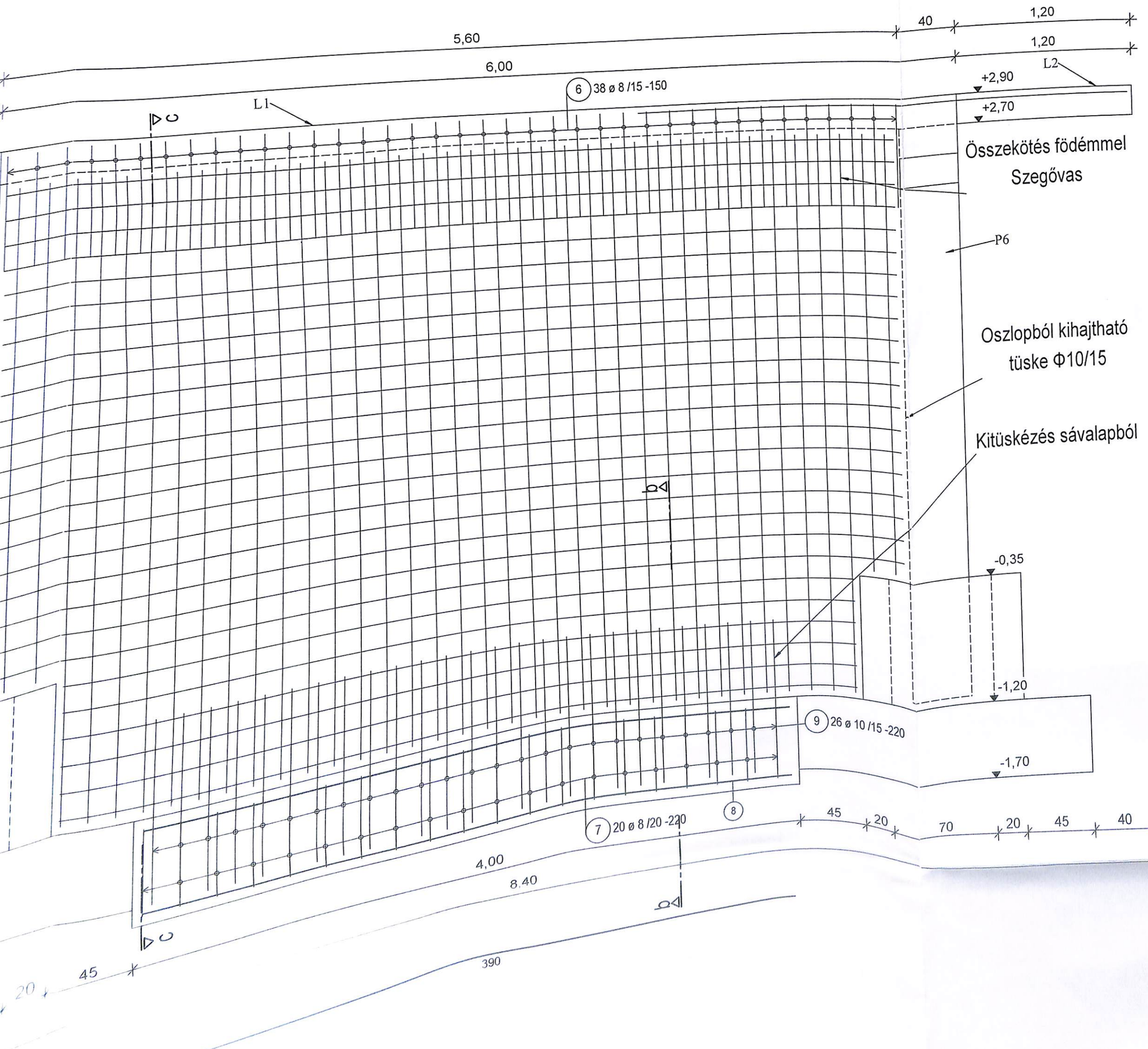
45 20 70 20 45 4,00 7 20 ø 8 /20 -220 8 45 20 70 20 45 40

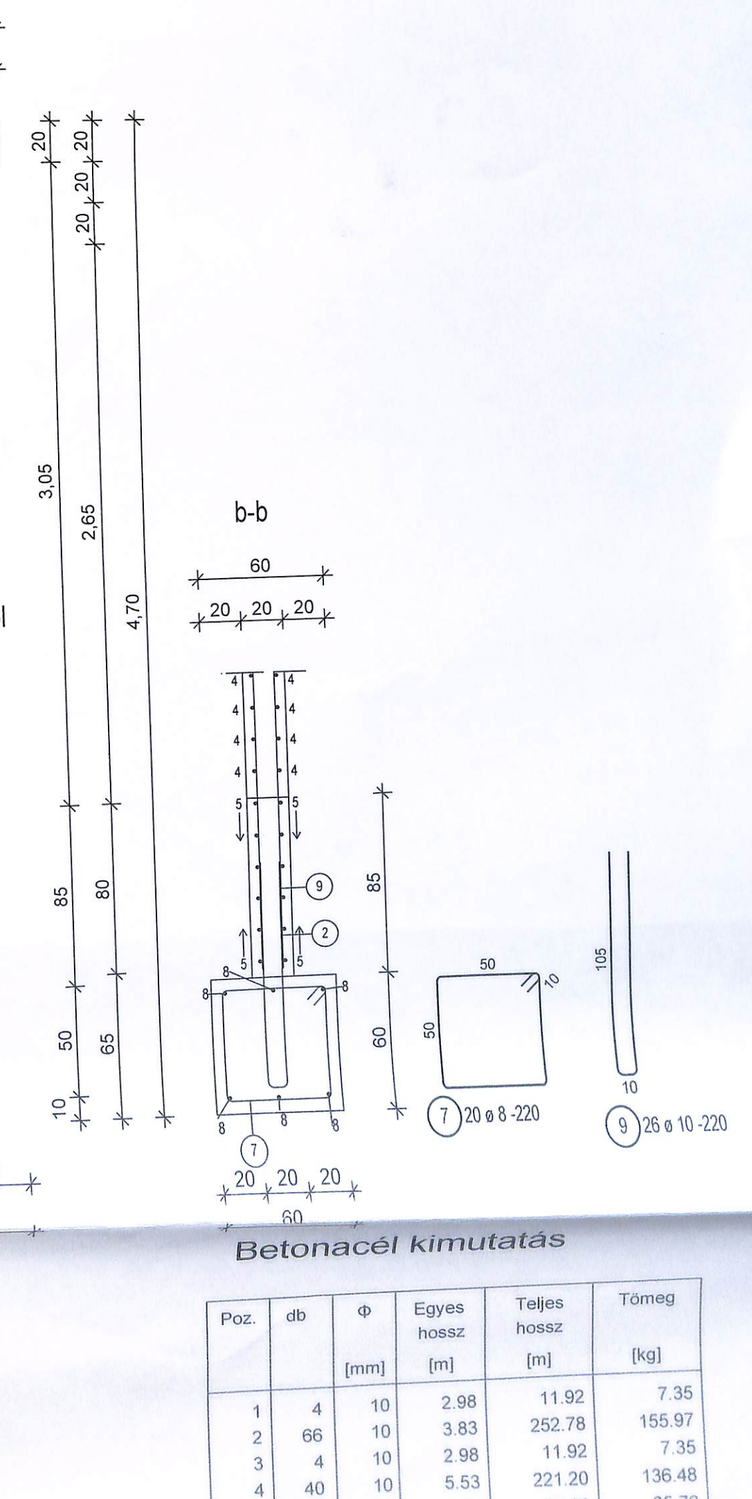
8,40

8 6 ø 10 -390

390







Betonacél kimutatás

Poz.	db	Φ [mm]	Egyes hossz [m]	Teljes hossz [m]	Tömeg [kg]
1	4	10	2.98	11.92	7.35
2	66	10	3.83	252.78	155.97
3	4	10	2.98	11.92	7.35
4	40	10	5.53	221.20	136.48
5	12	10	4.83	57.96	35.76

Betonacél kimutatás

Poz.	db	Φ [mm]	Egyes hossz [m]	Teljes hossz [m]	Tömeg [kg]
1	4	10	2.98	11.92	7.35
2	66	10	3.83	252.78	155.97
3	4	10	2.98	11.92	7.35
4	40	10	5.53	221.20	136.48
5	12	10	4.83	57.96	35.76
6	38	8	1.50	57.00	22.52
7	20	8	2.20	44.00	17.38
8	6	10	3.90	23.40	14.44
9	26	10	2.20	57.20	35.29

Teljes tömeg [kg] : 432.54

Megjegyzések:

Anyagok:

Betonacél: B500 B
Beton: C25/30-XC2-16-F3

1. Együtt kezelendő tervek: S-03, S-06, S-08, S-09, S-22, S-23, S-25, S-26
2. Betontakarás: Fal: 3,5 cm, Sávalap: 5 cm
3. Készül: 3 db

4. A falhoz csatlakozó pillérekből kihajtható tüskék kerülnek kialakításra, melyek a fal pillér kapcsolatát biztosítják.
5. A fal és a födém kapcsolatát a 6. U alaku vas biztosítja.

6. S1 sávalap 70 x 90 cm 4-4 db ϕ 10 hosszvassal, ϕ8/200 kengyelezéssel valamint ϕ10/150 U alakú tüske vasalással kerül kialakításra.
7. S1 sávalap készül: 1 db
8. S2 sávalap készül: 2 db

9. S1 sávalap és a fal kapcsolat ugyanaz, mint S2 sávalapnál.

10. A kész vasalást betonozás előtt, statikus tervezőnek át kell venni.
11. A tervtől eltérni, kizárólag a tervező hozzájárulásával lehet.

Egység: Szent István Egyetem Ybl Miklós Építéstudományi Kar Budapest Építőmérnöki Intézet	
Egység: Mechanika és Tartószerkezet Szakcsoport	
Tárgy: Előregyártott vasbeton vázszerkezetű csarnok tervezése	
Terv címe: Monolit Vb. Fal S2 sávalap Zsaluzási Vasalási terv	
Tervszám: S-27	Méretarány: 1:25
Rajzméret: A1	Dátum: 2017. 05. 20
Tervező: Hell Márton	Konzulens: Jaksits Ilona