

SZAKDOLGOZAT

OE-YBL
2024.

Hallgató neve:
Hallgató törzskönyvi száma:

Tarjányi Csaba





ÓBUDAI EGYETEM

YBL MIKLÓS ÉPÍTÉSTUDOMÁNYI KAR

ELŐREGYÁRTOTT VASBETON CSARNOK FEJÉPÜLETTEL

Precast reinforced concrete hall with principal building

Konzulens:

Mihók Barna

mestertanár, okleveles építőmérnök

Készítette:

Tarjányi Csaba

építőmérnök hallgató

Buri Balázs

okleveles építőmérnök

**BUDAPEST
2024**



ÓBUDAI EGYETEM
ÓBUDA UNIVERSITY

Óbudai Egyetem
Ybl Miklós Építéstudományi Kar
Építőmérnöki Intézet

SZAKDOLGOZAT FELADATLAP

Hallgató neve: Tarjányi Csaba

Szaktervező száma: [REDACTED]

Törzskönyvi száma: [REDACTED]

Neptun kódja: [REDACTED]

Szak: Építőmérnöki

Specializáció: Magasépítési

Geotechnika

A dolgozat címe: ELŐREGYÁRTOTT VASBETON CSARNOK FEJÉPÜLETTEL

A dolgozat címe angolul: PRECAST REINFORCED CONCRETE HALL WITH PRINCIPAL BUILDING

A feladat részletezése: EGYHAJÓS, EGYSZINTES ELŐREGYÁRTOTT VASBETON CSARNOKSZERKEZET, TÖBBSZINTES FALAZOTT ÉS MONOLIT VASBETON FEJÉPÜLETTEL.

Intézményi konzulens neve: Mihók Barna

A kiadott téma elévülési határideje: 2024. 12. 31.

Beadási határidő: 2024. 05. 15.

A szakdolgozat: Nem titkos.

Kiadva: Budapest, 2024. 03. 06.

Óbudai Egyetem
Ybl Miklós Építéstudományi Kar
Építőmérnöki Intézet
1446 Budapest, Thököly út 74.
1442 Budapest, 70., Pf. 117.

[Signature]
Intézetigazgató

A dolgozatot beadásra alkalmasnak találom: 2024. 05. 15.

[Signature]
belső konzulens

[Signature]
külső konzulens

**SZAKDOLGOZAT
KONZULTÁCIÓS NAPLÓ**

Hallgató neve: Tarjányi Csaba

Dolgozat száma: [REDACTED]

Oktatási azonosítója: [REDACTED]

Shak, specializáció megnevezése: Építőmérnöki szak, magasépítési specializáció

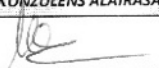
Neptun azonosítója [REDACTED]

Törzskönyvi száma: [REDACTED]

Belső (kari) konzulens neve: Mihók Barna

Külső konzulens neve: Buri Balázs

Külső konzulens munkahelye: Egyéni vállalkozó

ALK.	DÁTUM	KONZULTÁCIÓ TÉMÁJA, TARTALMA	KONZULENS ALÁÍRÁSA
1.	2024.02.19.	Szakdolgozat kidolgozandó munkarészeinek egyeztetése.	
2.	2024.03.25.	Végeselem modell bemutatása, eredmények kiértékelése.	
3.	2024.04.23.	Kézi számítás eredményeinek bemutatása, eredmények kiértékelése.	
4.	2024.05.10.	Elkészült munkarészek megtekintése, kijavítandó problémák áttekintése.	

A Konzultációs naplót minimum négy alkalommal az egyes konzultációk alkalmával kell láttamoztatni bármelyik konzulenssel.

A részvételt a konzulens akkor igazolhatja, ha arra a hallgató felkészülten érkezik, azaz érdemi konzultáció történt.

A hallgató a Szakdolgozat/Diplomaterv/Diplomamunka tantárgy(ak)* követelményét teljesítette.

Kelt: Budapest, 2024.05.15.

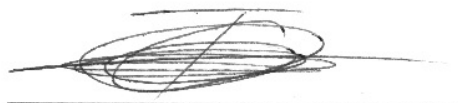

belső (kari) konzulens

* A megfelelő aláhúzendó.

HALLGATÓI NYILATKOZAT

Alulírott Tarjányi Csaba hallgató kijelentem, hogy a dolgozat saját munkám eredménye, a felhasznált szakirodalmat és eszközöket azonosíthatóan közöltem. Az elkészült dolgozatban található eredményeket az Óbudai Egyetem és a feladatot kiíró intézmény saját céljára térítés nélkül felhasználhatja, a titkosításra vonatkozó esetleges megkötések mellett.

Kelt: Budapest, 2024.05.15.



hallgató

ELŐREGYÁRTOTT VASBETON CSARNOK FEJÉPÜLETTEL

Összefoglalás: Jelen szakdolgozat keretein belül egy egyhajós, egyszintes előregyártott vasbeton raktárcsarnok, és a hozzá tartozó többszintes monolit vasbeton fal és pillérvázás iroda fejépület tartószerkezeti számítási dokumentációját és kiviteli terveit készítettem el. A tartószerkezeti méretezés során a rendelkezésre álló adatok felhasználásával, végeselemes segédsoftver használatával határoztam meg a vizsgált szerkezeti elemekre ható terheket és igénybevételeket, melyekre az ellenőrzést az érvényben lévő szabványok szerint hajtottam végre.

Kulcsszavak: monolit vasbeton, előregyártott vasbeton, csarnok, fejépület

PRECAST REINFORCED CONCRETE HALL WITH PRINCIPAL BUILDING

Abstract: Within the confines of this thesis, I completed the construction plans and the calculation documentation of the supporting structure for a one-bay, one-story prefabricated reinforced concrete hall, and the associated multi-story monolithic reinforced concrete wall and pillar-framed principal office building. During the structural dimensioning I used the available data, and a fine element software to determine the loads and strains effecting the examined elements, for which I carried out the verification according to the valid standards.

Keywords: monolithic reinforced concrete, precast reinforced concrete, hall, principal building

TARTALOMJEGYZÉK

1. BEVEZETÉS	8
2. TARTÓSZERKEZETI MŰSZAKI LEÍRÁS	9
2.1 Előzmények	9
2.1.1 Építészeti kialakítás	10
2.1.2 Talajvizsgálati jelentés	13
2.1.3 Geotechnikai javaslatok	18
2.1.4 Földrengési kategória	19
2.1.5 Felhasznált szabványok	19
2.1.6 Fő teherhordó szerkezetek anyagai	20
2.2 A tervezési programból, technológiai igényekből adódó terhek, hatások	21
2.2.1 Állandó jellegű terhek	21
2.2.2 Hasznos terhek	21
2.2.3 Meteorológiai hatások	22
2.2.4 Szeizmikus hatások	23
2.2.5 Rendkívüli hatások	23
2.2.6 Tartószerkezeti tervezés során figyelembe vett hatáskombinációk	24
2.3. Tartószerkezetek ellenőrzése során alkalmazott számítási modell	24
2.4 Építmény tartószerkezetének bemutatása	32
2.4.1 Alapozás	32
2.4.2 Vízszintes teherhordó szerkezetek	34
2.4.3 Függőleges teherhordó szerkezetek	36
3. HIVATKOZÁSOK	38

1. BEVEZETÉS

Az építőipar legfontosabb és legtöbbet használt anyaga a beton, melynek számos fajtáját különböztetjük meg, különféle szempontok alapján. A víz után a beton a legnagyobb mennyiségben és legszélesebb körben használt anyag a világon. A betonnal szembeni követelmények folyamatosan változnak és fokozódnak, melynek köszönhetően a betontechnológia is folyamatosan fejlődik. A beton szerkezetek vastagsága folyamatosan csökken, ezáltal a szilárdsági követelmények ezzel arányosan nőnek. A beton önmagában egyszilárdságú anyag, azonban acéllal kombinálva a két komponens előnyös tulajdonságai kerülnek előtérbe, kioltva hátrányos tulajdonságaikat. Vasbeton szerkezeteket a XIX. század második fele óta építünk, mellyel párhuzamosan az elméleti és szabvány háttér is folyamatosan fejlődött. Ez a folyamat tette lehetővé a mai széleskörűen alkalmazott, modern vasbeton szerkezetek megszületését. Szerkezeteink megvalósítása monolitikusan, azaz az építmény végleges helyén kialakított zsalu-, és állványrendszer segítségével, valamint előregyártottan, telepített üzemi környezetben, vagy ezek kombinációjaként előregyártott elemek helyszíni betonozásával történhet. Kialakítás szempontjából megkülönböztetünk lágyvasalású normál vasbeton, valamint feszített vasbeton szerkezeteket és ezek vegyes alkalmazását. Vasbeton tartóknál a betonacélt a beton kis húzószilárdsága miatt alkalmazzuk, ezen szerkezeteink tartósan általában berepedt állapotban vannak, ezáltal inerciájuk és teherbírásuk nagyságrendileg kisebb. Feszített tartóknál a feszítőhuzalok megfeszítésével a külső erőknek nem csak a beton húzószilárdságát, hanem a kialakult nyomófeszültségeket is le kell győznie, ezáltal nő a keresztmetszet ellenállása, mely általánosan repedésmentes állapotban van. A feszítés történhet a betonozás megkezdése előtt, illetve utólagosan a megszilárdulás után is, a feszített tartók kisebb keresztmetszeti méretekkkel, nagyobb fesztávokat képesek áthidalni, és rendkívül jól együtt dolgoztathatók a monolit szerkezetekkel. Szakdolgozatom tárgyát képző épület fő teherhordó szerkezeti elemei előregyártott és monolit vasbeton szerkezetek, melyek lágyvasalással, illetve néhány elem esetén feszített acélpásmákkal készülnek.

2. TARTÓSZERKEZETI MŰSZAKI LEÍRÁS

2.1 Előzmények

Az Óbudai Egyetem Ybl Miklós Építéstudományi kar Építőmérnöki Intézet Geotechnikai és Tartószerkezeti Tanszékének megbízásából, szakdolgozatom elkészítésének keretein belül kaptam megbízást Pomáz, Céhmaster utcában található (hrs.:3449/1) telken tervezett irodaépület és raktárcsarnok tartószerkezeti számításának és kiviteli terveinek készítésére.



1. ábra Látványterv

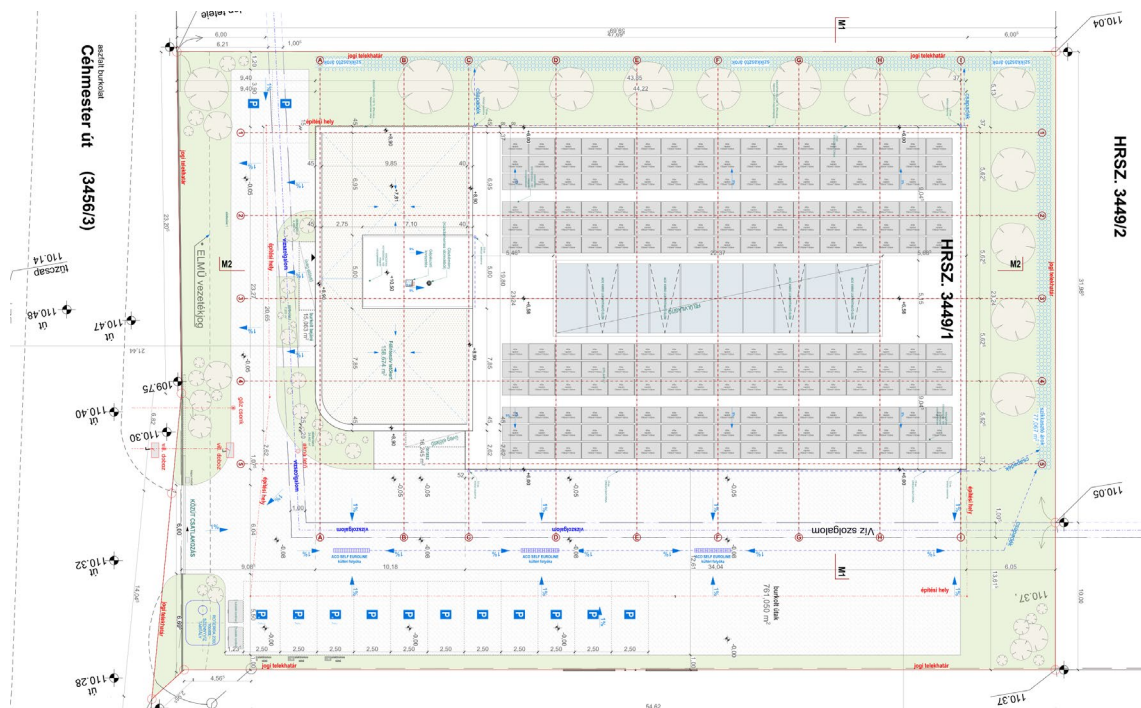
A tervezett épülethez Tisztelt Építész tervező rendelkezésemre bocsátotta a telek- és környezetének felmérési vázrajzát, helyszínrajzát, az épület építész alaprajzát, metszeteit, valamint talajvizsgálati jelentését.

Felsorolt adatszolgáltatást felhasználva az alábbi munkarészek készültek el:

1. Számítási melléklet
2. S01 Alapozási terv
3. S02 PA.0.1 pontalap vasalási terve
4. S03 KNY.0.1 kehelynyak vasalási terve
5. S04 Földszint feletti földem zsaluzási terve
6. S05 Földszint feletti földem alsó vasalási terve
7. S06 Földszint feletti földem felső vasalási terve
8. S07 Földszint feletti gerendák vasalási terve
9. S08 Földszinti pillérek vasalási terve
10. S09 Földszinti falak vasalási terve
11. S10 Emeleti földem zsaluzási terve
12. S11 Emeleti gerendák zsaluzási terve
13. S12 Emeleti pillérek zsaluzási terve
14. S13 Emeleti falak zsaluzási terve
15. S14 Raktárcsarnok általános terve
16. S15 Raktárcsarnok hosszmetsete
17. S16 Raktárcsarnok keretállásának metsete
18. S17 TSZ.0.1 tetőszelemen vasalási terve
19. S18 P.0.1 pillér vasalási terve

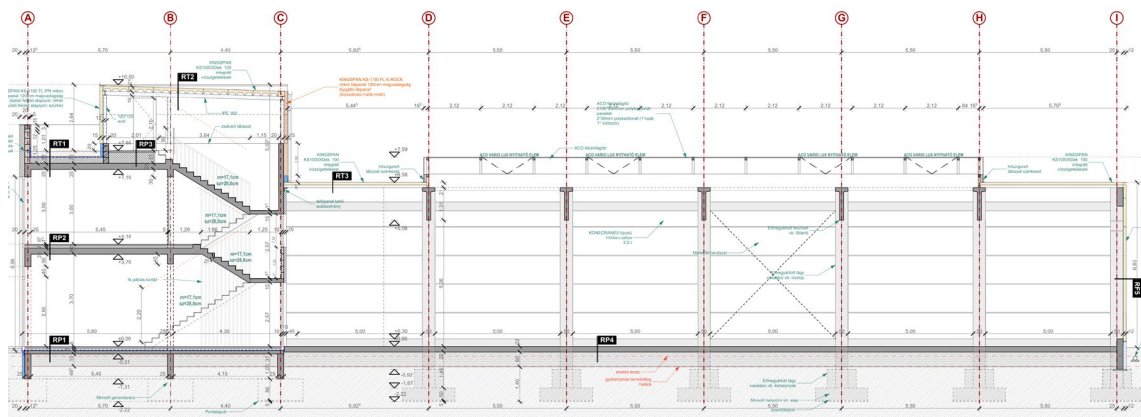
2.1.1 Építészeti kialakítás

A vizsgált épület Pomáz település belterületi részén, keleten a Céhmaster utcában található. A tágabb környezet Pomáz síkvidéki részén, a Duna-folyó egy széles elterülő öblözetében- és a Dera patak völgyében fekszik. A Duna relatíve távol ~700 m-re, a Dera-patak ~150-200 m-re található. A telek és szűkebb környezete enyhén hullámzó, síknak tekinthető, 110 mBf körüli tengerszint feletti magasságban fekszik, pár tíz centiméteres szintkülönbségekkel. A terület beépítetlen, füves (gondozatlan) terület, korábbi beépítésről nincs tudomás. A telken, a Céhmaster- és Cégér utcákkal párhuzamosan vízi közmű található. Környezetében ipari park jellegű, csarnok épületek találhatók jellemzően. A telek összterülete 2516 m², mely 40%-ban beépíthető. A tervezett épület szintterülete 1235,80 m², átlagos magassága 7,73 m.



2. ábra Helyszínrajz

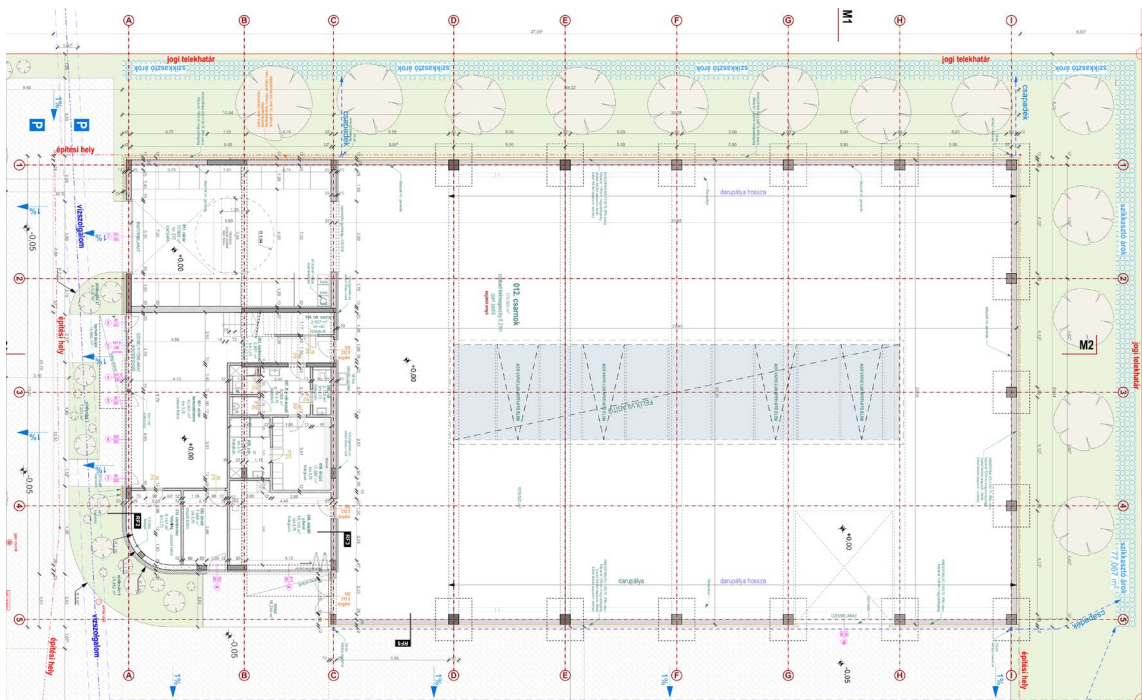
Az építész tervek alapján ~34x23 m befoglaló méretű pince nélküli, földszintes előregyártott vasbeton csarnok épület kerül kialakításra, pillérvázás szerkezettel, feszített vasbeton szelemennel, pont/kehely alapozással. A vasbeton pillérek között előregyártott kötőgerendák, valamint talpgerendák biztosítják a kapcsolatot, az aljzat szálerősített ipari padló. Az első tervek konecranés típusú híddaru darupályával ellátott csarnokról szóltak, ez azonban kikerült a végleges tervekből. A csarnok fedése KINGSPAN KS-1150 TL IPN MIKRO falpanellel, KINGSPAN KS1000 X-DEK tetőpanellel történik. Bevilágítása, füst és hőelvezetése az ACO VARIOLUX donga-sáv polikarbonát anyagú acélszerkezethez rögzített felülvilágító rendszerével készül.



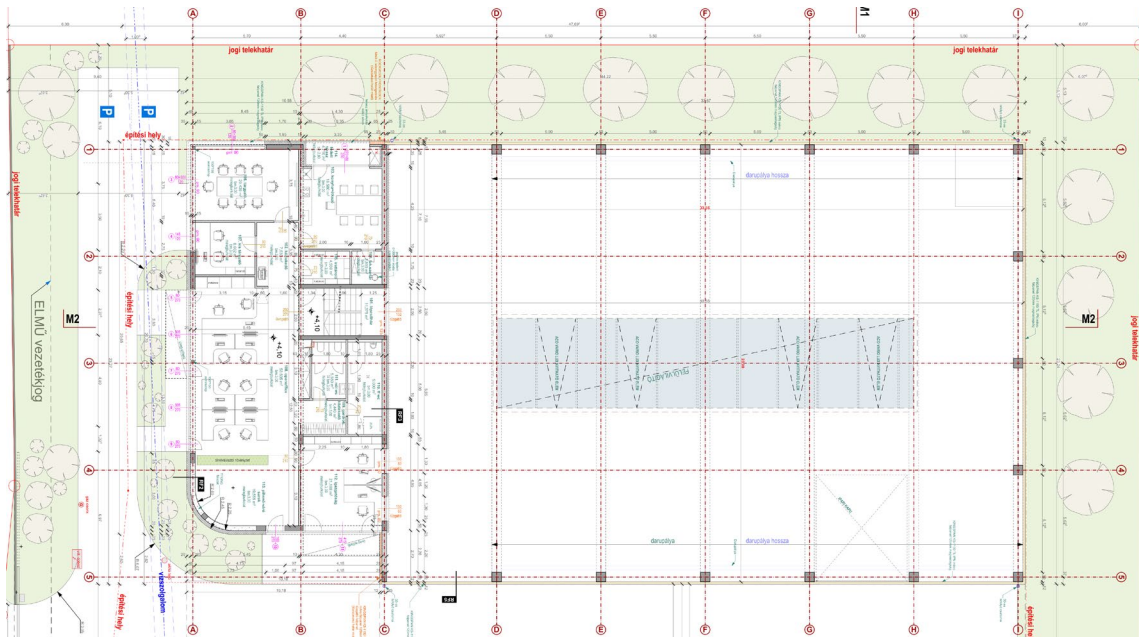
3. ábra Hosszmetszet

A fejépület két szintes (földszint+emelet), valamint járható zöldtetős monolit vasbeton pillér és falvázis épület. A függőleges teherhordó szerkezetek között POROTHERM vázkerámia falkitöltéssel ~10x23 m befoglaló mérettel. Az épület alapozása vasbeton talpgerendákkal összefogott pontalapozás, melyhez vasbeton lemez csatlakozik. A földszinten raktár, bemutatóterem és egyéb szociális rendeltetésű helységek találhatók, az emeleten irodahelységek kerülnek kialakításra. Az épület födémei monolit vasbetonból készülnek, a homlokzatot határoló alumínium függönyfalak miatti nyíláskiváltások biztosítása érdekében több helyen vasbeton gerenda, alulborda épül. A szintek között kétkarú, a fordulókban pihenőlemezzel ellátott monolit vasbeton lépcső készül. A fejépület tetőszerkezete zöldtetős kialakítású lapostető, körben téglamellvéd szerkezettel, vasbeton koszorú gyámolítással. A tetőn félintenzív tetőkert, valamint acél szerkezetű tetőkijáró található, a vasbeton csarnoképületével megegyező tető és homlokzatborítással.

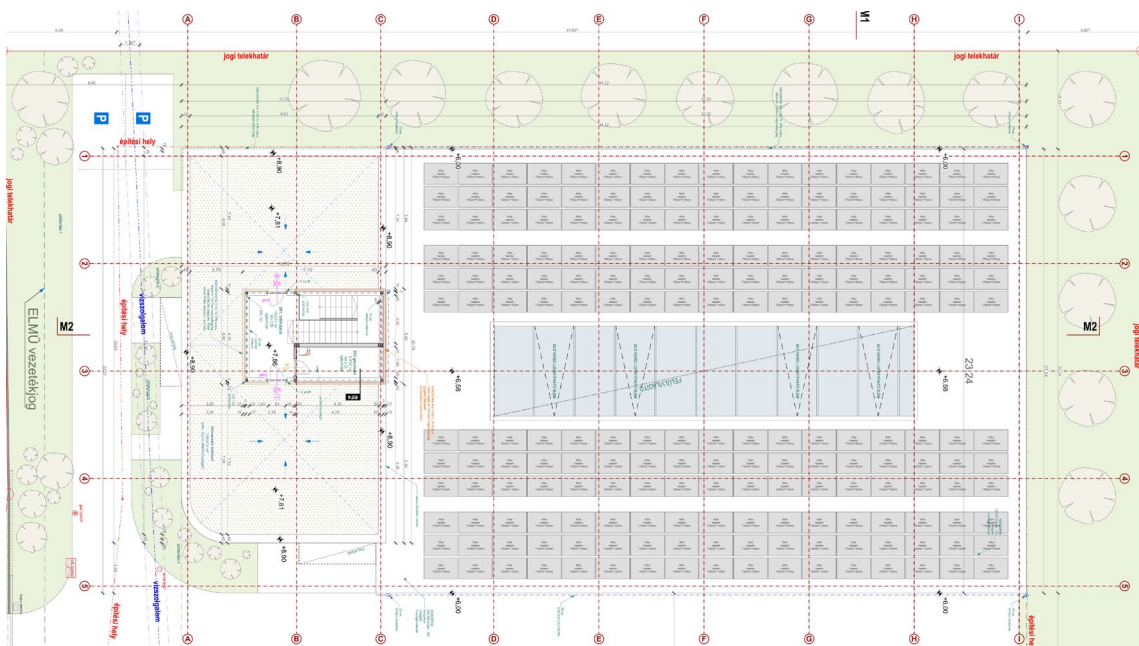
Az épületek egymáshoz két, a fejépületből kinyúló rövidkonzolon keresztül csatlakoznak, melyre a csarnokszerkezet kötőgerendái ülnek fel. A raktárcsarnok tetőfedése az irodaépület csatlakozásánál a fejépület gerendájához rögzített szögacél tartóra ül fel, így van lehetőség egy feszített tetőszelemen gyártási költségeinek megtakarítására.



4. ábra Földszinti alaprajz



5. ábra Emeleti alaprajz



6. ábra Tetőszinti alaprajz

2.1.2 Talajvizsgálati jelentés

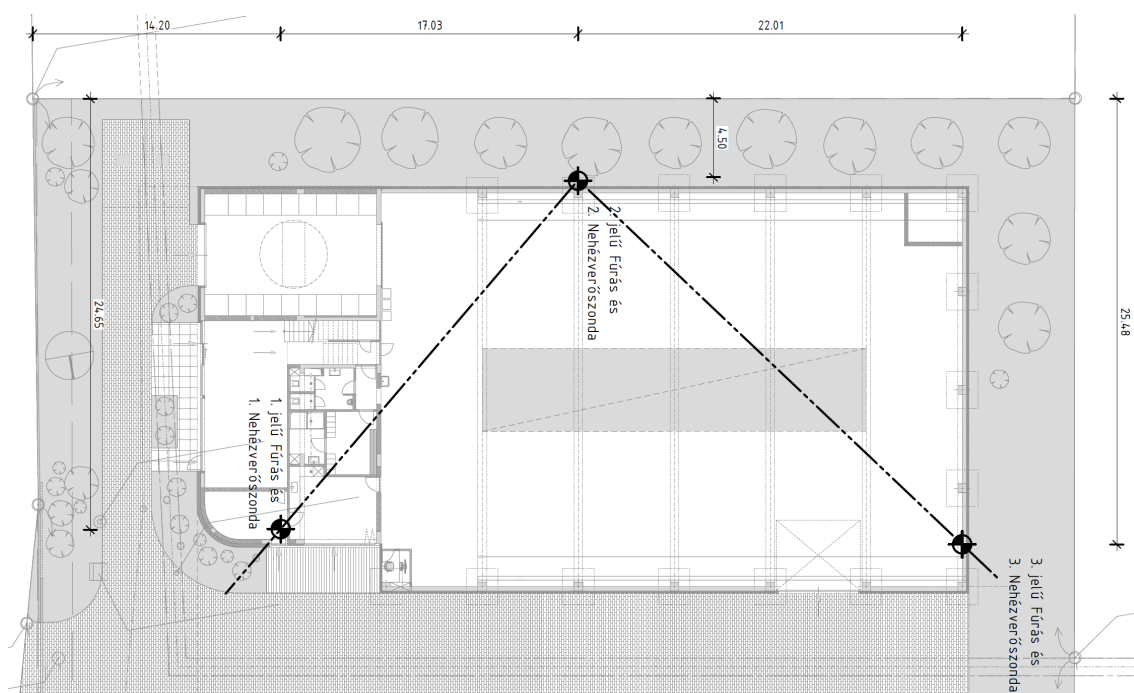
A terület az Alföld, Duna menti síkság részeként, a Vác-Pesti-Duna-Völgy kistájon helyezkedik el. A kistáj földtanáról: „Az alaphegységet túlnyomórészt triász karbonátos képződmények alkotják. Az erre települő oligocén-miocén képződményeken a pleisztocén elején, esetleg a pliocén legvégén indult meg a nagy kiterjedésű dunai hordalékkúp kialakulása. Jelenleg a felszínt néhány m vastag holocén öntésiszap borítja,

de az ezek alatt települt folyami kavicsos rétegsor is a folyó medrének negyedidőszaki eltolódása, kanyargása során halmozódott fel. Ezekhez a képződményekhez jelentősebb kavicskészlet kapcsolódik. A pleisztocén végétől magasártéri helyzetben levő Szentendrei szigeten futóhomok képződés ment végbe. A beépített területeken az ártéri szinteket 1-5 m vastagságban mesterségesen feltöltötték. [2., p.25]”

A terület felszín közeli képződményeit Folyóvízi üledék talajok alkotják, fellelhető geológiai irodalom, földtani térképek alapján nem tartozik alábányászott-, csúszás-, felszín mozgás veszélyes-, mocsaras, bel- és/vagy árvízveszélyes besorolású területhez. Geohidrológiai szempontból a területen összefüggő talajvíz található, a felszín alatt 2-4 m közötti/alatti átlagos ingadozással. Kisebb valószínűséggel, de előfordulhatnak réteg és szivárgó vizek is. A feltárt felszín közeli talajok vízáteresztő képessége és víztároló képessége jellemzően jó. Mélyebben agyag rétegek találhatók, amelyek gyenge vízvezető/víztárolók. A rétegek mérsékelt, vagy nem vízérzékenyek.

A helyszínen 2021.10.18.-án a Módosék Kft. végzett talajfeltárást. Összesen 3 db nagyátmérőjű (Φ 180 mm-es) fúrás készült 5 m-es talpmélységgel, továbbá 3 db nehézverőszondázás (DPH) 5-7 m mélységig. A fúrásokból min. méterenként, illetve rétegváltásonként zavart (zacskós) mintákat vettek, melyek alapján talajazonosító laborvizsgálatok készültek. A feltárások helyét és magasságát az 1. táblázat tartalmazza, helyszínrajzi elhelyezkedésük a 7. ábrán látható. A mérések indulási szintjeit relatív magassági rendszerben adták meg, a telken lévő akna tetejéhez (50,00 m = 109,93 mBf) színtezve.

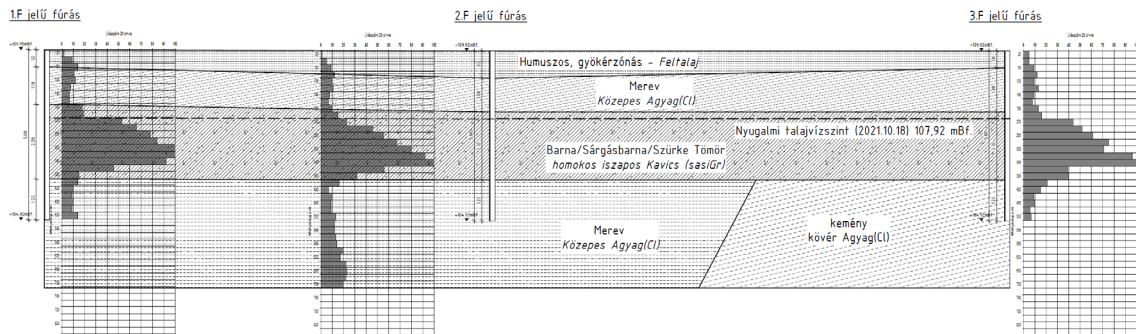
1. táblázat: talajfeltárások adatai				
Feltárás jele	Feltárás típusa, mélysége	EOV Y	EOV X	mRel.
1 kF	fúrás (5,0 m)	649737	255561	50,02
2 kF	fúrás (5,0 m)	649715	255549	49,99
3 kF	fúrás (5,0 m)	649692	255570	49,99
1 dsz	szonda (5,0 m)	649715	255549	50,00
2 dsz	szonda (7,0 m)	649715	255549	49,99
3 dsz	szonda (5,0 m)	649692	255570	49,99



7. ábra Geotechnikai helyszínrajz

A fúrások, valamint a fúrásokból vett talajminták laboratóriumi vizsgálati eredményei alapján az alábbi talajrétegződés állapítható meg:

1. jelű réteg: sötétbarna/fekete közepes agyag: A felső kb. 1,6-1,8 m vastag réteg az összes fúrásban közepes agyagnak volt azonosítható. (Ennek felső kb. 50-80 cm-e humuszos, gyökérszónás.) A réteg jellemzően merev konzisztenciájú 0,8-0,9 m mélységtől alapozásra korlátozottan (jelen beépítés szempontjából nem) alkalmas réteg.
2. jelű réteg: barna/sárgásbarna/szürke tömör homokos agyagos iszapos kavics: A fúrásokban ~1,8-3,8 m között jelenik meg. Jelentős agyag/iszap tartalmú (~15-30%), de túlnyomórészt kavicsot tartalmazó (~40-50%), elnyúló szemeloszlási görbéjű, nagyon jól graduált réteg. A réteg alapozásra kiválóan alkalmas, tömör, igen jó teherbírással rendelkezik.
3. jelű réteg: szürke/szürkésbarna merev/kemény közepes-, kövér agyag: Az összes fúrásban ~3,8-5,0 m között harántoltuk (az 1kF fúrásban közepes-, a többiben kövér agyagnak azonosítottuk). A réteg jellemzően merev (a kövér agyagok kemény) konzisztenciájúak. Alapozásra alkalmas rétegek, jó teherbírással, alacsony összenyomódó képességgel rendelkezik.



8. ábra Geotechnikai rétegszelvény

A homokos kavics rétegek nagyrészt ~2 métertől, talajvíz alattiak, telített víztartalmúak. A ~3,8 métertől kezdődő agyagok átlagos víztartalmúak (részlegesen vízzárónak tekinthetők), merev/kemény konzisztenciájúak. Összességében a várható alapozási zónában jó teherbíró rétegek találhatók, magas összenyomódási modulussal.

A DPL (nehéz verő) dinamikus szondánál 50 kg tömegű verőkossal, 50 cm magasságból ejtve verik be a 3,2 cm átmérőjű rudazaton lévő 4,37 cm átmérőjű, 90°-os szögű csúcsot. A szondázási jegyzőkönyvben a 20 cm-es behatolásonként mért ütésszám került rögzítésre. A szondázásokban az alábbiak tapasztalhatók: A szondában tapasztaltak nagyon jól korrelálnak a laborvizsgálatok alapján azonosított talajrétegződéssel. A szonda a felső kb. 1,6-1,8 méterben, a kövér agyagban alacsony/közepes ütési ellenállást, közepesen tömör szerkezet mutat. ~1,8-3,8 méter között jelentősen kiugranak az ütési ellenállások, itt tömör/igen tömör homokos kavics talajok találhatók. ~3,8 métertől az agyag rétegekben ismét visszaesnek az értékek a közepesen tömör kategóriába, de a laborvizsgálatok- és a fúrási ellenállás alapján merev/kemény konzisztenciájú, tömörnek mondható rétegződés található.

A lemélyített fúrásokból vett talajminták vizsgálati eredményei alapján- és a dinamikus szondázási eredményekből származtatva, táblázatos- és tapasztalati adatokat is figyelembe véve a főbb talajjellemzőket a 2.- és 3. táblázat tartalmazza.

2. táblázat: azonosító vizsgálatok eredményei							
		Szemszerkezet/plaszticitás					
Mélység	Talaj neve	kavics %	homok %	iszap %	agyag %	Ip %	Ic
0,8- 1,7 m	1. jelű réteg: sötétbarna/ fekete közepes agyag	-	-	-	-	25-26	0,9
1,8- 3,7 m	2. jelű réteg: barna/sárgásbarna/szürke tömör homokos agyagos iszapos kavics	40-50	25-40	15-30	5-10	-	-
3,8- 7,0 m	3. jelű réteg: szürke/szürkésbarna merev/kemény közepes- kövér agyag	-	-	-	-	25-40	0,75-0 ,95

3. táblázat: számításoknál igénybe vehető talajfizikai adatok								
Mélység [m]	σ_{pb} [kN/m ²]	φ [°]	c [kN/m ²]	E _{oed} [MN/m ²]	γ_{sat} [kN/m ³]	γ_n [kN/m ³]	k [m/s]	c _u [kN/m ²]
0,8- 1,7	200-240	17-18	15-20	8-12	21,0	19,0	10 ⁻⁸	90
1,8- 3,7	320-380	34-36	0	18-26	19,5	19,5	10 ⁻³	-
3,8- 7,0	270-300	16-17	30-50	13-15	21,00	20,5	10 ⁻⁹	140

A feltárt talajok a teljes mélységben mérsékelten/kevésbé vízerzékenyek, a felszín közeli agyagok fagyveszélyesek (X-3). A talajok fejtési osztálya F-I. - F-III., a helyi anyagokból készített töltések maximális dőlésszöge 45°. A munkagödörök függőleges falban max. 1,5 méterig tekinthetők ideiglenes biztonsággal állékonyak, de ez alatt már kohéziómentes szemcsés rétegek következnek, amelyek nem állékonyak függőlegesen. Tömöríthetőség szempontjából a felszíni agyag rétegek nehezen, vagy egyáltalán nem (T-4 –T-5), az ~1,8 métertől kezdődő homokos kavics rétegek jól (T-1) tömöríthetők, földműanyagként a homokos kavics rétegek felhasználhatók, (M-2) jó földmű anyagok. Térfogat-változási hajlama D-2 – D-1, azaz a felszíni agyag kis mértékben térfogatváltozó lehet, az alatta lévő szemcsés rétegek nem. Erózió érzékenység szempontjából E-2 – E-1, az agyag nem, az alatta lévő szemcsés rétegek erózió érzékenyek. A talajok vízvezető-képessége: V-3 – V-5, a felszínen gyenge vízvezetőek, vízzáróak is lehetnek, mélyebben a kavicsok jó vízvezetőek. A mérések idején talajvizet minden fúrásban észleltünk, közel azonos mélységben. A megütött vízszint, a terepszint

alatt 1,8-2,1 m között alakult. A nyugalmi vízszintek 2-2,2 m mélységben állandósultak, a talajvíz gyakorlatilag a homokos kavics rétegben van jelen. Kisebb valószínűséggel, de előfordulhatnak továbbá réteg- és szivárgó vizek (akár mesterséges eredetűek is), amelyek térben és időben, valamint vízhozamban rendkívül változatosak és kiszámíthatatlanok lehetnek. A becsült maximális talajvíz szintjét az átlagos terepszint alatt 1,7 m-en (~108,2 mBf), a mértékadó talajvízszintet 1,2 m-en (108,7 mBf) adjuk meg. Szivárgó vizek, időszakosan, bármely mélységben előfordulhatnak. [4.]

2.1.3 Geotechnikai javaslatok

Jelenlegi adatszolgáltatás, információk, várható terhelések alapján, az alábbi javaslatokat adjuk: A talajvizsgálati jelentés alapján a tervezett épület alapozását síkalapozással meg lehet oldani. Síkalapozáson belül vasbeton gerendaráccsal összefogott pont-/tömb alapozás javasolt, a tervezett beépítéshez is igazodóan. (Az alapozás egyébiránt megoldható hagyományos vasbeton sávalapozással, bordákkal merevített lemezalapozás, vagy egyéb alapozási technológiákkal is.) Az alapozási síkot a terepszint alatt 1,5 métertől fel lehet venni. Azonban, a várható terhek miatt, és a kb. 1,7-1,8 métertől kezdődő, egyenletes településű, tömör, jó teherbíró homokos kavics réteg miatt, javasoljuk ebben a rétegben, 1,7-1,8 métertől felvenni az alapsíkot. Az alapozás méretezésénél 1,8 m körüli alapsík esetében, az alábbi talajfizikai adatokat lehetséges figyelembe venni:

4. táblázat: alapsík talajfizikai adatai						
Mélység [m]	σ_{pb} [kN/m ²]	φ [°]	c [kN/m ²]	E _{oed} [MN/m ²]	γ_n [kN/m ³]	c _u [kN/m ²]
1,7-2,0	350	36	0	22	19,5	-

Az alapozás, tömb/pont alapok munkagödreit részsűsen javasoljuk megoldani. A kiemelés során száraz/alacsony vízállású időszakban (jellemzően nyárközépi koraőszi hónapok) talajvízre nem kell számítani, a felső ~1,7-2,0 méterben, és szivárgó vizeknek, általajvizeknek is kicsi a valószínűsége. Csapadékosabb időszakban azonban egyik sem zárható ki. Víz megjelenése esetében alacsony vízoszlop magasságnál (max. 10-20 cm) nyílt víztartással, a keletkező vizeket zsompba gyűjtve, és onnan szivattyúzva, várhatóan eltávolítható, illetve eltávolítandó. Az épületnél vízszigetelési kérdések nem merülnek fel.

Az építési munkák után/során gondoskodni kell a felszíni és csapadékvizek megfelelő elvezetéséről is. Az építmények körüli térburkolatok, valamint az épület aljzatlemeze alá min. 20 cm, az ipari padló alá, teherbírasi követelménytől is függően, min. 30-50 cm vastag jó minőségű, fagyálló szemszerkezetű talaj ágyazati/kiegyenlítő réteg beépítését, és az alatt felületi tömörítést javasolunk. Az ágyazatok építésénél javasolt az agyag felszínre geotextília elválasztó réteg építése is. Az ágyazat építés előtt a humuszos, gyökérszónás fedőréteget min. 40-50 cm vastagságban (a kiemelésnél felülbíráva, helyenként várhatóan vastagabban) kell eltávolítani, és azt külön deponálni. A munkagödrökből kiemelésre kerülő agyag talajt nem javasoljuk visszaépíteni, maximum terheletlen visszatöltésekbe, terepkiegyenlítésre, a homokos kavics rétegek azonban visszaépíthetők. A megkívánt tömörségi fok a földművek/lavírsíkok tetején: $Trp \geq 85\%$, az ágyazatok tömörítési munkái esetén: $Trp \geq 95\%$. A lavírsíkon (nem felázott állapotban) $E2 \geq 15 \text{ MN/m}^2$ teherbírasi modulus várható/szükséges. Az ágyazati rétegek tetején $E2 \geq 60 \text{ MN/m}^2$ javasolt. [4.]

2.1.4 Földrengési kategória

A vizsgált építési terület Pomázon található. Földrengés tekintetében a létesítmény a 3.- és 4. tervezési zóna határára esik. A biztonság javára a kedvezőtlenebb 4. zónába sorolható, ahol a szabvány szerint a figyelembe veendő csúcsgyorsulás értéke $agR=0,14g=0,14 \times 9,81=1,38 \text{ m/s}^2$, „E” osztályba sorolt altalaj mellett.

2.1.5 Felhasznált szabványok

MSZ EN 1990:2002/A1:2008 Eurocode: A tartószerkezetek tervezésének alapjai

MSZ EN 1991-1-1:2005 Eurocode 1: A tartószerkezeteket érő hatások. 1-1. rész: Általános hatások. Sűrűség, önsúly és hasznos terhek

MSZ EN 1991-1-3:2005 Eurocode 1: A tartószerkezeteket érő hatások. 1-3. rész: Általános hatások. Hóteher

MSZ EN 1991-1-4:2007 Eurocode 1: A tartószerkezeteket érő hatások. 1-4. rész: Általános hatások. Szélhatás

MSZ EN 1991-1-6:2007 Eurocode 1: A tartószerkezeteket érő hatások. 1-6. rész: Általános hatások. Hatások a megvalósítás során

MSZ EN 1991-1-7:2006 Eurocode 1: A tartószerkezeteket érő hatások. 1-7. rész: Általános hatások. Rendkívüli hatások

MSZ EN 1992-1-1:2005 Eurocode 2: Betonszerkezetek tervezése. 1-1. rész: Általános és az épületekre vonatkozó szabályok

MSZ EN 1992-1-2:2005 Eurocode 2: Betonszerkezetek tervezése. 1-2. rész: Általános szabályok. Tervezés tűzterhelésre

MSZ EN 1997-1:2006 Eurocode 7: Geotechnikai tervezés. 1. rész: Általános szabályok

MSZ EN 1998-1:2008 Eurocode 8: Tartószerkezetek tervezése földrengésre. 1. rész: Általános szabályok, szeizmikus hatások és az épületekre vonatkozó szabályok

MSZ EN 1998-5:2009 Eurocode 8: Tartószerkezetek tervezése földrengésre. 5. rész: Alapozások, megtámasztó szerkezetek és geotechnikai szempontok

MSZ EN 1993-1-1:2005 Eurocode 3: Acélszerkezetek tervezése. 1-1. rész: Általános és az épületekre vonatkozó szabályok

2.1.6 Fő teherhordó szerkezetek anyagai

előregyártott vasbeton szerkezetek:

kehelynyakak	C50/60/24-XC1-F3
feszített tartók, gerendák	C50/60/24-XC1-F3
pillérek	C50/60/24-XC1-F3

monolit vasbeton szerkezetek:

alap szerelőbeton	C12/15-X0b(H)-24-F1
földalatti szerkezeti beton	C30/37/24-XC1-F3
felszerkezeti beton belső térben	C30/37/24-XC1-F3
felszerkezeti beton külső térben	C30/37/24-XC1-F3

falazott szerkezetek:

25 cm vázkerámia	PTH 25 N+F M10 G
30 cm vázkerámia	PTH 30 N+F M10 G

betonacél:

S500B (B60.50)

szerkezeti acél:

S235

feszítőpászma:

FP-100/1860 R2

betontakarás:

felszerkezet	2,50 cm
alaptest	3,50 cm

A vasbeton szerkezetek készítésekor a betonból próbakockákat kell készíteni, szabvány szerinti mennyiségben és körülmények között, és igazolni kell azok minőségét!

2.2 A tervezési programból, technológiai igényekből adódó terhek, hatások

2.2.1 Állandó jellegű terhek

A tervezett szerkezetek önsúlyát a szelvény méretek alapján, a tető és közbenső födém, valamint az alaplemez burkolatát az építész metszeten megadott rétegrend szerint vettem figyelembe. Az állandó jellegű terhek biztonsági tényezője 1,35.

Rétegrendből származó teher:

fejépület alaplemez	2,50 kN/m ²
fejépület emeleti födém	1,90 kN/m ²
fejépület lapostető födém	4,55 kN/m ²

2.2.2 Hasznos terhek

A földszinti padló rendeltetése szerint raktárként és bemutatóteremként funkcionál, az emeleti födém iroda funkciót tölt be, míg a zárófödém járható zöldtetős, huzamos emberi tartózkodásra alkalmas. A raktárcsarnok, illetve a tetőkijáró fedése nem járható tető funkciót tölt be, ez nem domináns hiszen intenzitása kicsi és egyidejűségi tényezője nulla. A hasznos terhek biztonsági tényezője 1,50, a leterhelést parciálisan végeztem.

Funkcióból származó terhek:

raktár	5,00 kN/m ²
iroda	3,00 kN/m ²
járható lapostető	2,00 kN/m ²
tető	0,40 kN/m ²

Egyéb esetleges terhek

Ide tartozik még az esetleges válaszfal teher, a gépészet, az építési pontatlanság, ezen terhek biztonsági tényezője 1,50, a leterhelést parciálisan végeztem.

gépészet	0,50 kN/m ²
válaszfal	1,50 kN/m ²

2.2.3 Meteorológiai hatások

Hóteher

Az épületekre ható hóteher egyaránt megvizsgálásra került kézi teherszámítással, illetve az AXIS VM szoftver segítségével teherpanelekre generált hóterhekkel, melyek közel azonos értékeket adtak. A raktárcsarnok tetőszerkezetének 5%-os lejtése 3 fokos vízszintessel bezárt szöget jelent, a fejpületnél ez 0 fok. Így mindkét esetben az alaki tényező értéke 0,80, mely alapján a hóteher karakterisztikus értéke $s_k=1,00 \text{ kN/m}^2$.

A rendkívüli hóteher karakterisztikus értéke $s_d=2,00 \text{ kN/m}^2$. Emellett a felülvilágító szerkezet, továbbá a két épület csatlakozásánál esetlegesen kialakuló hófelhalmozódás miatt hózugteher is számításra került.

Szélteher

Az épületekre ható szélteher egyaránt megvizsgálásra került kézi teherszámítással, illetve az AXIS VM szoftver által a teherpanelekre generált szélterhek segítségével, melyek szinte azonos eredményt mutattak. A torlónyomás alapértéke: $q_p=0,90 \text{ kN/m}^2$ (I. beépítettségi kategória), a szélsúrlódási tényező 0,01 (sima felület).

5. táblázat: raktárcsarnok függőleges felületek külső nyomási tényezői										
h/d	A		B		C		D		E	
	széliránnyal párhuzamos felület		széliránnyal párhuzamos felület		széliránnyal párhuzamos felület		széltámadta oldal		szélárnyékos oldal	
	C _{pe,10}	C _{pe,1}	C _{pe,10}	C _{pe,1}	C _{pe,10}	C _{pe,1}	C _{pe,10}	C _{pe,1}	C _{pe,10}	C _{pe,1}
0,317	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		0,71	1,0	-0,32	

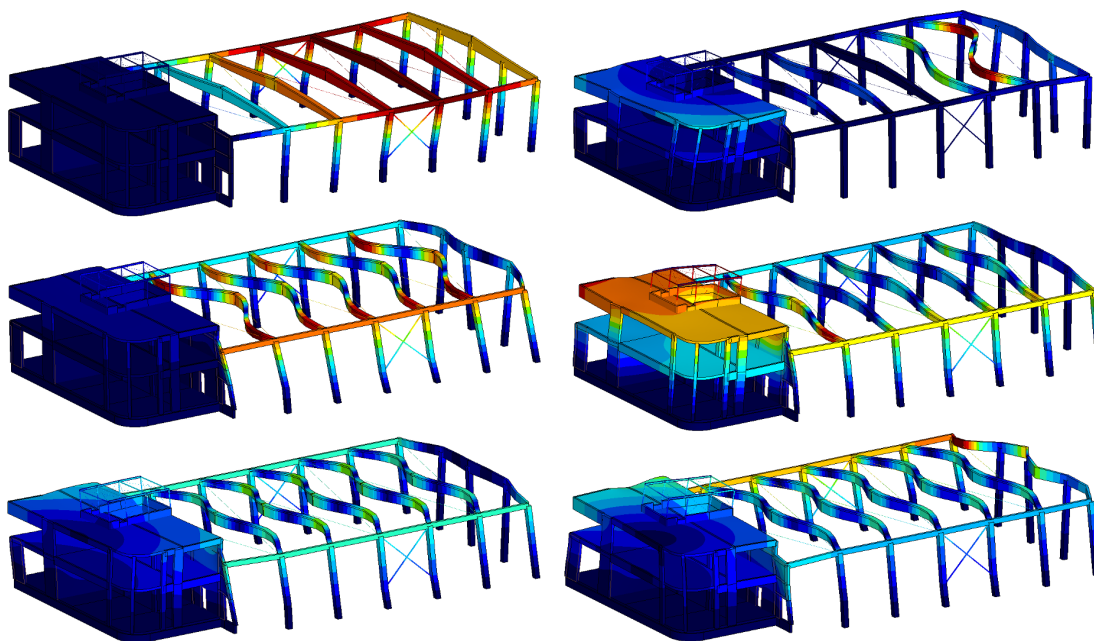
raktárcsarnok falra ható szélether: $w_k= 0,94 \text{ kN/m}^2$

6. táblázat: fejpület függőleges felületek külső nyomási tényezői										
h/d	A		B		C		D		E	
	széliránnyal párhuzamos felület		széliránnyal párhuzamos felület		széliránnyal párhuzamos felület		széltámadta oldal		szélárnyékos oldal	
	C _{pe,10}	C _{pe,1}	C _{pe,10}	C _{pe,1}	C _{pe,10}	C _{pe,1}	C _{pe,10}	C _{pe,1}	C _{pe,10}	C _{pe,1}
0,419	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		0,72	1,0	-0,35	

fejpület falra ható szélether: $w_k= 0,97 \text{ kN/m}^2$

2.2.4 Szeizmikus hatások

Az épületre ható szeizmikus terheket az AXIS VM szoftverrel, modális válaszspektrum analízis módszerével határoztam meg. A földrengést csak x és y vízszintes irányban vizsgáltam, az állandó terhek alapértékéből és a hasznos terhek kvázi- állandó értékéből (szeizmikus kombináció). A vasbeton szerkezetek inerciáját a repedések miatt a felére csökkentettem, az analízis során külön-külön és egyben is vizsgáltam a két épületrészt. A megfelelő tömegrészesezés elérése érdekében a fejpület alatt található talpgerenda alaptestek „el nem mozduló” tömegét az analízis során nem vettem figyelembe. Így a rezgésvizsgálatot lefuttatva y-irányban 90,10, x-irányban 92,40 százalékos tömegrészesezést kaptam, majd a földrengéstéher generáló modul segítségével meghatároztam az alkalmazandó terheket.



9. ábra főbb rezgésalakok elmozdulásai

2.2.5 Rendkívüli hatások

Az ütközési teher koncentrált statikus teherként a padlószint felett 0,75 m magasságban vehető figyelembe. Értéke a targonca önsúlyából (3 tonna), és a megengedett terheléséből (2 tonna) származik. $F_k=50 \text{ kN} \times 5=250 \text{ kN}$.

2.2.6 Tartószerkezeti tervezés során figyelembe vett hatáskombinációk

tartós és ideiglenes hatáskombináció (teherbírás vizsgálatához- ULS)

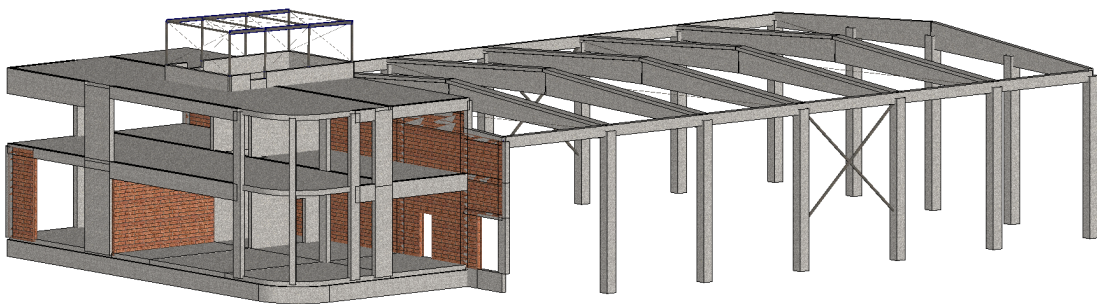
szeizmikus hatáskombináció (teherbírás vizsgálatához- ULS)

rendkívüli hatáskombináció (teherbírás vizsgálatához- ULS)

kvázi állandó hatáskombináció (lehajlás vizsgálatához- SLS)

gyakori hatáskombináció (repdedéstágasság vizsgálatához- SLS)

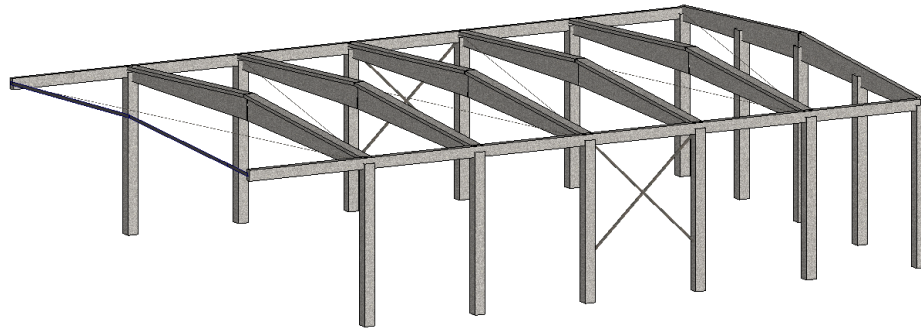
2.3.Tartószerkezetek ellenőrzése során alkalmazott számítási modell



10. ábra Teljes modell végeelem látványterve

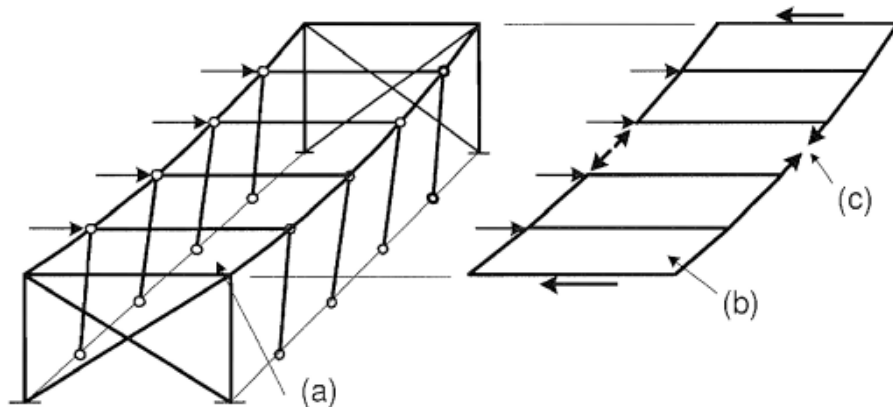
A tartószerkezetek statikai számítását-ellenőrzését az AXIS-VM végeselemes programmal végeztem, az így kapott eredményeket saját-kézi számításokkal validáltam. Az analízis során több végeelem modell készült, melyekben az egyes szerkezeteket, szerkezeti elemeket külön-külön is vizsgáltam a teljes modelltől. A fő szerkezeti modellben a monolit vasbeton fejpületet és az előregyártott csarnokszerkezetet együtt vizsgáltam, de a két épület külön is ellenőrzésre került. A raktárcsarnokot térbeli rúdmodellként modelleztem. Az alapozáshoz befogással csatlakoznak az oszlopok, melyek rúdvégén gömbcsukló van. Az oszlopokhoz csuklósan csatlakoznak a tetőszelemenek és a kötőgerendák.

Annak érdekében, hogy a vízszintesen ható terhek a csarnok oszlopai között a valósághoz közelítő módon adódjanak át a trapézlemez héjalás merevítő hatását vettem figyelembe.



11. ábra Raktárcsarnok végeelem látványterve

Általánosan a tető-, padló-, vagy falburkolatként használt trapézlemez-szendvicspanel burkolatokat térelhatároló elemként vesszük figyelembe. Azonban ezen burkolatok anyagminőségük, geometriai kialakításuk és az előírásoknak megfelelő beépítésük mellett merevítik is szerkezeteinket. Ennek a merevítő hatásnak az elhanyagolása felvet gazdaságossági kérdéseket, valamint akár a szerkezet biztonságát is veszélyezteti, hiszen az épület földrengésteher mellett merevebben viselkedhet. Az EUROCODE 3 szabvány „stressed skin design” néven hivatkozik erre a jelenségre, melyre a következőkben részletezett ajánlást adja.



12. ábra stressed skin hatás csarnoképületben

- a) burkolat
- b) nyírási diafragma
- c) peremerők a szélső elemekben

Kiemelendő, hogy rengeteg kutatás, vizsgálat zajlik jelenleg ebben témában, illetve egyes gyártók már szolgáltatnak ajánlásokat saját termékeik merevítő hatásának számszerűsítésére.

A nyírási rugalmasságot-merevséget legtöbb esetben trapézlemezeknél értelmezzük. Egy ilyen lemez esetén a teljes nyírási rugalmasság több komponensből áll össze:

1. profil torzulása
2. lemez nyírási alakváltozása
3. illesztések elmozdulása
4. rögzítő elemek megcsúszása
5. gerenda- szelemen kapcsolat elmozdulása
6. tengelyirányú igénybevétel (alakváltozás) a hosszirányú szélső elemekben

A felsorolt komponensek összegzésével kapjuk meg a teljes nyírási rugalmasság értéket, reciprokát véve pedig a nyírási merevséget, melyet az analízis során figyelembe vehetünk. A nyírási diafragma elmozdulása e [mm] egy adott F [kN] nyíróerő hatására. A nyírási rugalmasság definíció szerint:

$$c = \frac{e}{F}$$

A nyírási rugalmasság reciproka a nyírási merevség, melyet S -el jelöl a szakirodalom:

$$S = \frac{F}{e}$$

Az EUROCODE ajánlása a trapézlemezek nyírási merevségének a meghatározására:

$$S = \left(1000 \cdot \sqrt{t^3} \cdot \left(50 + 10 \cdot \sqrt[3]{b_{roof}} \right) \cdot \frac{1}{h_w} \right) \cdot a$$

S : nyírási merevség értéke [kN]

t : trapézlemez vastagsága [mm]

h_w : trapézlemez magassága [mm]

a : effektív szélesség, stabilizáló mező szélessége [m]

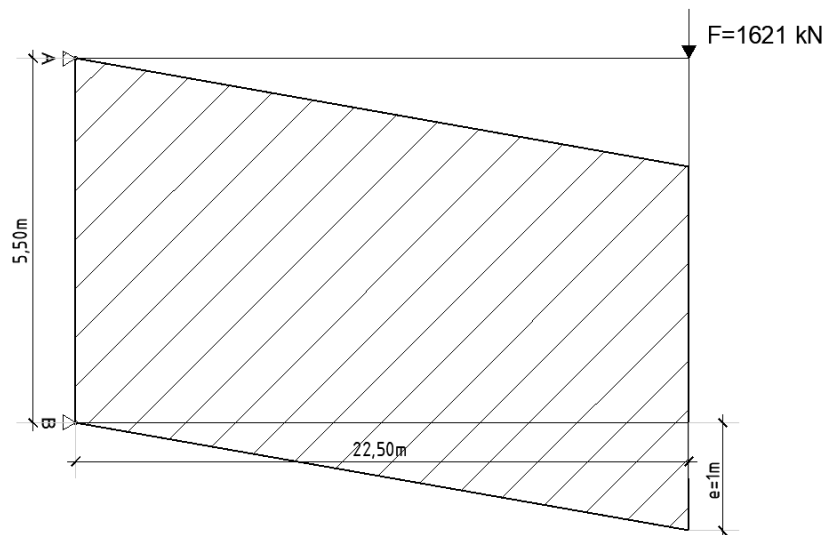
$broof$: a nyírási mező hossza a panel bordáinak irányával párhuzamosan (a tető szélessége) [mm]

A módszer nem követeli meg, hogy a paneleket a vizsgált nyírási mező határa mentén minden oldalon rögzítsék a tartószerkezetekhez. Minimális követelmény, hogy a panelek 2 oldalon, megfelelő távolsággal rögzítve legyenek szerkezetekhez.

A meghatározott értékek abban az esetben érvényesek, ha a trapézlemez minden völgyben rögzítve van az alszerkezethez. Ha csak minden 2. völgyben kerül rögzítésre akkor az S értékét egy 0,2-es tényezővel meg kell megszorozni. [1.]

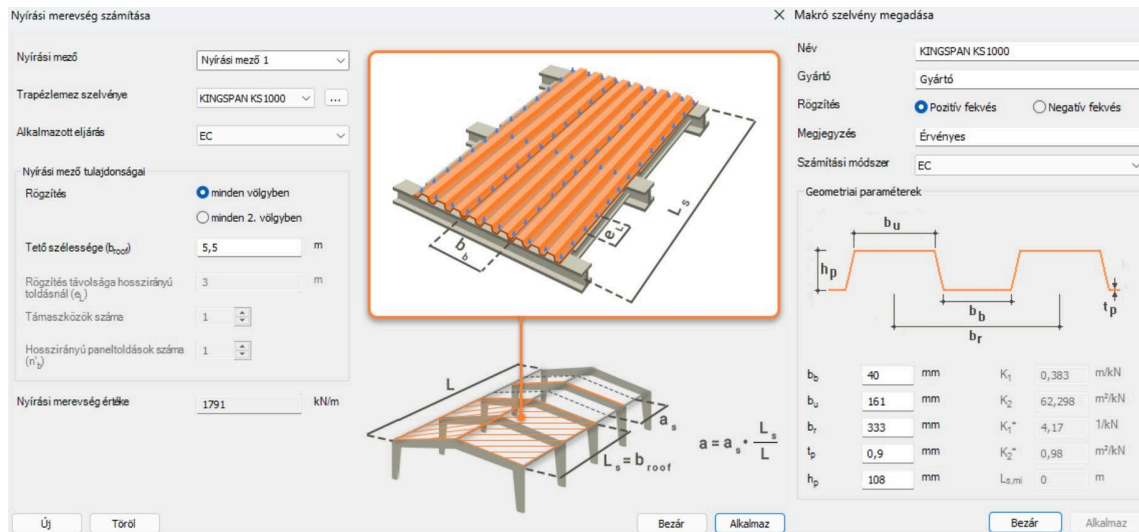
$$S = \left(1000 \cdot \sqrt{t^3} \cdot \left(50 + 10 \cdot \sqrt[3]{b_{roof}} \right) \cdot \frac{1}{h_w} \right) \cdot a = 1621 \text{ kN}$$

$$\frac{S}{a} = 1791 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$



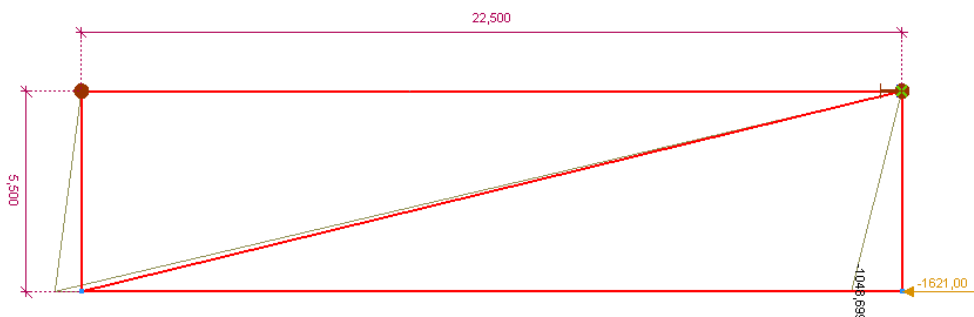
13. ábra nyírási mező deformációja adott erőre

A kézi számítás eredményét a ConSteel szoftverrel is ellenőriztem, itt lehetőség van a gyártók által előre definiált trapézlemezek, illetve saját elemek modellezésére is a keresztmetszeti és egyéb tulajdonságok megadásával. A következő, 14. ábrán látható, hogy a számítógépes analízis a kézi számítással megegyező eredményt mutat.



14. ábra Nyírási merevség számítása a ConSteel szoftverrel

Tehát azt az eredményt kaptam, hogy koncentrált 1621 kN nyíróerő hatására egy vizsgált diafragma elmozdulása 1 méter. Ezt a merevséget kell figyelembe venni a trapézlemez merevítő hatására a számítógépes analízis során. Erre az AXIS VM szoftverben több mód is van, alkalmazható héjelem, fiktív rácsrúd, vagy egyenértékű axiális merevségű rugó/kapcsolati elem. Legpontosabb eredményt a héjelem modellezése adja, mivel ez a tetőszelemenek hosszában folytonos megtámasztást biztosít. A héjelemhez fiktív anyagminőséget rendelve a kívánt merevség elérhető, a két főirányhoz tartozó rugalmassági modulus módosításával. Másik megoldás az egyedi merevségi mátrixú tartomány definiálása, mivel így lehetőség van az általánosított belső erők és alakváltozások közötti anyagi összefüggés számszerű megadására. Az általam választott megoldás egy helyettesítő rácsrúd elem, mely átlósan szeli át a vizsgált diafragmát. Ennek a modellezési módszernek előnye, hogy a keretállás két oszlopát jól együtt dolgoztatja, valamint számítási igénye is alacsony, azonban ez a korábban részletezett módszerekhez képest kevésbé ad vissza valóságos viselkedést. Vizsgálatát egy külön végelem modellben végeztem, ahol is a megfelelő csomóponti szabadságfokok beállítása és a lineáris statikai számítás lefuttatása után azt az eredményt kaptam, hogy S235 acélminőségű 2,1 cm átmérőjű köracél szelvényű rácsrúd 1055 mm-t mozdul el 1621 kN hatására. Így a teljes modellben a tetőszelemenek között ezt a fiktív rácsrudat modelleztem be a trapézlemez tárcsa merevítő hatásának közelítő figyelembevételére. [3.]



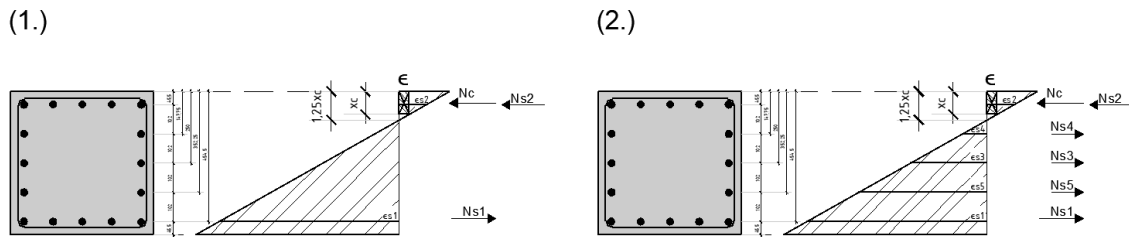
15. ábra Helyettesítő rácsrúd elmozdulása

A csarnok hosszmerévítését „andráskereszt” kialakítású húzott-nyomott acél rácsrúd elemekkel modelleztem, melyeket szilárdsági és stabilitásvesztési tönkremeneteli módokra ellenőriztem.

Az vasbeton oszlopok kihajlási hosszát külön modellben vizsgáltam, az AXIS VM kihajlásvizsgálat moduljával. Keretsíkban szabadon álló alul befogott, felül csuklós rúdelemet ellenőriztem, az alaptestet rugalmasan ágyazott héjelemként vettem figyelembe. Keretsíkra merőlegesen hasonlóan jártam el, itt két oszlopot modelleztem, melyet a csarnok hosszmerévítésével (rácsrúd) kötöttem össze. A modellezett rúdelemek tetején 1000 kN koncentrált erőt működtettem, majd a kihajlásvizsgálatok lefuttatása után kapott alfa kritikus értékekből meghatároztam a kihajlási hosszokat.

$$l_o := \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_{cm} \cdot I_o}{N_{cr}}}$$

A keretsíkban kapott kihajlási hossz szorzó értékére 2,13-at, keretsíkra merőlegesen 0,89-et kaptam. Az oszlopok méretezését a program beépített vasbeton oszlop ellenőrző moduljával, és kézi számítással is ellenőriztem. A méretezésnél a keretsíkbéli kihajlását vizsgáltam, mivel ez a mértékadó az igénybevételek és a karcsúság szempontjából. Meghatároztam a teherbírasi határvonal pontjait, azonban azt tapasztaltam, hogy a program által számított értékek ettől eltérnek. Ennek oka, hogy a kézi számítások esetében csak a szélső betonacélokkal szokás számolni, a közbenső vasak hatását általában nem vesszük figyelembe, hiszen ha azokkal is számolnánk egy nagyon hosszú iterációs folyamat során tudnánk csak eldönteni, hogy az adott vasak képlékenyen vagy rugalmasan viselkednek-e.

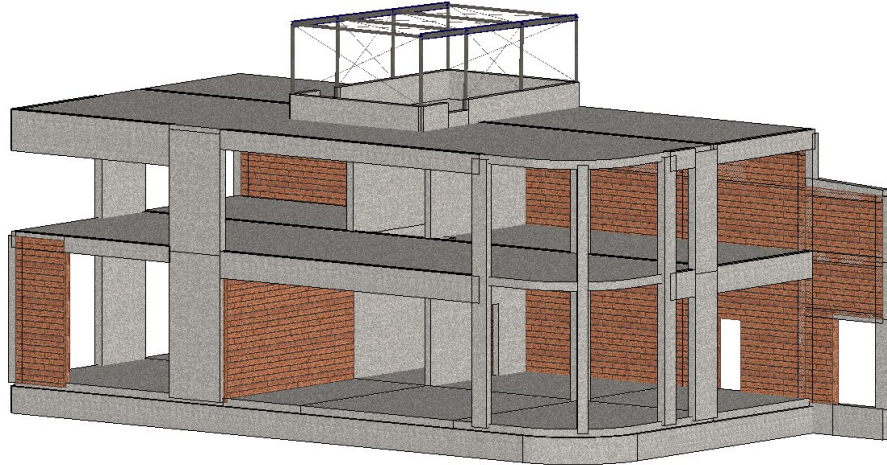


16. ábra (1.) egyszerűsített (2.) pontos módszer

A pontos, minden betonacélt figyelembe vevő számítás levezetésével, már az AXIS VM által kapott értékeket kaptam vissza a kézi számítás során is, mely közel 40%-os többletet jelent az adott normálerőhöz tartozó határnyomaték esetében, így még gyengíteni is tudtam az eredetileg vizsgált keresztmetszeten.

A feszített vasbeton tetőszelemlent kéttámaszú rúdelemként modelleztem, annak igénybevételeit kézi és gépi számítással is meghatároztam, melyek közel azonos eredményeket adtak. A szelemen szilárdságtani vizsgálatát kézi számítással végeztem el, melyet a feszítőerő ráengedésekor ($t=0$), és végleges állapotban ($t=\infty$) a feszítési veszteségekkel számolva vizsgáltam. A tartót tartóközépen- a legnagyobb hajlítóigénybevétel helyén, és a tartóvégen is, a lehorgonyzott feszítópásmák metszetében ellenőriztem. A feszítőerő ráengedésekor kritérium, hogy a szelemen nem repedhet meg a húzott oldalon (I. feszültségi állapot), a nyomófeszültségek pedig nem haladhatják meg a nyomószilárdság karakterisztikus értékének 60% -át, továbbá az acélfeszültség nem érheti el a képlékeny viselkedést. Tartóközépen megfeleltek az említett kritériumok, azonban tartóvégen a felső szélsőszál feszültségek jelentősen meghaladták a húzószilárdság tervezési értékét. Ezt elkerülendő 7 db pásmát 2,60 m hosszra lecsőveztem, addig a keresztmetszetig, ahol a tartó már képes önsúlyával egyensúlyozni a feszítőerőből származó feszültségeket. Végleges állapotban a tartó közbenső keresztmetszetének hajlítási ellenőrzését Mörsch törőnyomaték segítségével, a feszítőerő veszteségek és a feszítésből származó nyúlások figyelembevételével végeztem, mely 85%-os kihasználtsággal felelt meg a mértékadó hajlítónyomaték értékére. Tartóvégen a feszítőbetétek lehorgonyozása miatt kialakuló, tartó tengelyére merőleges húzófeszültségeket ellenőriztem, melyek miatt a nyírási vasaláson felül plusz nyírókengyeleket kell alkalmazni. A nyírási vasalás mennyiségét a tartó teljes hosszán a feszítőerő hatása miatt kialakuló nyomott öv többlet súrlódási ellenállásával megnövelt

vasbeton határnyíróerő figyelembevételével vizsgáltam. A szelemen lehajlását mezőközépen két részből, a feszítésből és a külső terhekből származó lehajlásokból határoztam meg, mely megfelelt az alakváltozási követelményeknek.



17. ábra fejépület végeselem látványterve

A fejépület alaplemezt héjelemként modelleztem, melyhez a talpgerendák, mint alulborda excentrikusan vonalmenti támasszal csatlakoznak, a pontalapokat csomóponti támaszként vettem figyelembe. A vasbeton pillérek rúdelemként, falak és födémek héjelemként kerültek a modellbe, melyekhez a gerendák alulbordaként csatlakoznak. A vázkerámia falazatot alul-felül vonalmenti csuklós csatlakozással héjelemként modelleztem. A modell készítésekor az egyszerűség elvét szemelőt tartva a tartószerkezeti szempontból lényegtelen elemeket (pl. vázkerámia attikafal, lépcső) csak önsúlyukkal vettem figyelembe, a modellbe nem kerültek bemodellezésre. A zöldtető tetőkijáró szerkezetét térbeli rúdelemként, merevítését rácsrúdként modelleztem.

Részleteiben a földszint fölötti pillérek, falak, gerendák és födém került megvizsgálásra, ezek esetében kézi és gépi számítással is ellenőriztem a szerkezetek megfelelőségét. A födém geometriájából adódóan a kézi ellenőrző számítások (tartókereszt-módszer, sávmódszer stb.) nem adnak megfelelően pontos eredményt az igénybevételek alakulására, így a szoftver által számított, és kézi teherkombinációval ellenőrzött ULS-tartós és ideiglenes hatáskombinációból származó igénybevételekre méreteztem a szerkezetet. A mértékadó hajlítói igénybevételekre meghatároztam a szükségesen

alkalmazandó vasmennyiségeket, a lehetséges helyeken ellenőriztem a földem átszűrődését. A földemlemez lehajlását másodrendű statikai számítást elvégezve SLS-kváziállandó teherkombinációból határoztam meg, a hasznos terhek parciális terhelése miatt a legnagyobb x és y irányú mezőnyomaték helyén kézi teherkombináció lefuttatásával. A repedéstágasságot elsőrendű statikai számítást lefuttatva SLS- gyakori teherkombinációból határoztam meg.

A földem alulbordáit az AXIS VM gerendavasalás tervező moduljával terveztem meg, és saját ellenőrző számításaimmal ellenőriztem. A méretezést a mértékadó ULS teherkombináció, és ellenőrző kézi teherkombináció eredményeire végeztem. Az egyes vasak alkalmazási hosszát, a kengyelek kiosztását a szoftver burkolóábra készítőjével határoztam meg, a szerkesztési szabályok betartásával. A pillérek és falak esetében a korábban részletezett módon a program beépített vasbeton oszlop ellenőrző moduljával végeztem el a méretezést. A kihajlási hossz-szorító értékét konzervatív becslés alapján a két főirányban 1,0 értékre vettem fel, majd ellenőriztem, hogy a külpontosság hatásával megnövelt igénybevételek a teherbírási határgörbén belül helyezkednek-e el.

2.4 Építmény tartószerkezetének bemutatása

2.4.1 Alapozás

Az alapozási munkálatok megkezdése előtt a felső 15-20 cm vastag humuszréteget el kell távolítani. A pontalapok esetében a földkiemelés során rézsús megtámasztást kell alkalmazni. Az elkészült alapozási szerkezetek környezetében lévő földvisszatöltéseket réteges tömörítés mellett kell végrehajtani, jól tömöríthető szemcsés anyagokból. A kitermelt agyagtalajok visszatöltésre nem alkalmasak, a homokos kavicsrétegek visszatölthetők. A megkívánt tömörségi fok, a földművek/lavírsíkok tetején: $Trp \geq 85\%$, az ágyazatok tömörítési munkái esetén: $Trp \geq 95\%$.

Fejépilet: A talajadottságokat, a szerkezet jellegét, valamint a talajvizsgálati jelentés ajánlásait figyelembe véve síkalapozás, ezen belül pontalapokra támaszkodó vasbeton aljzatlemezrel együttdolgozó talpkoszorús alapozás készül. A hivatkozott talajvizsgálati jelentésben az alapozási sík a jelenlegi térszíntől számított -1,50 m-es mélységben már

felvehető, így az átlagosan 110 mBf magasságú terepszintet figyelembe véve az alapozási sík 108,50 mBf szinten vagy az alatt kerülhet felvételre. Épület alatti általános helyen 1,09 m magasságú tömbalapok figyelembevételével az alapozási sík -2,22 méteren vehető fel. Erre azért van szükség, hogy az irodaépület és a raktárcsarnok azonos alapsíkra kerüljön, így elkerülve az esetlegesen kialakuló süllyedéskülönbségeket. Az alaptestek jellemzően 200x200 cm, szélső esetben 475x150 cm mérettel, a talpgerendák 75x25 cm-es keresztmetszettel 113,15 folyóméter hosszon készülnek. A talpgerenda hosszvasalása alul-felül 4 darab 12 mm-es, kengyelezése 30 centiméterenként kiosztott 8 mm átmérőjű betonacélból kivitelezendő. A talpkoszorúval együttdolgozó monolit vasbeton aljzatlemez tömörített kavicsagyazaton, az építész terv szerinti belső padlóburkolati rendszer teherhordó aljzataként 22 cm-es szerkezeti vastagsággal -0,38 méteren (109,92 mBf.) épül. Az aljzatlemezben 6 mm átmérőjű, alul-felül 15 cm kiosztású betonacél hálós vasalás helyezendő el, melyet a helyszínen szükséges beszabni. A hálók közötti átfedés 50 cm legyen, közöttük hullám „kígyósámlí” távtartót szükséges alkalmazni, az előírt vastávolság és betontakarás betartása érdekében.

Raktárcsarnok: Az előregyártott vasbeton pillérek alatt monolit vasbeton pontalapok készülnek, melybe az előregyártott kehelynyakak ülnek bele. A kehelynyakakból négyszögletes kivitelben 15 darab készül 1,20 m oldalmérettel, 25 cm vastagsággal. Egy elem zsáuzott felülete 9,12 m², mely 1,14 m³ betonból készül, és tömege 2,85 tonna. Függőleges vasalása $\Phi 12/150$, vízszintes vasalása $\Phi 10/100$ kiosztású kengyelekkel készül, a kehely mozgatása 2x250 mm hosszú PVC kirekesztéssel emelőrúddal megoldott, pozicionálása 20 mm-es függőleges betonacélokkal biztosított. A kehelynyakak beépítésekor 5 cm kerüljön beagyazásba a monolit vasbeton pontalapba, melyet a betonozás előtt kell behelyezni. A teherbírás növelése érdekében a kehelynyakak belső része és a kehelybe kerülő pillér alsó szakasza is 1.05 m hosszon vízszintes bordázással készül. A kehelynyakak csak az alatta lévő pontalapok megszilárdulása után tekinthetőek teherbíróknak. A monolit vasbeton pontalapok 250 cm hosszal és 200 cm szélességben készülnek, az alapozási sík -2,17 méteren vehető figyelembe (107,83 mBf). Az alaptest alatt 5 cm szerelőbeton készül, alapozási sík -2,22 m (102,83 mBf). A pontalap mindkét irányban $\Phi 12$ -es fővasalással, 8 mm

átmérőjű elosztó vasalással kivitelezendő, melyek pozíciója és stabilitása ~ 3 db/m² kiosztású sámlivasakkal biztosítandó. A pontalapokból 15 db készül, egyenként 4,50 m² zsalufelülettel, 2,50 m³ betonból. 110,10 mBf magasságban 20 cm vastagságú szálerősített ipari padló készül, melybe 6 mm átmérőjű, alul-felül 15 cm kiosztású betonacél hálós vasalás helyezendő el, a helyszínen beszabva. A hálók 50 cm átfedéssel építendőek be, közöttük hullám „kígyósámlí” távtartót szükséges alkalmazni.

Az alapozási szerkezetek betonozásának megkezdése előtt vasszerelést műszaki ellenőrnek át kell venni. Betonozás során kiemelt figyelmet kell fordítani a beton szakszerű bedolgozására, valamint a kész szerkezetek gondos utókezelésére

2.4.2 Vízszintes teherhordó szerkezetek

Fejépület: 25 cm vastag monolit vasbeton alulbordás födémlemezek készülnek +3,70 és +7,10 méteres zsaluzási síkon. Jelen megbízás keretein belül a földszint feletti födémlemez vasalási kiviteli tervei készültek el. A zsaluzott felület 205 m², a betonszükséglet 50,65 m³, melyet az előírt betonminőséggel szükséges kivitelezni. A födémlemez alsó vasalása 12 mm átmérőjű 200 mm-ként kiosztott alapvasalás, mely a részletes vasalási terv szerint kiosztandó. Az alsó vasalás toldása mezőben váltott vaselhelyezéssel 100 cm, támasz felett 80 cm átfedési hosszal biztosítandó. A felső vasalás a támasz feletti mértékadó helyeken 12 mm átmérővel 100 mm kiosztással, egyéb helyeken 8 mm átmérővel és 100 mm kiosztási távval kivitelezendő. A felső elosztóvasalás toldási hossza 25 cm, és a teljes vasmennyiség egy keresztmetszetben toldható. Szabad lemezszéleken hajtú és szegővasak, áttöréseknél erősítő vasak helyezendőek el a kiviteli terv szerint. A sámlivasak elhelyezése ~ 3 db/m² arány szerint kivitelezendő, szükséges helyeken a stabilitás érdekében sűrítendő. A földszint feletti nagyobb támaszközü és terhelésű gerendák 16 mm átmérőjű hosszvasalással, 8 mm átmérőjű kengyelezéssel készülnek, melyek az oszlop és gerenda csatlakozások között futnak. A gerendák egységesen 25 cm szélességben, változó magassági kivitelben 37 m² zsaluzott felülettel, 4,55 m³ betonból a részletes vasalási tervek szerint építendőek. Az emeleti födémről nem készült kiviteli terv, zsaluzott felülete 202 m², melyhez 49,90 m³ beton szükséges. Az előzetes vizsgálatok alapján a tervezett födémvastagsággal kivitelezhető, 12 mm-es alsó és felső vasalással, a felülbordák alatt és támaszok felett sűrített kiosztással.

Az emeleti gerendák egységesen 25 cm szélességben, változó magassági kivitelben $75,30 \text{ m}^2$ zsaluzott felülettel, $9,45 \text{ m}^3$ betonból épülnek. A zárófödém felülbordájaként épülő vasbeton attikafalak az előzetes vizsgálatok alapján tervezett keresztmetszeti méretekkel, 12 mm átmérőjű hosszvasalással építhetők meg. A szintek között kétkarú, egyenes vonalvezetésű, 15 cm szerkezeti vastagságú monolit vasbeton lépcsőn lehet feljutni. A lépcsőpihenőket homlokzati oldalon POROTHERM fal támasztja alá, a födémhez bekötővasalással csatlakozik. A lépcső és a födém betonozása egy időben kell történjen. A vízszintes teherhordó szerkezetek betonozásának megkezdése előtt vasszerelést műszaki ellenőrnek át kell venni. Betonozás során kiemelt figyelmet kell fordítani a beton szakszerű bedolgozására, valamint a kész szerkezetek gondos utókezelésére.

Raktárcsarnok: 50/64-120 cm (5% lejtésű) „T” keresztmetszetű feszített, előregyártott vasbeton tetőszelemen, 13 db egyenként 110 kN-al megfeszített feszítópásmával, és hosszanti lágyvasakkal, nyírási kengyelezéssel készül a vasalási terv szerint. A feszítópásmák egyenként 100 mm^2 -es keresztmetszeti területtel rendelkeznek, ezekből 7 darabot a főtartó két végén 2,60 m hosszban le kell csövezni a tartóvég felhasadásának elkerülése érdekében. Az elhelyezendő hosszvasak átmérője 10 és 16 mm, a kengyeleké 8 mm. A tartók pillérekhez való kapcsolódását a szelemen felső övében elhelyezett 2x2 darab, 50 mm átmérőjű és 180 mm magas PVC cső kirekesztéssel szükséges megoldani. A mozgatást és szállítást 4 db, a tervek szerint elhelyezett PFEIFER WK 10.0 emelőhorgony biztosítja. Egy elem tömege 11,45 tonna, szükséges betonmennyisége $4,58 \text{ m}^3$, zsaluzott felülete $47,60 \text{ m}^2$, melyből összesen 5 darab készül. A kötőgerendák változó hosszúságban, változó 24x50-120 cm-es keresztmetszettel előregyártott kivitelben készülnek. A gerendák pillérekhez való kapcsolódása az elhelyezett 2 darab, 50 mm átmérőjű, változó magasságú PVC cső kirekesztéssel biztosítandó. A mozgatást és szállítást 2 db, a tervek szerint elhelyezett PFEIFER WK 6.3 emelőhorgonnyal lehetséges végezni. Kötőgerendából 4 variáció, összesen 16 db készül. Talpgerendák szintén előregyártott kivitelben készülnek, 25 cm szélességben, változó magassággal és hosszúsággal. Rögzítésük a gerendák szélébe épített ovális furattal rendelkező 2x2 db szögacél szerelvénnel, a pillérek oldalához betoncsavarral történik. A mozgatást és szállítást 2 db, a tervek szerint elhelyezett PFEIFER WK 6.3 emelőhorgony biztosítja.

Az elemekből 4 variáció, 16 darab készül. A vízszintes előregyártott teherhordó szerkezetekre vonatkozó gyártási tűréshatár szélességben ± 3 mm, hosszában ± 10 mm.

2.4.3 Függőleges teherhordó szerkezetek

Fejépület: A szintek között monolit vasbeton pillérek és falak készülnek a nagyobb fesztávú áthidalások alátámasztására, falazat kiváltására, illetve az épület merevítésére. Jelen megbízás keretein belül a földszint feletti pillérek és falak vasalási tervei készültek el. Az alsó szint pillérei $-0,16$ és $+3,70$ m szintek között $3,86$ méter magassággal $50,60$ m² zsaluzott felülettel, $4,20$ m³ betonból készülnek. A hosszvasalás átmérője 16 mm, azokon a helyeken, ahol nem csak sarokvasalás fut a közbenső vasak pozíciója S- kengyellel biztosítandó. A hosszvasak az alsó síkon a talpgerendába betonozott rögzítő tüskékhez, a földem síkjában, a két pillér csatlakozásánál egymáshoz iránytöréssel csatlakoznak. A kengyelezés 8 mm átmérővel, az iránytöréseknél és az erőbevezetési helyek közelében sűrített kivitelben az oszlopok teljes hosszán végig vezetve kivitelezendő. Az emeleti pillérekről nem készült kiviteli terv, melyek a $+3,95$ és $+7,10$ m szintek között készülnek, zsaluzott felületük $33,80$ m², betonszükségletük $2,85$ m³. A földszinti pillérekhez hasonlóan az előzetes vizsgálatok alapján a tervezett keresztmetszetek 16 mm átmérőjű hosszvasalással kivitelezhetők. Az acélszerkezetű tetőkijáró oszlopai az ellenőrző számítások szerint SHS80x5 szelvényből építhetők meg. Az alsó szint falai $-0,16$ és $+3,70$ m szintek között $3,86$ méter magassággal $117,05$ m² zsaluzott felülettel, $11,45$ m³ betonból készülnek. A faltartók sarkaiba 2 darab 16 mm átmérőjű, közbenső helyzetben 12 mm-es hosszanti vasak építendő be, melynek keresztirányú elosztóvasalása 15 centiméterként kiosztott 10 mm-es betonacélból készül. A falazat vastagságától függően a kiviteli tervben megadott távtartó vasak ~ 1 db/m² arány szerint, C kengyelek ~ 4 db/m² elosztással a helyszínen behajtvá helyezendőek el. Az emeleti falakról nem készült kiviteli terv, melyek a $+3,95$ és $+7,10$ m szintek között készülnek, zsaluzott felületük $89,00$ m², betonszükségletük $9,70$ m³. A tartószerkezeti méretezés során az alsó és felső faltartókat együtt vizsgáltam, így a felső falak a földszintiekkel megegyező vasalással megépíthetők. A függőleges teherhordó szerkezetek betonozásának megkezdése előtt vasszerelést műszaki ellenőrnek át kell venni. Betonozás során kiemelt figyelmet kell fordítani a beton szakszerű bedolgozására, valamint a kész szerkezetek gondos utókezelésére.

Raktárcsarnok: Az előregyártott vasbeton pillérekből 50x50 cm-es keresztmetszettel 4 variációban, összesen 15 darab készül. Pillérek részletes vasalását lásd a kiviteli tervek szerint. Egy keresztmetszetben 14 db 25 mm átmérőjű hosszanti betonacél található, a kengyelezés 8 mm betonacél átmérővel két eltérő vasalakkal egymást váltó elhelyezéssel készül, a hosszanti betonacélok megfelelő rögzítése miatt. A pillér alsó felén, illetve az erőbevezetés helyén sűrített kengyeltávok alkalmazandók. Az oszlopok felállítása a 90 mm átmérőjű, 500 mm hosszú PVC kirekesztéssel, emelőrúddal biztosított, a szállítás 2 darab PFEIFER WK 8.0 emelőhorgony által végezhető. A csarnokszerkezet SHS 120x120x5 hosszanti merevítő rendszere a pillérek két oldalán elhelyezett 2x2 darab 300x300x12 mm-es acél csomólemezhez rögzítendő. A pillérek alsó szakaszai 1,05 m hosszon vízszintes bordázással készülnek a kehelynyakakkal történő együtt dolgozás elősegítése végett, melyeket a beépítés után epoxigyantás cementkeverékkel szükséges kitölteni. A tetőszelemenek és kötőgerendák a tervek szerinti geometriával elhelyezett betonacél tüskékre, és 1 cm vastag műgumi sarura ülnek fel, melyeket utólagosan szintén epoxigyantás cementkeverékkel kell kitölteni. A függőleges előregyártott teherhordó szerkezetekre vonatkozó gyártási tűréshatár szélességben ± 3 mm, hosszában ± 10 mm.

3. HIVATKOZÁSOK

1. ANON. [2021] ConSteel 14 Felhasználói Kézikönyv, internet-közlemény <https://consteelsoftware.com/>.
2. DÖVÉNYI Z. [2010] Magyarország kistájainak katasztere. Budapest: MTA Földrajztudományi Kutatóintézet.
3. MEI W. [2020] Stressed skin effect on the stability of steel structures, Hämeenlinna: Häme University of applied sciences.
4. SZABÓ K. [2021] Talajvizsgálati jelentés a Pomáz, Céhmaster u., hrsz.:3449/1 ingatlanon tervezett csarnok épülethez.

MELLÉKLETEK

SZÁMÍTÁSI MELLÉKLET

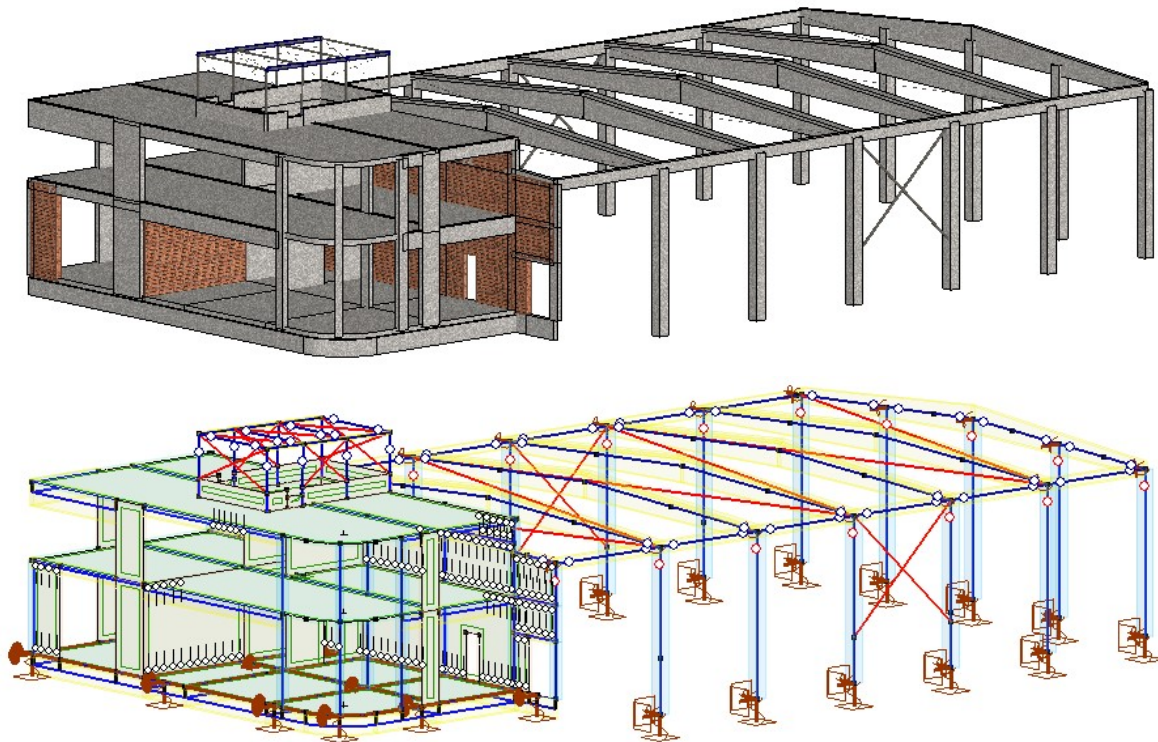
TARTALOMJEGYZÉK

Bevezetés	4
I. Előregyártott vasbeton csarnok	7
1.1 Geometria.....	7
1.2 Anyagminőségek.....	8
1.3 Terhek és teherkombinációk	9
1.3.1 Csarnok függőleges terhek.....	9
1.3.2 Csarnok vízszintes terhek.....	11
1.4 Vázszerkezet méretezés	18
1.4.1 Tetőszelemen (feszített tartó).....	18
1.4.1.1 Tartós tervezési helyzetben igénybevételek meghatározása	18
1.4.1.2 Geometria és anyagminőségek.....	19
1.4.1.3 Tartó ellenőrzése feszítéskor ($t=0$ időpontban)	19
1.4.1.3.1 Normálfeszültségek ellenőrzése tartóközépen.....	19
1.4.1.3.2 Normálfeszültségek ellenőrzése tartóvégen	21
1.4.1.4 Feszültségvesztések és hatásos feszítőerő	23
1.4.1.5 Tartó ellenőrzése végleges állapotban ($t=\infty$)	24
1.4.1.5.1 Ellenőrzés hajlításra tartóközépen.....	24
1.4.1.5.2 Határnyomaték meghatározása	26
1.4.1.5.3 Ellenőrzés nyírásra	26
1.4.1.5.4 Ellenőrzés tartóvégen.....	27
1.4.1.5.5 Használhatósági határállapotban igénybevételek meghatározása	28
1.4.1.5.6 Lehajlás ellenőrzése tartóközépen	29
1.4.1.6 Emelőhornyok méretezése.....	30
1.4.2 Hosszmerevítés	31
1.4.2.1 Geometria és anyagminőségek.....	31
1.4.2.2 Szilárdsági ellenőrzés.....	31
1.4.2.3 Stabilitásvesztés ellenőrzés	31
1.4.3 Közbenső helyzetű oszlop.....	32
1.4.3.1 Trapézlemez merevítő hatása (stressed skin design)	32
1.4.3.2 Tartós tervezési helyzetben igénybevételek meghatározása	33
1.4.3.3 Geometria és anyagminőségek.....	34
1.4.3.4 Külpontosság növekmények meghatározása	34
1.4.3.5 Külpontossággal növelt igénybevételek	35
1.4.3.6 Külpontosan nyomott oszlop teherbírása.....	35
1.4.3.7 Ellenőrzés nyírásra	39
1.4.3.8 Emelőhornyok méretezése.....	40
1.5 Alapozás méretezés.....	41
1.5.1 Kehelynek.....	41
1.5.1.1 Geometria és anyagminőségek.....	41
1.5.1.2 Vízszintes vasalás meghatározása.....	41
1.5.1.3 Nyírás ellenőrzése	42
1.5.1.4 Függőleges vasalás meghatározása.....	42
1.5.2 Pontalap	43
1.5.2.1 Geometria és anyagminőségek.....	43
1.5.2.2 2 Külpontosság vizsgálat.....	43
1.5.2.3 Alaptest méretezése hajlításra.....	44
1.5.2.4 Alaptest ellenőrzés átszúródásra.....	44

TARTALOMJEGYZÉK

II. Monolit vasbeton fejépület	46
2.1 Geometria.....	46
2.2 Anyagminőségek.....	47
2.3 Terhek és teherkombinációk	47
2.3.1 Fejépület függőleges terhek	47
2.3.1.1 Fejépület alaplemez terhek	47
2.3.1.2 Fejépület emeleti földem terhek	49
2.3.1.3 Fejépület lapostető földem terhek	52
2.3.2 Fejépület vízszintes terhek.....	54
2.4 Szerkezet méretezés	56
2.4.1 Földszint feletti földem	56
2.4.1.1 Geometria és anyagminőségek.....	56
2.4.1.2 Lemez tervezése y irányban, mezőben.....	57
2.4.1.3 Lemez tervezése y irányban, támasznál	58
2.4.1.4 Lemez tervezése x irányban, mezőben.....	59
2.4.1.5 Lemez tervezése x irányban, támasznál	60
2.4.1.6 Lemez ellenőrzése átszúródásra.....	61
2.4.1.7 Lemez ellenőrzése alakváltozásra	61
2.4.2 G1.3 Gerenda.....	64
2.4.2.1 Geometria és anyagminőségek.....	64
2.4.2.2 Gerenda tervezése hajlításra, támasznál	64
2.4.2.3 Gerenda tervezése hajlításra, mezőben.....	64
2.4.2.4 Gerenda tervezése nyírásra.....	65
2.4.2.5 Gerenda burkolóábra.....	66
2.4.3 G1.1 Gerenda.....	67
2.4.3.1 Geometria és anyagminőségek.....	67
2.4.3.2 Gerenda tervezése hajlításra, támasznál	67
2.4.3.3 Gerenda tervezése hajlításra, mezőben.....	68
2.4.3.4 Gerenda tervezése nyírásra.....	68
2.4.4 G1.2 Gerenda.....	69
2.4.4.1 Geometria és anyagminőségek.....	69
2.4.4.2 Gerenda tervezése hajlításra, támasznál	69
2.4.4.3 Gerenda tervezése hajlításra, mezőben.....	70
2.4.4.4 Gerenda tervezése nyírásra.....	70
2.4.4.5 Gerenda együttes burkolóábra.....	71
2.4.5 G1.4-G1.8 Gerenda.....	72
2.4.6 P1.2 Vasbeton pillér.....	73
2.4.6.1 Geometria és anyagminőségek.....	73
2.4.6.2 Tartós tervezési helyzetben igénybevételek meghatározása	74
2.4.6.3 Külpontosság növekmények meghatározása	74
2.4.6.4 Külpontosan nyomott oszlop teherbírása.....	75
2.4.7 P1.1-P1.9 Vasbeton pillér.....	76
2.4.8 F0.1-F0.5 Vasbeton fal	77

Raktárcsarnok és irodaház számítási dokumentáció



Bevezetés:

Jelen dokumentáció keretein belül egy előregyártott vasbeton csarnok, és a hozzá tartozó monolit vasbeton fal és pillérvázás épület együttesét vizsgáltam. A tartószerkezeti számítások során a szerkezet egészét egyben, és külön is több végelem modellel ellenőriztem, illetve validáló kézi számításokat is végeztem.

A számítási melléklet első felében az előregyártott csarnokszerkezet terheinek felvételét, a létrejövő igénybevételeket és az azokra való méretezést mutatom be a feszített vasbeton tetőszelemeneken és a vasbeton pilléreken keresztül.

A második számítási részben a fejpület teherfelvételét, az igénybevételek alakulását és a földszint feletti pillérek, gerendák, falak és földem méretezését mutatom be.

Anyagminőségek:

Beton:

monolit vasbeton szerkezetek: C30/37

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 2.9 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 33 \text{ GPa}$$

$$f_{cd} = 20 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd} = 1.4 \text{ MPa}$$

előregyártott vasbeton szerkezetek: C50/60

$$f_{ck} = 50 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 4.1 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 37 \text{ GPa}$$

$$f_{cd} = 33.3 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd} = 1.9 \text{ MPa}$$

Betonacél: B500

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200 \text{ GPa}$$

$$f_{yd} = 435 \text{ MPa}$$

Szerkezeti acél: S235

$$f_y = 235 \text{ MPa}$$

$$f_u = 360 \text{ MPa}$$

$$E = 210 \text{ GPa}$$

Feszítópázsma: FP1860

$$f_{pk} := 1860 \text{ MPa}$$

$$0.9 f_{pd} = 1455.66 \text{ MPa}$$

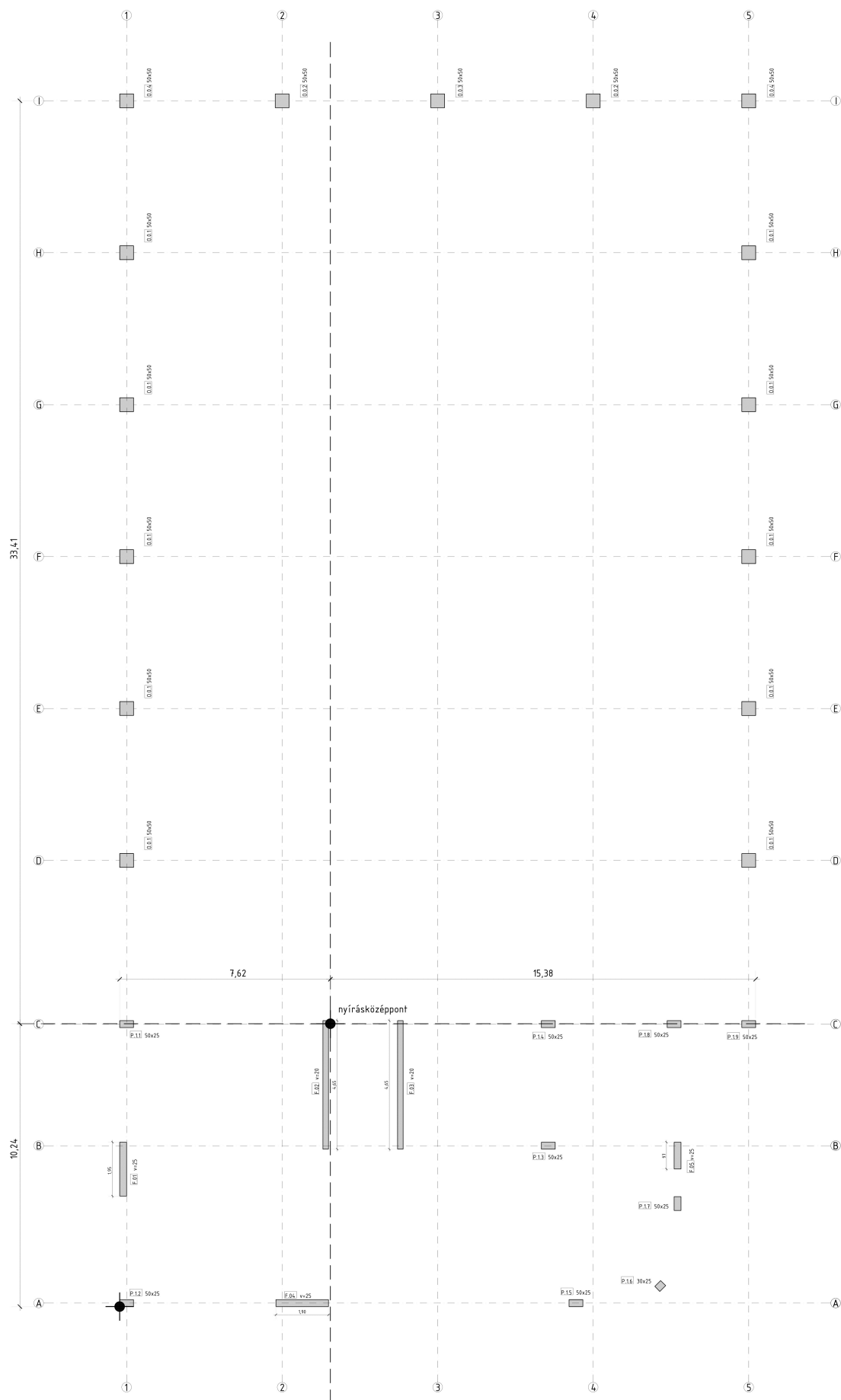
$$E_p := 195 \text{ GPa}$$

$$f_{pd} := 1617.4 \text{ MPa}$$

$$f_{p01k} := 1500 \text{ MPa}$$

Geometria:

Teljes épületgyűttes függőleges teherhordó szerkezeti elemeinek alaprajza, és nyírasközéppontja:



A teljes modell nyírasközéppontja a kézi számítás alapján x irányban 7,62, y irányban 10,24 méter. Ugyanazenen értékek az AXIS VM szoftverben x irányban 7,92 és 10,26 méterre adódnak. A kézi számítás során a pontosság érdekében a szerkezeti elemek erős és gyenge tengely körüli inerciáját, illetve az eltérő anyagminőség hatását is figyelembe vettem.

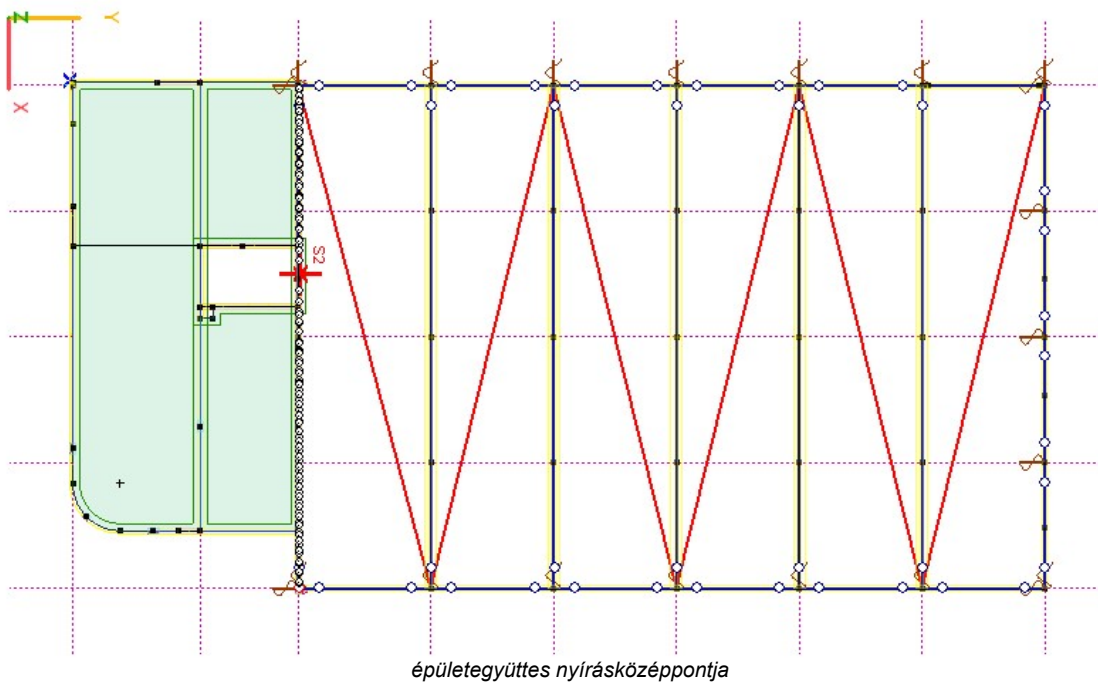
	X	I _x [m ⁴]	x [m]	I _y [m ⁴]	y [m]
C 30/37 VASBETON	F.01	0,154	0,125	0,003	4,975
	F.02	1,676	7,450	0,003	8,025
	F.03	1,676	10,150	0,003	8,025
	F.04	0,002	6,600	0,143	0,125
	F.05	0,019	20,175	0,001	5,465
	P.1.1	0,001	0,250	0,003	10,225
	P.1.2	0,001	0,250	0,003	0,125
	P.1.3	0,001	15,500	0,003	5,825
	P.1.4	0,001	15,500	0,003	10,225
	P.1.5	0,001	16,500	0,003	0,125
	P.1.6	0,0005	19,550	0,0005	0,745
	P.1.7	0,003	20,175	0,001	3,730
	P.1.8	0,001	20,050	0,003	10,225
	P.1.9	0,001	22,750	0,003	10,225
FAJAZOTT	1	4,630	2,975	0,013	7,425
	2	0,002	1,100	0,102	0,125
	3	0,002	1,150	0,122	10,225
	4	0,022	8,863	106,472	10,225
C 50/60 VASBETON	D-bal	0,005	0,250	0,005	16,150
	D-jobb	0,005	22,750	0,005	16,150
	E-bal	0,005	0,250	0,005	21,650
	E-jobb	0,005	22,750	0,005	21,650
	F-bal	0,005	0,250	0,005	27,150
	F-jobb	0,005	22,750	0,005	27,150
	G-bal	0,005	0,250	0,005	32,650
	G-jobb	0,005	22,750	0,005	32,650
	H-bal	0,005	0,250	0,005	38,150
	H-jobb	0,005	22,750	0,005	38,150
	I-bal	0,005	0,250	0,005	43,650
	I-balközép	0,005	5,875	0,005	43,650
	I-közép	0,005	11,500	0,005	43,650
	I-jobbközép	0,005	17,125	0,005	43,650
	I-jobb	0,005	22,750	0,005	43,650
SZUM PTH		4,657	-	106,709	-
SZUM C 30/37		3,535	-	0,172	-
SZUM C 50/60		0,078	-	0,078	-

NYÍRÁSKÖZÉPPONT	
x ₀ [m]	7,62
y ₀ [m]	10,24

X	E [kN/cm ²]
C30/37	3280
C50/60	3730
PTH	526

$$x_0 = \frac{\sum (I_x \cdot x) \cdot E_x}{\sum I_x \cdot E_x} = 7.62 \text{ m}$$

$$y_0 = \frac{\sum (I_y \cdot y) \cdot E_y}{\sum I_y \cdot E_y} = 10.24 \text{ m}$$



I. Előregyártott vasbeton csarnok:

1.1 Geometria:

raszter méret:

raszter x $x_t := 5.625 \text{ m}$

raszter y $y_{t1} := 5.50 \text{ m}$ $y_{t2} := 5.925 \text{ m}$

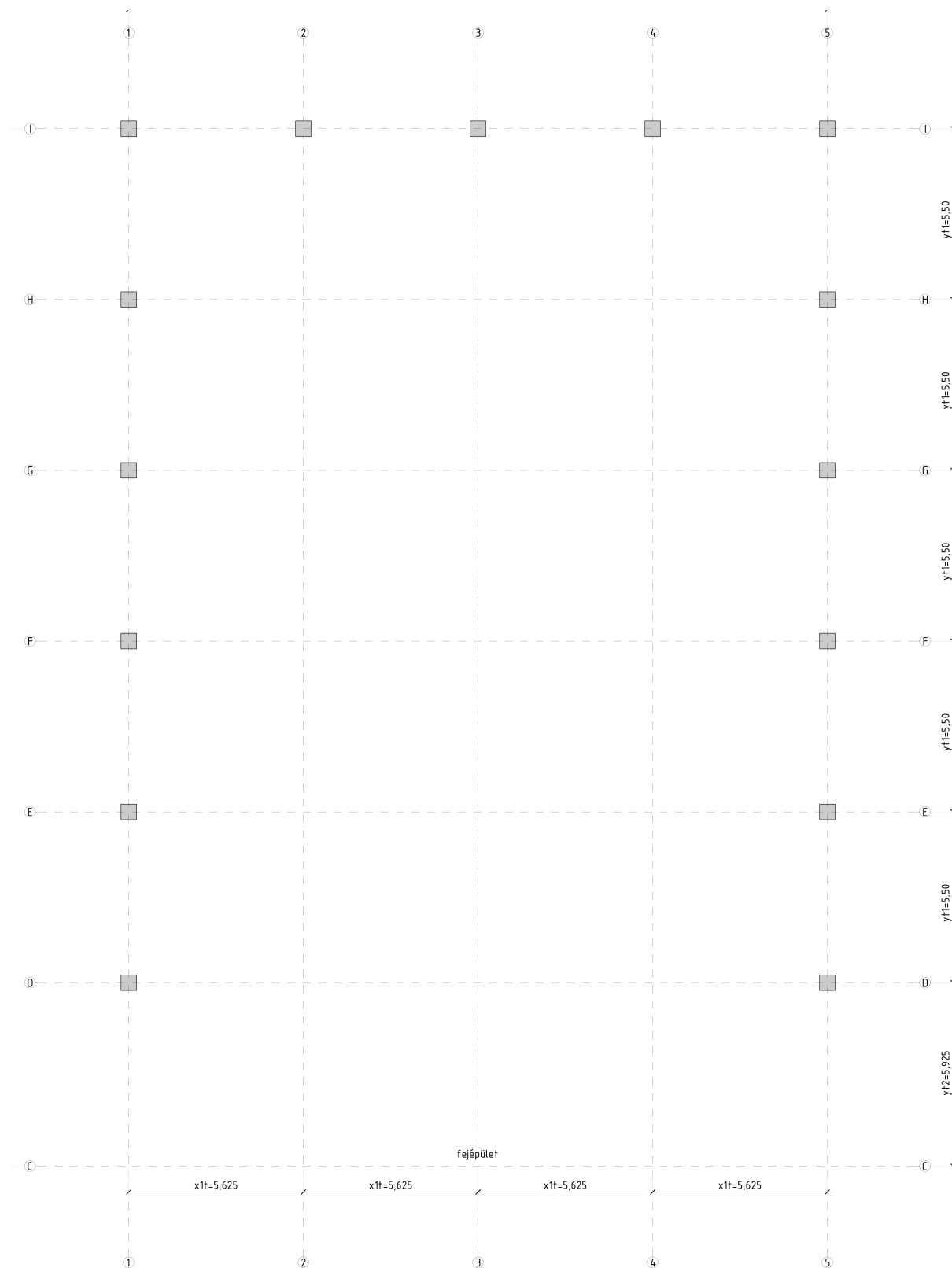
befoglaló méret:

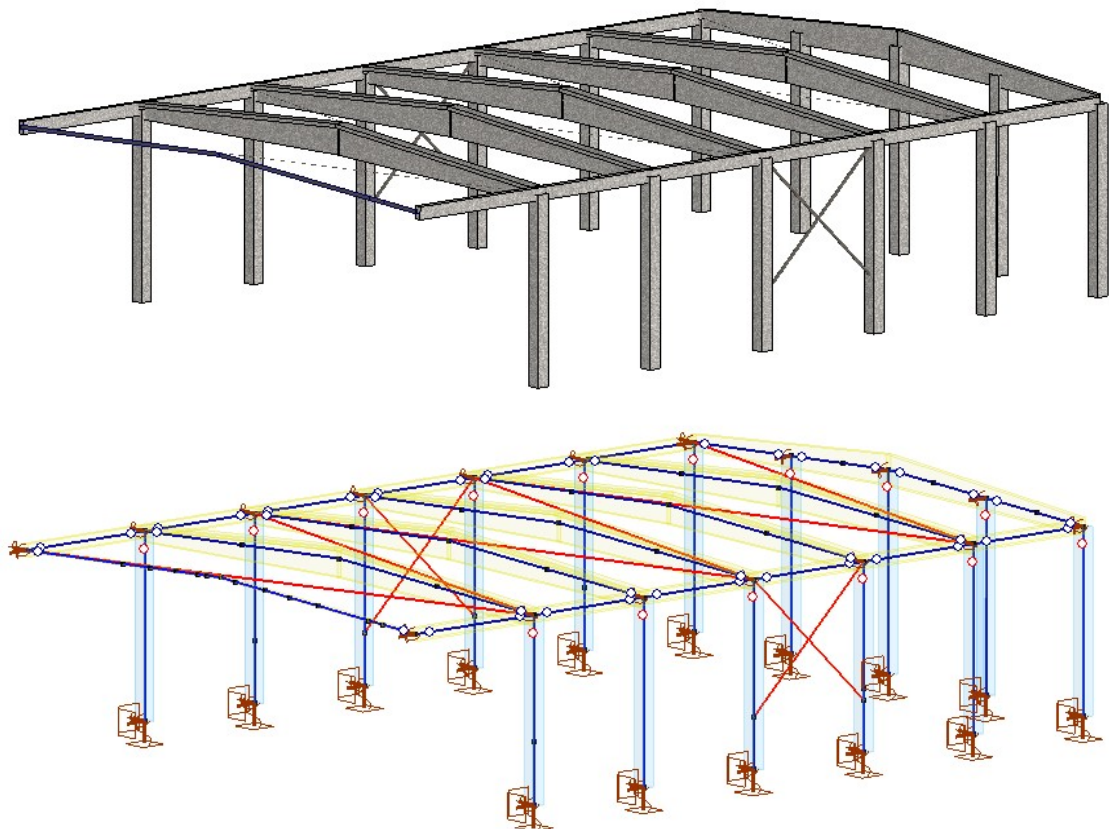
$X := 4 \cdot x_t = 22.5 \text{ m}$

$Y := 5 \cdot y_{t1} + y_{t2} = 33.425 \text{ m}$

teljes terület:

$A := X \cdot Y = 752.06 \text{ m}^2$

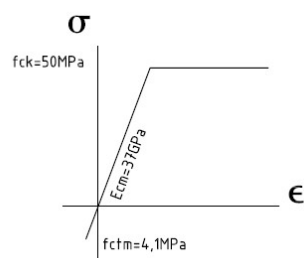




1.2 Anyagminőségek:

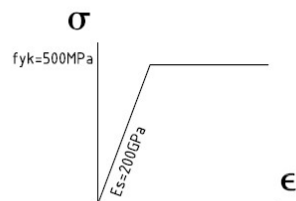
Beton minőség: C50/60

$f_{ck} = 50 \text{ MPa}$
 $f_{cd} = 33.3 \text{ MPa}$
 $f_{ctm} = 4.1 \text{ MPa}$
 $f_{ctd} = 1.9 \text{ MPa}$
 $E_{cm} = 37 \text{ GPa}$



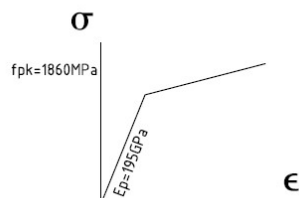
Betonacél minőség: B500B

$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
 $f_{yd} = 435 \text{ MPa}$
 $E_s = 200 \text{ GPa}$



Feszítőpárizma minőség: FP100/1860

$f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$
 $f_{pd} = 1617.4 \text{ MPa}$
 $0.9 f_{pd} = 1455.66 \text{ MPa}$
 $E_p = 195 \text{ GPa}$
 $f_{p01k} = 1500 \text{ MPa}$



1.3 Terhek és teherkombinációk: (közbenső, általános helyzetű keretállás)

1.3.1 Csarnok függőleges terhek:

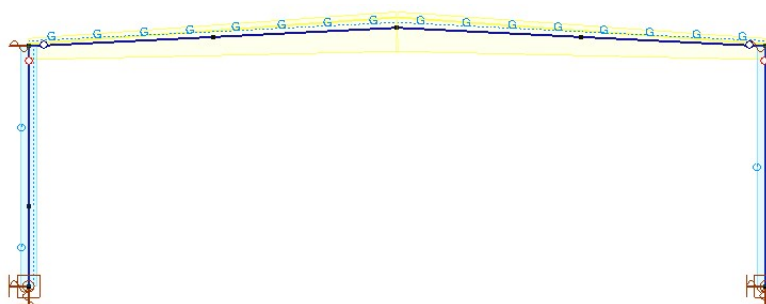
Állandó terhek:

Szerkezet önsúly: $\gamma_G := 1.35$ $\gamma_A := 1.00$ $\psi_{0G} := 0$ $\psi_{1G} := 0$ $\psi_{2G} := 0$

Tetőszelemen $A_{tsz_á} := 0.20 \text{ m}^2$ $\gamma_c := 25 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$ $g_{tsz} := A_{tsz_á} \cdot \gamma_c = 5 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$

Oszlop $A_o := 0.25 \text{ m}^2$ $\gamma_c := 25 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$ $g_o := A_o \cdot \gamma_c = 6.25 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$

Kötőgerenda $A_{kg} := 0.12 \text{ m}^2$ $\gamma_c := 25 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$ $g_{kg} := A_{kg} \cdot \gamma_c = 3 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$

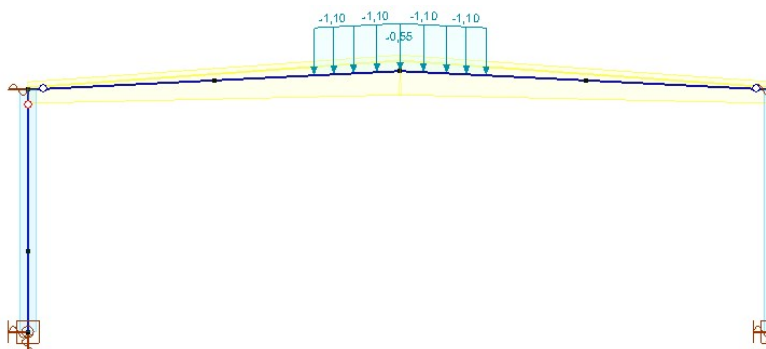


szerkezet önsúly

Felülvilágító szerkezet

$g_{fv} := 0.20 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$

$g_{fv} \cdot t = 1.1 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$



felülvilágító önsúly

Csarnok rétegrend (RT):

KINGSPAN tetőpanel

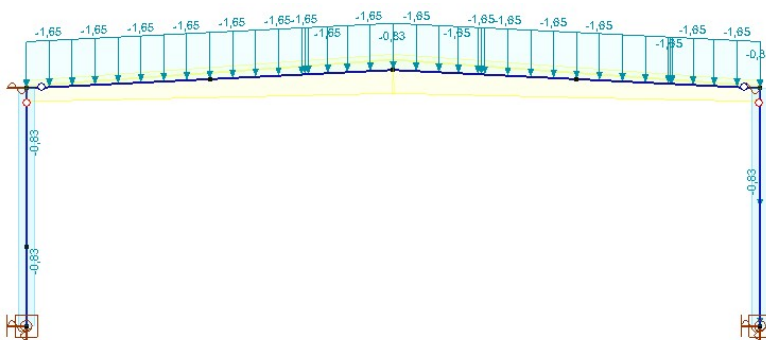
$g_{RT} := 0.30 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$

$g_{RT} \cdot t = 1.65 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$

KINGSPAN falpanel

$g_{fp} := 0.15 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$

$g_{fp} \cdot t = 0.83 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$



rétegrendi teher

Esetleges terhek:

Hóteher: $\gamma_s := 1.5$ $\gamma_A := 1.00$ $\psi_{0s} := 0.50$ $\psi_{1s} := 0.20$ $\psi_{2s} := 0$

$$s_k := 1.25 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2} \quad \text{felszíni hőteher karakterisztikus értéke 400m tengerszint feletti magasságig}$$
 $\mu_1 := 0.8$ *hóteher alaki tényezője*

$C_e := 1.0$ szél hatását is figyelembe vevő tereptényező

$C_t := 1.0$ *hőmérsékleti tényező*

Hóteher karakterisztikus értéke: $s := C_e \cdot C_t \cdot \mu_1 \cdot s_k = 1 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$ $s \cdot t = 5.5 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$

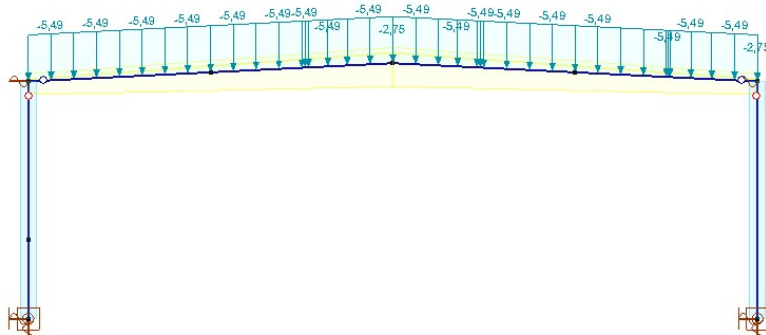
$$\gamma_{\text{set}} := 2 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3} \quad \text{megülepedett hó térfogatsúlya}$$

$h := 1.4 \text{ m}$ *tető fölé emelkedő akadály magassága*

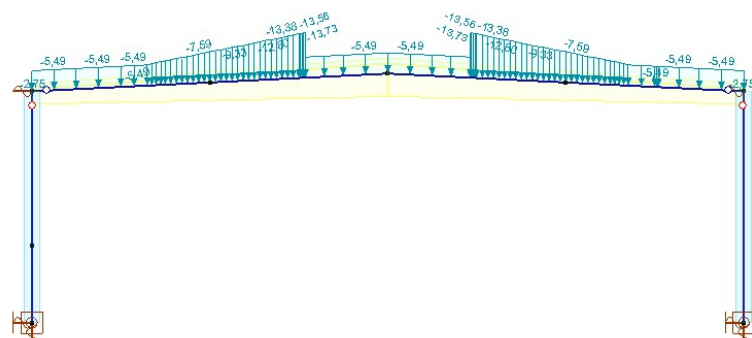
$$\mu_{w2} := \min\left(2.0, \frac{\gamma_{\text{set}} \cdot h}{s_k}\right) = 2 \geq 0.80$$

$$l_s := \max(5 \cdot m, 2 \cdot h) = 5 \cdot m \leq 15 \cdot m$$

A felülvilágítótól vízszintes értelemben 5 m hosszón a hőteher alapértékének alaki tényezője 0,8 helyett, 0,8 és 2 értékek között lineárisan interpolálódik.



hóteher



felhalmozódó hőteher

Tető hasznos: $\gamma_p := 1.50$ $\gamma_A := 1.00$ $\psi_{0p} := 0$ $\psi_{1p} := 0$ $\psi_{2p} := 0$

$q_p := 0.40 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$ "H" használati osztály, nem járható tető, 5 fokos hajlásszöggel

Jelen esetben nem mértékadó, hiszen egyidejűségi tényezőjének értéke 0.

Gépészet:

$$\gamma_{\text{gép}} := 1.50$$

$$\gamma_A := 1.00$$

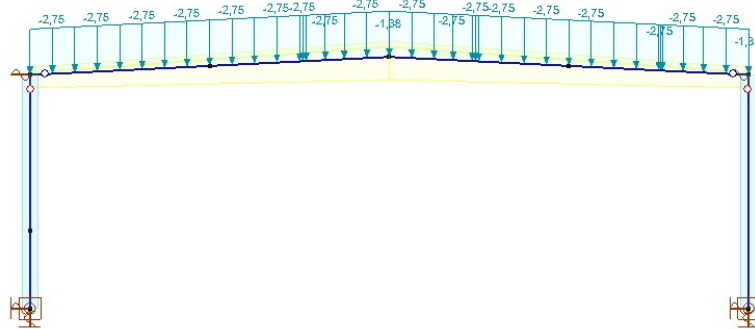
$$\psi_{0\text{gép}} := 1$$

$$\psi_{1\text{gép}} := 1$$

$$\psi_{2\text{gép}} := 1$$

$$g_{\text{gép}} := 0.5 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$$

$$g_{\text{gép}} \cdot t = 2.75 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$$



gépészeti teher

Rendkívüli terhek:

Rendkívüli hőteher:

$$\gamma_s := 1.50$$

$$\gamma_A := 1.00$$

$$\psi_{0s} := 0.50$$

$$\psi_{1s} := 0.20$$

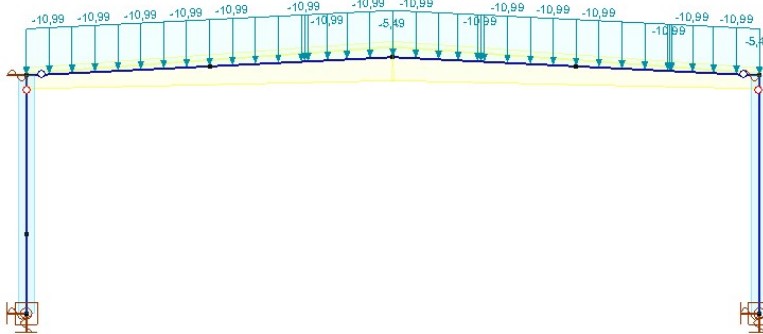
$$\psi_{2s} := 0$$

$$C_{\text{esl}} := 2.0$$

rendkívüli hőteher tényezője

$$s_{\text{Ad}} := C_{\text{esl}} \cdot s_k \cdot \mu_1 = 2 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$$

$$s_{\text{Ad}} \cdot t = 11 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$$



rendkívüli hőteher

1.3.2 Csarnok vízszintes terhek:

Csarnok nyírasközéppontja:

Az épület függőleges teherhordó szerkezeteire ható erők nagyságát a merevségi középponttól való távolságuk befolyásolja, meghatározása az alábbi összefüggésből számítható:

C 50/60 VASBETON	CSARNOK OSZLOP	D-bal	0,005	0,250	0,005	16,150
		D-jobb	0,005	22,750	0,005	16,150
		E-bal	0,005	0,250	0,005	21,650
		E-jobb	0,005	22,750	0,005	21,650
		F-bal	0,005	0,250	0,005	27,150
		F-jobb	0,005	22,750	0,005	27,150
		G-bal	0,005	0,250	0,005	32,650
		G-jobb	0,005	22,750	0,005	32,650
		H-bal	0,005	0,250	0,005	38,150
		H-jobb	0,005	22,750	0,005	38,150
		I-bal	0,005	0,250	0,005	43,650
		I-bal közép	0,005	5,875	0,005	43,650
		I-közép	0,005	11,500	0,005	43,650
		I-jobb közép	0,005	17,125	0,005	43,650
		I-jobb	0,005	22,750	0,005	43,650
Σ	SZUM C 50/60	0,078	-	0,078	-	

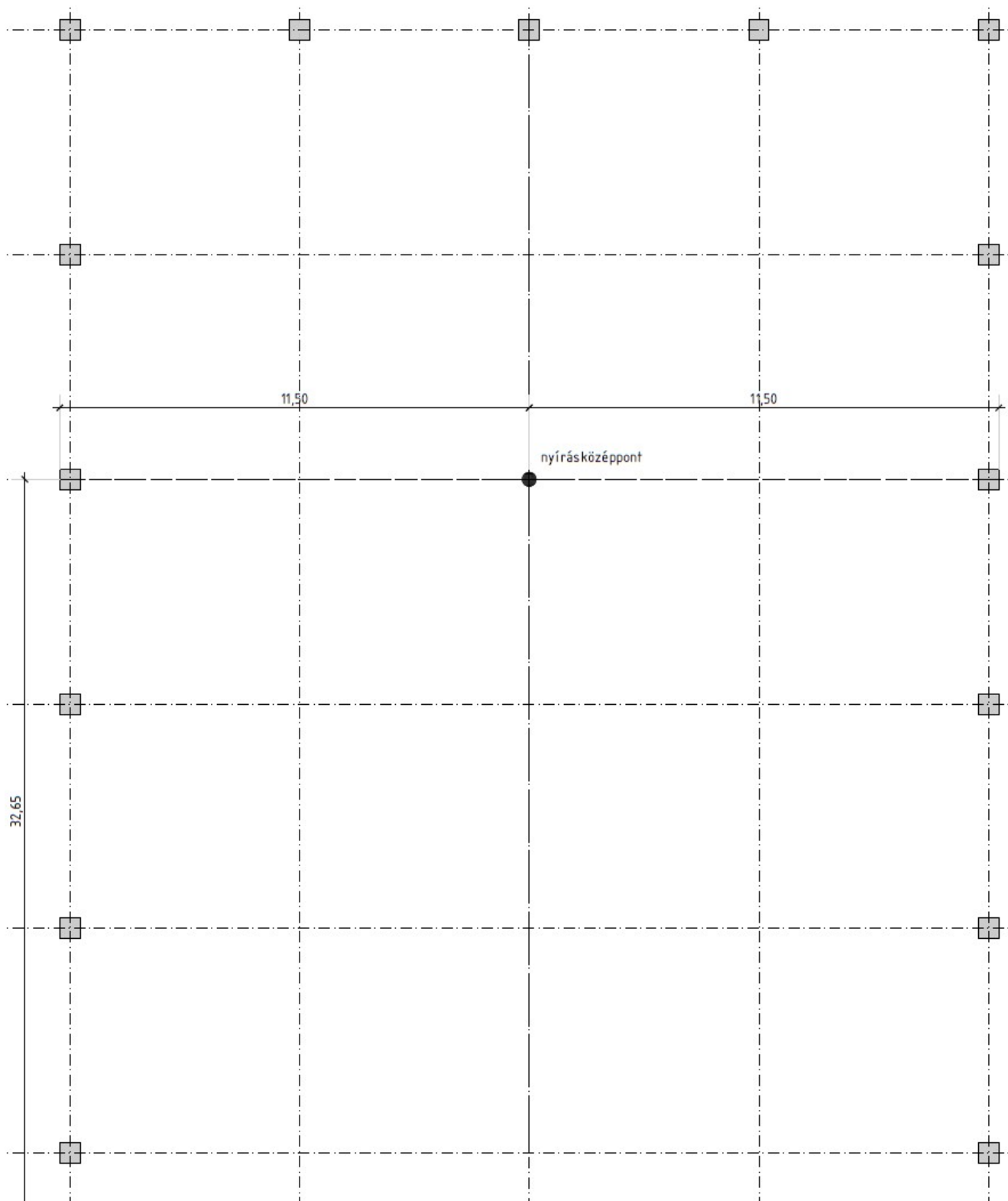
X	E [kN/cm ²]
C30/37	3280
C50/60	3730
PTH	526

$$x_0 = \frac{\sum (I_x \cdot x) \cdot E_x}{\sum I_x \cdot E_x} = 11.50 \text{ m}$$

$$y_0 = \frac{\sum (I_y \cdot y) \cdot E_y}{\sum I_y \cdot E_y} = 32.65 \text{ m}$$

NYÍRÁSKÖZÉPPONT

x0 [m]	11.50
y0 [m]	32.65



Esetleges terhek:

Szélteher:

$$\gamma_w := 1.50$$

$$\gamma_A := 1.00$$

$$\psi_{0w} := 0.60$$

$$\psi_{1w} := 0.20$$

$$\psi_{2w} := 0$$

$$c_{dir} = c_{season} = c_0 = 1.00$$

$$z := 7.30 \text{ m}$$

terepszint feletti magasság

$$q_p := 0.90 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$$

1. beépítettségi kategóriához tartozó torlónyomás értéke

$$c_{fr} := 0.01$$

szélsúrlódási tényező (sima felület)

Függőleges felületre ható szélteher

$$b := 33.55 \text{ m} \quad d := 23.00 \text{ m} \quad h := 6.60 \text{ m} \quad e := \min(b, 2h) = 13.2 \text{ m}$$

$$\frac{e}{5} = 2.64 \text{ m} \quad \frac{4}{5} e = 10.56 \text{ m} \quad d - e = 9.8 \text{ m} \quad \frac{h}{d} = 0.287$$

függőleges felületek külső nyomási tényezői										
h/d	A		B		C		D		E	
	széliránnyal párhuzamos felület		széliránnyal párhuzamos felület		széliránnyal párhuzamos felület		széltámadta oldal		szélárnyékos oldal	
	C _{pe,10}	C _{pe,1}	C _{pe,10}	C _{pe,1}	C _{pe,10}	C _{pe,1}	C _{pe,10}	C _{pe,1}	C _{pe,10}	C _{pe,1}
≥ 5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		0,8	1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		0,8	1,0	-0,5	
≤ 0,25	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		0,7	1,0	-0,3	
0,317	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		0,71	1,0	-0,32	

(A) széliránnyal párhuzamos felület

$$A_T := \frac{e}{5} \cdot h = 17.42 \text{ m}^2$$

$$w_{e_A} := -1.2 \cdot q_p = -1.08 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$$

(B) széliránnyal párhuzamos felület

$$B_T := \frac{4}{5} e \cdot h = 69.7 \text{ m}^2$$

$$w_{e_B} := -0.8 \cdot q_p = -0.72 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$$

(C) széliránnyal párhuzamos felület

$$C_T := (d - e) \cdot h = 64.68 \text{ m}^2$$

$$w_{e_C} := -0.5 \cdot q_p = -0.45 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$$

(E) szélárnyékos oldal

$$E_T := b \cdot h = 221.43 \text{ m}^2$$

$$w_{e_E} := -0.32 \cdot q_p = -0.29 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$$

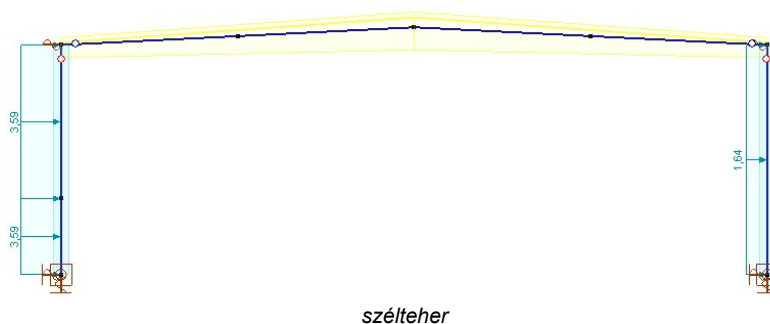
(D) szeltámadta oldal

$$D_T := b \cdot h = 221.43 \text{ m}^2$$

$$w_{eD} := 0.71 \cdot q_p = 0.64 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$$

$$w_k := w_{eD} - w_{eE} + c_{fr} \cdot q_p = 0.94 \text{ kN} \cdot m^{-2}$$

$$w_k \cdot t = 5.15 \text{ kN} \cdot m^{-1}$$



Rendkívüli terhek:

Ütközési teher:

$$\gamma_k := 1.50$$

$\gamma_A := 1.00$

$$\psi_{0k} := 0.50$$

$$\psi_{1k} := 0$$

$$\psi_{2k} := 0$$

$$h := 0.75 \text{ m}$$

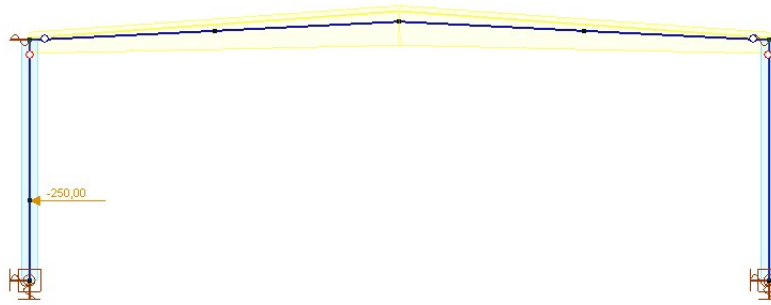
ütközési erő eredőjének magassága

$$W := 50 \text{ kN}$$

targonca önsúlya (3t) + megengedett terhelés (2t)

$$F_k := 5 \cdot W = 250 \text{ kN}$$

ütközési erő



rendkívüli ütközési teher

Földrengés teher:

$$\gamma_I := 1.00$$

IV_{zóna}

E_{osztály}

$$Q := 1640 \text{ kN}$$

$$S := 1.40$$

II. fontossági osztály: átlagos épület

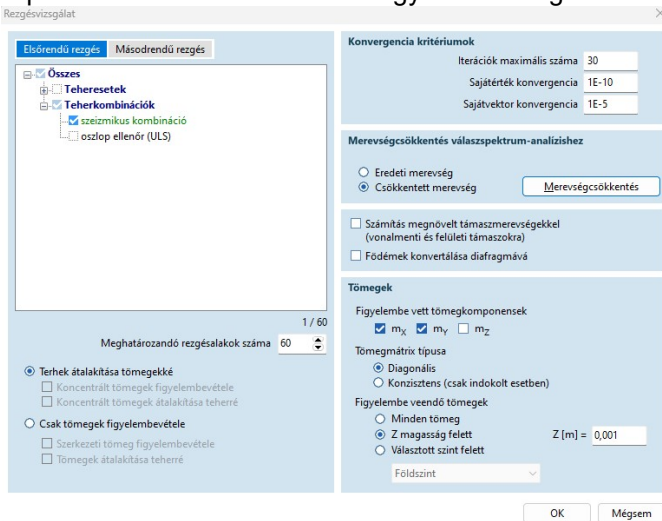
csarnok elhelyezkedése

üledékes réteg a felszínen, 5 és 20 m közti C és D típusú rétegekkel, alul merevebb talajjal

épület szeizmikus teherkombináció szerinti függőleges terhe

talajszorzó

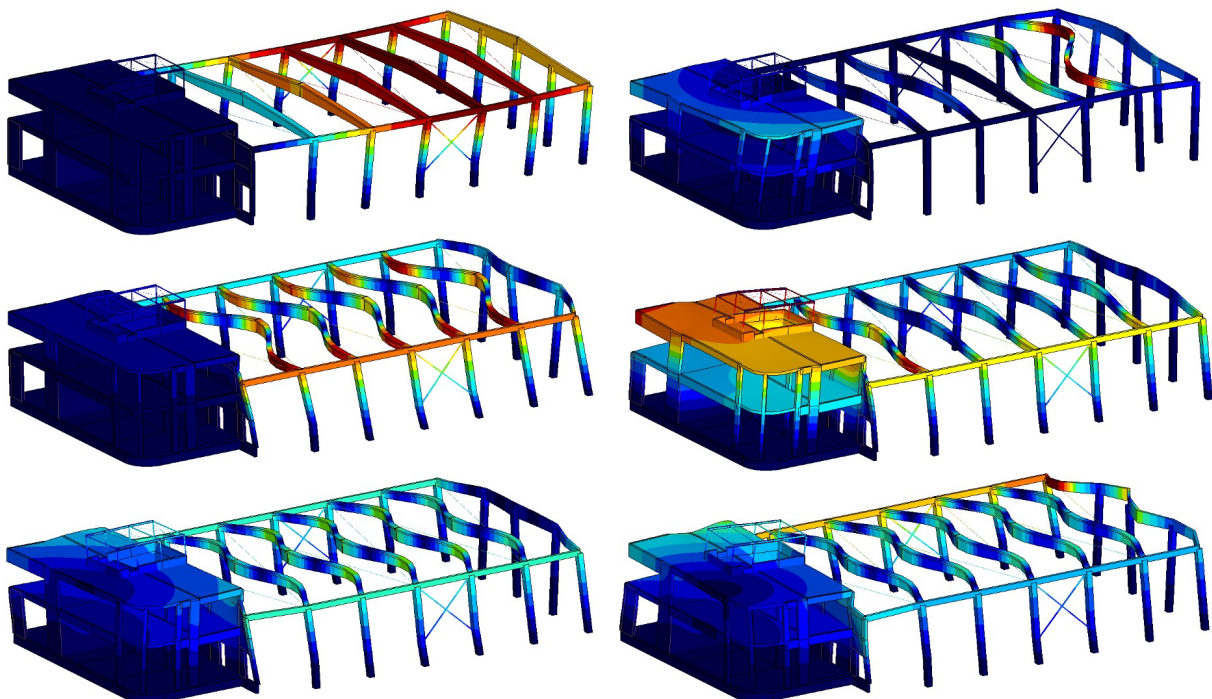
A földrengés hatását az AXIS VM program segítségével, modális válaszspektrum analízis módszerével az épületrészekre külön-külön és egyben is vizsgáltam. A következőkben a teljes épület földrengésvizsgálatát mutatom



Első lépésként kézi szeizmikus teherkombinációt készítettem, majd ezen terheket tömegekké alakítva lefuttattam a rezgésvizsgálatot. A talpgerenda "el nem mozduló" tömegét nem vettem figyelembe, ezért csak a 0,001m szint feletti tömegekkel számoltam. A vasbeton szerkezetek merevségét 50%-al csökkentettem a berepedés hatása miatt, majd az első 60 rezgésalak meghatározását kértem.

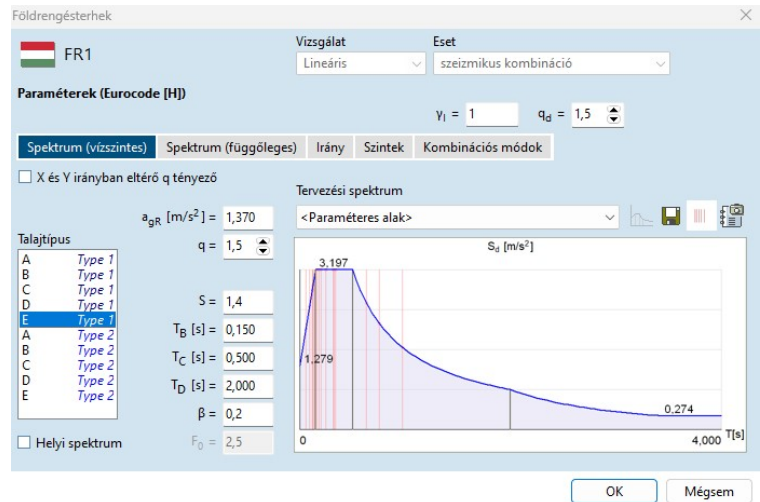
A meghatározott 60 rezgésalakból 15-öt vettem figyelembe, azon kis rezgésalakokat amelyek tömegrészesedése nem volt jelentős kihagytam a számításból.

Az így elért tömegrészesedés y-irányban 90,10%, x-irányban 92,40%, z irányban nem vizsgáltam.



főbb rezgésalakok elmozdulásai (eR)
tömegrészesedés >5%

A lefuttatott rezgésvizsgálat alapján a földrengéstéher generáló modul segítségével meghatároztam az alkalmazandó terheket. A szintek közötti csavaróhatás számítását bekapcsoltam, a modális válaszok kombinációját automatikusra állítottam.

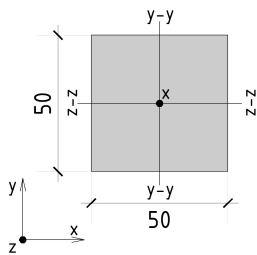


Állandó terhek:

Építési pontatlanság: $\gamma_{imp} := 1.50$ $\gamma_A := 1.00$ $\Psi_{0ép} := 1.00$ $\Psi_{1ép} := 1.00$ $\Psi_{2ép} := 1.00$

A tartószerkezet geometriája az építési pontatlanságok következményeként eltér a tervezettől, ez többletet jelent a hajlítási igénybevételeknél, melyet az oszlopok és az alaptest méretezése esetében is figyelembe kell venni. Az elkülönített oszlopok ferdeségéből adódó külpontosság meghatározásához először meg kell határozni az elemek két főirányhoz tartozó kihajlási hosszát, melyet a következők szerint határoztam meg:

Pillér geometria:



$$h_o := 50 \text{ cm}$$

$$b_o := 50 \text{ cm}$$

$$H_o := 7.30 \text{ m}$$

Az AXIS VM kihajlásvizsgálat moduljának segítségével meghatároztam a kritikus normálerőket, melyekből az alábbi összefüggés alapján számoltam ki az egyes irányokhoz tartozó kihajlási hosszokat.

$$l_0 = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot EI}{N_{cr}}}$$

Kilendítő erő:

$$N_{Ed} := 1000 \text{ kN}$$

Kihajlási hossz keretsíkban y-y lokális tengely körül: (kilendülő, X-Z sík)

$$\alpha_{cr_y} := 7.87$$

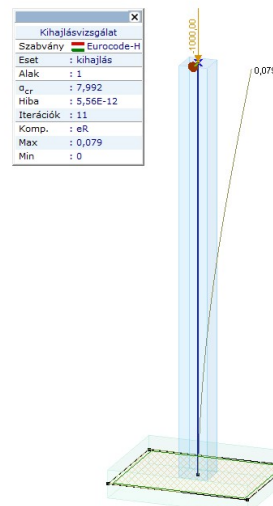
$$N_{cr_y} := \alpha_{cr_y} \cdot N_{Ed} = 7870 \text{ kN}$$

$$I_{y_o} := \frac{b_o \cdot h_o^3}{12} = 520833.33 \text{ cm}^4$$

$$l_{o_y} := \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_{cm} \cdot I_{y_o}}{N_{cr_y}}} = 15.55 \text{ m}$$

$$v_y := \frac{l_{o_y}}{H_o} = 2.13$$

A konzervatív feltételezés szerint v_y értéke 2,0-ra vehető fel, azonban ez abban az esetben helytálló, ha alul tökéletesen merev befogással számolunk. Jelen esetben az alaptestet, mint héjelem modelleztem és az altalaj hatását figyelembe véve felületét rugalmasan ágyaztam, így az el is tud fordulni.



Kihajlási hossz keretsíkra merőlegesen z-z lokális tengely körül: (megtámasztott, Y-Z sík)

$$\alpha_{cr_z} := 44.575$$

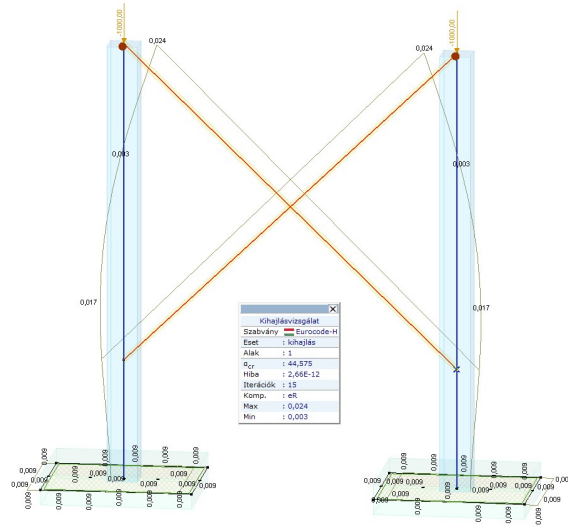
$$N_{cr_z} := \alpha_{cr_z} \cdot N_{Ed} = 44575 \text{ kN}$$

$$I_{z_o} := \frac{b_o^3 \cdot h_o}{12} = 520833.33 \text{ cm}^4$$

$$l_{o_z} := \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_{cm} \cdot I_{z_o}}{N_{cr_z}}} = 6.53 \text{ m}$$

$$v_z := \frac{l_{o_z}}{H_o} = 0.89$$

Az előző esethez hasonlóan v_z értéke 0,70-re vehető fel, azonban ez abban az esetben helytálló, ha alul mereven befogott, felül megtámasztott. Az alaptestet ebben az esetben is, mint héjelem modelleztem és az általa hatását figyelembe véve felületét rugalmasan ágyaztam, a merev támasz helyett pedig a tényleges merevítőrendszer megtámasztását modelleztem.



Figyelembe vehető külpontosság: (Biztonság javára nagyobb, két irányban azonos külpontossági értéket veszek figyelembe)

$$e_{iy} := \frac{l_{o_y}}{400} = 3.89 \text{ cm}$$

$$e_{iy} := 5 \text{ cm}$$

$$e_{iz} := \frac{l_{o_z}}{400} = 1.63 \text{ cm}$$

$$e_{iz} := 5 \text{ cm}$$

$$T_o := y_{tl} \cdot 2 \cdot x_t = 61.88 \text{ m}^2$$

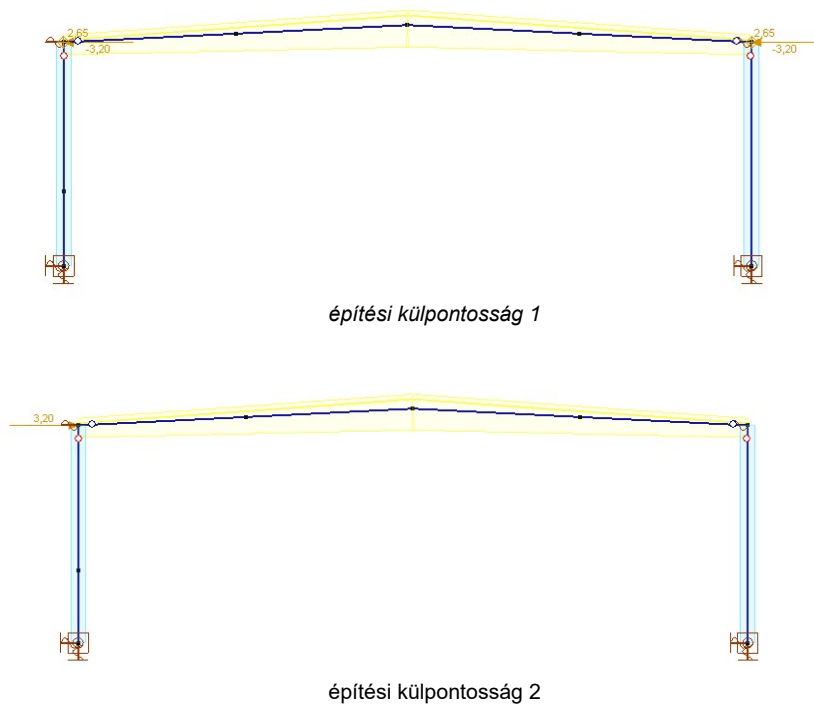
közbenő helyzetű oszlop terhelőmezője

	normál erő:	horizontális erő keretsíkban:
Héjalás:	$N_{o_rtg} := g_{RT} \cdot T_o = 18.56 \text{ kN}$	$F_{o_rtg} := (N_{o_rtg} \cdot e_{iy}) \cdot H_o^{-1} = 0.13 \text{ kN}$
Falpanel:	$N_{o_fp} := H_o \cdot y_{tl} \cdot g_{fp} = 6.02 \text{ kN}$	$F_{o_fp} := (N_{o_fp} \cdot (e_{iy} + 31 \text{ cm})) \cdot H_o^{-1} = 0.3 \text{ kN}$
Felülvilágító:	$N_{o_fv} := 5.2 \text{ m} \cdot y_{tl} \cdot g_{fv} \cdot 0.5 = 2.86 \text{ kN}$	$F_{o_fv} := (N_{o_fv} \cdot e_{iy}) \cdot H_o^{-1} = 0.02 \text{ kN}$
Szelemen:	$N_{o_tsz} := g_{tsz} \cdot 2 \cdot x_t = 56.25 \text{ kN}$	$F_{o_tsz} := (N_{o_tsz} \cdot e_{iy}) \cdot H_o^{-1} = 0.39 \text{ kN}$
Kötőgerenda:	$N_{o_kg} := y_{tl} \cdot g_{kg} = 16.5 \text{ kN}$	$F_{o_kg} := (N_{o_kg} \cdot (e_{iy} + 13.5 \text{ cm})) \cdot H_o^{-1} = 0.42 \text{ kN}$
Oszlop:	$N_{o_o} := H_o \cdot g_o = 45.63 \text{ kN}$	$F_{o_o} := (N_{o_o} \cdot e_{iy}) \cdot H_o^{-1} = 0.31 \text{ kN}$
Gépészet:	$N_{o_gép} := g_{gép} \cdot T_o = 30.94 \text{ kN}$	$F_{o_gép} := (N_{o_gép} \cdot e_{iy}) \cdot H_o^{-1} = 0.21 \text{ kN}$
Hasznos:	$N_{o_p} := q_p \cdot T_o = 55.69 \text{ kN}$	$F_{o_p} := (N_{o_p} \cdot e_{iy}) \cdot H_o^{-1} = 0.13 \text{ kN}$
Hóteher:	$N_{o_s} := s \cdot T_o = 61.88 \text{ kN}$	$F_{o_s} := (N_{o_s} \cdot e_{iy}) \cdot H_o^{-1} = 0.42 \text{ kN}$
Rendkívüli hóteher:	$N_{o_sr} := s_{Ad} \cdot T_o = 123.75 \text{ kN}$	$F_{o_sr} := (N_{o_sr} \cdot e_{iy}) \cdot H_o^{-1} = 0.85 \text{ kN}$

$$\text{A pillér tetején működtetett erő: } F_{fx} := F_{o_rtg} + F_{o_gép} + F_{o_tsz} + F_{o_kg} + F_{o_o} + F_{o_fv} + F_{o_fp} + F_{o_p} + F_{o_s} + F_{o_sr} = 3.17 \text{ kN}$$

$$\text{A befogásnál keletkező nyomaték: } M_{fx} := F_{fx} \cdot H_o = 23.14 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Héjalás:	normálerő: $N_{o_rtg} := g_{RT} \cdot T_o = 18.56 \text{ kN}$	horizontális erő keretsíkban: $F_{o_rtg} := (N_{o_rtg} \cdot e_{iz}) \cdot H_o^{-1} = 0.13 \text{ kN}$
Falpanel:	$N_{o_fp} := H_o \cdot y_{t1} \cdot g_{fp} = 6.02 \text{ kN}$	$F_{o_fp} := (N_{o_fp} \cdot e_{iz}) \cdot H_o^{-1} = 0.04 \text{ kN}$
Felüvilágító:	$N_{o_fv} := 5.2 \text{ m} \cdot y_{t1} \cdot g_{fv} \cdot 0.5 = 2.86 \text{ kN}$	$F_{o_fv} := (N_{o_fv} \cdot e_{iz}) \cdot H_o^{-1} = 0.02 \text{ kN}$
Szelemen:	$N_{o_tsz} := g_{tsz} \cdot 2 \cdot x_t = 56.25 \text{ kN}$	$F_{o_tsz} := (N_{o_tsz} \cdot e_{iz}) \cdot H_o^{-1} = 0.39 \text{ kN}$
Kötőgerenda:	$N_{o_kg} := y_{t1} \cdot g_{kg} = 16.5 \text{ kN}$	$F_{o_kg} := (N_{o_kg} \cdot e_{iz}) \cdot H_o^{-1} = 0.11 \text{ kN}$
Oszlop:	$N_{o_o} := H_o \cdot g_o = 45.63 \text{ kN}$	$F_{o_o} := (N_{o_o} \cdot e_{iz}) \cdot H_o^{-1} = 0.31 \text{ kN}$
Gépészet:	$N_{o_gép} := g_{gép} \cdot T_o = 30.94 \text{ kN}$	$F_{o_gép} := (N_{o_gép} \cdot e_{iz}) \cdot H_o^{-1} = 0.21 \text{ kN}$
Hasznos:	$N_{o_p} := q_p \cdot T_o = 55.69 \text{ kN}$	$F_{o_p} := (N_{o_p} \cdot e_{iz}) \cdot H_o^{-1} = 0.13 \text{ kN}$
Hóteher:	$N_{o_s} := s \cdot T_o = 61.88 \text{ kN}$	$F_{o_s} := (N_{o_s} \cdot e_{iz}) \cdot H_o^{-1} = 0.42 \text{ kN}$
Rendkívüli hóteher:	$N_{o_sr} := s_{Ad} \cdot T_o = 123.75 \text{ kN}$	$F_{o_sr} := (N_{o_sr} \cdot e_{iz}) \cdot H_o^{-1} = 0.85 \text{ kN}$
A pillér tetején működtetett erő: $F_{fy} := F_{o_rtg} + F_{o_gép} + F_{o_tsz} + F_{o_kg} + F_{o_o} + F_{o_fv} + F_{o_fp} + F_{o_p} + F_{o_s} + F_{o_sr} = 2.61 \text{ kN}$		
A befogásnál keletkező nyomaték: $M_{fy} := F_{fy} \cdot H_o = 19.05 \text{ kN} \cdot m$		



1.4 Vázszerkezet méretezés: (teherbírási határállapot)

1.4.1 Tetőszelemen (feszített tartó):

1.4.1.1 Tartós tervezési helyzetben igénybevételek meghatározása: (közbenső, általános helyzetű) $t := y_{t1} = 5.5 \text{ m}$

$$g_{RT} = 0.3 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2} \quad g_{fv} = 0.2 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2} \quad g_{tsz} = 5 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1} \quad g_{gép} = 0.5 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2} \quad s_k = 1.25 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$$

$$P_{Ed1} := t \cdot (\gamma_G \cdot g_{RT} + \gamma_s \cdot s_k \cdot \mu_1 + \gamma_{gép} \cdot g_{gép} \cdot \psi_{0gép}) + \gamma_G \cdot g_{tsz} = 21.35 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$P_{Ed2} := t \cdot (\gamma_G \cdot g_{RT} + \gamma_s \cdot s_k \cdot \mu_{w2} + \gamma_{gép} \cdot g_{gép} \cdot \psi_{0gép}) + \gamma_G \cdot g_{tsz} = 33.73 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$P_{Ed3} := t \cdot (\gamma_G \cdot (g_{RT} + g_{fv}) + \gamma_s \cdot s_k \cdot \mu_1 + \gamma_{gép} \cdot g_{gép} \cdot \psi_{0gép}) + \gamma_G \cdot g_{tsz} = 22.84 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

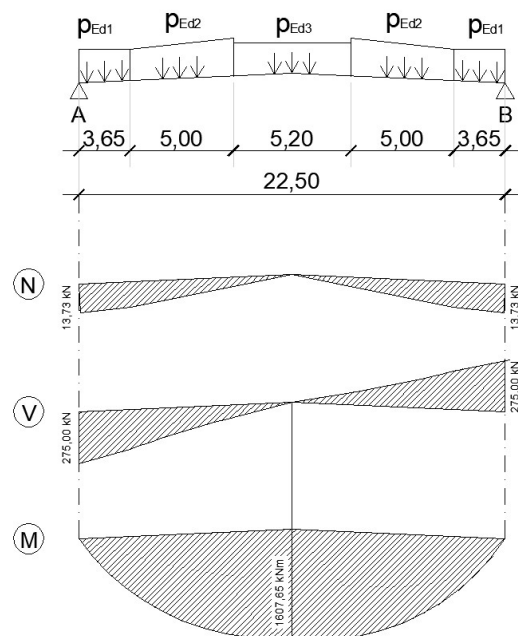
(P_{Ed1} és P_{Ed2} között lineáris tehereloszlás)

Kézi teherkombináció igénybevételei:

$$N_{Ed_kézi} := 13.73 \text{ kN}$$

$$V_{Ed_kézi} := 275.00 \text{ kN}$$

$$M_{Ed_kézi} := 1607.65 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

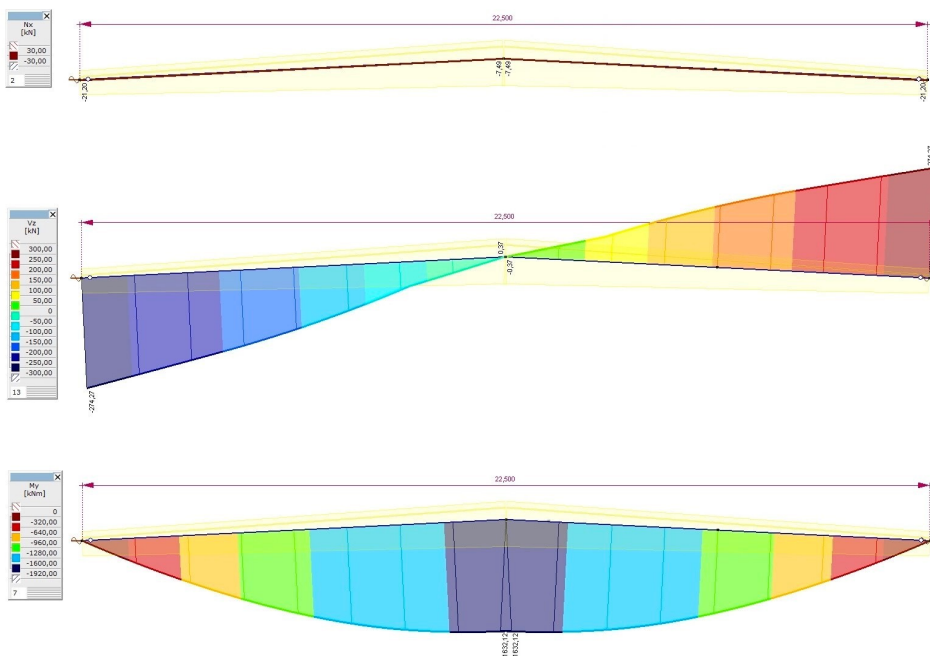


Gépi teherkombináció igénybevételei: (közbenső, általános helyzetű)

$$N_{Ed_gépi} := 21.20 \text{ kN}$$

$$V_{Ed_gépi} := 274.27 \text{ kN}$$

$$M_{Ed_gépi} := 1632.12 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



Mértékadó helyzetű tetőszelemen tervezési igénybevételei: ($t := y_{t2} = 5.93 \text{ m}$)

A fejpület utáni főtartó terhelőmezője nagyobb, mint a többi általános helyzetű esetében, ezért erre a nagyobb igénybevételre méretezem az összes tetőszelemet.

$$V_{Ed} := 316.31 \text{ kN} \quad M_{Ed} := 1859.35 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

1.4.1.2 Geometria és anyagminőségek:

Betonacél minőség: B500B

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 435 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200 \text{ GPa}$$

Beton minőség: C50/60

$$f_{ck} = 50 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = 33.3 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 4.1 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd} = 1.9 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 37 \text{ GPa}$$

Feszítópázsma minőség: FP100/1860

$$f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$$

$$f_{pd} = 1617.4 \text{ MPa}$$

$$0.9 f_{pd} = 1455.66 \text{ MPa}$$

$$E_p = 195 \text{ GPa}$$

$$f_{p01k} = 1500 \text{ MPa}$$

A keresztmetszet:

Közelítő méretfelvétel:

$$\text{magasság: } \sim L/20 \quad \frac{X}{20} = 112.5 \text{ cm} \quad H := 120 \text{ cm}$$

$$\text{fejlemez szélesség: } \sim H/2 \quad \frac{H}{2} = 60 \text{ cm}$$

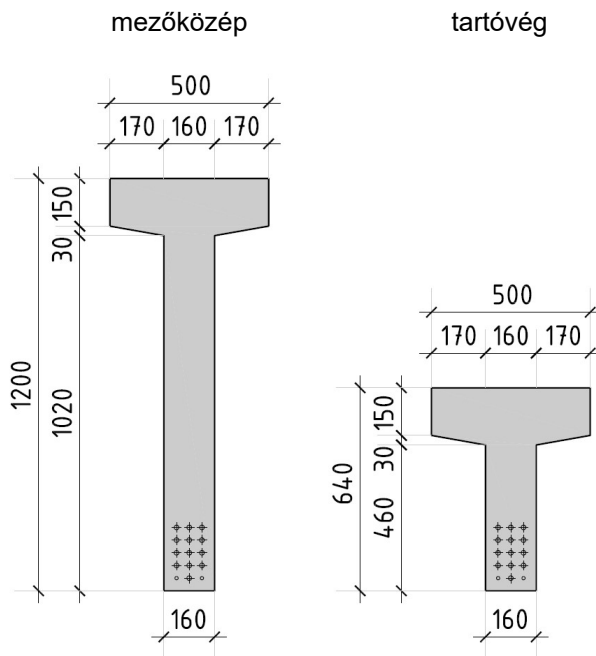
$$\text{fejlemez magasság: } \sim H/5 \quad \frac{H}{5} = 24 \text{ cm}$$

Alkalmazott betonkeresztmetszet:

$$\begin{aligned} \text{Fejlemez:} \quad & b_f := 500 \text{ mm} \\ & v_f := 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gerinc:} \quad & b_g := 160 \text{ mm} \\ & h_g := 1050 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Teljes magasság:} \quad H := v_f + h_g = 1200 \text{ mm}$$

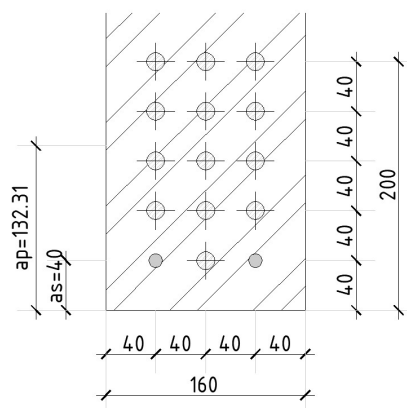


$$A_{preq} := \frac{M_{Ed}}{0.8 \cdot H} \cdot \frac{1}{f_{pd}} = 1197.49 \text{ mm}^2$$

100 mm² /pázsma esetén 13 db feszítópázmára van szükség.

$$A_p := 1300 \text{ mm}^2 \quad (12db \text{ FP100/1860}) \quad a_p := 132.31 \text{ mm}$$

$$A_s := 402 \text{ mm}^2 \quad (2db \phi 16 / B500) \quad a_s := 40 \text{ mm}$$



1.4.1.3 Tartó ellenőrzése feszítéskor (t=0 időpontban):

1.4.1.3.1 Normálfeszültségek ellenőrzése tartóközépen: (teherbírási határállapot)

Kizsaluzás után a feszítőerő ráengedésekor, t=0 időpontban vizsgálom a tartót, melyre csak önsúlya és a veszteségek nélküli feszítőerő hat. Azt szükséges bizonyítani, hogy a tartó nem reped meg (I. feszültségi állapot) és a maximális nyomófeszültségek nem haladják meg a szabvány által előírt értéket (0,6f_{ck}).

A t=0 időpontban a beton rugalmassága még a kúszás nélküli értékével számítandó (E_{cm}). Az idealizált vasbeton keresztmetszet számításához a betonacélok és a pászmák betonhoz viszonyított rugalmassági modulusai a következők:

$$\alpha_{s_{t0}} := \frac{E_s}{E_{cm}} = 5.41$$

$$\alpha_{p_{t0}} := \frac{E_p}{E_{cm}} = 5.27$$

Tiszta betonkeresztmetszet jellemzői:

$$A_c := b_f \cdot v_f + h_g \cdot b_g = 243000 \text{ mm}^2$$

$$y_{sc} := \frac{b_f \cdot v_f \cdot (H - 0.5 \cdot v_f) + h_g \cdot b_g \cdot (0.5 \cdot h_g)}{A_c} = 710.19 \text{ mm} \quad (\text{súlypont alulra felírva})$$

Felső öv:

$$I_f := \frac{b_f \cdot v_f^3}{12} = (1.41 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

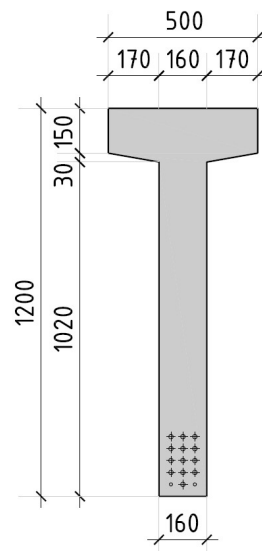
$$A_f := b_f \cdot v_f = 75000 \text{ mm}^2$$

Gerinc:

$$I_g := \frac{b_g \cdot h_g^3}{12} = 15435000000 \text{ mm}^4$$

$$A_g := b_g \cdot h_g = 168000 \text{ mm}^2$$

$$I_c := I_f + (H - y_{sc} - 0.5 \cdot v_f)^2 \cdot A_f + I_g + (H - y_{sc} - v_f - 0.5 \cdot h_g)^2 \cdot A_g = (3.42 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$



Ideális betonkeresztmetszet jellemzői:

$$A_{i_t0} := A_c + (\alpha_{s_t0} - 1) \cdot A_s + (\alpha_{p_t0} - 1) \cdot A_p = 250322.32 \text{ mm}^2$$

$$y_{i_t0} := \frac{A_c \cdot y_{sc} + (\alpha_{s_t0} - 1) \cdot A_s \cdot a_s + (\alpha_{p_t0} - 1) \cdot A_p \cdot a_p}{A_{i_t0}} = 692.63 \text{ mm}$$

$$I_{i_t0} := I_c + (y_{sc} - y_{i_t0})^2 \cdot A_c + (\alpha_{s_t0} - 1) \cdot (y_{i_t0} - a_s)^2 \cdot A_s + (\alpha_{p_t0} - 1) \cdot (y_{i_t0} - a_p)^2 \cdot A_p = (3.68 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

Közbenső keresztmetszetben ébredő nyomaték a tartó nyers önsúlyából: $M_g := 336 \text{ kN} \cdot \text{m}$

maximálisan megengedett kezdeti feszítési feszültség: $\sigma_{p0} := \min(0.75 f_{pk}, 0.85 f_{p01k}) = 1275 \text{ MPa}$

Kezdeti feszítőerő: $\sigma_{p0} := 1100 \text{ MPa}$ $P_0 := \sigma_{p0} \cdot A_p = 1430 \text{ kN}$

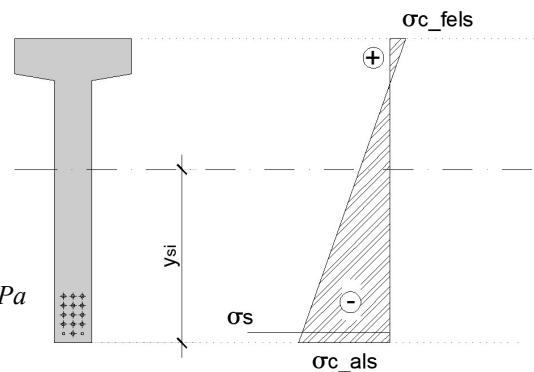
Ellenőrzés tartóközépen:

Betonkeresztmetszet nem repedhet meg a húzott oldalon, a nyomófeszültségek pedig nem haladhatják meg a nyomószilárdság karakterisztikus értékének 60% -át, az acélfeszültség nem érheti el a képlékeny viselkedést.

$$\sigma_{c_felső_t0} := -\frac{P_0}{A_{i_t0}} + \frac{P_0 \cdot (y_{i_t0} - a_p)}{I_{i_t0}} \cdot (H - y_{i_t0}) - \frac{M_g}{I_{i_t0}} \cdot (H - y_{i_t0}) = 0.7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c_alsó_t0} := -\frac{P_0}{A_{i_t0}} - \frac{P_0 \cdot (y_{i_t0} - a_p)}{I_{i_t0}} \cdot (y_{i_t0}) + \frac{M_g}{I_{i_t0}} \cdot (y_{i_t0}) = -14.47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s_t0} := \alpha_{s_t0} \cdot \left(-\frac{P_0}{A_{i_t0}} - \frac{P_0 \cdot (y_{i_t0} - a_p)}{I_{i_t0}} \cdot (y_{i_t0} - a_s) + \frac{M_g}{I_{i_t0}} \cdot (y_{i_t0} - a_s) \right) = -75.46 \text{ MPa}$$



$$\sigma_{c_felső_t0} = 0.7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c_felső_t0} \leq f_{ctd}$$

$$f_{ctd} = 1.9 \text{ MPa}$$

megfelel!

$$\sigma_{s_t0} = -75.46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s_t0} \leq f_{yd}$$

$$f_{yd} = 435 \text{ MPa}$$

megfelel!

$$\sigma_{c_alsó_t0} = -14.47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c_alsó_t0} \leq -0.6 \cdot f_{ck}$$

$$-0.6 \cdot f_{ck} = -30 \text{ MPa}$$

megfelel!

1.4.1.3.2 Normálfeszültségek ellenőrzése tartóvégén: (teherbírási határállapot)

Ott ellenőrzöm a szélsőszál feszültségeket, ahol már a pászmák teljesen lehorgonyzódtak.

pászma tapadási szilárdsága:

$$\eta_{p1} := 3.2 \quad (7 \text{ eres pászmák esetén}) \quad \eta_1 := 0.7 \quad (\text{általános eset})$$

$$f_{bpt} := \eta_{p1} \cdot \eta_1 \cdot f_{ctd} = 4.26 \text{ MPa}$$

Lehorgonyzási hossz alapértéke:

$$\alpha_1 := 1.25 \quad (\text{hirtelen engedik rá a tartóra a feszítőerőt}) \quad \alpha_2 := 0.19 \quad (7 \text{ eres pászmák esetén})$$

$$\phi_p := 12.9 \text{ mm}$$

$$l_{pt} := \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \phi_p \cdot \frac{\sigma_{p0}}{f_{bpt}} = 0.79 \text{ m}$$

lehorgonyzási hossz tervezési értéke:

$$l_{ptd} := 0.8 \cdot l_{pt} = 0.63 \text{ m}$$

Tiszta betonkeresztmetszet jellemzői:

$$H_{tv} := 671.36 \text{ mm} \quad l_{ptd} = 0.63 \text{ m}$$

$$A_{c_{tv}} := 158417.6 \text{ mm}^2$$

$$y_{sc_{tv}} := 251.76 \text{ mm}$$

$$I_{c_{tv}} := 64802112654 \text{ mm}^4$$

Ideális betonkeresztmetszet jellemzői:

$$A_{i_{t0_{tv}}} := 165739.92 \text{ mm}^2$$

$$y_{i_{t0_{tv}}} := 405.92 \text{ mm}$$

$$I_{i_{t0_{tv}}} := 7162583249 \text{ mm}^4$$

Keresztmetszetben ébredő nyomaték a tartó nyers önsúlyából: $M'_g := 34.44 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Ellenőrzés lehorgonyzott keresztmetszetben:

$$\sigma_{c_alsó_t0_tv} := -\frac{P_0}{A_{i_{t0_{tv}}} - \frac{P_0 \cdot (y_{i_{t0_{tv}} - a_p})}{I_{i_{t0_{tv}}} \cdot (y_{i_{t0_{tv}})} + \frac{M'_g}{I_{i_{t0_{tv}}} \cdot (y_{i_{t0_{tv}})} = -28.85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c_felső_t0_tv} := -\frac{P_0}{A_{i_{t0_{tv}}} + \frac{P_0 \cdot (y_{i_{t0_{tv}} - a_p})}{I_{i_{t0_{tv}}} \cdot (H_{tv} - y_{i_{t0_{tv}})} - \frac{M'_g}{I_{i_{t0_{tv}}} \cdot (H_{tv} - y_{i_{t0_{tv}})} = 4.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c_alsó_t0_tv} = -28.85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c_alsó_t0_tv} \leq -0.6 \cdot f_{ck}$$

$$-0.6 \cdot f_{ck} = -30 \text{ MPa}$$

megfelel!

$$\sigma_{c_felső_t0_tv} = 4.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c_felső_t0_tv} \leq f_{ctd}$$

$$f_{ctd} = 1.9 \text{ MPa}$$

bereped!

Jelen esetben a tartóvég bereped, a húzószilárdság nagy mértékű túllépése esetén felhasadhat a tartóvég, ennek megelőzésére a pászmák egy részét le szokták csövezni.

A pirossal jelölt pászmákat lepapírozva újra ellenőrzöm a keresztmetszetet, de ezúttal csak a betonnal kölcsönhatásban lévő pászmák hatását veszem figyelembe:

$$A_{p_eff} := 600 \text{ mm}^2$$

$$(6db \text{ FP100/1860})$$

$$a_{p_red} := 146.67 \text{ mm}$$

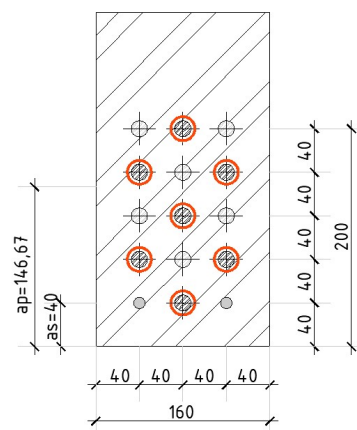
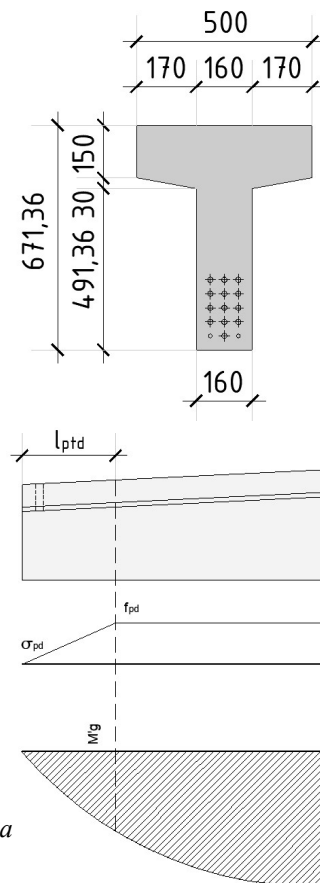
$$A_s := 402 \text{ mm}^2$$

$$(2db \text{ B500})$$

$$a_s := 40 \text{ mm}$$

$$\sigma_{p0} := 1100 \text{ MPa}$$

$$P_{0_red} := \sigma_{p0} \cdot A_{p_eff} = 660 \text{ kN}$$



Tiszta betonkeresztmetszet jellemzői:

$$H_{tv} := 671.36 \text{ mm}$$

$$A_{c_tv} := 158417.6 \text{ mm}^2$$

$$y_{sc_tv} := 251.76 \text{ mm}$$

$$I_{c_tv} := 64802112654 \text{ mm}^4$$

Ideális betonkeresztmetszet jellemzői:

$$A_{i_t0_tv} := 162750.74 \text{ mm}^2$$

$$y_{i_t0_tv} := 411.17 \text{ mm}$$

$$I_{i_t0_tv} := 6914706657 \text{ mm}^4$$

Keresztmetszetben ébredő nyomaték a tartó nyers önsúlyából: $M'_g := 34.44 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Ellenőrzés lehorgonyzott keresztmetszetben:

$$\sigma_{c_alsó_t0_tv} := -\frac{P_{0_red}}{A_{i_t0_tv}} - \frac{P_{0_red} \cdot (y_{i_t0_tv} - a_p)}{I_{i_t0_tv}} \cdot (y_{i_t0_tv}) + \frac{M'_g}{I_{i_t0_tv}} \cdot (y_{i_t0_tv}) = -12.95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c_felső_t0_tv} := -\frac{P_{0_red}}{A_{i_t0_tv}} + \frac{P_{0_red} \cdot (y_{i_t0_tv} - a_p)}{I_{i_t0_tv}} \cdot (H_{tv} - y_{i_t0_tv}) - \frac{M'_g}{I_{i_t0_tv}} \cdot (H_{tv} - y_{i_t0_tv}) = 1.57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c_alsó_t0_tv} = -12.95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c_alsó_t0_tv} \leq -0.6 \cdot f_{ck}$$

$$-0.6 \cdot f_{ck} = -30 \text{ MPa}$$

megfelel!

$$\sigma_{c_felső_t0_tv} = 1.57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c_felső_t0_tv} \leq f_{ctd}$$

$$f_{ctd} = 1.9 \text{ MPa}$$

megfelel!

7 darab pászma lecsövezésével már megfelel a keresztmetszet, melyet azon a hosszon kell alkalmazni, ahol a tartó önsúlyából ébredő feszültségek nem képesek egyensúlyozni a feszítés hatását.

Tiszta betonkeresztmetszet jellemzői:

$$H_{tv} := 770 \text{ mm}$$

$$l := 2.61 \text{ m}$$

$$A_{c_tv} := 174200 \text{ mm}^2$$

$$y_{sc_tv} := 475.76 \text{ mm}$$

$$I_{c_tv} := 9648951644 \text{ mm}^4$$

Ideális betonkeresztmetszet jellemzői:

$$A_{i_t0_tv} := 181522.32 \text{ mm}^2$$

$$y_{i_t0_tv} := 461.00 \text{ mm}$$

$$I_{i_t0_tv} := 10600531876 \text{ mm}^4$$

Keresztmetszetben ébredő nyomaték a tartó nyers önsúlyából: $M'_g := 136.93 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Ellenőrzés vizsgált keresztmetszetben:

$$\sigma_{c_alsó_t0_tv} := -\frac{P_0}{A_{i_t0_tv}} - \frac{P_0 \cdot (y_{i_t0_tv} - a_p)}{I_{i_t0_tv}} \cdot (y_{i_t0_tv}) + \frac{M'_g}{I_{i_t0_tv}} \cdot (y_{i_t0_tv}) = -22.36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c_felső_t0_tv} := -\frac{P_0}{A_{i_t0_tv}} + \frac{P_0 \cdot (y_{i_t0_tv} - a_p)}{I_{i_t0_tv}} \cdot (H_{tv} - y_{i_t0_tv}) - \frac{M'_g}{I_{i_t0_tv}} \cdot (H_{tv} - y_{i_t0_tv}) = 1.83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c_alsó_t0_tv} = -22.36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c_alsó_t0_tv} \leq -0.6 \cdot f_{ck}$$

$$-0.6 \cdot f_{ck} = -30 \text{ MPa}$$

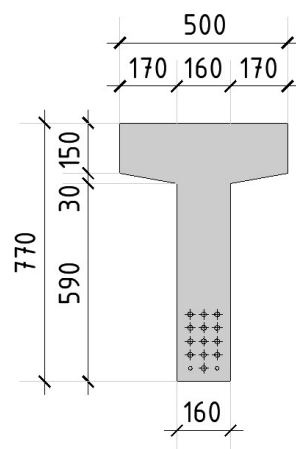
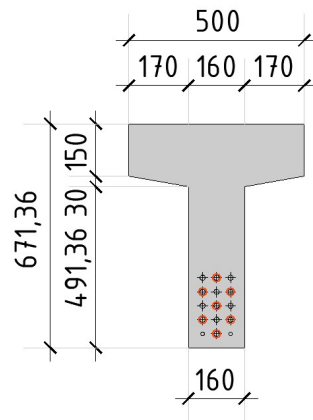
megfelel!

$$\sigma_{c_felső_t0_tv} = 1.83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c_felső_t0_tv} \leq f_{ctd}$$

$$f_{ctd} = 1.9 \text{ MPa}$$

megfelel!



A pászmákat 2,60 méter hosszon kell lecsövezni!

1.4.1.4 Feszültségveszteségek és hatásos feszítőerő:

Hőerlelésből keletkező feszültségveszteség:

$$\alpha_{pT} := 1 \cdot 10^{-5} \frac{1}{K} \quad \text{feszítőbetétek hőtágulási együtthatója}$$

$$\Delta T := 40 \text{ K} \quad \text{hőmérsékletkülönbség}$$

$$\Delta \sigma_{pT} := \alpha_{pT} \cdot \Delta T \cdot E_p = 78 \text{ MPa}$$

Relaxációból keletkező veszteségek: (tervezett élettartam, 1000 órás relaxációs veszteség)

$$t_{év} := 50 \text{ yr} \quad t_p := t_{év} = 438290.64 \text{ hr} \quad p_{1000} := 0.025 \quad \mu := \frac{\sigma_{p0}}{f_{pk}} = 0.59$$

(a relaxáció huzalok esetén 8%, feszítőpázmák esetén 2.5%, feszítőrudak esetén 4%)
 ("A" értéke huzalok esetén 5.39, feszítőpázmák esetén 0.66, feszítőrudak esetén 1.98)
 ("B" értéke huzalok esetén 6.7, feszítőpázmák esetén 9.1, feszítőrudak esetén 8.0)

$$A := 0.66 \\ B := 9.1$$

$$\Delta \sigma_{pr} := A \cdot \frac{\sigma_{p0}}{1000} \cdot p_{1000} \cdot e^{B \cdot \mu} \cdot \left(\frac{t_p}{1000} \right)^{0.75 \cdot (1 - \mu)} = 25.5 \text{ MPa}$$

Zsugorodásból és kúszásból keletkező veszteségek:

Állandó terhek alapértékéből, és a kezdeti feszítőerőből keletkező betonfeszültség a pázmák magasságában:

$$\sigma_{cg} := \frac{M_g}{I_{i_{t0}}} \cdot (y_{i_{t0}} - a_p) = 5.11 \text{ MPa} \quad \sigma_{cp0} := -\frac{P_0}{A_{i_{t0}}} - \frac{P_0 \cdot (y_{i_{t0}} - a_p)}{I_{i_{t0}}} \cdot (y_{i_{t0}} - a_p) = -17.91 \text{ MPa}$$

$$z_{cp} := y_{sc} - a_p = 577.88 \text{ mm} \quad \varepsilon_{cst} := 0.0005$$

$$\Delta \sigma_{pc_{s_r}} := \frac{\varepsilon_{cst} \cdot E_p + \Delta \sigma_{pr} + \alpha_{p_{t0}} \cdot \varphi_t \cdot |\sigma_{cg} + \sigma_{cp0}|}{1 + \alpha_{p_{t0}} \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot z_{cp}^2 \right) \cdot (1 + 0.8 \cdot \varphi_t)} = 165.66 \text{ MPa}$$

Hatásos feszítési erő és a feszítési hányad:

$$\sigma_{p_{eff}} := \sigma_{p0} - \Delta \sigma_{pT} - \Delta \sigma_{pc_{s_r}} = 856.34 \text{ MPa} \quad v := \frac{\sigma_{p_{eff}}}{\sigma_{p0}} = 77.85\%$$

$$P_{eff} := \sigma_{p_{eff}} \cdot A_p = 1113.24 \text{ kN}$$

1.4.1.5 A tartó ellenőrzése végleges állapotban (t=végtelen):

1.4.1.5.1 Ellenőrzés hajlításra tartóközépen: (teherbírási határállapot)

Tartó közbelső keresztmetszetének ellenőrzése Mörsch törőnyomaték segítségével, a feszítőerő veszteségek és a feszítésből származó nyúlások figyelembe vételével.

A t=végtelen időpontban a beton rugalmassága a kúszás értékével számítandó (E_{ceff}). Az idealizált vasbeton keresztmetszet számításához a betonacélok és a pászmák betonhoz viszonyított rugalmassági modulusai a következők:

$$\alpha_{s_t} := \frac{E_s}{\frac{E_{cm}}{1 + \varphi}} = 13.68 \quad \alpha_{p_t} := \frac{E_p}{\frac{E_{cm}}{1 + \varphi}} = 13.33$$

Tiszta betonkeresztmetszet jellemzői:

$$A_c = 243000 \text{ mm}^2 \quad y_{sc} = 710.19 \text{ mm} \quad I_c = (3.42 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

Ideális betonkeresztmetszet jellemzői:

$$A_{i_t} := A_c + (\alpha_{s_t} - 1) \cdot A_s + (\alpha_{p_t} - 1) \cdot A_p = 264129.54 \text{ mm}^2$$

$$y_{i_t} := \frac{A_c \cdot y_{sc} + (\alpha_{s_t} - 1) \cdot A_s \cdot a_s + (\alpha_{p_t} - 1) \cdot A_p \cdot a_p}{A_{i_t}} = 662.18 \text{ mm} \quad x_{i_t} := H - y_{i_t} = 537.82 \text{ mm}$$

$$I_{i_t} := I_c + (y_{sc} - y_{i_t})^2 \cdot A_c + (\alpha_{s_t} - 1) \cdot (y_{i_t} - a_s)^2 \cdot A_s + (\alpha_{p_t} - 1) \cdot (y_{i_t} - a_p)^2 \cdot A_p = (4.13 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

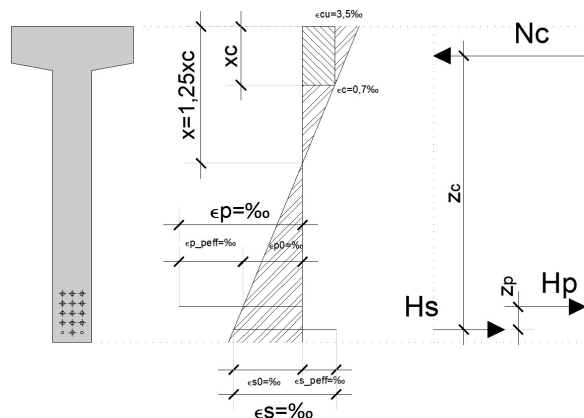
A betonacélok és pászmák nyúlásának meghatározása hatásos feszítőerőből:

összenyomódás

$$\varepsilon_{s_peff} := \frac{\alpha_{s_t}}{E_s} \cdot \left(-\frac{P_{eff}}{A_{i_t}} - \frac{P_{eff} \cdot (y_{i_t} - a_p)}{I_{i_t}} \cdot (y_{i_t} - a_s) \right) = -8.96 \cdot 10^{-4}$$

megnyúlás

$$\varepsilon_{p_peff} := \frac{\sigma_{p_eff}}{E_p} + \frac{\alpha_{p_t}}{E_p} \cdot \left(-\frac{P_{eff}}{A_{i_t}} - \frac{P_{eff} \cdot (y_{i_t} - a_p)}{I_{i_t}} \cdot (y_{i_t} - a_p) \right) = 3.59 \cdot 10^{-3}$$



1. iteráció:

$$x_{c1} := 100 \text{ mm}$$

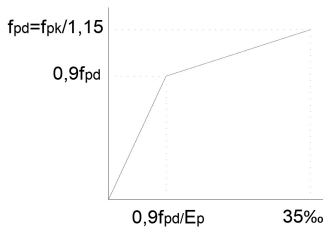
betonacélok teljes megnyúlása törési állapotban:

$$\varepsilon_{s0} := \frac{0.0035 \cdot (H - 1.25 \cdot x_{c1} - a_s)}{1.25 \cdot x_{c1}} = 28.98 \cdot 10^{-3} \quad \varepsilon_s := \varepsilon_{s0} + \varepsilon_{s_peff} = 28.08 \cdot 10^{-3} \quad \text{képlékeny!} \quad f_{yd} = 435 \text{ MPa}$$

pázmák teljes megnyúlása törési állapotban:

$$\varepsilon_{p0} := \frac{0.0035 \cdot (H - 1.25 \cdot x_{c1} - a_p)}{1.25 \cdot x_{c1}} = 26.4 \cdot 10^{-3} \quad \varepsilon_p := \varepsilon_{p0} + \varepsilon_{p_peff} = 29.98 \cdot 10^{-3}$$

pázmákban keletkező feszültség a szakítódiagrammról leolvasva:



$$f_{pd} = 1617.4 \text{ MPa} \quad 0.9 \cdot f_{pd} = 1455.66 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{p1} := \frac{0.9 \cdot f_{pd}}{E_p} = 0.01 \quad \varepsilon_{pu} := 35 \cdot 10^{-3}$$

$$\sigma_p := 0.9 f_{pd} + \frac{(\varepsilon_{p0} - \varepsilon_{p1})}{(\varepsilon_{pu} - \varepsilon_{p1})} \cdot (f_{pd} - 0.9 f_{pd}) = 1566.86 \text{ MPa}$$

Belső erők egyensúlya:

$$\begin{aligned} \text{beton} \quad N_c &:= b_f \cdot x_{c1} \cdot f_{cd} = 1665 \text{ kN} \\ \text{betonacél} \quad H_s &:= A_s \cdot f_{yd} = 174.87 \text{ kN} \\ \text{pászma} \quad H_p &:= A_p \cdot \sigma_p = 2036.91 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{szumma belső erők:} \quad \Delta F1 := -N_c + H_s + H_p = 546.78 \text{ kN}$$

2. iteráció: $x_{c2} := 150 \text{ mm}$

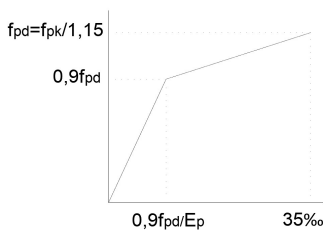
betonacélok teljes megnyúlása törési állapotban:

$$\varepsilon_{s0} := \frac{0.0035 \cdot (H - 1.25 x_{c2} - a_s)}{1.25 x_{c2}} = 18.15 \cdot 10^{-3} \quad \varepsilon_s := \varepsilon_{s0} + \varepsilon_{s_peff} = 17.26 \cdot 10^{-3} \quad \text{képlékeny!} \quad f_{yd} = 435 \text{ MPa}$$

pázmák teljes megnyúlása törési állapotban:

$$\varepsilon_{p0} := \frac{0.0035 \cdot (H - 1.25 x_{c2} - a_p)}{1.25 x_{c2}} = 16.43 \cdot 10^{-3} \quad \varepsilon_p := \varepsilon_{p0} + \varepsilon_{p_peff} = 20.02 \cdot 10^{-3}$$

pázmákban keletkező feszültség a szakítódiagrammról leolvasva:



$$f_{pd} = 1617.4 \text{ MPa} \quad 0.9 \cdot f_{pd} = 1455.66 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{p1} := \frac{0.9 \cdot f_{pd}}{E_p} = 0.01 \quad \varepsilon_{pu} := 35 \cdot 10^{-3}$$

$$\sigma_p := 0.9 f_{pd} + \frac{(\varepsilon_{p0} - \varepsilon_{p1})}{(\varepsilon_{pu} - \varepsilon_{p1})} \cdot (f_{pd} - 0.9 f_{pd}) = 1508.32 \text{ MPa}$$

Belső erők egyensúlya:

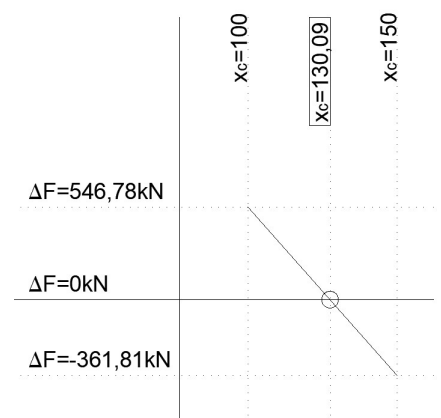
$$\begin{aligned} \text{beton} \quad N_c &:= b_f \cdot x_{c2} \cdot f_{cd} = 2497.5 \text{ kN} \\ \text{betonacél} \quad H_s &:= A_s \cdot f_{yd} = 174.87 \text{ kN} \\ \text{pászma} \quad H_p &:= A_p \cdot \sigma_p = 1960.82 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{szumma belső erők:} \quad \Delta F2 := -N_c + H_s + H_p = -361.81 \text{ kN}$$

3. iteráció:

Az előző két próbálkozás eredményeit a koordináta rendszerben ábrázolva, már meghatározható a hatékony betonzóna magassága. (lineáris interpoláció)

$$x_c := x_{c2} - \left(\frac{(x_{c1} - x_{c2})}{|\Delta F1| + |\Delta F2|} \right) \cdot \Delta F2 = 130.09 \text{ mm}$$



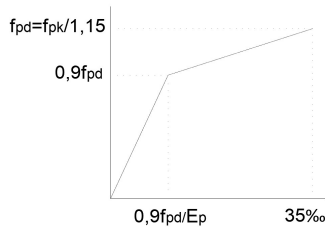
betonacélok teljes megnyúlása törési állapotban:

$$\varepsilon_{s0} := \frac{0.0035 \cdot (H - 1.25 x_c - a_s)}{1.25 x_c} = 21.47 \cdot 10^{-3} \quad \varepsilon_s := \varepsilon_{s0} + \varepsilon_{s_peff} = 20.57 \cdot 10^{-3} \quad \text{képlékeny!}$$

pázmák teljes megnyúlása törési állapotban:

$$\varepsilon_{p0} := \frac{0.0035 \cdot (H - 1.25 x_c - a_p)}{1.25 x_c} = 19.48 \cdot 10^{-3} \quad \varepsilon_p := \varepsilon_{p0} + \varepsilon_{p_peff} = 23.07 \cdot 10^{-3}$$

pázmákban keletkező feszültség a szakítódiagrammról leolvasva:



$$f_{pd} = 1617.4 \text{ MPa} \quad 0.9 \cdot f_{pd} = 1455.66 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{p1} := \frac{0.9 \cdot f_{pd}}{E_p} = 0.01 \quad \varepsilon_{pu} := 35 \cdot 10^{-3}$$

$$\sigma_p := 0.9 f_{pd} + \frac{(\varepsilon_{p0} - \varepsilon_{p1})}{(\varepsilon_{pu} - \varepsilon_{p1})} \cdot (f_{pd} - 0.9 f_{pd}) = 1526.24 \text{ MPa}$$

Belső erők egyensúlya:

$$\begin{aligned} \text{beton} \quad N_c &:= b_f \cdot x_c \cdot f_{cd} = 2165.99 \text{ kN} \\ \text{betonacél} \quad H_s &:= A_s \cdot f_{yd} = 174.87 \text{ kN} \\ \text{pázmák} \quad H_p &:= A_p \cdot \sigma_p = 1984.11 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{szumma belső erők:} \quad \Delta F := -N_c + H_s + H_p = -7.01 \text{ kN} \quad \text{A belső erők egyensúlyban vannak!}$$

1.4.1.5.2 Határnyomaték meghatározása:

$$z_c := H - \frac{x_c}{2} - a_s = 1095 \text{ mm} \quad z_p := a_p - a_s = 92.31 \text{ mm}$$

$$M_{Ed} = 1859.35 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad M_{Rd} := b_f \cdot x_c \cdot f_{cd} \cdot z_c - H_p \cdot z_p = 2188.51 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{megfelel!}$$

$$\text{kihasználtság:} \quad \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = 84.96\%$$

1.4.1.5.3 Ellenőrzés nyírásra: (teherbírási határállapot)

A feszítés kedvező hatással van a beton nyírási teherbírásának alsó értékére, azonban kedvezőtlen a nyírási teherbírás felső értékével szemben.

$$P_{eff} = 1113.24 \text{ kN} \quad A_c = 243000 \text{ mm}^2 \quad b_t := 160 \text{ mm} \quad d := H - a_s = 1160 \text{ mm}$$

c értéke Dulácska közelítő képlete alapján: (húzott vashányad értékét a biztonság javára elhanyagoljuk)

$$c := \left(1.2 - \frac{f_{ck}}{150 \text{ MPa}} \right) \left(\frac{0.45}{1 + \frac{d}{1000 \text{ mm}}} \right) = 0.181$$

A beton többlet nyírási teherbírása feszítés hatására:

$$\Delta V_{Rdc} := \min \left(\frac{0.15 \cdot P_{eff}}{A_c} \cdot b_t \cdot d, 0.03 \cdot b_t \cdot d \cdot f_{cd} \right) = 127.54 \text{ kN}$$

$$V_{Rdc} := c \cdot d \cdot b_t \cdot f_{ctd} + \Delta V_{Rdc} = 191.21 \text{ kN}$$

Alkalmazott nyírási vasalás:

$$s_{s\max} := \min(0.75 \cdot d, 1.5 \cdot b_t, 300 \text{ mm}) = 240 \text{ mm}$$

$$s_s := 100 \text{ mm} \quad l_{\text{alk}} := 0.95 \text{ m} \quad A_{sw} := 101 \text{ mm}^2 \text{ (két száru } \phi 8 \text{)}$$

$$V_{Ed} = 316.31 \text{ kN} \quad V_{Ed} \leq V_{Rds} \quad V_{Rds} := \frac{0.9 \cdot d \cdot A_{sw} \cdot f_{yd}}{s_s} = 458.68 \text{ kN}$$

(a tartóvég felhasadása miatti kengyeleket is tartalmazza, lásd 1.4.1.5.4 fejezetet)

$$s_s := 150 \text{ mm} \quad l_{\text{alk}} := 3.23 \text{ m}$$

$$V_{Ed} := 290.13 \text{ kN} \quad V_{Ed} \leq V_{Rds} \quad V_{Rds} := \frac{0.9 \cdot d \cdot A_{sw} \cdot f_{yd}}{s_s} = 305.79 \text{ kN}$$

$$s_s := 200 \text{ mm} \quad l_{\text{alk}} := 1.65 \text{ m}$$

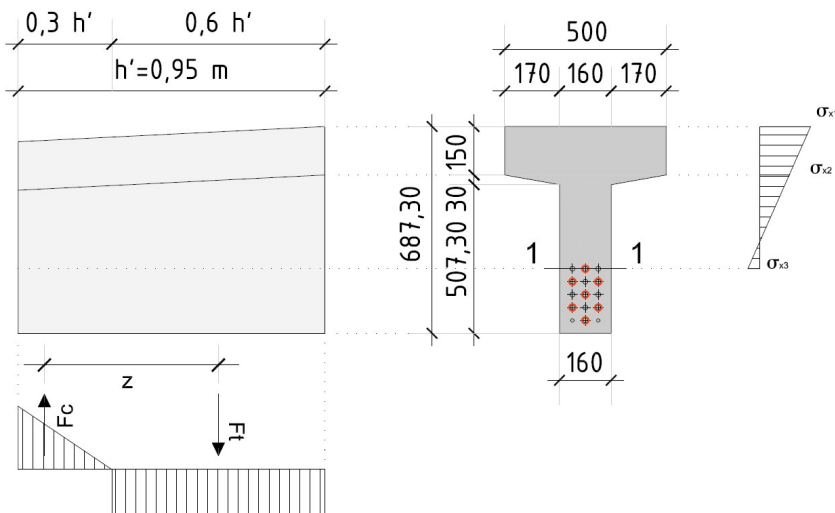
$$V_{Ed} := 199.09 \text{ kN} \quad V_{Ed} \leq V_{Rds} \quad V_{Rds} := \frac{0.9 \cdot d \cdot A_{sw} \cdot f_{yd}}{s_s} = 229.34 \text{ kN}$$

$$s_s := 240 \text{ mm} \quad l_{\text{alk}} := 5.42 \text{ m}$$

$$V_{Ed} := 152.70 \text{ kN} \quad V_{Ed} \leq V_{Rds} \quad V_{Rds} := \frac{0.9 \cdot d \cdot A_{sw} \cdot f_{yd}}{s_s} = 191.12 \text{ kN}$$

1.4.1.5.4 Ellenőrzés tartóvégen: (teherbírási határállapot)

A tartóvégen a feszítőbetétek lehorgonyzásának következtében a tartó tengelyére merőleges σ_y húzófeszültségek alakulnak ki, melyek a tartóvéget megrepeszthetik.



a keresztirányú feszültség az 1-1 metszet mentén harmadfokú parabola eloszlású h' hosszon, ezt $0.9h'$ hosszon egy egyenletes feszültség eloszlással közelítjük, az I. és II. szakaszon ébredő feszültségek eredője egy erőpárt alkotnak.

A nyírófeszültség elhanyagolása esetén ezen erőpár nyomatékának kell egyensúlyoznia a K-K metszetben fellépő tengelyirányú σ_x feszültségek 1-1 metszet feletti részének nyomatékát, ebből a feltételből határozható meg az F_t keresztirányú húzóerő

$$h' := \max\left(1.2 l_{pt}, \sqrt{h^2 + (0.6 l_{ptd})^2}\right) = 0.95 \text{ m} \quad 0.3 h' = 0.29 \text{ m} \quad 0.6 h' = 0.57 \text{ m} \quad M_{Ed_tv} := 284.66 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$1-1 \text{ metszet távolsága az alsó szélső száltól: } a_{p1} := 200 \text{ mm} \quad d_{p1} := 487.30 \text{ mm} \quad a_p = 132.31 \text{ mm}$$

Tiszta betonkeresztmetszet jellemzői:

$$H_{tv} := 687.30 \text{ mm}$$

$$A_{c_tv} := 106968 \text{ mm}^2 \quad y_{sc_tv} := 428.77 \text{ mm} \quad x_{sc_tv} := H_{tv} - y_{sc_tv} = 258.53 \text{ mm} \quad I_{c_tv} := 6939137177 \text{ mm}^4$$

Ideális betonkeresztmetszet jellemzői:

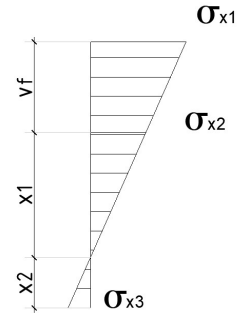
$$A_{i_t_tv} := 173463.89 \text{ mm}^2 \quad y_{i_t_tv} := 405.31 \text{ mm} \quad x_{i_t_tv} := H_{tv} - y_{i_t_tv} = 281.99 \text{ mm} \quad I_{i_t_tv} := 8202764791 \text{ mm}^4$$

$$\sigma_{p_eff} := \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pT} - \Delta\sigma_{pc_s_r} = 870.87 \text{ MPa} \quad P_{eff} := \sigma_{p_eff} \cdot A_{p_eff} = 522.52 \text{ kN}$$

$$\sigma_{x1} := -\frac{P_{eff}}{A_{i_t_tv}} + \frac{P_{eff} \cdot (y_{i_t_tv} - a_p)}{I_{i_t_tv}} \cdot x_{i_t_tv} - \frac{M_{Ed_tv}}{I_{i_t_tv}} \cdot x_{i_t_tv} = -7.89 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{x2} := -\frac{P_{eff}}{A_{i_t_tv}} + \frac{P_{eff} \cdot (y_{i_t_tv} - a_p)}{I_{i_t_tv}} \cdot (x_{i_t_tv} - v_f) - \frac{M_{Ed_tv}}{I_{i_t_tv}} \cdot (x_{i_t_tv} - v_f) = -5.3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{x3} := -\frac{P_{eff}}{A_{i_t_tv}} - \frac{P_{eff} \cdot (y_{i_t_tv} - a_p)}{I_{i_t_tv}} \cdot (y_{i_t_tv} - a_{p1}) + \frac{M_{Ed_tv}}{I_{i_t_tv}} \cdot (y_{i_t_tv} - a_{p1}) = 0.54 \text{ MPa}$$



$$x_1 := 306.9 \text{ mm} \quad x_2 := 30.4 \text{ mm}$$

$$M_x := b_f \cdot v_f \cdot |\sigma_{x2}| \cdot \left(d_{p1} - \frac{v_f}{2}\right) + b_f \cdot v_f \cdot \frac{|\sigma_{x1} - \sigma_{x2}|}{2} \cdot \left(d_{p1} - \frac{v_f}{3}\right) + b_g \cdot x_1 \cdot \frac{|\sigma_{x2}|}{2} \cdot \left(d_{p1} - v_f - \frac{x_1}{3}\right) - b_g \cdot x_1 \cdot \frac{|\sigma_{x3}|}{2} \cdot \left(d_{p1} - \frac{x_2}{3}\right) = 230.61 \text{ kN} \cdot m$$

$$z := 0.5 h' = 475.11 \text{ mm} \quad F_t := \frac{M_x}{z} = 485.37 \text{ kN}$$

$$A_{s_req} := \frac{F_t}{f_{yd}} = 1115.8 \text{ mm}^2$$

$$n := \frac{A_{s_req}}{A_{sw}} = 11.05$$

12 db kengyelt kell elhelyezni, a méretezett nyírási kengyeleken felül!

1.4.1.5.5 Használhatósági határállapotban igénybevételek meghatározása: (kvázi állandó teherkombináció) (közbenső, általános helyzetű) $t := y_{t1} = 5.5 \text{ m}$

$$g_{RT} = 0.3 \text{ kN} \cdot m^{-2} \quad g_{fv} = 0.2 \text{ kN} \cdot m^{-2} \quad g_{tsz} = 5 \text{ kN} \cdot m^{-1} \quad g_{gép} = 0.5 \text{ kN} \cdot m^{-2} \quad s_k = 1.25 \text{ kN} \cdot m^{-2}$$

Az egyszerűsítés kedvéért egyenletesen megoszló teherrel számolok, bár a hó ψ_2 tényezője 0, a biztonság javára ~0,5 értékkel figyelembe veszem.

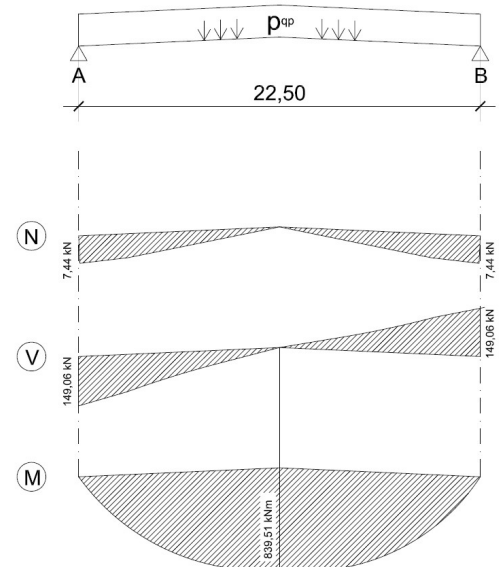
$$P_{qp} := t \cdot (g_{RT} + g_{fv} + g_{gép} \cdot \psi_{2gép} + s_k \cdot \mu_1 \cdot 0.5) + g_{tsz} = 13.25 \frac{\text{kN}}{m}$$

Kézi teherkombináció igénybevételei:

$$N_{qp_kézi} := 7.42 \text{ kN}$$

$$V_{qp_kézi} := 149.06 \text{ kN}$$

$$M_{qp_kézi} := 839.51 \text{ kN} \cdot m$$

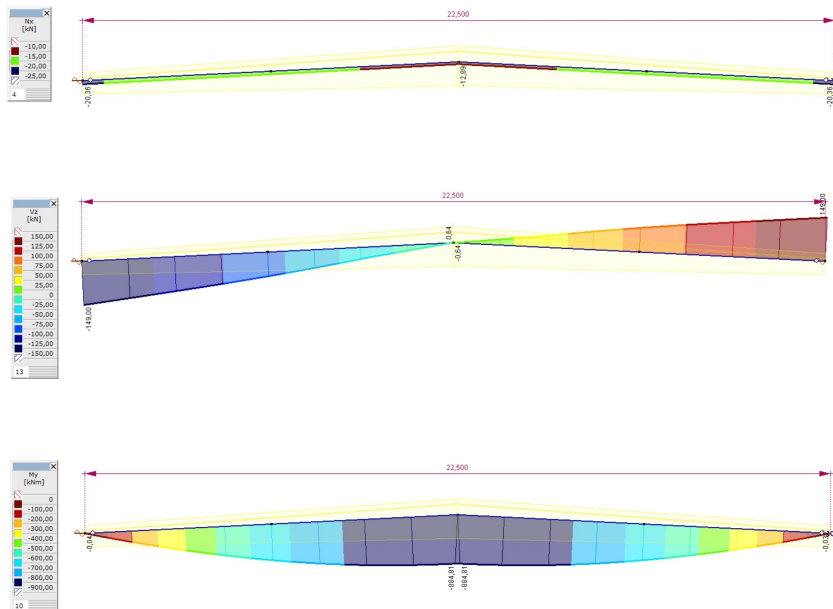


Gépi teherkombináció igénybevételei:
(valós tehereloszlás)

$$N_{qp_gépi} := 20.36 \text{ kN}$$

$$V_{qp_gépi} := 149.00 \text{ kN}$$

$$M_{qp_gépi} := 884.81 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



Mértékadó helyzetű tetőszelemen tervezési igénybevételei:

$$(t := y_{12} = 5.93 \text{ m})$$

$$V_{qp} := 161.68 \text{ kN} \quad M_{qp} := 955.67 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Hajlítónyomaték egyenletesen megoszló teherre redukálása:

$$\frac{P_{qp} \cdot L^2}{8} = 955.67 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$P_{qp} := 15.10 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$$

1.4.1.5.6 Lehajlás ellenőrzése tartóközépen (használhatósági határállapot)

A keresztmetszet repesztőnyomatéka:

$$M_{cr} := \left(f_{ctm} + \frac{P_{eff}}{A_{i_t}} + \frac{P_{eff} \cdot (y_{i_t} - a_p)}{I_{i_t}} \cdot (y_{i_t}) \right) \cdot \frac{I_{i_t}}{y_{i_t}} = 1108.17 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{cr} \geq M_{qp}$$

$$M_{qp} = 955.67 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

A keresztmetszet nem reped be!

A tartó lehajlását mezőközépen két részből, a feszítésből és a külső terhekből származó lehajlásokból határozom meg.

A tartó felhajlása: (feszítésből származó felhajlás)

$$I_{i_t} = (41.28 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$e_{p_t} := y_{i_t} - a_p = 529.87 \text{ mm}$$

$$M_{hat_fesz} := P_{eff} \cdot e_{p_t} = 589.87 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$L := 22.5 \text{ m}$$

$$e_{fel} := \frac{M_{hat_fesz} \cdot L^2}{8 \cdot \frac{E_{cm}}{1 + \phi} \cdot I_{i_t}} = 61.84 \text{ mm}$$

A tartó lelhajlása: (külső terhekből származó lehajlás)

$$e_{le} := \frac{5}{384 \cdot \frac{E_{cm}}{1 + \phi} \cdot I_{i_t}} \cdot P_{qp} \cdot L^4 = 83.48 \text{ mm}$$

A teljes lehajlás repedésmentes állapotban:

$$e := -e_{fel} + e_{le} = 21.64 \text{ mm}$$

$$e \leq e_{eng}$$

$$e_{eng} := \frac{L}{250} = 90 \text{ mm}$$

megfelel!

1.4.1.6 Emelőhorgonyok méretezése: (PFEIFER rendszer)

$V := 4.58 \text{ m}^3$	<i>elem térfogata</i>
$\rho_C := 25 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$	<i>beton térfogatsúly</i>
$A_{\text{zsalu}} := 47.60 \text{ m}^2$	<i>elem zsaluzott felülete</i>
$q_{\text{zsalu}} := 1.0 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$	<i>zsaluzat négyzetméter terhe</i>
$\psi_{\text{din}} := 2.5$	<i>egyenletes talajon való mozgatás és szállítás</i>
$\beta := 30^\circ$	<i>függőlegessel bezárt szög</i>
$n := 4$	<i>emelőhorgonyok száma</i>

Előregyártott elem súlyából származó erő

$$F_G := V \cdot \rho_C = 114.5 \text{ kN}$$

Zsaluzott elemből származó erő

$$F_{\text{adh}} := q_{\text{zsalu}} \cdot A_{\text{zsalu}} = 47.6 \text{ kN}$$

Függőlegessel bezárt szög miatti tényező (30 fok)

$$z := \cos(\beta)^{-1} = 1.15$$

Az elem geometriai és vasalási feltételei megfelelnek az előírt értékeknek, az alkalmazott emelőhorgony 4db WK.10

$$V_{R_adm} := 50 \text{ kN}$$

$$N_{R_adm} := 100 \text{ kN}$$

Teher:

Húzóerő:

Ellenállás:

Zsaluzattal együtt emelve

$$F_Q := \frac{(F_G + F_{\text{adh}}) \cdot z}{n} = 46.79 \text{ kN}$$

$$F_Q \leq V_{R_adm}$$

$$V_{R_adm} = 50 \text{ kN}$$

Emelés, szállítás

$$F_z := \frac{(F_G) \cdot \psi_{\text{din}} \cdot z}{n} = 82.63 \text{ kN}$$

$$F_z \leq N_{R_adm}$$

$$N_{R_adm} = 100 \text{ kN}$$

1.4.2 Hosszmerevítés

1.4.2.1 Geometria és anyagminőségek

Geometria szelvény: SHS120x5

Acélminőség: S235

$$h := 120 \text{ mm} \quad I_y := 4.98 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$f_y = 235 \text{ MPa}$$

$$b := 120 \text{ mm} \quad I_z := 4.98 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$f_u = 360 \text{ MPa}$$

$$t := 5 \text{ mm} \quad W_{ply} := 8.30 \cdot 10^4 \text{ mm}^3$$

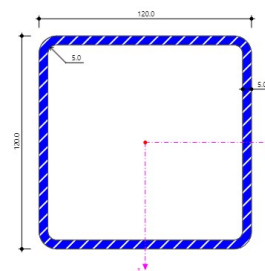
$$E = 210000 \text{ MPa}$$

$$r := 7.5 \text{ mm} \quad W_{plz} := 8.30 \cdot 10^4 \text{ mm}^3$$

$$G := 81000 \text{ MPa}$$

$$A := 2270 \text{ mm}^2 \quad L := 7638 \text{ mm}$$

$$\gamma_{m0} := 1.0$$



Keresztmetszeti osztály: 1. keresztmetszeti osztályú

Tartós tervezési helyzetben igénybevételek meghatározása: (AXIS VM szoftverből)

$$N_{ed_min} := 117.17 \text{ kN} \quad N_{ed_max} := 121.71 \text{ kN}$$

1.4.2.1 Szilárdsági ellenőrzés: (teherbírási határállapot)

$$N_{plRd} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = 533.45 \text{ kN}$$

$$N_{plRd} \geq N_{ed_min}$$

$$N_{ed_min} = 117.17 \text{ kN}$$

megfelel!

$$N_{plRd} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = 533.45 \text{ kN}$$

$$N_{plRd} \geq N_{ed_max}$$

$$N_{ed_max} = 121.71 \text{ kN}$$

megfelel!

1.4.2.3 Stabilitásvesztés ellenőrzés: (teherbírási határállapot)

$$\nu := 1.0$$

$$N_{cr} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(\nu \cdot L)^2} = 176.925 \text{ kN}$$

$$\lambda := \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = 1.74$$

$$\alpha := 0.21$$

$$\phi := 0.5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\lambda - 0.2) + \lambda^2) = 2.17$$

$$\chi := \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} = 0.29$$

$$N_{brd} := \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = 153.8 \text{ kN}$$

$$N_{brd} \geq N_{ed_min}$$

$$N_{ed_min} = 117.17 \text{ kN}$$

megfelel!

1.4.3 Közbenső helyzetű oszlop

1.4.3.1 Trapézlemez merevítő hatása (stressed skin design)

1. meghatározási módszer:

Az EUROCODE 3 ajánlása alapján a trapézlemez merevítő hatása az alábbi közelítő képlet segítségével vehető figyelembe:

$$\begin{aligned} \alpha &:= 2000 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-1} && \text{merevségi tényező, pontosabb érték hiányában } 2000 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-1} \text{ -re vehető fel} \\ L &:= 5.5 \text{ m} && \text{egy diafragma hossza, a trapézlemez fesztávjának irányában} \\ b &:= 22.5 \text{ m} && \text{a diafragma teljes szélessége } b = \sum b_u \\ b_u &:= 1 \text{ m} && \text{egy trapézlemez szélessége} \\ e_s &:= 250 \text{ mm} && \text{trapézlemezek rögzítési távolsága} \end{aligned}$$

diafragma figyelembe vehető merevsége a trapézlemez egységnyi hosszán:

$$S_v := \frac{\alpha \cdot L \cdot b_u}{e_s \cdot (b - b_u)} = 2046.51 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

2. meghatározási módszer:

Szintén EUROCODE alapú ajánlás, a ConSteel végeselemes program képes ennek számítására, melyet az alábbi összefüggés alapján végez:

$$\begin{aligned} t &:= 0.9 \text{ mm} && \text{trapézlemez vastagsága} \\ b_{\text{roof}} &:= 5500 \text{ mm} && \text{nyírási mező hossza a panel bordáinak irányával párhuzamosan} \\ h_w &:= 108 \text{ mm} && \text{trapézlemez magassága} \\ a &:= 5500 \text{ mm} \cdot \frac{5500 \text{ mm}}{33425 \text{ mm}} = 905.01 \text{ mm} && \text{effektív szélesség, stabilizáló mező szélessége} \end{aligned}$$

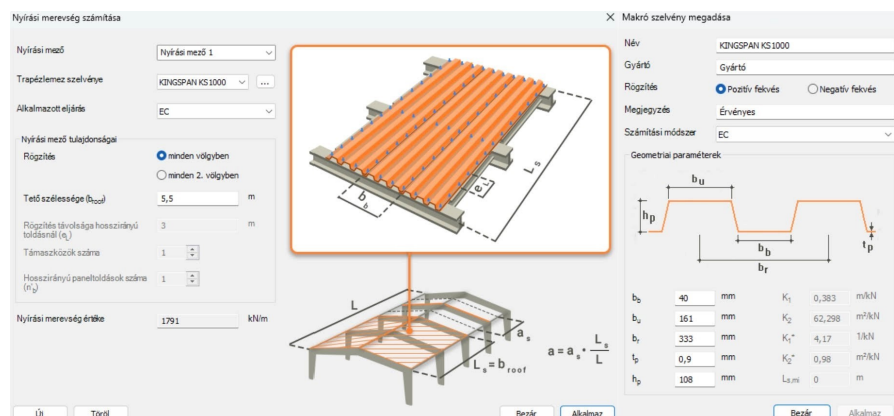
$$S = \left(1000 \cdot \sqrt{t^3} \cdot \left(50 + 10 \cdot \sqrt[3]{b_{\text{roof}}} \right) \cdot \frac{1}{h_w} \right) \cdot a = 1621 \text{ kN}$$

$$\frac{S}{a} = 1791 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Ezzel az értékkel számolok tovább, hiszen ez pontosabb eljárás és a figyelembe vehető nyírási merevség értéke is kisebb.

A végeselemes program modulja alapján is azonos eredményt kaptam.

Az AXIS VM modellem esetében egy olyan helyettesítő rácsrúd elemet veszek figyelembe, mely 1621 kN koncentrált erő hatására 1 métert mozdul el. Ezt egy különálló modellben vizsgáltam, azt az eredményt kaptam, hogy S235 minőségű 2,1 cm átmérőjű acél rácsrúd 1050 mm mozdul el az említett erő hatására.



1.4.3.2 Tartós tervezési helyzetben igénybevételek meghatározása: $T_o := 2 \cdot x_t \cdot y_{t1} = 61.88 \text{ m}^2$

Héjalás: $N_{o_rtg} := g_{RT} \cdot T_o = 18.56 \text{ kN}$

Falpanel: $N_{o_fp} := H_o \cdot y_{t1} \cdot g_{fp} = 6.02 \text{ kN}$

Felülvilágító: $N_{o_fv} := 5.2 \text{ m} \cdot y_{t1} \cdot g_{fv} \cdot 0.5 = 2.86 \text{ kN}$

Szelemen: $N_{o_tsz} := g_{tsz} \cdot 2 \cdot x_t = 56.25 \text{ kN}$

Kötőgerenda: $N_{o_kg} := y_{t1} \cdot g_{kg} = 16.5 \text{ kN}$

Oszlop: $N_{o_o} := H_o \cdot g_o = 45.63 \text{ kN}$

Gépészet: $N_{o_gép} := g_{gép} \cdot T_o = 30.94 \text{ kN}$

Hasznos: $N_{o_p} := q_p \cdot T_o = 55.69 \text{ kN}$

Hóteher: $N_{o_s} := s \cdot T_o = 61.88 \text{ kN}$

Rendkívüli hőteher: $N_{o_sr} := s_{Ad} \cdot T_o = 123.75 \text{ kN}$

maximális normálerő értéke:

$$N_{Ed_kézi} := \gamma_G \cdot (N_{o_rtg} + N_{o_tsz} + N_{o_fv} + N_{o_o} + N_{o_kg} + N_{o_fp}) + \gamma_s \cdot N_{o_s} + \gamma_{gép} \cdot N_{o_gép} \cdot \psi_{0gép} + \gamma_p \cdot N_{o_p} \cdot \psi_{0p} = 336.08 \text{ kN}$$

A legjobban igénybe vett pillér keresztmetszetét ellenőrzöm, és meghatározom a szükséges vasmenyiségeket, az itt kapott vasalást alkalmazom az összes többi pillérre is.

Mértékadó oszlopban keletkező legnagyobb egyidejű normálerő és nyomaték hatására létrejövő igénybevételek:
Rendkívüli ütközési teherből:

Mértékadó normálerő: $N_{Ed} := 176 \text{ kN}$

Igénybevétel az oszlop tetején:

$$N_{Ed} := 123 \text{ kN}$$

$$M_{Ed_y01} := 0 \text{ kN} \cdot m \quad M_{Ed_z01} := 0 \text{ kN} \cdot m$$

$$V_{Ed} := 25.44 \text{ kN}$$

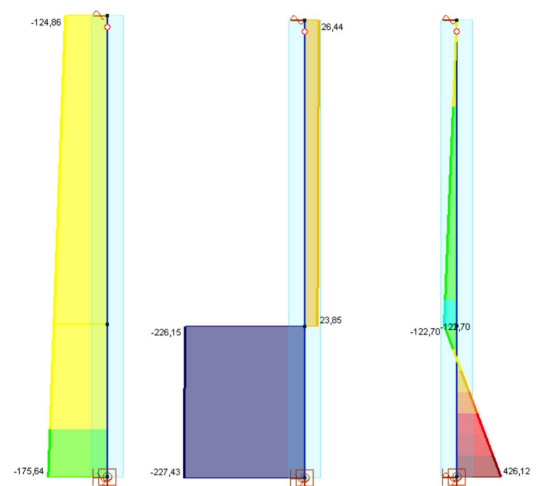
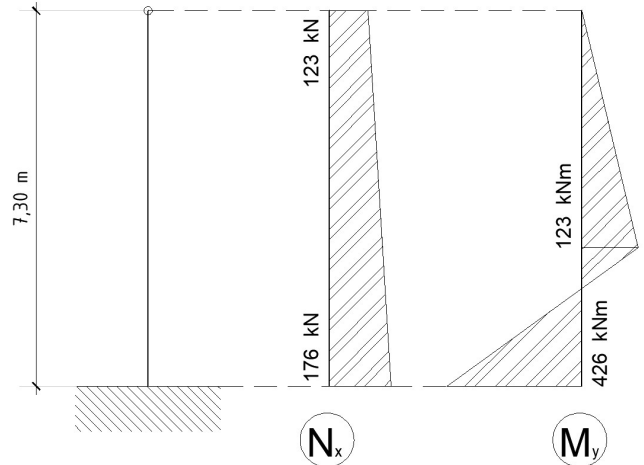
Igénybevétel az oszlop alján:

$$N_{Ed} := 176 \text{ kN}$$

$$M_{Ed_y02} := 426 \text{ kN} \cdot m \quad M_{Ed_z02} := 0.85 \text{ kN} \cdot m$$

$$V_{Ed} := 227.43 \text{ kN}$$

A gyenge tengely körüli hajlítói igénybevételt és külpontosságot nem ellenőrzöm, hiszen az erős tengely igénybevételei a mértékadók, a keresztmetszet a két főirányban azonos, és a vasalás szimmetrikus.



1.4.3.3 Geometria és anyagminőségek:

Geometria

$$h_o := 500 \text{ mm}$$

$$b_o := 500 \text{ mm}$$

$$A_o := h_o \cdot b_o = 250000 \text{ mm}^2$$

Betonacél minőség: B500

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 435 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200 \text{ GPa}$$

Beton minőség: C50/60

$$f_{ck} = 50 \text{ MPa}$$

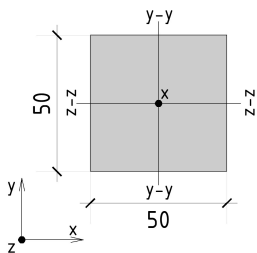
$$f_{cd} = 33.3 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 4.1 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd} = 1.9 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 37 \text{ GPa}$$

$$\varphi = 1.53$$



$$I_{y_o} = (5.21 \cdot 10^{-3}) \text{ m}^4$$

$$i_y := \sqrt{\frac{I_{y_o}}{A_o}} = 144.34 \text{ mm}$$

$$l_{o_y} = 15.55 \text{ m}$$

$$I_{z_o} = (5.21 \cdot 10^{-3}) \text{ m}^4$$

$$i_z := \sqrt{\frac{I_{z_o}}{A_o}} = 144.34 \text{ mm}$$

$$l_{o_z} = 6.53 \text{ m}$$

Szerkesztési szabályok:

Legkisebb oldalméret:

$$b_{\min} := 200 \text{ mm}$$

Alkalmazott betonacél átmérő:

$$\phi_{\min} := 8 \text{ mm}$$

$$\phi := 25 \text{ mm}$$

$$\phi_{\max} := \frac{h_o}{10} = 50 \text{ mm}$$

$$\phi_k := 8 \text{ mm}$$

Alkalmazott betonfedés:

$$c_{\min_dur} := 15 \text{ mm}$$

$$c_{\min_b} := 12 \text{ mm}$$

$$c_{nom} := 10 \text{ mm} + \max(c_{\min_b}, c_{\min_dur}, 10 \text{ mm}) = 25 \text{ mm}$$

$$a := \phi_k + c_{nom} + \frac{\phi}{2} = 45.5 \text{ mm}$$

$$d := h_o - a = 454.5 \text{ mm}$$

$$d' := a$$

$$x_{c0} := 0.49 d = 222.71 \text{ mm}$$

$$x_{c0'} := \xi'_{c0} \cdot a = 96.01 \text{ mm}$$

Minimális és maximális vasmennyiség:

$$A_{s\max} := 0.04 b_o \cdot h_o = 10000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\min} := \max\left(0.1 \frac{N_{Ed_kézi}}{f_{yd}}, 0.003 A_o\right) = 750 \text{ mm}^2$$

Betonacélok közötti távolság:

$$a_{\min} := \max(\phi, 20 \text{ mm}, d_g + 5 \text{ mm}) = 29 \text{ mm}$$

$$a_{\max} := 400 \text{ mm}$$

1.4.3.4 Külpontosság növekmények meghatározása:

Deformálatlan oszlop elsőrendű külpontossága:

rúd végén különböző lineárisan változó nyomaték, rendkívüli (ütközési teher) tervezési helyzet hatáskombinációjából.

$$M_{Ed_y02} := -426 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed_y01} := 123 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{0e_y} := \max(0.6 \cdot M_{Ed_y02} + 0.4 \cdot M_{Ed_y01}, 0.4 \cdot M_{Ed_y02}) = -170.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{Ed} = 176 \text{ kN}$$

$$M_{0e_y} = -170.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$e_{e_y} := \frac{|M_{0e_y}|}{N_{Ed}} = 968.18 \text{ mm}$$

Minimálisan figyelembe veendő külpontosság:

$$e_0 := \max\left(20 \text{ mm}, \frac{h_o}{30}\right) = 20 \text{ mm}$$

Másodrendű nyomatékból keletkező külpontosság névleges görbület alapján:

$$e_2 = \frac{1}{r} \cdot \frac{l_o^2}{10}$$

Karcsúsági határérték meghatározása:

$$A_s := 7920 \text{ mm}^2$$

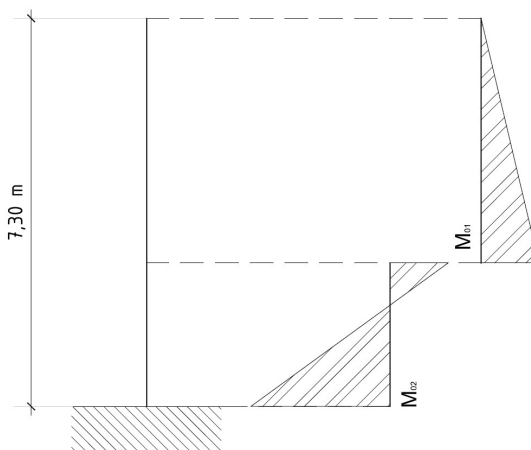
$$A := \frac{1}{1 + 0.2 \cdot \varphi} = 0.77$$

$$\omega := \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b_o \cdot h_o \cdot f_{cd}} = 0.41$$

$$B := \sqrt{1 + 2 \omega} = 1.35$$

$$C := 0.7$$

$$n := \frac{N_{Ed}}{A_o \cdot f_{cd}} = 0.02$$



Karcsúsági arány:

Karcsúsági határérték:

$$\lambda_{\lim_y} := 20 \frac{A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}} = 99.67$$

$$\lambda_{\lim_y} \leq \lambda_y$$

$$\lambda_y := \frac{l_{o_y}}{i_y} = 107.7$$

vizsgálni kell!

$$\lambda_{\lim_z} := 20 \frac{A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}} = 99.67$$

$$\lambda_{\lim_z} \geq \lambda_z$$

$$\lambda_z := \frac{l_{o_z}}{i_z} = 45.26$$

nem kell vizsgálni!

kúszás hatását figyelembe vevő tényező: (K_φ)

$$f_{ck} := 50 \quad \beta := 0.35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda_y}{150} = -0.12$$

$$K_\varphi := \max(1 + \beta \cdot \varphi, 1) = 1$$

normálerőtől függő módosító tényező: (K_r)

$$d' := 0.43 \text{ m} \quad N'_u := f_{cd} \cdot b_o \cdot h_o + A_s \cdot f_{yd} = 11770.2 \text{ kN} \quad N_{bal} := f_{cd} \cdot b_o \cdot x_{c0} = 3708.04 \text{ kN} \quad K_r := \min\left(\frac{N'_u - N_{Ed}}{N'_u - N_{bal}}, 1\right) = 1$$

másodrendű nyomatékból keletkező külpontosság:

$$e_{2_y} := \left(K_r \cdot K_\varphi \cdot \left(\frac{f_{yd}}{E_s} \right) \right) \cdot \frac{l_{o_y}^2}{10} = 271.65 \text{ mm}$$

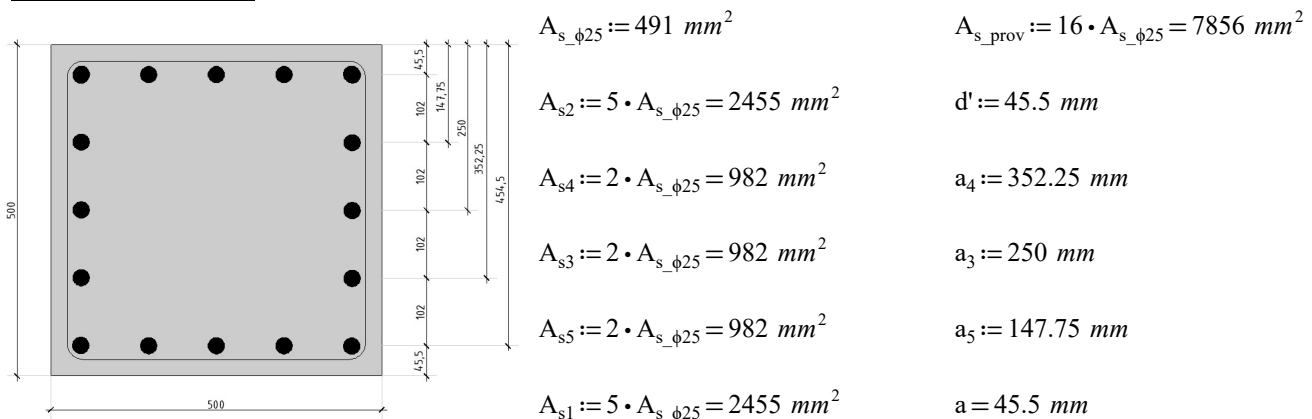
1.4.3.5 Külpontossággal növelt igénybevételek:

$$e_y := \max(e_{e_y} + e_{2_y}, e_0) = 1.24 \text{ m} \quad N_{Ed} = 176 \text{ kN} \quad M_{Ed_{y02}} = -426 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed_y} := |-(e_y \cdot N_{Ed}) + M_{Ed_{y02}}| = 644.21 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

1.4.3.6 Külpontosan nyomott oszlop teherbírása: (teherbírési határállapot)

Alkalmazott vasalás:

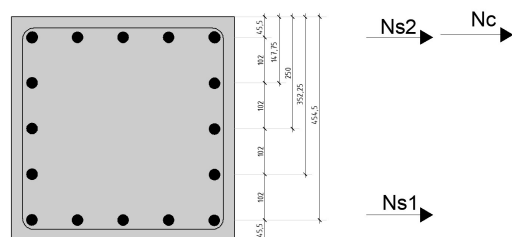


Teherbírési határvonal pontjai: (két főirányban azonos vasalás, közbenső vasak hatása elhanyagolva)

1.pont: Központos nyomás

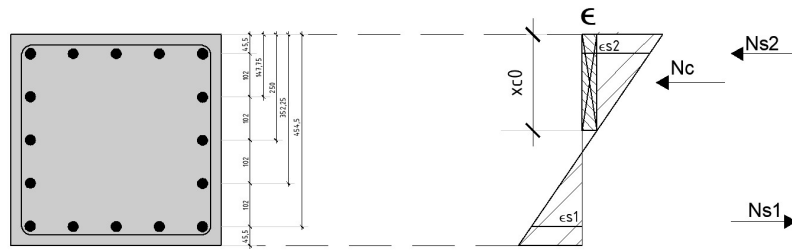
$$N_{Rd_1} := b_o \cdot h_o \cdot f_{cd} + 2 \cdot A_{s1} \cdot E_s \cdot 0.002 = 10289 \text{ kN}$$

$$M_{Rd_1} := 0 \quad (\text{szimmetrikus vasalás miatt})$$



2.pont: Határyomaték-befeszülési tartomány

$$N_{Rd_2} := b_o \cdot x_{c0} \cdot f_{cd} + A_{s2} \cdot f_{yd} - A_{s1} \cdot f_{yd} = 3708.04 \text{ kN}$$



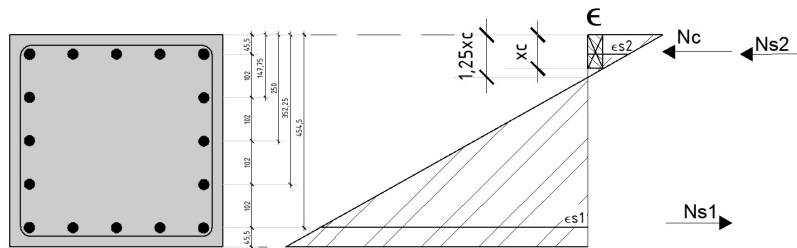
$$M_{Rd_2} := b_o \cdot x_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \left(\frac{h_o}{2} - \frac{x_{c0}}{2} \right) + A_{s1} \cdot f_{yd} \cdot \left(\frac{h_o}{2} - a \right) + A_{s2} \cdot f_{yd} \cdot \left(\frac{h_o}{2} - d' \right) = 950.89 \text{ kN} \cdot m$$

3.pont: Tiszta egyenes hajlítás

$$h_o \cdot x_c \cdot f_{cd} + A_{s2} \cdot \left(700 - \frac{560 \cdot d'}{x_c} \right) \cdot 1 \text{ MPa} - (A_{s1} \cdot f_{yd}) = 0$$

$$x_c = 44.8 \text{ mm}$$

$$\sigma_{s2} := \left(700 - \left(\frac{560 \cdot d'}{x_c} \right) \right) \cdot 1 \text{ MPa} = 131.19 \text{ MPa}$$



$$M_{Rd_3} := h_o \cdot x_c \cdot f_{cd} \cdot \left(\frac{h_o}{2} - \frac{x_c}{2} \right) + A_{s2} \cdot \sigma_{s2} \cdot \left(\frac{h_o}{2} - d' \right) + A_{s1} \cdot f_{yd} \cdot \left(\frac{h_o}{2} - a \right) = 454.01 \text{ kN} \cdot m$$

Ellenőrzés az adott erőpárra:

$$b_o \cdot x_c \cdot f_{cd} + A_{s2} \cdot \left(700 - \left(\frac{560 \cdot a}{x_c} \right) \right) \cdot 1 \text{ MPa} - (A_{s1} \cdot f_{yd}) = N_{Ed}$$

$$x_c = 48.68 \text{ mm}$$

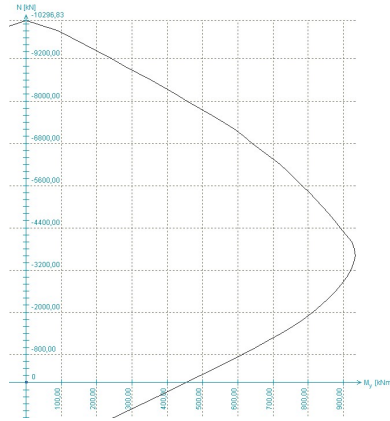
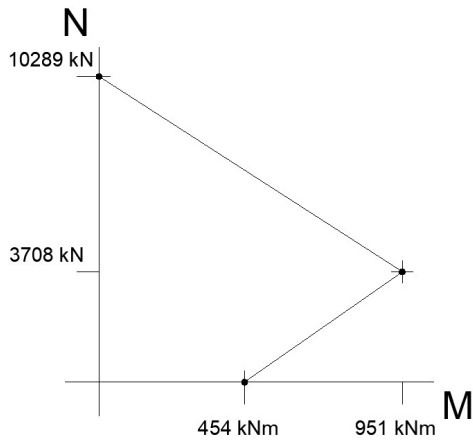
$$M_{Rd_y} := h_o \cdot x_c \cdot f_{cd} \cdot \left(\frac{h_o}{2} - \frac{x_c}{2} \right) + A_{s2} \cdot \sigma_{s2} \cdot \left(\frac{h_o}{2} - a \right) + A_{s1} \cdot f_{yd} \cdot \left(\frac{h_o}{2} - a \right) = 489.92 \text{ kN} \cdot m$$

$$M_{Rd_y} = 489.92 \text{ kN} \cdot m$$

$$M_{Rdy} \geq M_{Ed_y}$$

$$M_{Ed_y} = 644.21 \text{ kN} \cdot m$$

nem felel meg!



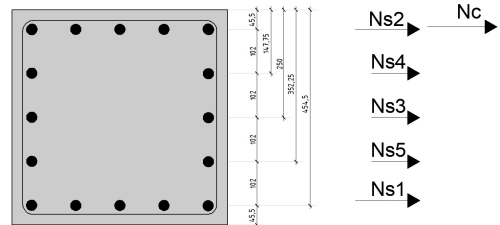
Azáltal, hogy a közbenső vasak hatását nem vettem figyelembe (biztonság javára elhanyagoltam), azt az eredményt kaptam, hogy nem felel meg a keresztmetszet. Ezzel szemben az AXIS VM szoftver az összes keresztmetszetben található vassal számol és így már megfelel a tartó. Ezért a következőkben én is így fogok eljárni.

Teherbírási határvonal pontjai: (két főirányban azonos vasalás, közbenső vasak figyelembevételével)

1.pont: Központos nyomás

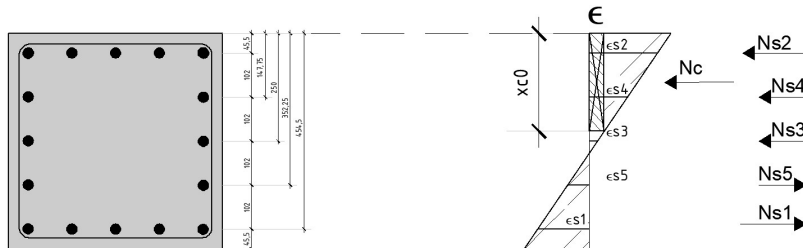
$$N_{Rd_1} := b_o \cdot h_o \cdot f_{cd} + A_{s_prov} \cdot E_s \cdot 0.002 = 11467.4 \text{ kN}$$

$$M_{Rd_1} := 0 \quad (\text{szimmetrikus vasalás miatt})$$



2.pont: Határyomaték-befeszülési tartomány

$$N_{Rd_2} := b_o \cdot x_{c0} \cdot f_{cd} + A_{s2} \cdot f_{yd} - A_{s1} \cdot f_{yd} - A_{s5} \cdot \sigma_{s5} + A_{s4} \cdot \sigma_{s4} + A_{s3} \cdot \sigma_{s3} = 3918.28 \text{ kN}$$



$$\sigma_{s3} := \left(\left(700 - \frac{560 \cdot a_3}{x_{c0}} \right) \cdot 1 \text{ MPa} \right) = 71.37 \text{ MPa} \quad \sigma_{s4} := \left(\left(700 - \frac{560 \cdot a_5}{x_{c0}} \right) \cdot 1 \text{ MPa} \right) = 328.48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s5} := \left(\left(\frac{560 \cdot a_4}{x_{c0}} - 700 \right) \cdot 1 \text{ MPa} \right) = 185.75 \text{ MPa}$$

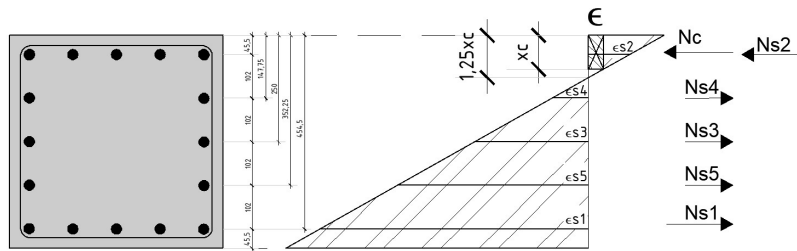
$$M_{Rd_2} := b_o \cdot x_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \left(\frac{h_o}{2} - \frac{x_{c0}}{2} \right) + A_{s2} \cdot f_{yd} \cdot \left(\frac{h_o}{2} - d' \right) + A_{s1} \cdot f_{yd} \cdot \left(\frac{h_o}{2} - a \right) + A_{s5} \cdot \sigma_{s5} \cdot \left(\frac{h_o}{2} - a_5 \right) + A_{s4} \cdot \sigma_{s4} \cdot \left(\frac{h_o}{2} - a_5 \right) = 1002.52 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3.pont: Tiszta egyenes hajlítás

$$b_o \cdot x_c \cdot f_{cd} + A_{s2} \cdot \left(700 - \frac{560 \cdot d'}{x_c} \right) \cdot 1 \text{ MPa} - (A_{s1} \cdot f_{yd}) - (A_{s5} \cdot f_{yd}) - (A_{s3} \cdot f_{yd}) - A_{s4} \cdot \left(\frac{560 \cdot a_5}{x_c} - 700 \right) \cdot 1 \text{ MPa} = 0$$

$$x_c = 79.54 \text{ mm}$$

$$\sigma_{s2} := \left(700 - \left(\frac{560 \cdot d'}{x_c} \right) \right) \cdot 1 \text{ MPa} = 379.66 \text{ MPa} \quad \text{rugalmas!} \quad \sigma_{s4} := \left(\left(\frac{560 \cdot a_5}{x_c} - 700 \right) \right) \cdot 1 \text{ MPa} = 340.24 \text{ MPa} \quad \text{rugalmas!}$$



$$M_{Rd_3} := b_o \cdot x_c \cdot f_{cd} \cdot \left(h_o - \frac{x_c}{2} \right) + A_{s2} \cdot \sigma_{s2} \cdot (h_o - d') - A_{s1} \cdot f_{yd} \cdot a - A_{s5} \cdot f_{yd} \cdot a_5 - A_{s3} \cdot f_{yd} \cdot a_3 - A_{s4} \cdot \sigma_{s4} \cdot a_4 = 696.92 \text{ kN} \cdot m$$

Ellenőrzés az adott erőpárra:

$$b_o \cdot x_c \cdot f_{cd} + A_{s2} \cdot \left(700 - \frac{560 \cdot a}{x_c} \right) \cdot 1 \text{ MPa} - (A_{s1} \cdot f_{yd}) - (A_{s5} \cdot f_{yd}) - (A_{s3} \cdot f_{yd}) - A_{s4} \cdot \left(\frac{560 \cdot a_5}{x_c} - 700 \right) \cdot 1 \text{ MPa} = 176 \text{ kN}$$

$$x_c = 84.15 \text{ mm}$$

$$M_{Rd_y} := h_o \cdot x_c \cdot f_{cd} \cdot \left(h_o - \frac{x_c}{2} \right) + A_{s2} \cdot \sigma_{s2} \cdot (h_o - d') - A_{s1} \cdot f_{yd} \cdot a - A_{s5} \cdot f_{yd} \cdot a_5 - A_{s3} \cdot f_{yd} \cdot a_3 - A_{s4} \cdot \sigma_{s4} \cdot a_4 = 768.39 \text{ kN} \cdot m$$

$$M_{Rd_y} = 768.39 \text{ kN} \cdot m$$

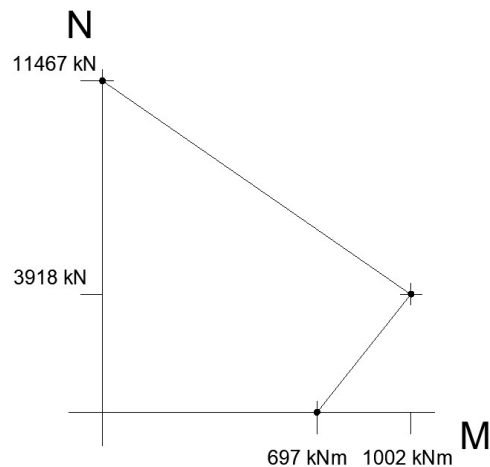
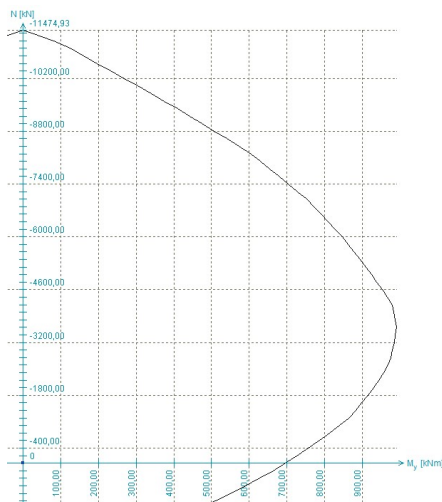
$$M_{Rdy} \geq M_{Ed_y}$$

$$M_{Ed_y} = 644.21 \text{ kN} \cdot m$$

megfelel!

kihasználtság: $\frac{M_{Ed_y}}{M_{Rd_y}} = 83.84\%$

A tervezett keresztmetszet és vasalás így már megfelel, azáltal hogy nem csak a szélső betonacélokkal, hanem az összes hajlításra dolgozó húzott/nyomott betonacéllal számoltam.



A kihasználtság alapján gyengíthető még a szerkezet, ezért hogy a pfeifer emelőhornyok elférjenek a középső As3 vasakat kivesszem a keresztmetszetből, így az alábbi határnyomatékok kaptam az egyidejű normálerőre:

Ellenőrzés az adott erőpárra:

$$b_o \cdot x_c \cdot f_{cd} + A_{s2} \cdot \left(700 - \frac{560 \cdot a}{x_c} \right) \cdot 1 \text{ MPa} - (A_{s1} \cdot f_{yd}) - (A_{s5} \cdot f_{yd}) - A_{s4} \cdot \left(\frac{560 \cdot a_5}{x_c} - 700 \right) \cdot 1 \text{ MPa} = 176 \text{ kN}$$

$$x_c = 73.45 \text{ mm}$$

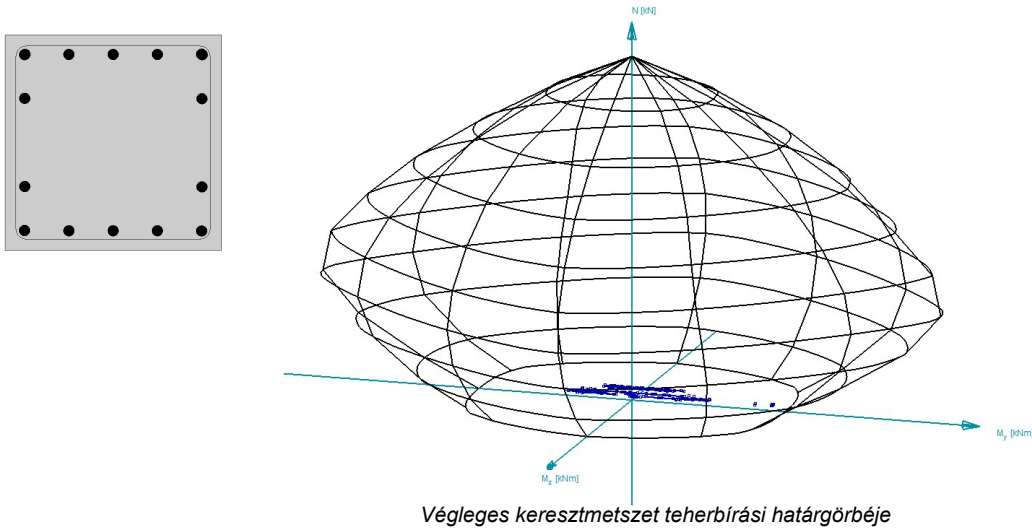
$$M_{Rd,y} := h_o \cdot x_c \cdot f_{cd} \cdot \left(h_o - \frac{x_c}{2} \right) + A_{s2} \cdot \sigma_{s2} \cdot (h_o - d') - A_{s1} \cdot f_{yd} \cdot a - A_{s5} \cdot f_{yd} \cdot a_5 - A_{s4} \cdot \sigma_{s4} \cdot a_4 = 702.02 \text{ kN} \cdot m$$

$$M_{Rd,y} = 702.02 \text{ kN} \cdot m$$

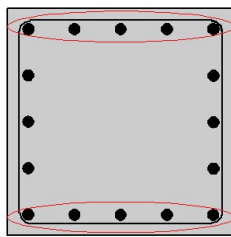
$$M_{Rdy} \geq M_{Ed,y}$$

$$M_{Ed,y} = 644.21 \text{ kN} \cdot m$$

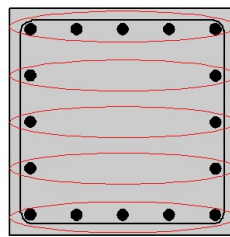
megfelel!



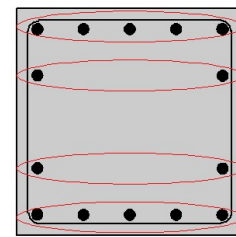
A 3 keresztmetszet kihasználtsági: (a pirossal jelölt betonacélokkal számolva)



131.49%



83.84%



91.77%

$$M_{Rd1} := 489.92 \text{ kN} \cdot m$$

$$M_{Rd2} := 768.39 \text{ kN} \cdot m$$

$$M_{Rd3} := 702.02 \text{ kN} \cdot m$$

1.4.3.7 Ellenőrzés nyírásra:

c értéke Dulácska közelítő képlete alapján: (húzott vashányad értéke a biztonság javára elhanyagolva)

$$f_{ck} := 50 \text{ MPa} \quad c := \left(1.2 - \frac{f_{ck}}{150 \text{ MPa}} \right) \left(\frac{0.45}{1 + \frac{d}{1000 \text{ mm}}} \right) = 0.268$$

A beton többlet nyírási teherbírása normálerő hatására:

$$\Delta V_{Rdc} := \min \left(\frac{0.15 \cdot N_{Ed}}{A_c} \cdot b_o \cdot d, 0.03 \cdot b_o \cdot d \cdot f_{cd} \right) = 24.69 \text{ kN}$$

$$V_{Rdc} := c \cdot d \cdot b_o \cdot f_{ctd} + \Delta V_{Rdc} = 140.46 \text{ kN}$$

$$V_{Rdc} \leq V_{Ed}$$

$$V_{Ed} = 227.43 \text{ kN}$$

Maximális nyírási teherbírás:

$$z := 0.9 \quad d = 409.05 \text{ mm} \quad v := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{50}{250} \right) = 0.48$$

$$V_{Rdmax} := 0.5 \cdot b_o \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} = 1634.56 \text{ kN}$$

$$V_{Rdmax} \geq V_{Ed}$$

$$V_{Ed} = 227.43 \text{ kN}$$

Nyírt kengyelek nyírási teherbírása:

$$A_{sw} := 101 \text{ mm}^2 \quad (\phi 8 \text{ kengyel két szára})$$

Nyírási teherbírás 50 mm kengyeltávolsággal: $s_{k1} := 50 \text{ mm}$

$$V_{Rdsk50} := \frac{z}{s_{k1}} \cdot A_{sw} \cdot f_{yd} = 359.43 \text{ kN}$$

Nyírási teherbírás 100 mm kengyeltávolsággal: $s_{k2} := 100 \text{ mm}$

$$V_{Rdsk100} := \frac{z}{s_{k2}} \cdot A_{sw} \cdot f_{yd} = 179.72 \text{ kN}$$

Nyírási teherbírás 150 mm kengyeltávolsággal: $s_{k3} := 150 \text{ mm}$

$$V_{Rdsk150} := \frac{z}{s_{k3}} \cdot A_{sw} \cdot f_{yd} = 119.81 \text{ kN}$$

1.4.3.8 Emelőhorgonyok méretezése: (PFEIFER rendszer)

$V := 1.83 \text{ m}^3$	<i>elem térfogata</i>
$\rho_C := 25 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$	<i>beton térfogatsúly</i>
$A_{zsalu} := 15.90 \text{ m}^2$	<i>elem zsaluzott felülete</i>
$q_{zsalu} := 1.0 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$	<i>zsaluzat négyzetméter terhe</i>
$\psi_{din} := 2.5$	<i>egyenletes talajon való mozgítás és szállítás</i>
$\beta := 30^\circ$	<i>függőlegessel bezárt szög</i>
$n := 2$	<i>emelőhorgonyok száma</i>

Előregyártott elem súlyából származó erő $F_G := V \cdot \rho_C = 45.75 \text{ kN}$

Zsaluzott elemből származó erő $F_{adh} := q_{zsalu} \cdot A_{zsalu} = 15.9 \text{ kN}$

Függőlegessel bezárt szög miatti tényező (30 fok) $z := \cos(\beta)^{-1} = 1.15$

Az elem geometriai és vasalási feltételei megfelelnek az előírt értékeknek, az alkalmazott emelőhorgony 2db WK.8.0

Teher:	Húzóerő:	Ellenállás:
Zsaluzattal együtt emelve	$F_Q := \frac{(F_G + F_{adh}) \cdot z}{n} = 35.59 \text{ kN}$	$F_Q \leq V_{R_adm} \quad V_{R_adm} = 50 \text{ kN}$
Emelés, szállítás	$F_z := \frac{(F_G) \cdot \psi_{din} \cdot z}{n} = 66.03 \text{ kN}$	$F_z \leq N_{R_adm} \quad N_{R_adm} = 100 \text{ kN}$

1.5 Alapozás méretezés

1.5.1 Kehelynak

1.5.1.1 Geometria és anyagminőségek

Geometria

$$h_{nyak} := 1.20 \text{ m}$$

$$v_{nyak} := 25 \text{ cm}$$

$$a_{nyak} := 0.70 \text{ m}$$

Betonacél minőség: B500

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 435 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200 \text{ GPa}$$

Beton minőség: C50/60

$$f_{ck} = 50 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd} = 1.9 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = 33.3 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 37 \text{ GPa}$$

$$f_{ctm} = 4.1 \text{ MPa}$$

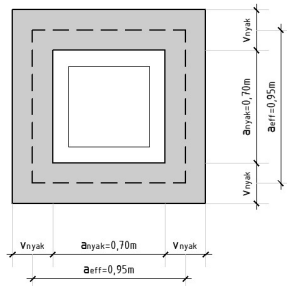
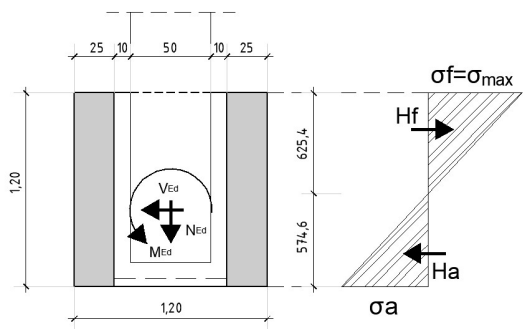
$$\varphi = 1.53$$

$$\text{Alkalmazott betonacél átmérő: } \phi := 10 \text{ mm} \quad \phi_k := 8 \text{ mm} \quad \phi_{\min} := 8 \text{ mm} \quad \phi_{\max} := \frac{h}{10} = 12 \text{ mm}$$

$$\text{Alkalmazott betonfedés: } c_{\min_dur} := 25 \text{ mm} \quad c_{\min_b} := 12 \text{ mm} \quad c_{nom} := 10 \text{ mm} + \max(c_{\min_b}, c_{\min_dur}, 10 \text{ mm}) = 35 \text{ mm}$$

$$\text{Betonacélok közötti távolság: } a_{\min} := \max(\phi, 20 \text{ mm}, d_g + 5 \text{ mm}) = 29 \text{ mm} \quad a_{\max} := 400 \text{ mm}$$

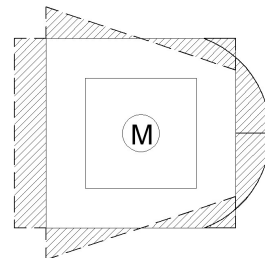
$$\text{Mértékadó igénybevételek: (A1 Geotechnikai teherkombináció) } N_{Ed} := 329 \text{ kN} \quad V_{Ed} := 46.33 \text{ kN} \quad M_{Ed} := 168 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



$$a_{eff} := a_{nyak} + v_{nyak} = 0.95 \text{ m}$$

$$A_{kfal} := a_{nyak} \cdot h_{nyak} = 0.84 \text{ m}^2$$

$$W_{kfal} := \frac{a_{nyak} \cdot h_{nyak}^2}{6} = 0.17 \text{ m}^3$$



1.5.1.2 Vízszintes vasalás meghatározása (teherbírási határállapot)

A kehely felső részét a befeszülő oszlop terheli, mely zárt keretnek tekinthető, a keresztirányú falban hajlítás és nyírás, a hosszirányú falban húzás keletkezik. Az erőjáték bizonytalan, hiszen a kiöntő habarcs akadályozza a keret alakváltozását. Közelítésképpen következő nyomatéki ábrát feltételeztem:

Kehelynyak falában kialakuló feszültségek:

$$\alpha := 0.7 \quad f_{cd} = 33.3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_f := \frac{V_{Ed}}{A_{kfal}} + \frac{M_{Ed}}{W_{kfal}} = 1.06 \text{ MPa}$$

oszlop, kehely, kiöntő habarcs tervezési szilárdsági értékei közül a legkisebbet veszem figyelembe

$$\sigma_a := \frac{V_{Ed}}{A_{kfal}} - \frac{M_{Ed}}{W_{kfal}} = -0.94 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\max} := \sigma_f = 1.06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\max} \leq \alpha \cdot f_{cd}$$

$$\alpha \cdot f_{cd} = 23.31 \text{ MPa}$$

megfelel!

semleges tengely:

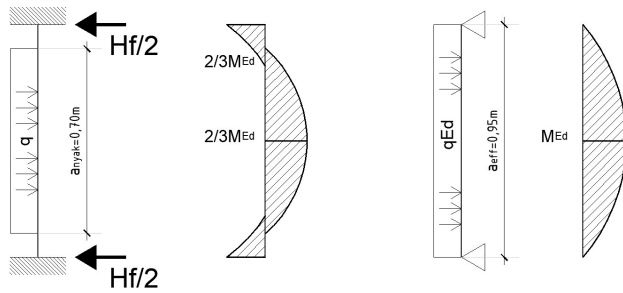
$$m_{nyakf} := \frac{h_{nyak} \cdot \sigma_f}{|\sigma_a| + \sigma_f} = 633.09 \text{ mm}$$

$$m_{nyaka} := h_{nyak} - m_{nyakf} = 566.91 \text{ mm}$$

nyomott és húzott zóna eredője:

$$H_f := \frac{1}{2} \cdot a_{nyak} \cdot m_{nyakf} \cdot \sigma_f = 233.8 \text{ kN}$$

$$H_a := \frac{|\sigma_a| \cdot a_{nyak} \cdot m_{nyaka}}{2} = 187.47 \text{ kN}$$



keresztirányú falon működő megoszló teher

$$q_{Ed} := \frac{H_f}{a_{eff}} = 246.11 \frac{kN}{m}$$

helyettesítő kéttámaszú tartó nyomatéka

$$M_{Ed} := \frac{q_{Ed} \cdot a_{eff}^2}{8} = 27.76 \text{ kN} \cdot m$$

A keresztirányú kehelyfal vízszintes vasalását a helyettesítő kéttámaszú tartó igénybevételei alapján határoztam meg, melyet a kehelynyak felső $\frac{2}{3} m_{nyakf}$ magasságában kell elhelyezni.

zárt keret keresztfalának befogási mezőnyomatékai, a külpontos húzás miatt:

$$M_{kfal} := \frac{2}{3} M_{Ed} = 18.51 \text{ kN} \cdot m$$

ellenőrzés hajlításra $\frac{2}{3} m_{nyakf}$ keresztmetszetben:

$$c_{nom} := 35 \text{ mm} \quad \phi := 10 \text{ mm} \quad d := v_{nyak} - c_{nom} - \frac{\phi}{2} = 210 \text{ mm}$$

$$M_{kfal} = x_c \cdot \left(\frac{2}{3} m_{nyakf} \right) \cdot f_{cd} \cdot \left(d - \frac{x_c}{2} \right)$$

$$x_c = 6.7 \text{ mm}$$

$$x_c \leq x_{co}$$

$$x_{co} := \xi_{co} \cdot d = 102.9 \text{ mm}$$

megfelel!

$$A_{sreq} := \frac{x_c \cdot f_{cd} \cdot \left(\frac{2}{3} m_{nyakf} \right)}{f_{yd}} = 216.38 \text{ mm}^2$$

$$A_{sprov} := 314 \text{ mm}^2 \quad (4 \text{ db } \phi 10/100)$$

Minimális és maximális vasmenyiség: $A_{smin} := \max \left(0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}, 0.0015 \right) \cdot \frac{2}{3} m_{nyakf} \cdot d = 188.97 \text{ mm}^2$

$$A_{smax} := 0.04 \frac{2}{3} m_{nyakf} \cdot v_{nyak} = 4220.62 \text{ mm}^2$$

1.5.1.3 Nyírás ellenőrzése (teherbírasi határállapot)

$$V_{Edkfal} := \frac{H_f}{2} = 116.9 \text{ kN}$$

$$b_w := \frac{2}{3} \cdot m_{nyakf} = 422.06 \text{ mm}$$

$$c := \left(1.2 - \frac{f_{ck}}{150 \text{ MPa}} \right) \left(\frac{0.45}{1 + \frac{d}{1000 \text{ mm}}} \right) = 0.322$$

Beton nyírasi teherbírása:

$$V_{Rdc} := c \cdot d \cdot b_w \cdot f_{ctd} = 54.28 \text{ kN}$$

$$V_{Rdc} \leq V_{Edkfal}$$

$$V_{Edkfal} = 116.9 \text{ kN}$$

Függőleges kengyelek nyírasi teherbírása:

Nyírasi teherbírás 150 mm kengyeltávolsággal:

$$s_{kl} := 150 \text{ mm}$$

$$A_{sw} := 226 \text{ mm}^2$$

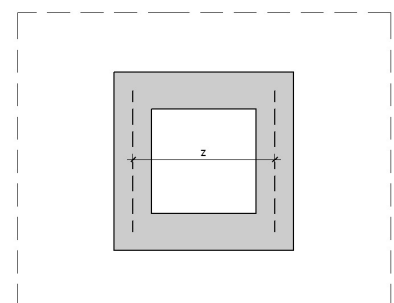
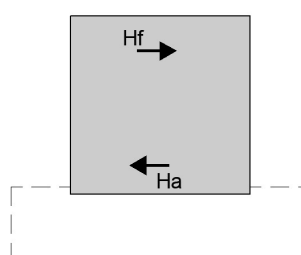
$$z := 0.9 d = 189 \text{ mm}$$

$$V_{Rdsk150} := \frac{z}{s_{kl}} \cdot A_{sw} \cdot f_{yd} = 123.87 \text{ kN}$$

megfelel!

1.5.1.4 Függőleges vasalás meghatározása (teherbírasi határállapot)

A függőleges vasalás úgy határozható meg, hogy a kehelynyak falát a pontalapba befogott konzolként méretezzük.



$$M_{Edf} := \frac{H_f}{2} \cdot \left(h_{nyak} - \frac{m_{nyakf}}{3} \right) - \frac{H_a}{2} \cdot \frac{m_{nyaka}}{3} = 97.9 \text{ kN} \cdot m$$

$$z := a_{nyak} + 2 \cdot \frac{v_{nyak}}{2} = 95 \text{ cm}$$

$$A_{sreq} := \frac{M_{Edf}}{z \cdot f_{yd}} = 236.9 \text{ mm}^2$$

$$A_{sprov} := 1018 \text{ mm}^2 \quad (9 \text{ db } \phi 12/150) \quad \text{megfelel!}$$

Minimális és maximális vasmennyiség:

$$A_{smin} := \max \left(0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}, 0.0015 \right) \cdot 1 \text{ m} \cdot d = 447.72 \text{ mm}^2$$

$$A_{smax} := 0.04 \frac{2}{3} 1 \text{ m} \cdot v_{nyak} = 6666.67 \text{ mm}^2$$

1.5.2 Pontalap (mértékadó helyzetű)

1.5.2.1 Geometria és anyagminőségek

Geometria

$$\begin{aligned} a_{pa} &:= 2 \text{ m} \\ b_{pa} &:= 2.5 \text{ m} \\ h_{pa} &:= 0.5 \text{ m} \\ h_{tak} &:= 1.67 \text{ m} \end{aligned}$$

Betonacél minőség: B500

$$\begin{aligned} f_{yk} &= 500 \text{ MPa} \\ f_{yd} &= 435 \text{ MPa} \\ E_s &= 200 \text{ GPa} \end{aligned}$$

Beton minőség: C30/37

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 30 \text{ MPa} & f_{ctd} &= 1.4 \text{ MPa} \\ f_{cd} &= 20 \text{ MPa} & E_{cm} &= 33 \text{ GPa} \\ f_{ctm} &= 2.9 \text{ MPa} & \varphi &= 2.13 \end{aligned}$$

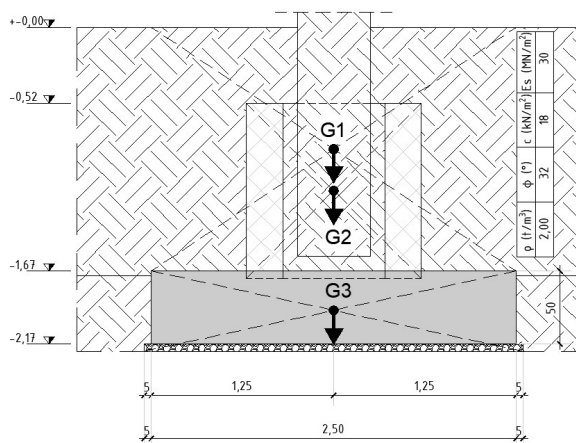
Alkalmazott betonacél átmérő: $\phi := 12 \text{ mm}$ $\phi_{min} := 5 \text{ mm}$ $\phi_{max} := \frac{h_{pa}}{10} = 50 \text{ mm}$

Alkalmazott betonfedés: $c_{min_dur} := 25 \text{ mm}$ $c_{min_b} := 12 \text{ mm}$ $c_{nom} := 10 \text{ mm} + \max(c_{min_b}, c_{min_dur}, 10 \text{ mm}) = 35 \text{ mm}$

$$a := c_{nom} + \frac{\phi}{2} = 41 \text{ mm} \quad d := h_{pa} - a = 459 \text{ mm} \quad x_{c0} := \xi_{c0} \cdot d = 224.91 \text{ mm}$$

Maximális vasmennyiség: $A_{smax_x} := 0.04 a_{pa} \cdot h_{pa} = 40000 \text{ mm}^2$ $A_{smax_y} := 0.04 b_{pa} \cdot h_{pa} = 50000 \text{ mm}^2$

Maximális vastávolság: $s_{max} := \min(250 \text{ mm}, 2 h_{pa}) = 250 \text{ mm}$



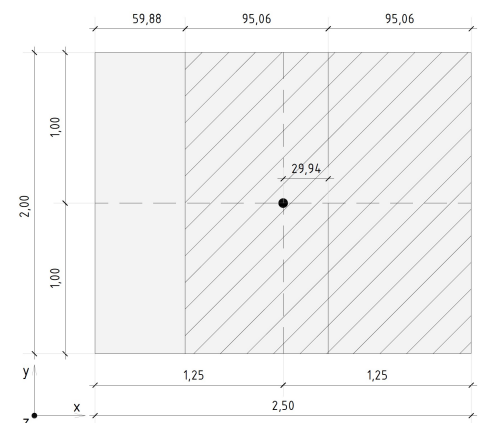
$$\gamma_{talaj} := 20 \text{ kN} \cdot m^{-3}$$

$$G_{1_pa} := (b_{pa} \cdot a_{pa}) \cdot h_{tak} \cdot \gamma_{talaj} = 167 \text{ kN}$$

$$G_{2_pa} := (h_{nyak}^2 - a_{nyak}^2) \cdot h_{nyak} \cdot \gamma_c = 28.5 \text{ kN}$$

$$G_{3_pa} := (b_{pa} \cdot a_{pa}) \cdot h_{pa} \cdot \gamma_c = 62.5 \text{ kN}$$

A leterhelő földtömeg és passzív földnyomás nyomatékcsökkentő hatását a biztonság javára nem veszem figyelembe.



1.5.2.2 Külpontosság vizsgálata X-Z síkban: (keretsík)

$$\gamma_{inf} := 0.9$$

Terhek A1 Geotechnikai teherkombinációból:

$$N_e := 329 \text{ kN} \quad M_{max} := 168 \text{ kN} \cdot m$$

$$N_e' := N_e + \gamma_{inf} \cdot (G_{1_pa} + G_{2_pa} + G_{3_pa}) = 561.2 \text{ kN}$$

$$E_x := \frac{M_{max}}{N_e'} = 29.94 \text{ cm} \quad A_x := \left(\frac{b_{pa}}{2} - E_x \right) \cdot 2 \cdot a_{pa} = 3.8 \text{ m}^2$$

$$\sigma := \frac{N_c'}{A_x} = 147.58 \text{ kPa} \leq \sigma_H := 350 \text{ kPa} \quad \text{megfelel!}$$

Konzolra ható talpfeszültség nyomatóka: (eredőre felírva)

$$k_{pa} := 95.06 \text{ cm} \quad M := \sigma \cdot a_{pa} \cdot \frac{k_{pa}^2}{2} = 133.363 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

1.5.2.3 Alaptest méretezése hajlításra: (teherbírási határállapot)

$$M = a_{pa} \cdot x_c \cdot f_{cd} \cdot \left(d - \frac{x_c}{2} \right)$$

$$x_{c_pa} = 7.32 \text{ mm}$$

$$A_{s_req} := \frac{a_{pa} \cdot x_{c_pa} \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 673.31 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_prov} := 804 \text{ mm}^2 \quad (8 \phi 12)$$

$$x_{c_új} := \frac{A_{s_prov} \cdot f_{yd}}{a_{pa} \cdot f_{cd}} = 8.74 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} := a_{pa} \cdot x_{c_új} \cdot f_{cd} \cdot \left(d - \frac{x_{c_új}}{2} \right) = 159 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M = 133.36 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{megfelel!}$$

Alkalmazott hosszvasalás:

$$\text{x-irány: } (14 \phi 12) \quad A_{s_prov_x} := 1582 \text{ mm}^2 \geq A_{smin_x} := p_{min} \cdot a_{pa} \cdot d = 1384.34 \text{ mm}^2 \quad \text{megfelel!}$$

$$\text{y-irány: } (16 \phi 12) \quad A_{s_prov_y} := 1808 \text{ mm}^2 \geq A_{smin_y} := p_{min} \cdot b_{pa} \cdot d' = 1685.19 \text{ mm}^2 \quad \text{megfelel!}$$

1.5.2.4 Alaptest ellenőrzés átszúródásra: (teherbírási határállapot)

$$N_c = 329 \text{ kN} \quad \beta := 1 \quad d = 459 \text{ mm} \quad c_{c30} := 0.31 \quad c := 1.00 \cdot c_{c30} = 0.31 \quad v := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{ MPa}} \right) = 0.53$$

$$u_0 := 2 \cdot b_0 + 2 \cdot h_0 = 2000 \text{ mm} \quad u_1 := (2 \cdot b_0 + 2 \cdot h_0) + 2 \cdot d \cdot 2 \cdot \pi = 7768 \text{ mm}$$

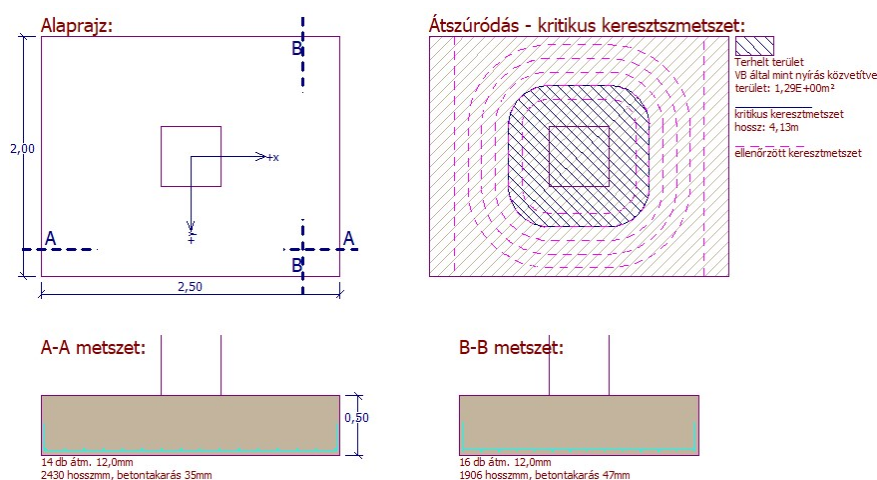
u_0 kerület mentén

$$V_{Ed} := \frac{\beta \cdot N_c}{u_0 \cdot d} = 0.36 \text{ MPa} \leq V_{rdc} := c \cdot f_{ctd} = 0.43 \text{ MPa} \leq V_{Rdmax} := 0.5 \cdot v \cdot f_{cd} = 5.28 \text{ MPa} \quad \text{megfelel!}$$

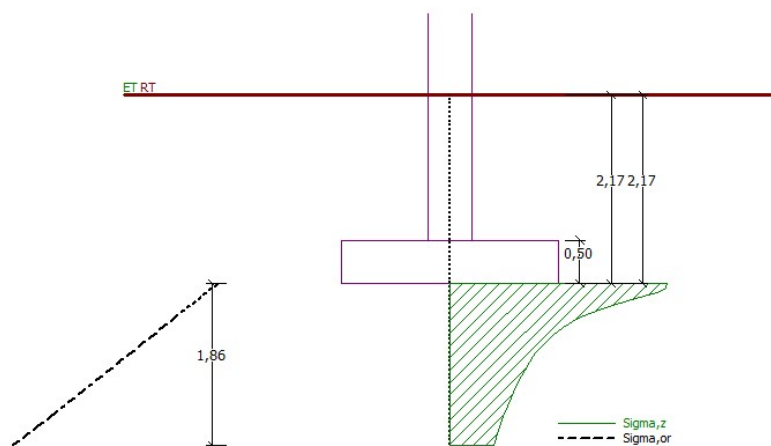
u_1 kerület mentén

$$V_{Ed} := \frac{\beta \cdot N_c}{u_1 \cdot d} = 0.09 \text{ MPa} \leq V_{rdc} := c \cdot f_{ctd} = 0.43 \text{ MPa} \leq V_{Rdmax} := 0.5 \cdot v \cdot f_{cd} = 5.28 \text{ MPa} \quad \text{megfelel!}$$

A közelítő kézi számítás eredményeit a GEO V programmal visszaellenőrizve megegyező eredményeket kaptam:



Hosszvasalás X irányban		Hosszvasalás Y irányban		Ellenőrzés	
Vasak száma:	14,00	Vasak száma:	16,00	HOSSZ X IRÁNYBAN :	MEGFELELŐ (87,4%)
Átmérő :	12,0 [mm]	Átmérő :	12,0 [mm]	HOSSZ Y IRÁNYBAN :	MEGFELELŐ (93,1%)
Betontakarás:	35,0 [mm]	Betontakarás:	47,0 [mm]	ÁTSZÚRÓDÁS:	MEGFELELŐ (23,7%)
$A_{req} = 1384,3 \text{ mm}^2 < A_{inp} = 1583,4 \text{ mm}^2$		$A_{req} = 1685,2 \text{ mm}^2 < A_{inp} = 1809,6 \text{ mm}^2$			



Alap süllyedése és elfordulása - eredmények

Alap merevsége:

Átlagos alakváltozási modulus $E_{def} = 20,25 \text{ MPa}$

Az alap hosszirányban merev ($k=13,04$)

Az alap keresztirányban merev ($k=25,46$)

Teher külpontosság ellenőrzése

Max. külp. az alap hosszúsága irányában $e_x = 0,037 < 0,333$

Max. külp. az alap szélessége irányában $e_y = 0,000 < 0,333$

Max. átlagos külpontosság $e_t = 0,037 < 0,333$

Teher külpontossága MEGFELELŐ

Alap teljes süllyedése és elfordulása:

Alap süllyedés $= 1,5 \text{ mm}$

Érintett zóna mélysége $= 1,86 \text{ m}$

Elfordulás x irányban $= 0,314 (\tan^*1000); (1,8E-02^\circ)$

Elfordulás y irányban $= 0,000 (\tan^*1000); (1,3E-17^\circ)$

II. Monolit vasbeton fejépület

2.1 Geometria:

raszter méret:

raszter x $x_t := 5.625 \text{ m}$

raszter y $y_{t1} := 4.40 \text{ m}$ $y_{t2} := 5.70 \text{ m}$

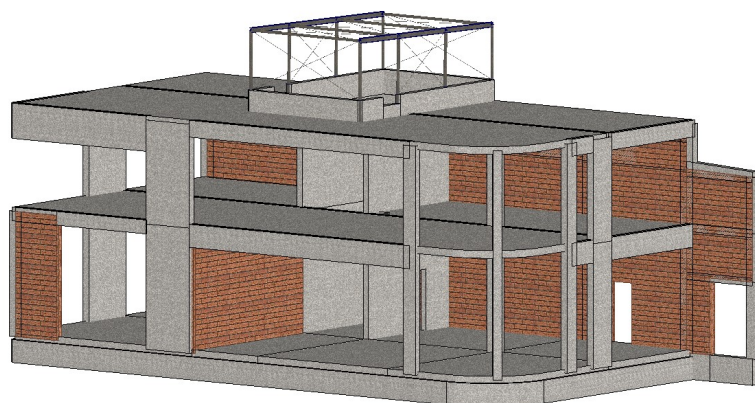
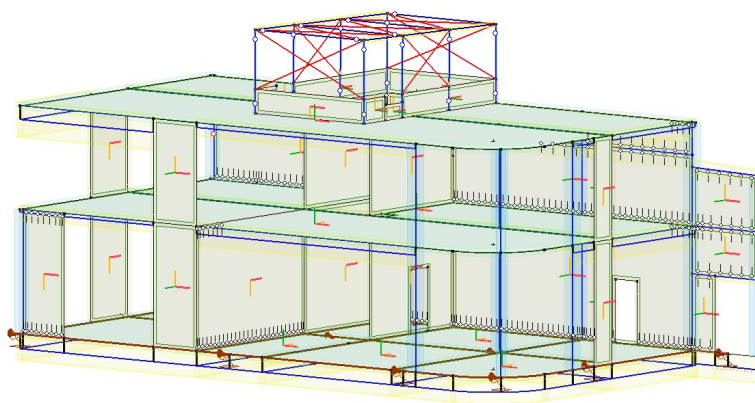
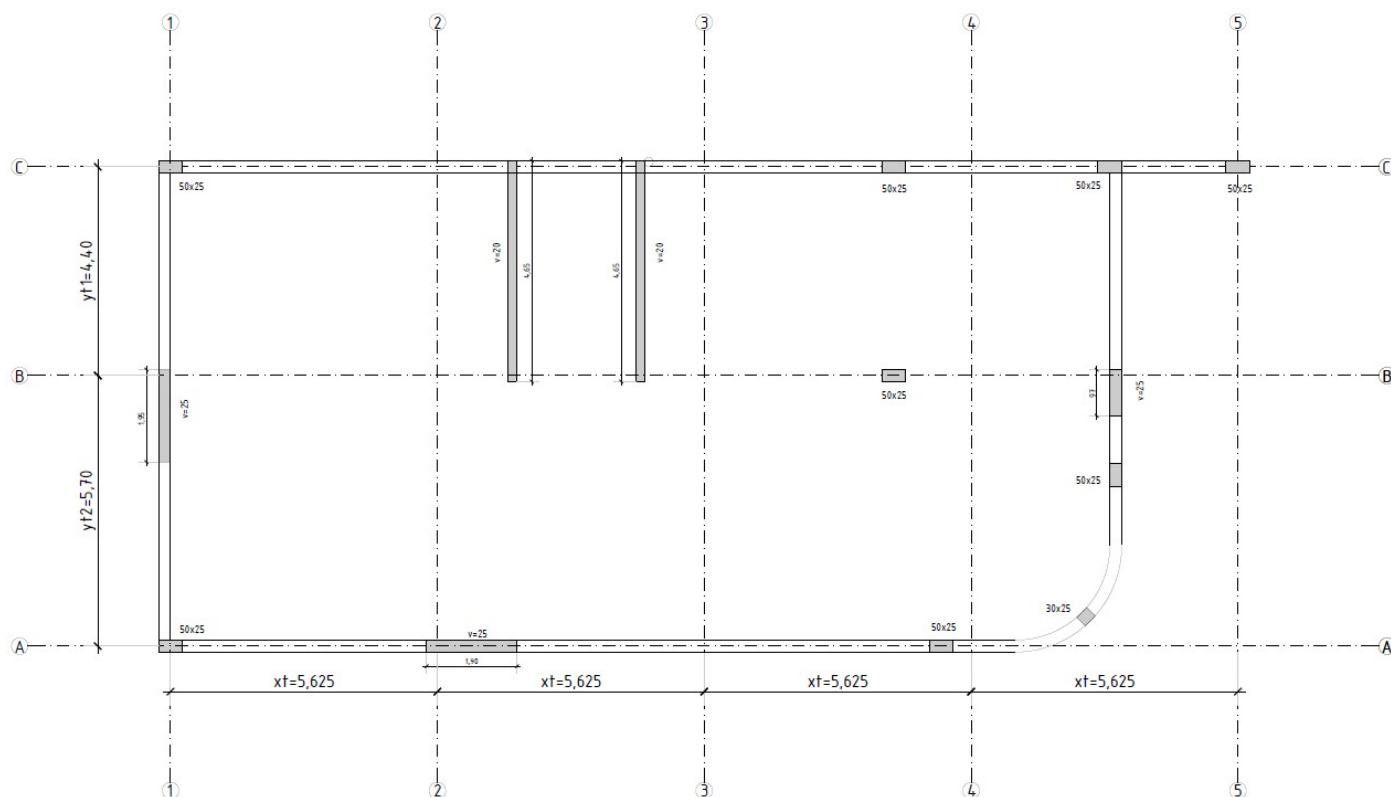
befoglaló méret:

$X := 4 x_t = 22.5 \text{ m}$

$Y := y_{t1} + y_{t2} = 10.1 \text{ m}$

teljes terület:

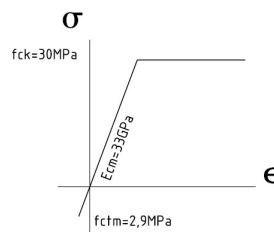
$A := 210 \text{ m}^2$



2.2 Anyagminőségek:

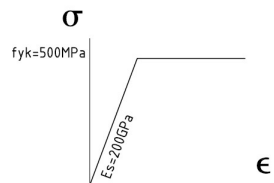
Beton minőség: C30/37

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 30 \text{ MPa} & f_{ctd} &= 1.4 \text{ MPa} \\ f_{cd} &= 20 \text{ MPa} & E_{cm} &= 33 \text{ GPa} \\ f_{ctm} &= 2.9 \text{ MPa} \end{aligned}$$



Betonacél minőség: B500B

$$\begin{aligned} f_{yk} &= 500 \text{ MPa} \\ f_{yd} &= 435 \text{ MPa} \\ E_s &= 200 \text{ GPa} \end{aligned}$$



2.3 Terhek és teherkombinációk:

2.3.1 Fejépület függőleges terhek:

2.3.1.1 Fejépület alaplemez terhek:

Állandó terhek:

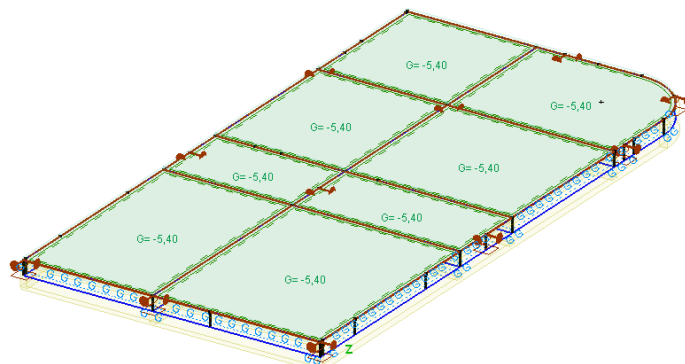
Rétegtrend: $\gamma_G := 1.35$ $\gamma_A := 1.00$ $\psi_{0G} := 0$ $\psi_{1G} := 0$ $\psi_{2G} := 0$

Fejépület padló rétegtrend (RP1):

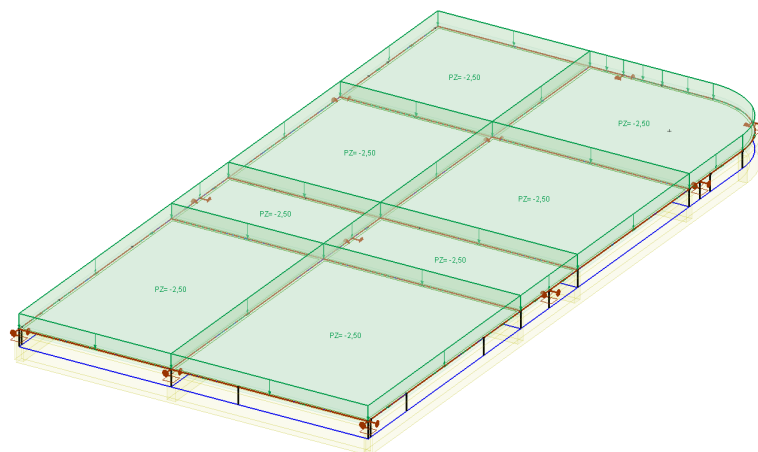
1. vasalt aljzatbeton	$v_1 := 22 \text{ cm}$	$\gamma_1 := 25 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$	$g_1 := v_1 \cdot \gamma_1 = 5.5 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$
2. bitumenes kellősités	$v_2 := 1 \text{ rtg.}$	$\gamma_2 := 0.05 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$	$g_2 := v_2 \cdot \gamma_2 = 0.05 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$
3. talajpára elleni szigetelés	$v_3 := 1 \text{ rtg.}$	$\gamma_3 := 0.05 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$	$g_3 := v_3 \cdot \gamma_3 = 0.05 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$
4. hőszigetelés	$v_4 := 8 \text{ cm}$	$\gamma_4 := 0.10 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$	$g_4 := v_4 \cdot \gamma_4 = 0.008 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$
5. aljzatbeton	$v_6 := 8 \text{ cm}$	$\gamma_6 := 24 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$	$g_6 := v_6 \cdot \gamma_6 = 1.92 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$
6. burkolat+ragasztó	$v_7 := 2 \text{ cm}$	$\gamma_7 := 22 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$	$g_7 := v_7 \cdot \gamma_7 = 0.44 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$

aljzatbeton: $g_1 = 5.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

rétegtrend: $g_{RP1} := g_2 + g_3 + g_4 + g_6 + g_7 = 2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$



szerkezet önsúly



rétegrendi teher

Esetleges terhek:

Raktár hasznos:

$$\gamma_p := 1.50$$

$$\gamma_A := 1.00$$

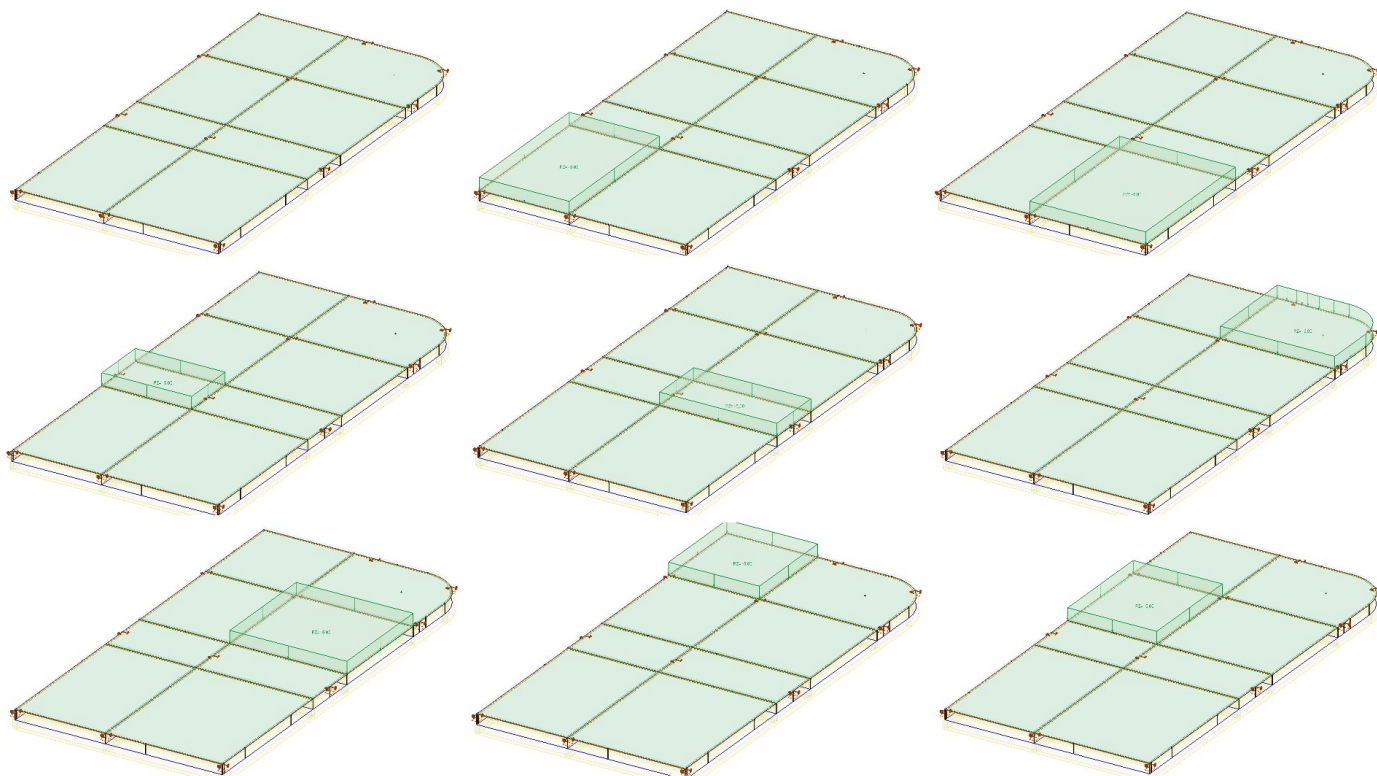
$$\psi_{0p} := 1.00$$

$$\psi_{1p} := 0.90$$

$$\psi_{2p} := 0.80$$

$$q_p := 5.00 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$$

"E1" használati osztály, raktár rendeltetés



raktár hasznos terhe (parciális leterhelés)

Válaszfal:

$$\gamma_p := 1.50$$

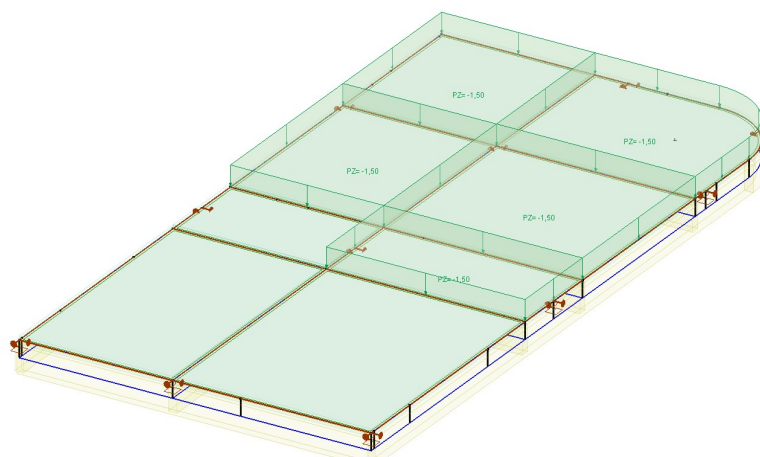
$$\gamma_A := 1.00$$

$$\psi_{0p} := 1.00$$

$$\psi_{1p} := 1.00$$

$$\psi_{2p} := 1.00$$

$$q_{vf} := 1.50 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$$



válaszfal teher

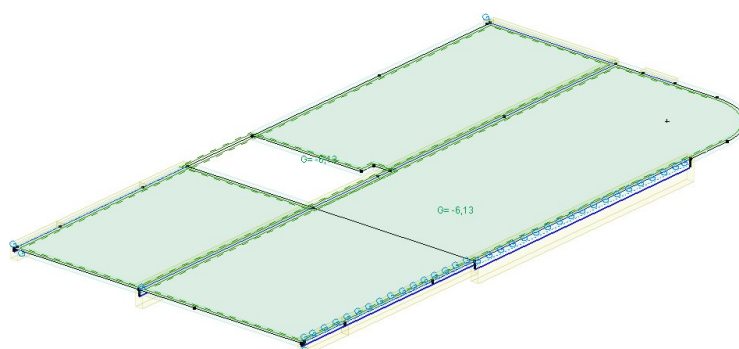
2.3.1.2 Fejépület emeleti földem terhek:

Földszint feletti földem rétegrend (RP2):

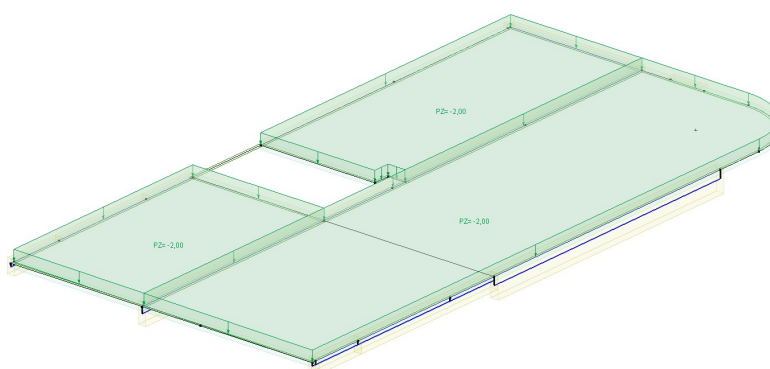
1. vasbeton földem	$v_1 := 25 \text{ cm}$	$\gamma_1 := 25 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$	$g_1 := v_1 \cdot \gamma_1 = 6.25 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$
2. hőszigetelés	$v_2 := 7 \text{ cm}$	$\gamma_2 := 0.10 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$	$g_2 := v_2 \cdot \gamma_2 = 0.007 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$
3. aljzatbeton	$v_3 := 6.5 \text{ cm}$	$\gamma_3 := 24 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$	$g_3 := v_3 \cdot \gamma_3 = 1.56 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$
4. burkolat+ragasztó	$v_4 := 1.5 \text{ cm}$	$\gamma_4 := 22 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$	$g_4 := v_4 \cdot \gamma_4 = 0.33 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$

földem: $g_1 = 6.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

rétegrend: $g_{\text{RP2}} := g_2 + g_3 + g_4 = 1.9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$



szerkezet önsúly



rétegrend terhe

Esetleges terhek:

Iroda hasznos:

$$\gamma_p := 1.50$$

$$\gamma_A := 1.00$$

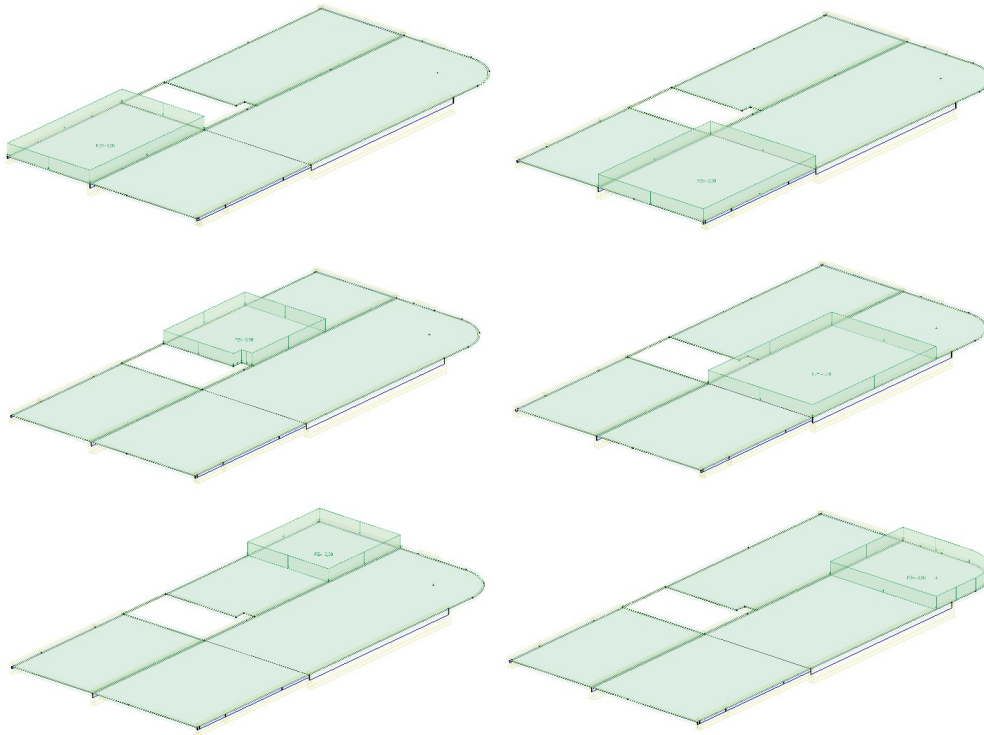
$$\psi_{0p} := 0.70$$

$$\psi_{1p} := 0.50$$

$$\psi_{2p} := 0.30$$

$$q_p := 3.00 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$$

"B" használati osztály, iroda rendeltetés



iroda hasznos terhe (parciális leterhelés)

Válaszfal:

$$\gamma_p := 1.50$$

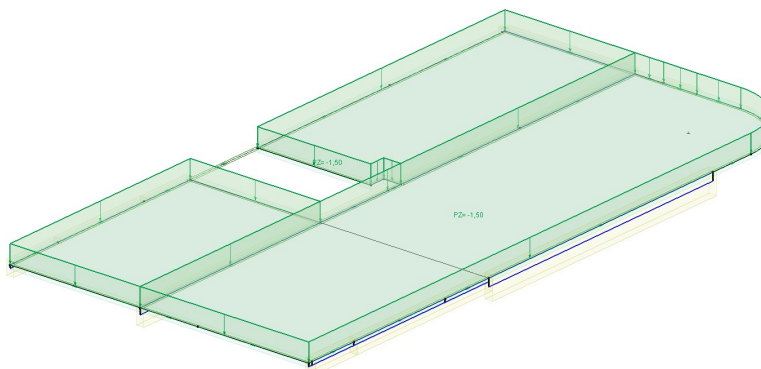
$$\gamma_A := 1.00$$

$$\psi_{0p} := 1.00$$

$$\psi_{1p} := 1.00$$

$$\psi_{2p} := 1.00$$

$$q_{vf} := 1.50 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$$



válaszfal teher

2.3.1.3 Fejépület lapostető födém terhek:

Emelet feletti födém, fejépület tetőkijárat (RP3):

1. vasbeton födém	$v_1 := 25 \text{ cm}$	$\gamma_1 := 25 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$	$g_1 := v_1 \cdot \gamma_1 = 6.25 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$
2. hőszigetelés	$v_2 := 42 \text{ cm}$	$\gamma_2 := 0.10 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$	$g_2 := v_2 \cdot \gamma_2 = 0.042 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$
3. aljzatbeton	$v_3 := 6.5 \text{ cm}$	$\gamma_3 := 24 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$	$g_3 := v_3 \cdot \gamma_3 = 1.56 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$
4. burkolat+ragasztó	$v_4 := 1.5 \text{ cm}$	$\gamma_4 := 22 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$	$g_4 := v_4 \cdot \gamma_4 = 0.33 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$

födém: $g_1 = 6.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

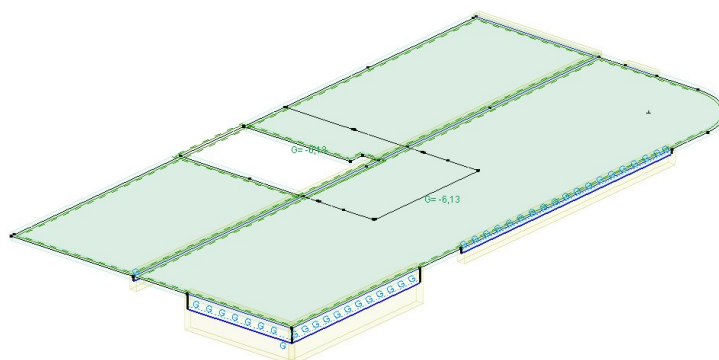
rétengrend: $g_{RP} := g_2 + g_3 + g_4 = 1.9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Zöldtető (RT1):

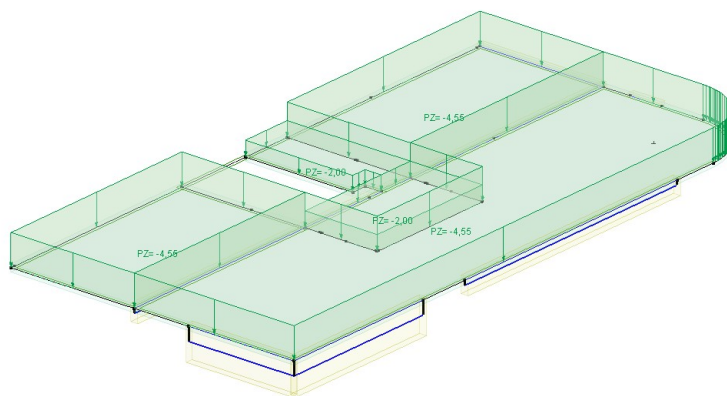
1. vasbeton födém	$v_1 := 25 \text{ cm}$	$\gamma_1 := 25 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$	$g_1 := v_1 \cdot \gamma_1 = 6.25 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$
2. bitumenes kellőstítés	$v_2 := 1 \text{ rtg.}$	$\gamma_2 := 0.05 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$	$g_2 := v_2 \cdot \gamma_2 = 0.05 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$
3. talajpára elleni szigetelés	$v_3 := 1 \text{ rtg.}$	$\gamma_3 := 0.05 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$	$g_3 := v_3 \cdot \gamma_3 = 0.05 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$
4. hőszigetelés+lejtés	$v_4 := 25 \text{ cm}$	$\gamma_4 := 0.20 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$	$g_4 := v_4 \cdot \gamma_4 = 0.05 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$
5. csapadékvíz elleni szigetelés	$v_5 := 1 \text{ rtg.}$	$\gamma_5 := 0.05 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$	$g_5 := v_5 \cdot \gamma_5 = 0.05 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$
6. vízmegtartó lemez	$v_6 := 4 \text{ cm}$	$\gamma_6 := 1.25 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$	$g_6 := v_6 \cdot \gamma_6 = 0.05 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$
7. félintenzív termőréteg növényzettel	$v_7 := 22 \text{ cm}$	$\gamma_7 := 18 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$	$g_7 := v_7 \cdot \gamma_7 = 3.96 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$

födém: $g_1 = 6.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

rétengrend: $g_{RT1} := g_2 + g_3 + g_4 + g_5 + g_6 + g_7 = 4.55 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$



szerkezet önsúly



rétegrend terhe

Esetleges terhek:

Lakóépület hasznos:

$$\gamma_p := 1.50$$

$$\gamma_A := 1.00$$

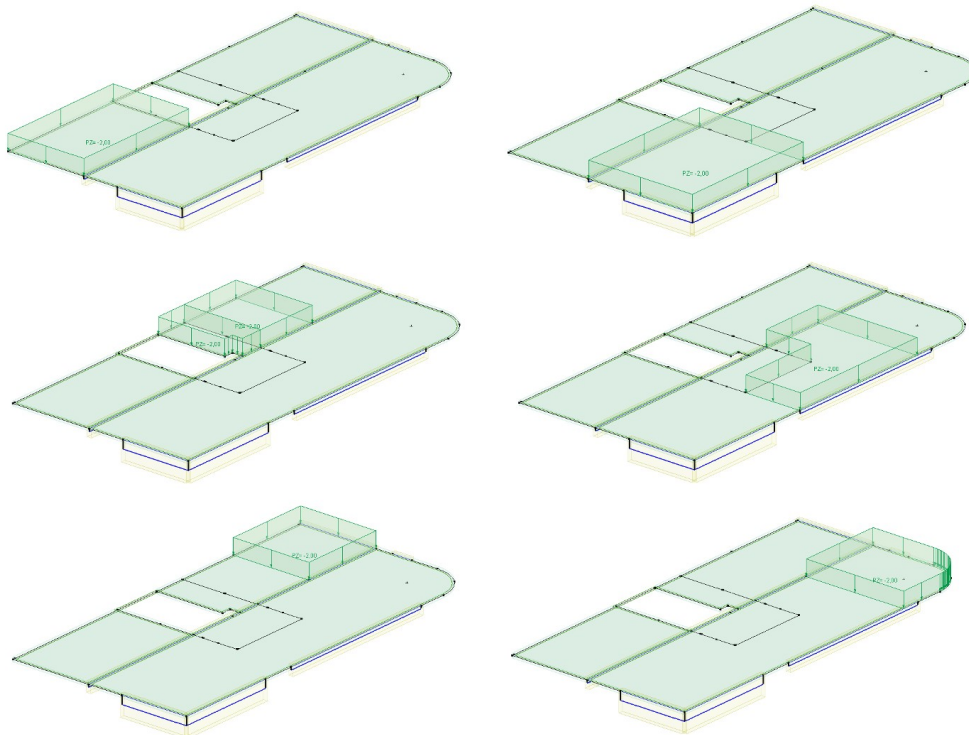
$$\psi_{0p} := 0.70$$

$$\psi_{1p} := 0.50$$

$$\psi_{2p} := 0.30$$

$$q_p := 2.00 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$$

"I" használati osztály, járható tető rendeltetés, tartózkodási célra szolgáló terület ("A")



rendszeres tartózkodás hasznos terhe (parciális leterhelés)

Hóteher:

$$\gamma_s := 1.5$$

$$\gamma_A := 1.00$$

$$\psi_{0s} := 0.50$$

$$\psi_{1s} := 0.20$$

$$\psi_{2s} := 0$$

$$s_k := 1.25 \text{ kPa}$$

felszíni hóteher karakterisztikus értéke 400m tengerszint feletti magasságig

$$\mu_1 := 0.8$$

hóteher alaki tényezője

$$C_e := 1.0$$

szél hatását is figyelembe vevő tereptényező

$$C_t := 1.0$$

hőmérsékleti tényező

Hóteher karakterisztikus értéke:

$$s := C_e \cdot C_t \cdot \mu_1 \cdot s_k = 1 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$$

$$\gamma_{\text{set}} := 2 \frac{kN}{m^3}$$

megülepedett hó térfogatsúlya

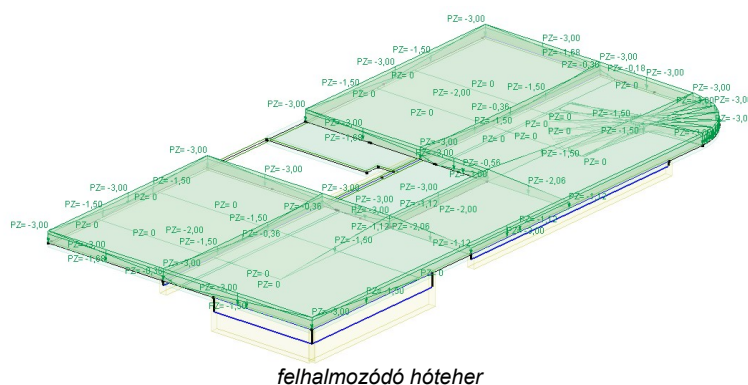
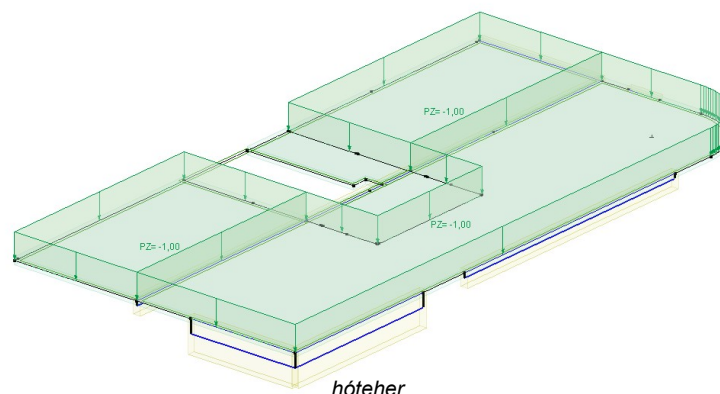
$$h := 1.4 \text{ m}$$

tető fölé emelkedő akadály magassága

$$\mu_{w2} := \min \left(2.0, \frac{\gamma_{\text{set}} \cdot h}{s_k} \right) = 2 \geq 0.80$$

$$l_s := \max(5 \text{ m}, 2 \cdot h) = 5 \text{ m} \leq 15 \text{ m}$$

Az attikafaltól vízszintes értelemben 5 m hosszon a hőteher alapértékének alaki tényezője 0,8 helyett, 0,8 és 2 értékek között linerisan interpolálódik.



Rendkívüli terhek:

Rendkívüli hőteher:

$$\gamma_s := 1.50$$

$$\gamma_A := 1.00$$

$$\psi_{0s} := 0.50$$

$$\psi_{1s} := 0.20$$

$$\psi_{2s} := 0$$

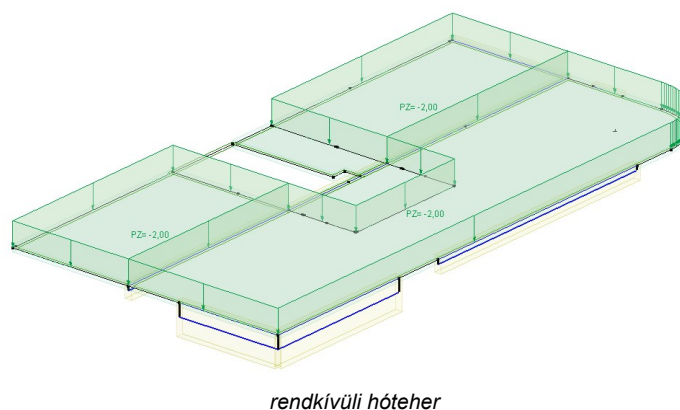
$$C_{\text{esl}} := 2.0$$

rendkívüli hőteher tényezője

$$s_k := 1.25 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$$

felszíni hőteher karakterisztikus értéke 400m tengerszint feletti magasságig

$$s_{\text{Ad}} := C_{\text{esl}} \cdot s_k \cdot \mu_1 = 2 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$$



2.3.2 Fejépület vízszintes terhei:

Fejépület nyírasközéppontja:

Az épület függőleges teherhordó szerkezeteire ható erők nagyságát a merevségi középponttól való távolságuk befolyásolja, meghatározása az alábbi összefüggésből számítható:

	X	I _x [m ⁴]	x [m]	I _y [m ⁴]	y [m]
C 30/37 VASBETON	F.01	0,154	0,125	0,003	4,975
	F.02	1,676	7,450	0,003	8,025
	F.03	1,676	10,150	0,003	8,025
	F.04	0,002	6,600	0,143	0,125
	F.05	0,019	20,175	0,001	5,465
	P.1.1	0,001	0,250	0,003	10,225
	P.1.2	0,001	0,250	0,003	0,125
	P.1.3	0,001	15,500	0,003	5,825
	P.1.4	0,001	15,500	0,003	10,225
	P.1.5	0,001	16,500	0,003	0,125
FALAZOTT	P.1.6	0,0005	19,550	0,0005	0,745
	P.1.7	0,003	20,175	0,001	3,790
	P.1.8	0,001	20,050	0,003	10,225
	P.1.9	0,001	22,750	0,003	10,225
	1	4,630	2,975	0,013	7,425
	2	0,002	1,100	0,102	0,125
	3	0,002	1,150	0,122	10,225
	4	0,022	8,863	106,472	10,225
	Σ SZUM PTH	4,657	-	106,709	-
	Σ SZUM C 30/37	3,535	-	0,172	-

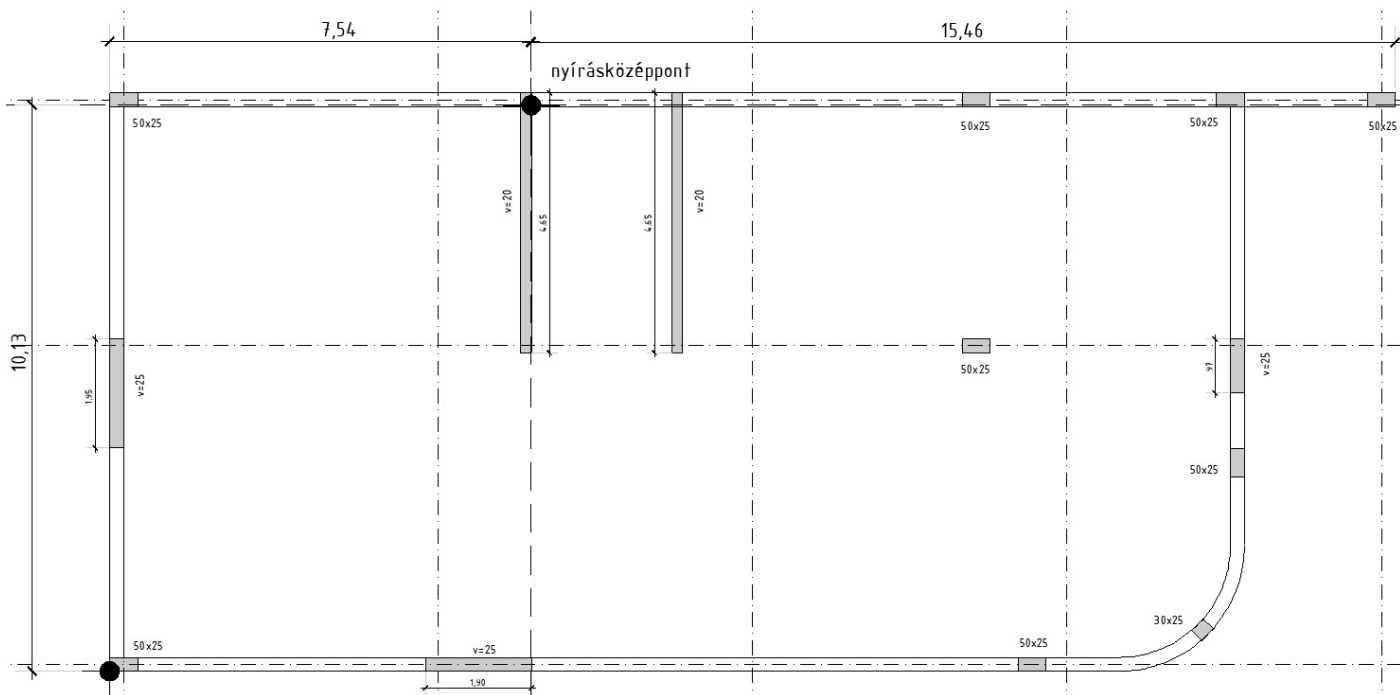
X	E [kN/cm ²]
C30/37	3280
C50/60	3730
PTH	526

$$x_0 = \frac{\sum (I_x \cdot x) \cdot E_x}{\sum I_x \cdot E_x} = 7.54 \text{ m}$$

$$y_0 = \frac{\sum (I_y \cdot y) \cdot E_y}{\sum I_y \cdot E_y} = 10.13 \text{ m}$$

NYÍRÁSKÖZÉPPONT

x0 [m]	7.54
y0 [m]	10.13



Függőleges felületre ható szélteher

$$b := 10.35 \text{ m} \quad d := 20.30 \text{ m} \quad h := 8.50 \text{ m} \quad e := \min(b, 2h) = 10.35 \text{ m}$$

$$\frac{e}{5} = 2.07 \text{ m} \quad \frac{4}{5} e = 8.28 \text{ m} \quad d - e = 9.95 \text{ m} \quad \frac{h}{d} = 0.419$$

függőleges felületek külső nyomási tényezői										
h/d	A		B		C		D		E	
	széliránnyal párhuzamos felület		széliránnyal párhuzamos felület		széliránnyal párhuzamos felület		széltámadta oldal		szélárnyékos oldal	
	C _{pe,10}	C _{pe,1}	C _{pe,10}	C _{pe,1}	C _{pe,10}	C _{pe,1}	C _{pe,10}	C _{pe,1}	C _{pe,10}	C _{pe,1}
≥ 5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		0,8	1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		0,8	1,0	-0,5	
≤ 0,25	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		0,7	1,0	-0,3	
0,419	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		0,72	1,0	-0,35	

(A) széliránnyal párhuzamos felület

$$A_T := \frac{e}{5} \cdot h = 17.595 \text{ m}^2$$

$$w_{eA} := -1.2 \cdot 0.90 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2} = -1.08 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$$

(B) széliránnyal párhuzamos felület

$$B_T := \frac{4}{5} e \cdot h = 70.38 \text{ m}^2$$

$$w_{eB} := -0.8 \cdot 0.90 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2} = -0.72 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$$

(C) széliránnyal párhuzamos felület

$$C_T := (d - e) \cdot h = 84.575 \text{ m}^2$$

$$w_{eC} := -0.5 \cdot 0.90 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2} = -0.45 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$$

(D) széltámadta oldal

$$D_T := b \cdot h = 87.975 \text{ m}^2$$

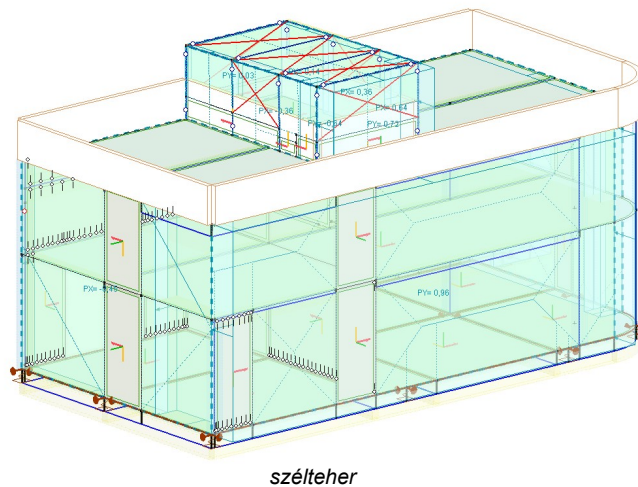
$$w_{eD} := 0.72 \cdot 0.90 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2} = 0.648 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$$

(E) szélárnyékos oldal

$$E_T := b \cdot h = 87.975 \text{ m}^2$$

$$w_{eE} := -0.35 \cdot 0.90 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2} = -0.32 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$$

$$w_k := w_{eD} - w_{eE} + c_{fr} \cdot q_p = 0.97 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$$



Földrengés teher:

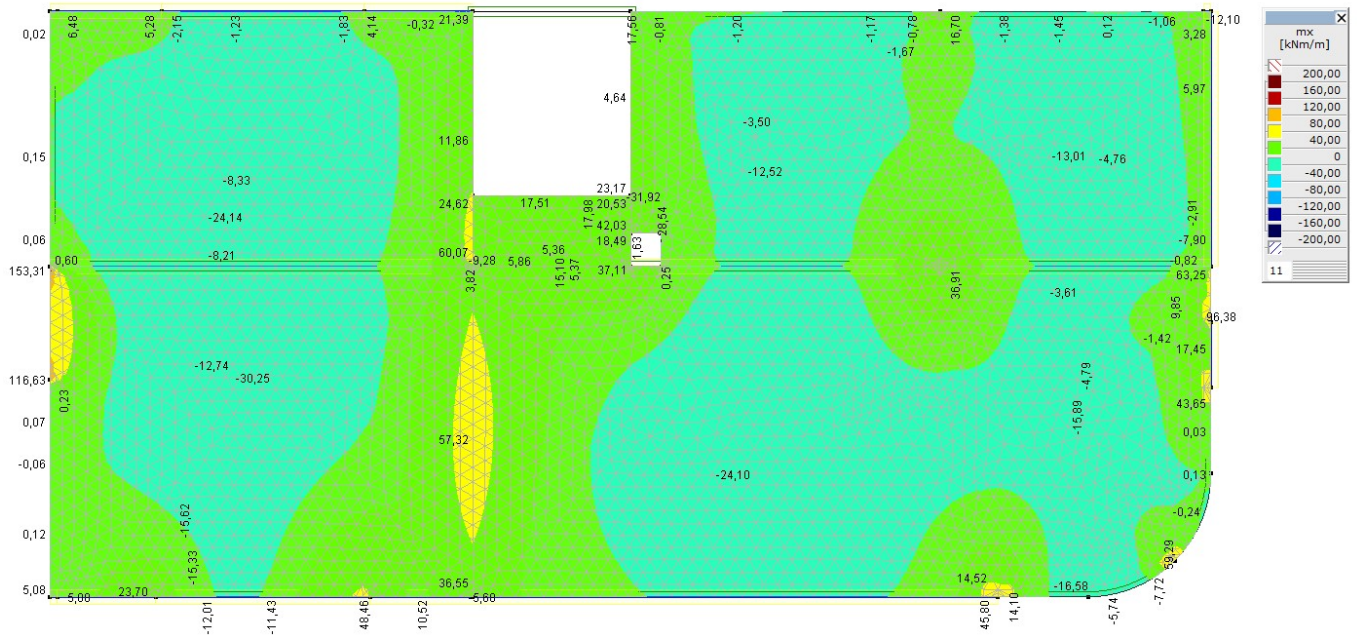
Lásd a csarnokszerkezet rendkívüli terheinél, az 1.3 pontban.

2.4 Szerkezet méretezés:

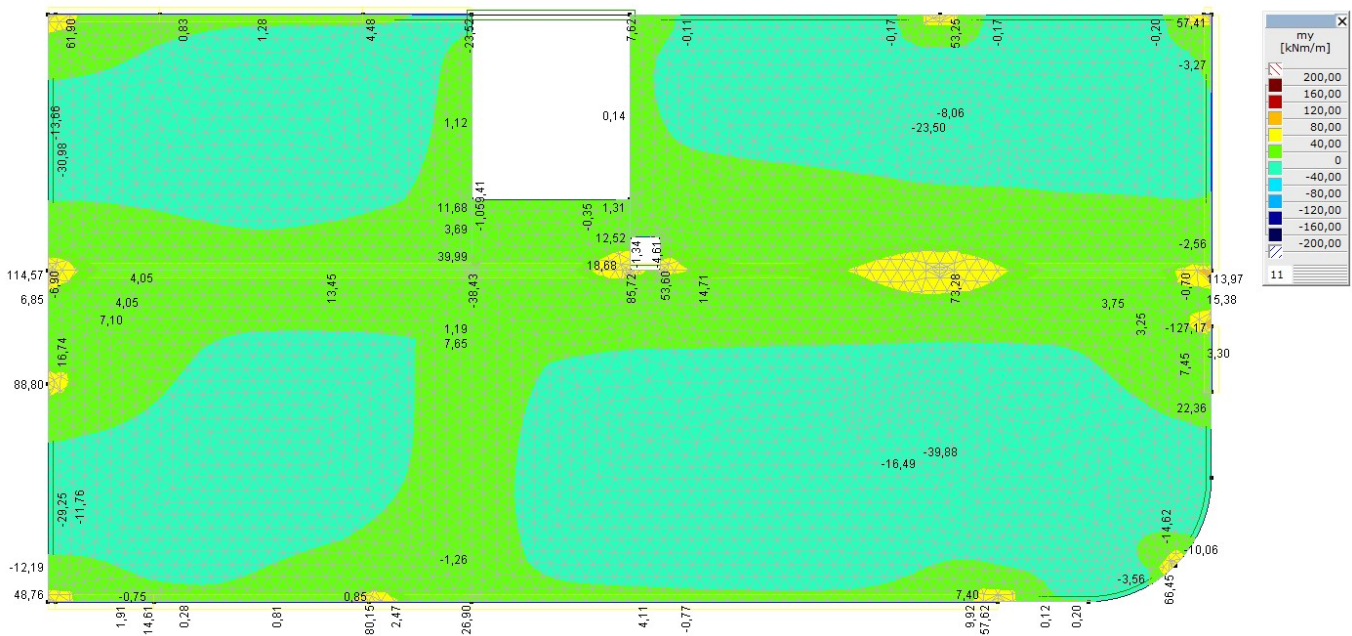
2.4.1 Földszint feletti földem:

Tartós tervezési helyzetben igénybevételek meghatározása: (AXIS VM szoftverből)

A földem geometriájából adódóan a kézi ellenőrző számítások (tartókereszt-módszer, sávmódszer stb.) nem adnak megfelelően pontos eredményt, így a szoftver által számított igénybevételekre méreteztem a szerkezetet.



lemez hajlítónyomaték x-tengely körül (min-max.)



lemez hajlítónyomaték y-tengely körül (min-max.)

2.4.1.1 Geometria és anyagminőségek:

Földem geometria:

$$L_x := 4 \times x_t = 22.5 \text{ m}$$

$$L_y := y_{t1} + y_{t2} = 10.1 \text{ m}$$

Betonacél minőség: B500

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 435 \text{ MPa}$$

Beton minőség: C30/37

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = 20 \text{ MPa}$$

2.4.1.2 Lemez tervezése y irányban, mezőben: (teherbírási határállapot)



Alkalmazott betonacél átmérő: $\phi := 12 \text{ mm}$ $\phi_{\min} := 5 \text{ mm}$ $\phi_{\max} := \frac{h}{10} = 25 \text{ mm}$

Alkalmazott betonfedés: $c_{\min_dur} := 15 \text{ mm}$ $c_{\min_b} := 12 \text{ mm}$ $c_{nom} := 10 \text{ mm} + \max(c_{\min_b}, c_{\min_dur}, 10 \text{ mm}) = 25 \text{ mm}$

$a := c_{nom} + \frac{\phi}{2} = 31 \text{ mm}$ $d := h - a = 219 \text{ mm}$ $x_{c0} := \xi_{c0} \cdot d = 107.31 \text{ mm}$

Minimális és maximális vasmennyiség: $p_{\min} := \max\left(0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}, 0.0015\right) = 1.51 \cdot 10^{-3}$ $A_{smin} := p_{\min} \cdot b \cdot d = 330.252 \text{ mm}^2$

Maximális vastávolság: $s_{\max} := \min(250 \text{ mm}, 2h) = 250 \text{ mm}$ $A_{smax} := 0.04 \cdot b \cdot h = 10000 \text{ mm}^2$

Mértékadó hajlítógigénybevétel, mezőben (y-irány): $M_{Edy_mező} := 39.88 \text{ kN} \cdot m$

$M_{Rd0} := b \cdot x_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \left(d - \frac{x_{c0}}{2}\right) = 354.86 \text{ kN} \cdot m$

$M_{Rd0} = 354.863 \text{ kN} \cdot m$

$M_{Edy_mező} = 39.88 \text{ kN} \cdot m$

$M_{Rd0} \geq M_{Edy_mező}$ *megfelel!*

$M_{Edy_mező} = b \cdot x_c \cdot f_{cd} \cdot \left(d - \frac{x_c}{2}\right)$

$x_c = 9.3 \text{ mm}$

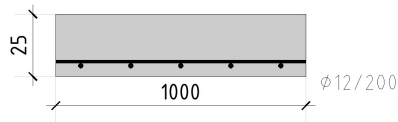
$x_{c0} = 107.31 \text{ mm}$

$x_c \leq x_{c0}$

megfelel!

$A_{sreq} := \frac{b \cdot x_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 427.71 \text{ mm}^2$

$A_{sprov} := 565 \text{ mm}^2$ ($\phi 12/200$)



$x_c := \frac{A_{sprov} \cdot f_{yd}}{b \cdot f_{cd}} = 12.289 \text{ mm}$

$x_c \leq x_{c0}$

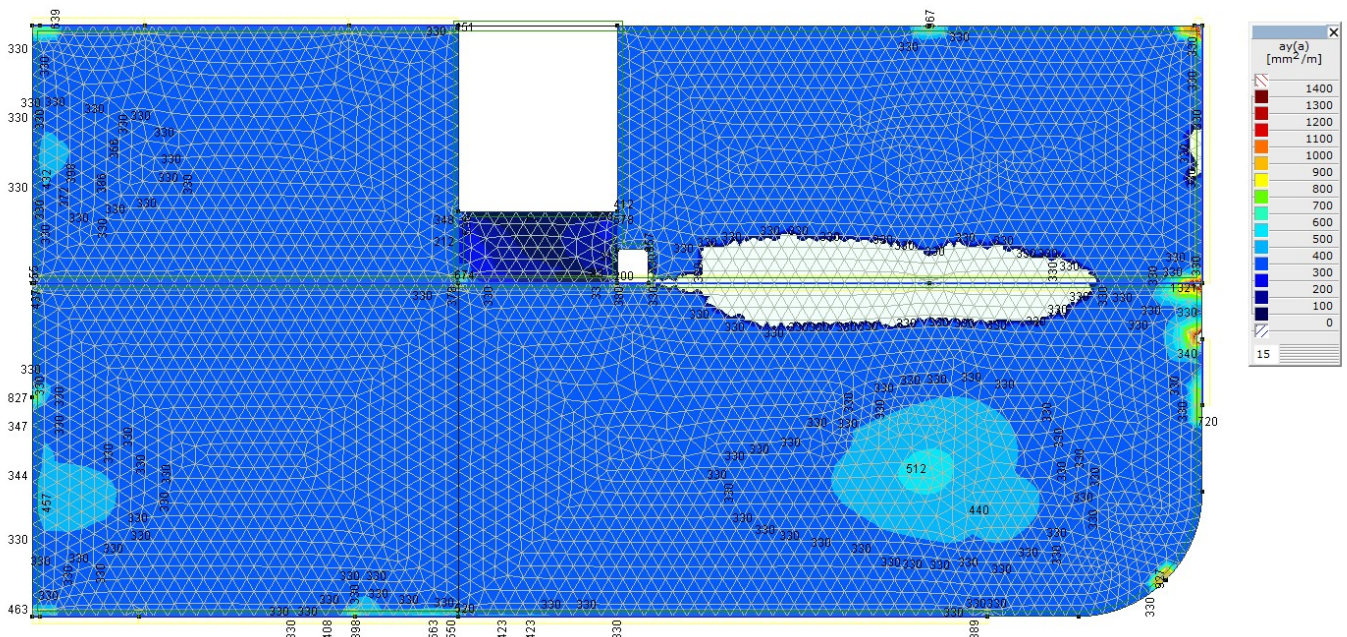
megfelel!

$M_{Rd} := b \cdot x_c \cdot f_{cd} \cdot \left(d - \frac{x_c}{2}\right) = 52.315 \text{ kN} \cdot m$

$M_{Edy_mező} = 39.88 \text{ kN} \cdot m$

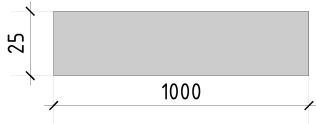
$M_{Rd} \geq M_{Edy_mező}$

megfelel!



szükséges alsó vasmennyiség y-irányban

2.4.1.3 Lemez tervezése y irányban, támasznál: (teherbírási határállapot)



$$h := 250 \text{ mm}$$

$$b := 1000 \text{ mm}$$

Alkalmazott betonacél átmérő: $\phi := 12 \text{ mm}$ $\phi_{\min} := 5 \text{ mm}$ $\phi_{\max} := \frac{h}{10} = 25 \text{ mm}$

Alkalmazott betonfedés: $c_{\min_dur} := 15 \text{ mm}$ $c_{\min_b} := 12 \text{ mm}$ $c_{nom} := 10 \text{ mm} + \max(c_{\min_b}, c_{\min_dur}, 10 \text{ mm}) = 25 \text{ mm}$

$$a := c_{nom} + \frac{\phi}{2} = 31 \text{ mm}$$

$$d := h - a = 219 \text{ mm}$$

$$x_{c0} := \xi_{c0} \cdot d = 107.31 \text{ mm}$$

Minimális és maximális vasmennyiség: $p_{\min} := \max\left(0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}, 0.0015\right) = 1.51 \cdot 10^{-3}$ $A_{smin} := p_{\min} \cdot b \cdot d = 330.252 \text{ mm}^2$

Maximális vastávolság: $s_{\max} := \min(250 \text{ mm}, 2h) = 250 \text{ mm}$ $A_{smax} := 0.04 \cdot b \cdot h = 10000 \text{ mm}^2$

Mértékadó hajlítógénybevitel, támasznál (y-irány): $M_{Edy_támasz} := 90.94 \text{ kN} \cdot m$

$$M_{Rd0} := b \cdot x_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \left(d - \frac{x_{c0}}{2}\right) = 354.86 \text{ kN} \cdot m$$

$$M_{Rd0} = 354.863 \text{ kN} \cdot m$$

$$M_{Edy_támasz} = 90.94 \text{ kN} \cdot m$$

$$M_{Rd0} \geq M_{Edy_támasz} \quad \text{megfelel!}$$

$$M_{Edy_támasz} = b \cdot x_c \cdot f_{cd} \cdot \left(d - \frac{x_c}{2}\right)$$

$$x_c = 21.85 \text{ mm}$$

$$x_{c0} = 107.31 \text{ mm}$$

$$x_c \leq x_{c0}$$

$$\text{megfelel!}$$

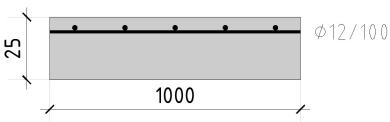
$$A_{sreq} := \frac{b \cdot x_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 1004.73 \text{ mm}^2$$

$$A_{sprov} := 1131 \text{ mm}^2 \quad (\phi 12/100)$$

$$x_c := \frac{A_{sprov} \cdot f_{yd}}{b \cdot f_{cd}} = 24.599 \text{ mm}$$

$$x_c \leq x_{c0}$$

$$\text{megfelel!}$$

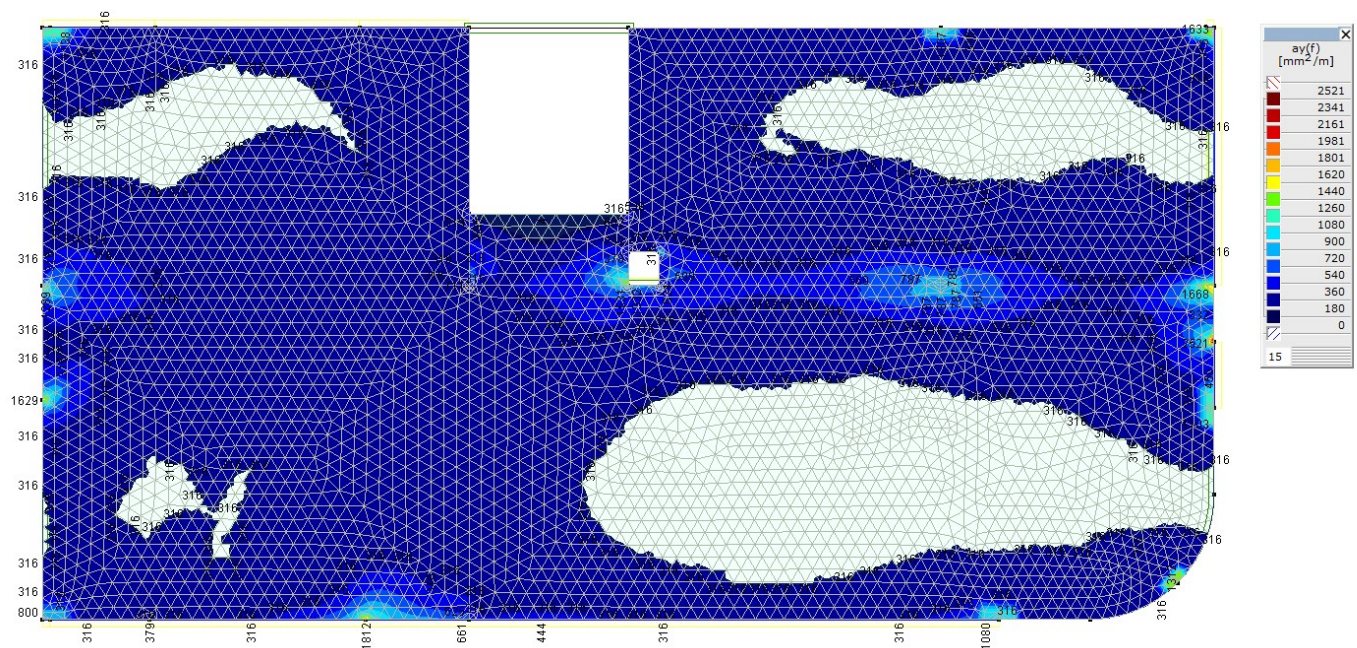


$$M_{Rd} := b \cdot x_c \cdot f_{cd} \cdot \left(d - \frac{x_c}{2}\right) = 101.693 \text{ kN} \cdot m$$

$$M_{Edy_támasz} = 90.94 \text{ kN} \cdot m$$

$$M_{Rd} \geq M_{Edy_támasz}$$

$$\text{megfelel!}$$



szükséges felső vasmennyiség y-irányban

2.4.1.4 Lemez tervezése x irányban, mezőben: (teherbírási határállapot)



Alkalmazott betonacél átmérő: $\phi := 12 \text{ mm}$ $\phi_{\min} := 5 \text{ mm}$ $\phi_{\max} := \frac{h}{10} = 25 \text{ mm}$

Alkalmazott betonfedés: $c_{\min_dur} := 15 \text{ mm}$ $c_{\min_b} := 12 \text{ mm}$ $c_{nom} := 10 \text{ mm} + \max(c_{\min_b}, c_{\min_dur}, 10 \text{ mm}) = 25 \text{ mm}$

$a := c_{nom} + \phi + \frac{\phi}{2} = 43 \text{ mm}$ $d := h - a = 207 \text{ mm}$ $x_{c0} := \xi_{c0} \cdot d = 101.43 \text{ mm}$

Minimális és maximális vasmennyiség: $p_{\min} := \max\left(0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}, 0.0015\right) = 1.51 \cdot 10^{-3}$ $A_{smin} := p_{\min} \cdot b \cdot d = 312.156 \text{ mm}^2$

Maximális vastávolság: $s_{\max} := \min(250 \text{ mm}, 2h) = 250 \text{ mm}$ $A_{smax} := 0.04 \cdot b \cdot h = 10000 \text{ mm}^2$

Mértékadó hajlítógénybevétel, mezőben (y-irány): $M_{Edx_mező} := 30.25 \text{ kN} \cdot m$

$M_{Rd0} := b \cdot x_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \left(d - \frac{x_{c0}}{2}\right) = 317.04 \text{ kN} \cdot m$

$M_{Rd0} = 317.04 \text{ kN} \cdot m$

$M_{Edx_mező} = 30.25 \text{ kN} \cdot m$

$M_{Rd0} \geq M_{Edx_mező}$ *megfelel!*

$M_{Edy_mező} = b \cdot x_c \cdot f_{cd} \cdot \left(d - \frac{x_c}{2}\right)$

$x_c = 7.44 \text{ mm}$

$x_{c0} = 101.43 \text{ mm}$

$x_c \leq x_{c0}$

megfelel!

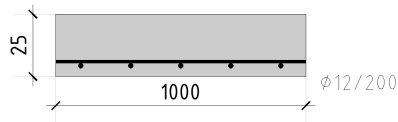
$A_{sreq} := \frac{b \cdot x_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 342.09 \text{ mm}^2$

$A_{sprov} := 565 \text{ mm}^2$ ($\phi 12/200$)

$x_c := \frac{A_{sprov} \cdot f_{yd}}{b \cdot f_{cd}} = 12.289 \text{ mm}$

$x_c \leq x_{c0}$

megfelel!

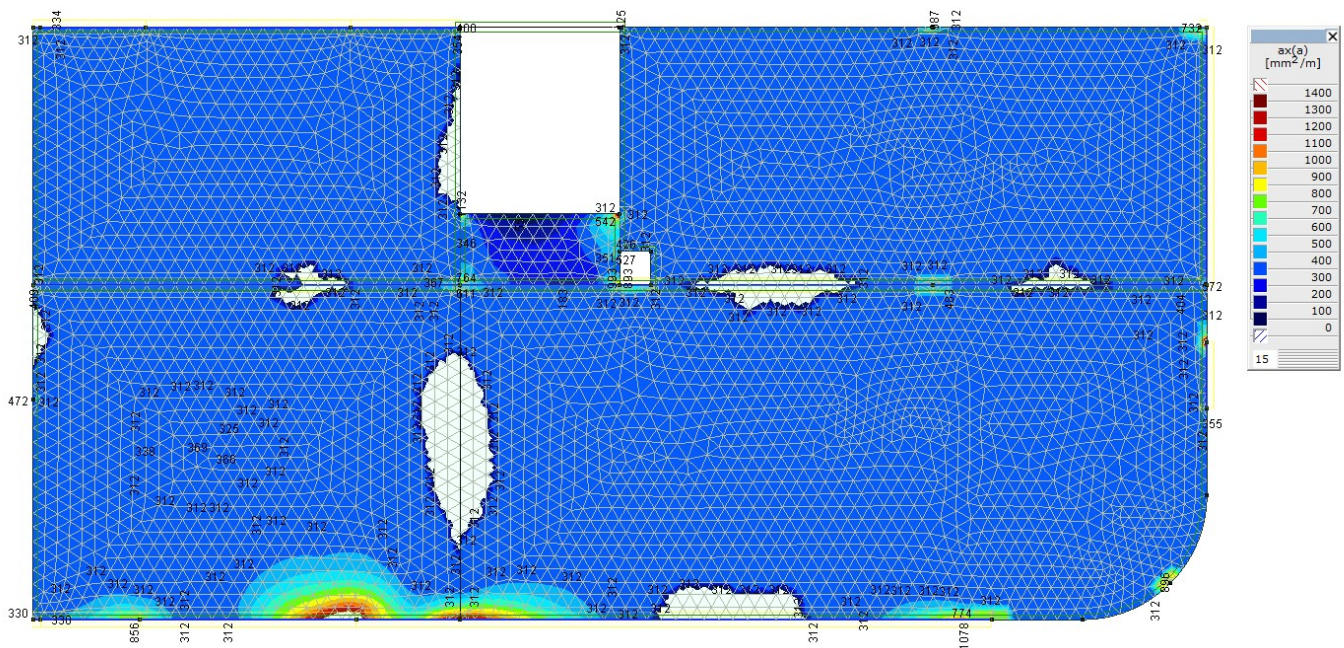


$M_{Rd} := b \cdot x_c \cdot f_{cd} \cdot \left(d - \frac{x_c}{2}\right) = 49.365 \text{ kN} \cdot m$

$M_{Edx_mező} = 30.25 \text{ kN} \cdot m$

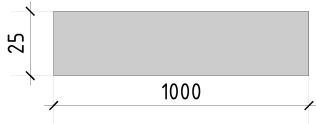
$M_{Rd} \geq M_{Edx_mező}$

megfelel!



szükséges alsó vasmennyiség x-irányban

2.4.1.5 Lemez tervezése x irányban, támasznál: (teherbírási határállapot)



$$h := 250 \text{ mm}$$

$$b := 1000 \text{ mm}$$

Alkalmazott betonacél átmérő: $\phi := 12 \text{ mm}$ $\phi_{\min} := 5 \text{ mm}$ $\phi_{\max} := \frac{h}{10} = 25 \text{ mm}$

Alkalmazott betonfedés: $c_{\min_dur} := 15 \text{ mm}$ $c_{\min_b} := 12 \text{ mm}$ $c_{nom} := 10 \text{ mm} + \max(c_{\min_b}, c_{\min_dur}, 10 \text{ mm}) = 25 \text{ mm}$

$$a := c_{nom} + \phi + \frac{\phi}{2} = 43 \text{ mm} \quad d := h - a = 207 \text{ mm} \quad x_{c0} := \xi_{c0} \cdot d = 101.43 \text{ mm}$$

Minimális és maximális vasmennyiség: $p_{\min} := \max\left(0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}, 0.0015\right) = 1.51 \cdot 10^{-3}$ $A_{smin} := p_{\min} \cdot b \cdot d = 312.156 \text{ mm}^2$

Maximális vastávolság: $s_{\max} := \min(250 \text{ mm}, 2h) = 250 \text{ mm}$ $A_{smax} := 0.04 \cdot b \cdot h = 10000 \text{ mm}^2$

Mértékadó hajlítógénybevitel, támasznál (y-irány): $M_{Edx_támasz} := 80.67 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$M_{Rd0} := b \cdot x_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \left(d - \frac{x_{c0}}{2}\right) = 317.04 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd0} = 317.04 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Edx_támasz} = 80.67 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd0} \geq M_{Edx_támasz} \quad \text{megfelel!}$$

$$M_{Edy_támasz} = b \cdot x_c \cdot f_{cd} \cdot \left(d - \frac{x_c}{2}\right)$$

$$x_c = 23.27 \text{ mm}$$

$$x_{c0} = 101.43 \text{ mm}$$

$$x_c \leq x_{c0}$$

$$\text{megfelel!}$$

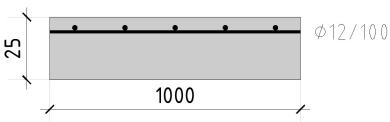
$$A_{sreq} := \frac{b \cdot x_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 1070.1 \text{ mm}^2$$

$$A_{sprov} := 1131 \text{ mm}^2 \quad (\phi 12/100)$$

$$x_c := \frac{A_{sprov} \cdot f_{yd}}{b \cdot f_{cd}} = 24.599 \text{ mm}$$

$$x_c \leq x_{c0}$$

$$\text{megfelel!}$$

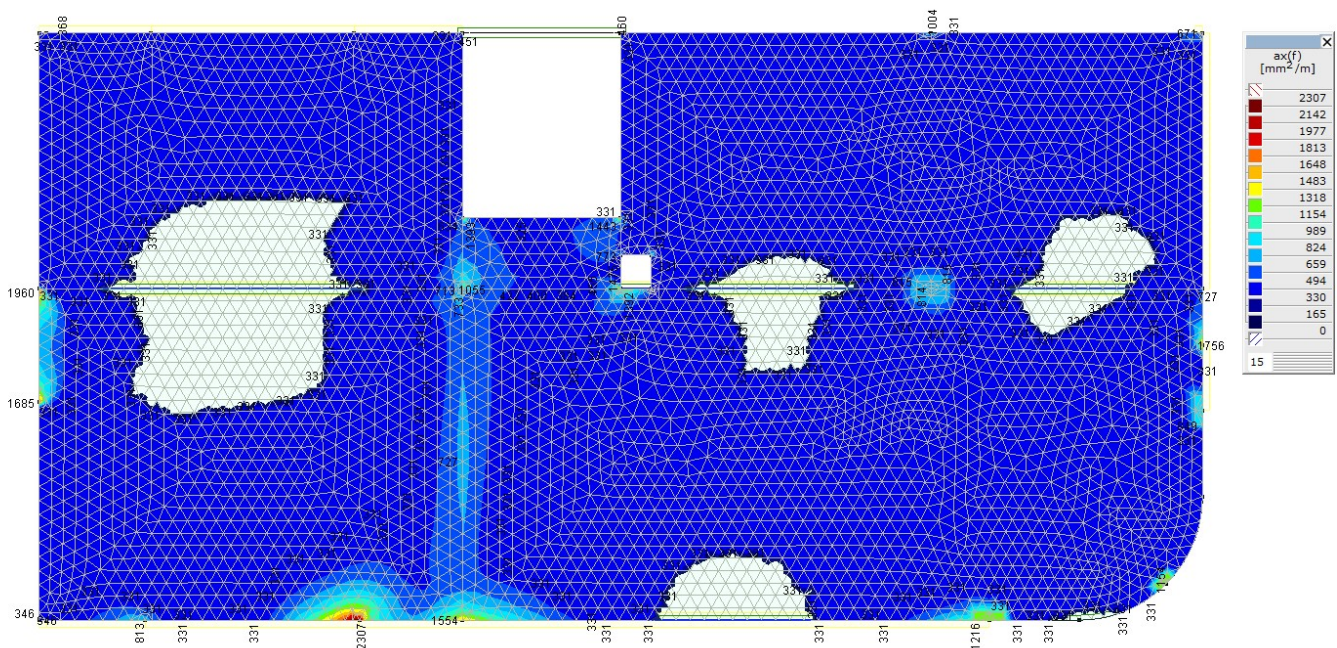


$$M_{Rd} := b \cdot x_c \cdot f_{cd} \cdot \left(d - \frac{x_c}{2}\right) = 95.79 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Edx_támasz} = 80.67 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} \geq M_{Edx_támasz}$$

$$\text{megfelel!}$$



szükséges felső vasmennyiség x-irányban

2.4.1.6 Lemez ellenőrzése átszúródásra: (teherbírási határállapot)

A földszint feletti pillérek, egy sarokpillért leszámítva az alulbordákba csatlakoznak, ezek esetében nincs szükség külön átszúródási vasalásra, a P1.6 pillér feletti átszúródást a következőkben vizsgáltam:

Felső vasalás a lemezben mindkét irányban: $\Phi 12/100$

Pillér:

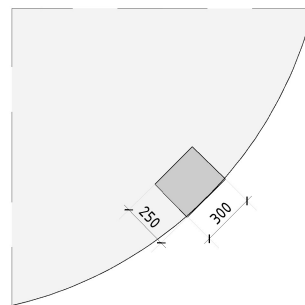
$$A_{sx} := 1131 \text{ mm}^2 \quad d_y := 219 \text{ mm}$$

$$b_1 := 300 \text{ mm}$$

$$A_{sy} := 1131 \text{ mm}^2 \quad d_x := 207 \text{ mm} \quad d_{eff} := \frac{d_x + d_y}{2} = 213 \text{ mm}$$

$$b_2 := 250 \text{ mm}$$

$$\beta := 1.50$$



Beton teherbírásának ellenőrzése a pillér u0 kerülete mentén:

$$V_{Ed_0} := 58 \text{ kN}$$

$$u_0 := 2 \cdot b_1 + 2 \cdot b_2 = 1100 \text{ mm}$$

$$v := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{ MPa}} \right) = 0.528$$

$$V_{Ed} := \frac{\beta \cdot V_{Ed_0}}{u_0 \cdot d} = 0.382 \text{ MPa}$$

$$V_{Rdmax} := 0.5 \cdot v \cdot f_{cd} = 5.28 \text{ MPa}$$

$$V_{Ed} = 0.382 \text{ MPa}$$

$$V_{Ed} \leq V_{Rdmax}$$

$$V_{Rdmax} = 5.28 \text{ MPa}$$

A lemez vasalható.

Beton teherbírása a pillér u1 kerülete mentén: (2d távolság)

$$u_1 := (2 \cdot b_2 + b_1) + 2 \cdot d \cdot \pi = 2101 \text{ mm}$$

$$f_{ck} := 30 \text{ MPa}$$

$$d_{eff} := 181 \text{ mm}$$

$$f_{ctd} := 1.4 \text{ MPa}$$

$$p := \min \left(\sqrt{\frac{A_{sx} \cdot A_{sy}}{(1000 \text{ mm})^2 \cdot d^2}}, 0.02 \right) = 5.46 \cdot 10^{-3}$$

$$c := \left(1.2 - \frac{f_{ck}}{150} \right) \cdot \left(0.15 \cdot \frac{p}{100} + \frac{0.45}{1 + \frac{d_{eff}}{1000}} \right) = 0.382$$

$$V_{Rdc} := c \cdot f_{ctd} = 0.535 \text{ MPa}$$

$$V_{Rdc} \geq V_{Ed}$$

$$V_{Ed} = 0.382 \text{ MPa} \quad \text{megfelel!}$$

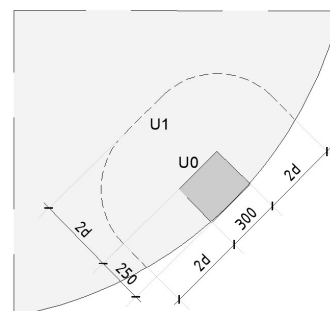
Fajlagos nyíróerő nagysága az u1 kerület mentén:

$$V_{Ed_{u1}} := \frac{\beta \cdot V_{Ed_0}}{u_1 \cdot d} = 0.2 \text{ MPa}$$

$$V_{Ed_{u1}} \leq V_{Rdc}$$

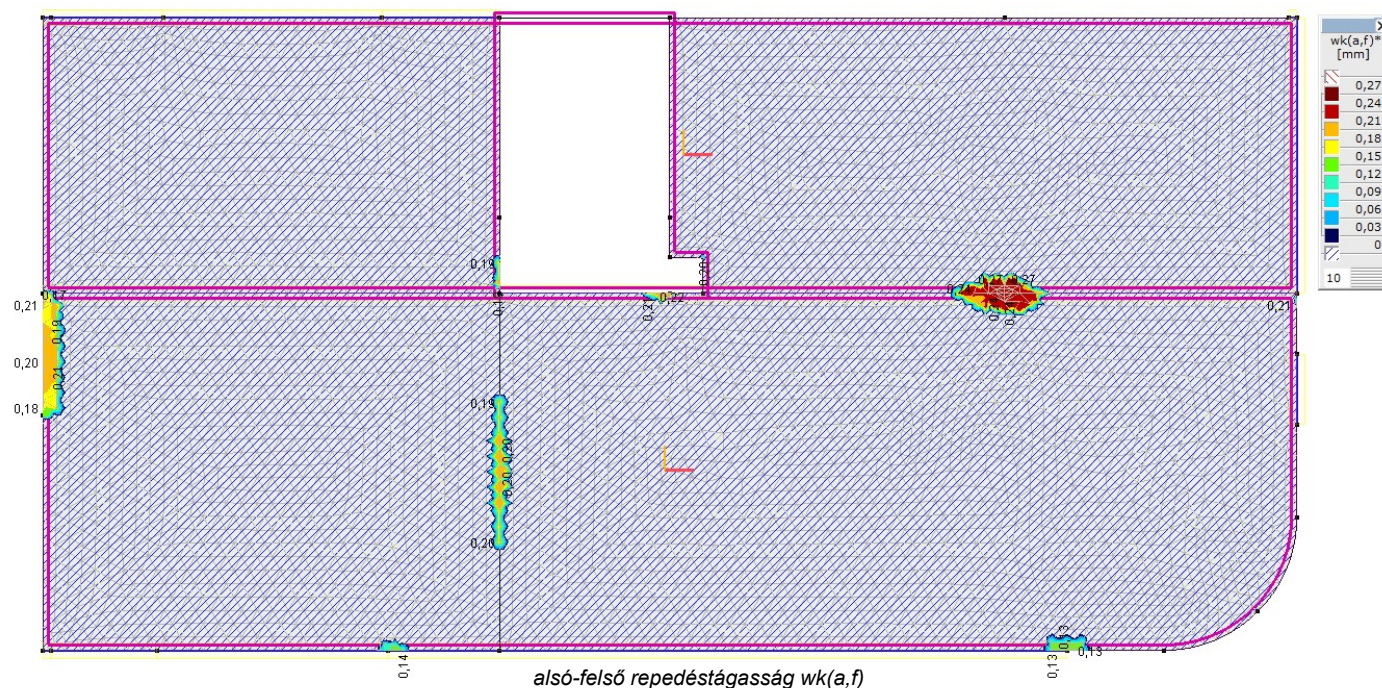
$$V_{Rdc} = 0.535 \text{ MPa}$$

Nem szükséges nyírási vasalás!



2.4.1.7 Lemez ellenőrzése alakváltozásra: (használhatósági határállapot)

Repedéstágasság: Szoftver segítségével, elsőrendű statikai számítást lefuttatva SLS- gyakori teherkombinációból.



$$w_k := 0.27$$

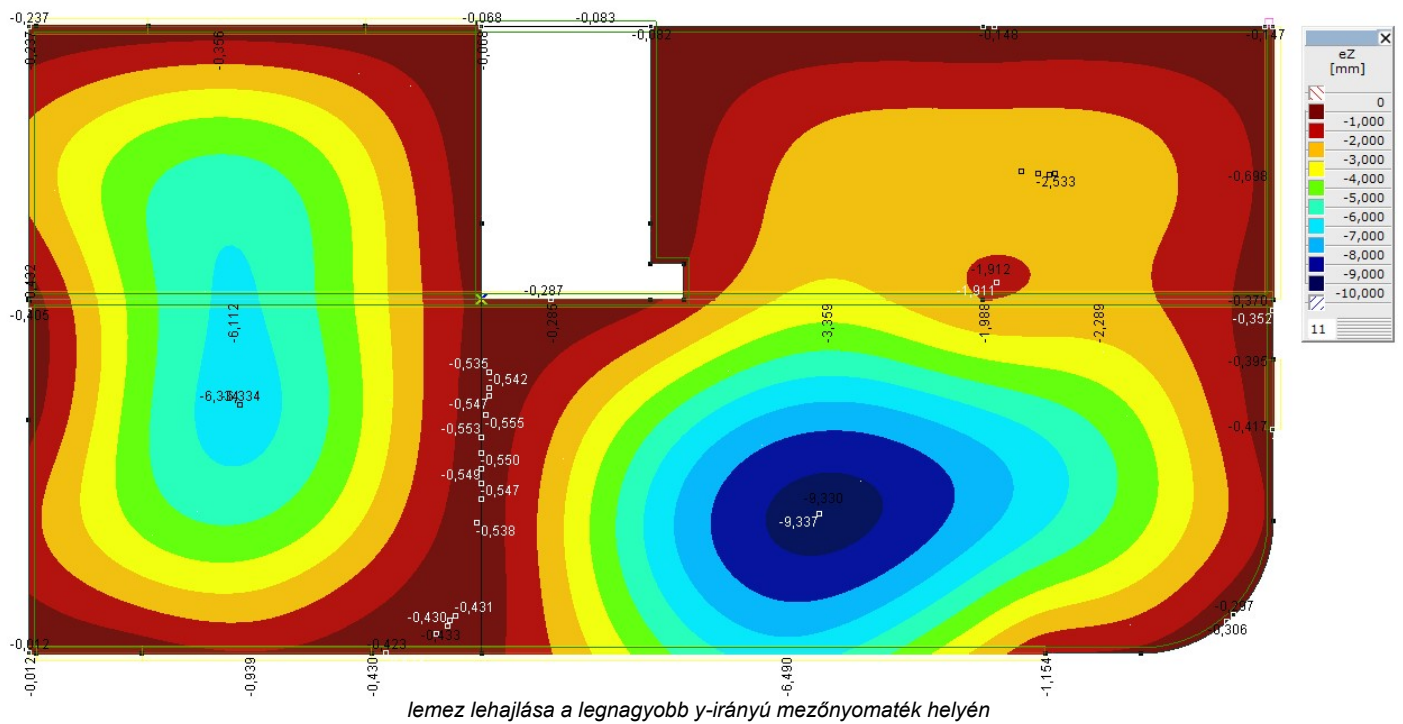
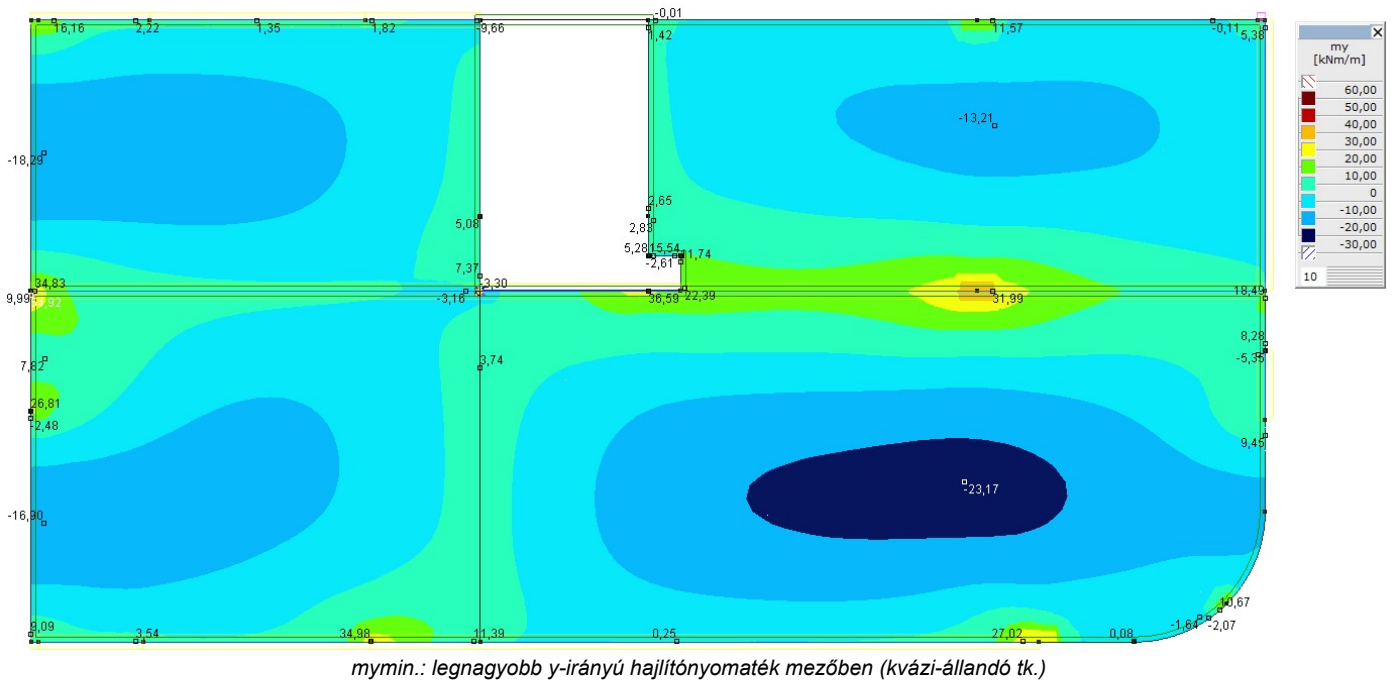
$$w_k \leq w_{k_eng}$$

$$w_{k_eng} := 0.30 \text{ mm}$$

megfelel!

Lehajlás:

Szoftver segítségével, másodrendű statikai számítást lefuttatva SLS- kváziállandó teherkombinációból. A hasznos terhek parciális terhelése miatt a legnagyobb x és y irányú mezőnyomaték helyén ellenőrizve kézi teherkombináció lefuttatásával.

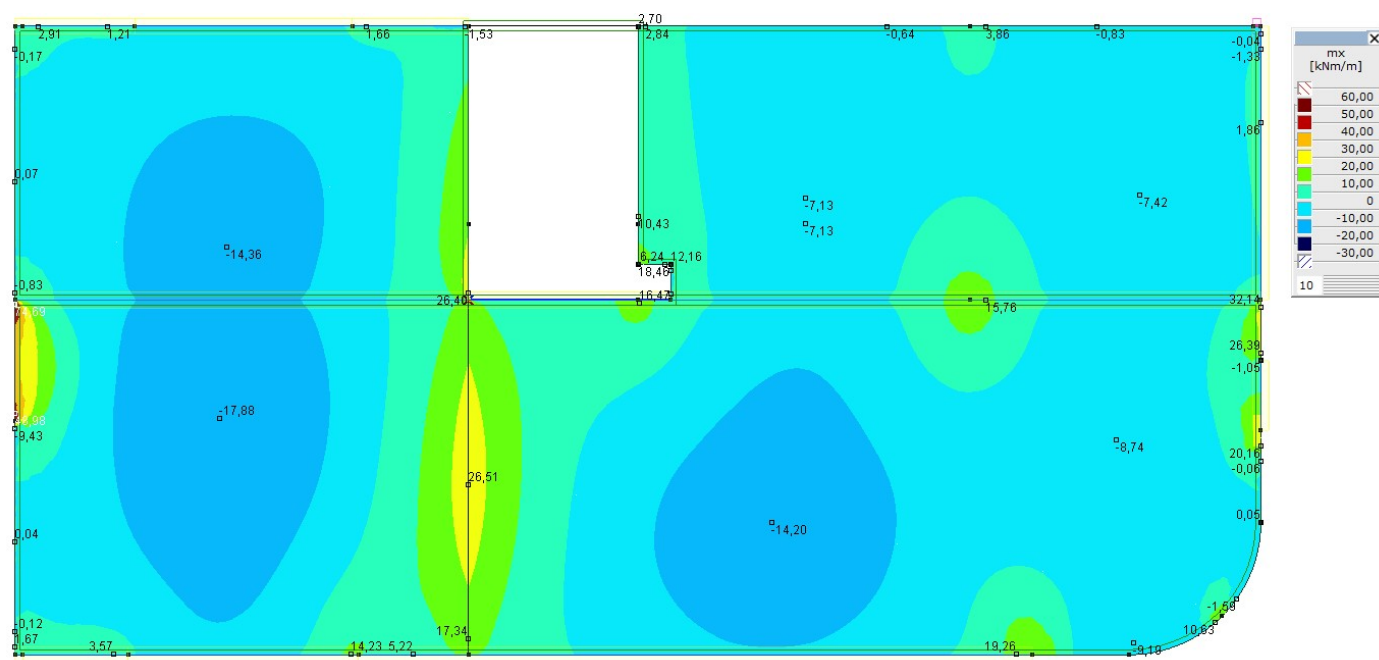


$$e_y := 9.38 \text{ mm}$$

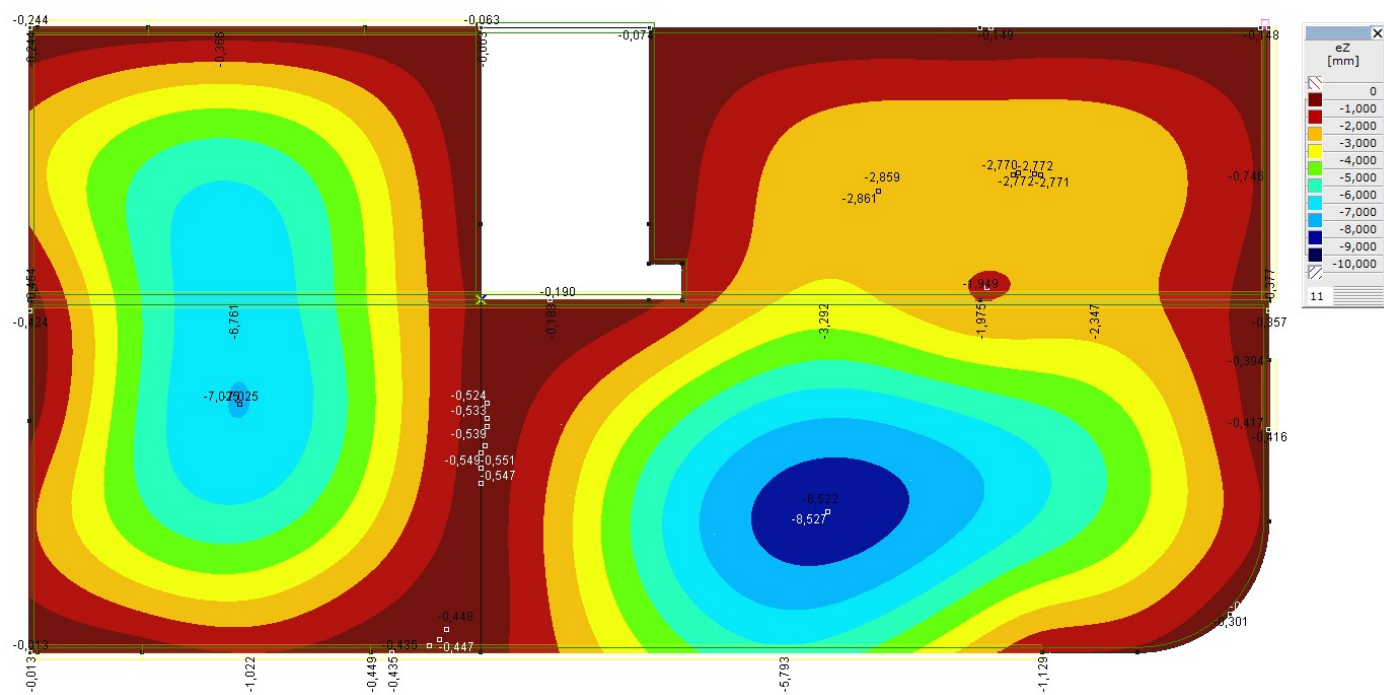
$$e_y \leq e_{y_eng}$$

$$e_{y_eng} := \frac{5700 \text{ mm}}{250} = 22.8 \text{ mm}$$

megfelel!



mxmin.: legnagyobb x-irányú hajlítónyomaték mezőben (kvázi-állandó tk.)



lemez lehajlása a legnagyobb x-irányú mezőnyomaték helyén

$$e_x := 7.03 \text{ mm}$$

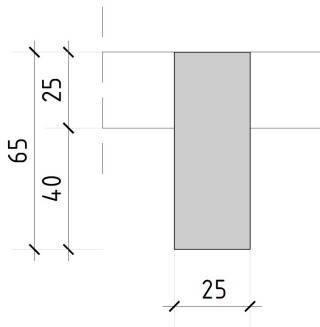
$$e_x \leq e_{x_eng}$$

$$e_{x_eng} := \frac{7300 \text{ mm}}{250} = 29.2 \text{ mm} \quad \text{megfelel!}$$

A lemez egyaránt megfelel a teherbírasi és alakváltozási követelményeknek.

2.4.2 G1.3 Gerenda

2.4.2.1 Geometria és anyagminőségek



Keresztmetszet:

$$\begin{aligned} h &:= 650 \text{ mm} \\ b &:= 250 \text{ mm} \\ A &:= h \cdot b = 162500 \text{ mm}^2 \\ L &:= 20.30 \text{ m} \end{aligned}$$

Betonacél minőség: B500

$$\begin{aligned} f_{yk} &= 500 \text{ MPa} \\ f_{yd} &= 435 \text{ MPa} \\ E_s &= 200 \text{ GPa} \end{aligned}$$

Beton minőség: C30/37

$$\begin{aligned} f_{ck} &:= 37 \text{ MPa} \\ f_{cd} &= 20 \text{ MPa} \\ f_{ctd} &= 1.4 \text{ MPa} \\ E_{cm} &= 33 \text{ GPa} \end{aligned}$$

Szerkesztési szabályok:

Alkalmazott betonacél átmérő: $\phi := 16 \text{ mm}$ $\phi_k := 8 \text{ mm}$ $\phi_{\min} := 8 \text{ mm}$ $\phi_{\max} := \frac{h}{10} = 65 \text{ mm}$

Alkalmazott betonfedés: $c_{\min_dur} := 15 \text{ mm}$ $c_{\min_b} := 12 \text{ mm}$ $c_{nom} := 10 \text{ mm} + \max(c_{\min_b}, c_{\min_dur}, 10 \text{ mm}) = 25 \text{ mm}$

$$a' := 4 \text{ mm} + \phi_k + c_{nom} + \frac{\phi}{2} = 45 \text{ mm} \quad d' := a' \quad x_{c0'} := \xi'_{c0} \cdot d' = 94.95 \text{ mm}$$

$$a := \phi_k + c_{nom} + \frac{\phi}{2} = 41 \text{ mm} \quad d := h - a = 609 \text{ mm} \quad x_{c0} := \xi_{c0} \cdot d = 298.41 \text{ mm}$$

Minimális és maximális vasmennyiség:

$$A_{smax} := 0.04 A = 6500 \text{ mm}^2 \quad A_{smin} := \max\left(0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}, 0.0015\right) \cdot b \cdot d = 229.593 \text{ mm}^2$$

Betonacélok közötti távolság: $a_{\min} := \max(\phi, 20 \text{ mm}, d_g + 5 \text{ mm}) = 29 \text{ mm}$ $a_{\max} := 400 \text{ mm}$

2.4.2.2 (G1.3) Gerenda tervezése hajlításra, támasznál: (teherbírási határállapot)

Mértékadó hajlítóigénybevétel:

$$M_{Ed_támasz} := 160.32 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd0} := b \cdot x_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \left(d - \frac{x_{c0}}{2}\right) = 281.11 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

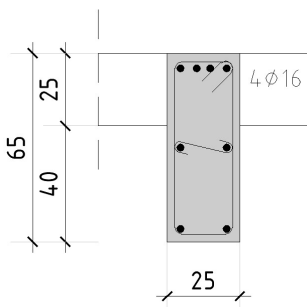
$$M_{Rd0} = 281.106 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{Ed_támasz} = 160.32 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{Rd0} \geq M_{Ed_támasz} \quad \text{megfelel!}$$

$$M_{Edy_támasz} = b \cdot x_c \cdot f_{cd} \cdot \left(d - \frac{x_c}{2}\right)$$

$$x_c = 55.55 \text{ mm} \quad x_{c0} = 101.43 \text{ mm} \quad x_c \leq x_{c0} \quad \text{megfelel!}$$

$$A_{sreq} := \frac{b \cdot x_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 638.49 \text{ mm}^2$$

$$A_{sprov} := 804 \text{ mm}^2 \quad (4 \phi 16) \quad t := \frac{b-2a}{4-1} - 16 \text{ mm} = 40 \text{ mm}$$



$$x_c := \frac{A_{sprov} \cdot f_{yd}}{b \cdot f_{cd}} = 69.948 \text{ mm} \quad x_c \leq x_{c0} \quad \text{megfelel!}$$

$$M_{Rd} := b \cdot x_c \cdot f_{cd} \cdot \left(d - \frac{x_c}{2}\right) = 199.361 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = 199.361 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{Ed_támasz} = 160.32 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{Rd} \geq M_{Ed_támasz} \quad \text{megfelel!}$$

2.4.2.3 (G1.3) Gerenda tervezése hajlításra, mezőben: (teherbírási határállapot)

Mértékadó hajlítógénybevétel:

$$M_{Ed_mező} := 194.74 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd0} := b \cdot x_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \left(d - \frac{x_{c0}}{2} \right) = 283.13 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd0} = 283.134 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed_mező} = 194.74 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd0} \geq M_{Ed_mező} \quad \text{megfelel!}$$

$$M_{Edy_támasz} = b \cdot x_c \cdot f_{cd} \cdot \left(d - \frac{x_c}{2} \right)$$

$$x_c = 55.15 \text{ mm}$$

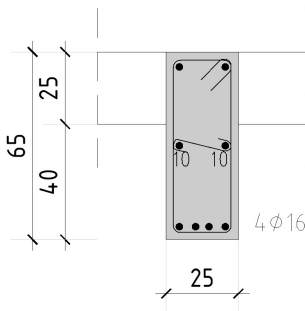
$$x_{c0} = 101.43 \text{ mm}$$

$$x_c \leq x_{c0} \quad \text{megfelel!}$$

$$A_{sreq} := \frac{b \cdot x_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 633.88 \text{ mm}^2$$

$$A_{sprov} := 804 \text{ mm}^2 \quad (4 \phi 16)$$

$$t := \frac{b - 2a}{4 - 1} - 16 \text{ mm} = 40 \text{ mm}$$



$$x_c := \frac{A_{sprov} \cdot f_{yd}}{b \cdot f_{cd}} = 69.948 \text{ mm}$$

$$x_c \leq x_{c0} \quad \text{megfelel!}$$

$$M_{Rd} := b \cdot x_c \cdot f_{cd} \cdot \left(d - \frac{x_c}{2} \right) = 200.76 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = 200.76 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed_mező} = 194.74 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} \geq M_{Ed_mező} \quad \text{megfelel!}$$

2.4.2.4 (G1.3) Gerenda tervezése nyírásra: (teherbírási határállapot)

Mértékadó nyíróerő:

$$V_{Ed} := 181.88 \text{ kN}$$

Beton nyírási teherbírása:

$$C_{Rdc} := 0.12$$

$$\text{konstans tényező, értéke } \frac{0.18}{\gamma_c} \text{ -ből ered}$$

$$k := \min \left(1 + \sqrt{200 \text{ mm} \cdot d^{-1}}, 2.0 \right) = 1.573$$

$$\text{léptékhatast figyelembe vevő alak tényező}$$

$$p_1 := 0$$

$$\text{a vizsgált keresztmetszetben megfelelően lehorgonyozott hosszvasalás keresztmetszeti területe}$$

$$p_1 = 0 \quad \text{értéke a biztonság javára mindig alkalmazható!}$$

$$f_{ck} := 30.0 \text{ MPa}$$

$$\text{a beton nyomószilárdságának karakterisztikus értéke}$$

$$\sigma_{cp} := 0.0 \text{ MPa}$$

$$\text{átlagos nyomófeszültség: a keresztmetszetben ható nyomóerő kedvezően hat, növeli a beton nyírási teherbírását}$$

$$v_{min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0.378 \text{ MPa}$$

$$b_w := b = 250 \text{ mm}$$

$$\text{a keresztmetszet legkisebb szélessége a húzott zónában}$$

$$V_{Rdc} := \max \left(C_{Rdc} \cdot k \cdot (100 \cdot p_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0.15 \sigma_{cp}, v_{min} + 0.15 \sigma_{cp} \right) \text{ MPa} \cdot b_w \cdot d = 57.585 \text{ kN}$$

$$V_{Rdc} = 57.585 \text{ kN}$$

$$V_{Rdc} \leq V_{Ed}$$

$$V_{Ed} = 181.88 \text{ kN}$$

Maximális nyírási teherbírás:

$$z := 0.9 \cdot d = 548.1 \text{ mm}$$

- *belső erők karja, közelítő értéke a hasznos magasság 90%-a, de pontosan is kiszerezhető*

$$v := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0.528$$

- *hatékonysági tényező: azt veszi figyelembe, hogy a beton nyomószilárdságától függően mennyire lehet kihasználva a betonkeresztmetszet, értéke táblázatból, vagy képletből vehető.*

$$V_{Rdmax} := 0.5 \cdot b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} = 723.492 \text{ kN} \quad V_{Rdmax} \geq V_{Ed} \quad V_{Ed} = 181.88 \text{ kN}$$

A keresztmetszet nyírásra bevasalható, és vasalni is kell, hiszen "csupán" a beton nem képes felvenni a mértékadó nyíróerőt.

Nyírt kengyelek nyírási teherbírása:

$$A_{sw} := 101 \text{ mm}^2 \quad (\phi 8 \text{ kengyel két szára})$$

Nyírási teherbírás 300 mm kengyeltávolsággal: $s_{k1} := 300 \text{ mm}$

$$V_{Rdsk300} := \frac{z}{s_{k1}} \cdot A_{sw} \cdot f_{yd} = 80.269 \text{ kN}$$

Nyírási teherbírás 250 mm kengyeltávolsággal: $s_{k2} := 250 \text{ mm}$

$$V_{Rdsk250} := \frac{z}{s_{k2}} \cdot A_{sw} \cdot f_{yd} = 96.323 \text{ kN}$$

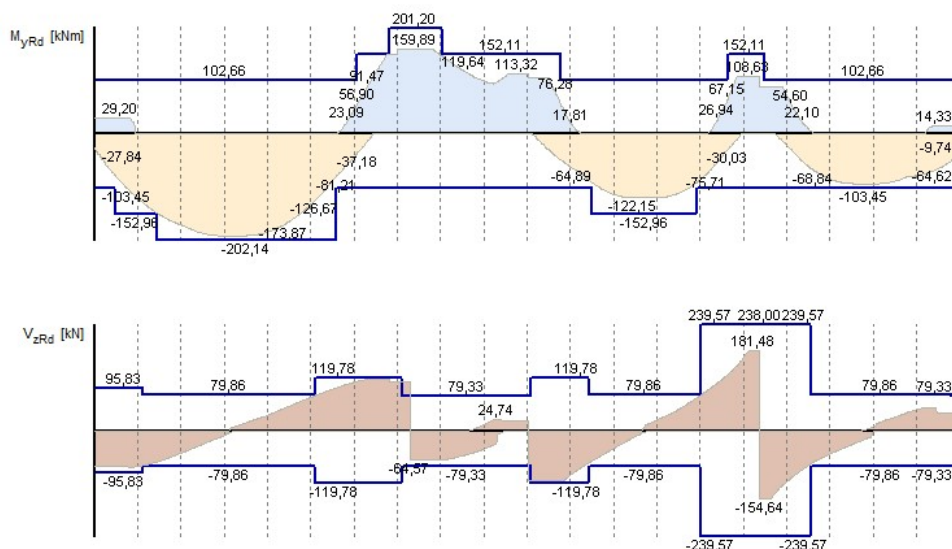
Nyírási teherbírás 200 mm kengyeltávolsággal: $s_{k3} := 200 \text{ mm}$

$$V_{Rdsk200} := \frac{z}{s_{k3}} \cdot A_{sw} \cdot f_{yd} = 120.404 \text{ kN}$$

Nyírási teherbírás 100 mm kengyeltávolsággal: $s_{k4} := 100 \text{ mm}$

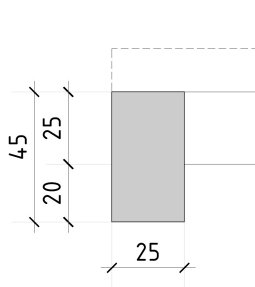
$$V_{Rdsk100} := \frac{z}{s_{k4}} \cdot A_{sw} \cdot f_{yd} = 240.808 \text{ kN}$$

2.4.2.5 (G1.3) Gerenda burkolóábra:



2.4.3 G1.1 Gerenda

1.4.3.1 Geometria és anyagminőségek



Keresztmetszet:

$$\begin{aligned} h &:= 450 \text{ mm} \\ b &:= 250 \text{ mm} \\ A &:= h \cdot b = 112500 \text{ mm}^2 \\ L &:= 5.15 \text{ m} \end{aligned}$$

Betonacél minőség: B500

$$\begin{aligned} f_{yk} &= 500 \text{ MPa} \\ f_{yd} &= 435 \text{ MPa} \\ E_s &= 200 \text{ GPa} \end{aligned}$$

Beton minőség: C30/37

$$\begin{aligned} f_{ck} &:= 35 \text{ MPa} \\ f_{cd} &= 20 \text{ MPa} \\ f_{ctd} &= 1.4 \text{ MPa} \\ E_{cm} &= 33 \text{ GPa} \end{aligned}$$

Szerkesztési szabályok:

Alkalmazott betonacél átmérő: $\phi := 16 \text{ mm}$ $\phi_k := 8 \text{ mm}$ $\phi_{min} := 8 \text{ mm}$ $\phi_{max} := \frac{h}{10} = 45 \text{ mm}$

Alkalmazott betonfedés: $c_{min_dur} := 15 \text{ mm}$ $c_{min_b} := 12 \text{ mm}$ $c_{nom} := 10 \text{ mm} + \max(c_{min_b}, c_{min_dur}, 10 \text{ mm}) = 25 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} a' &:= 62.57 \text{ mm} & d' &:= a' & x_{c0'} &:= \xi'_{c0} \cdot d' = 132.023 \text{ mm} \\ a &:= \phi_k + c_{nom} + \frac{\phi}{2} = 41 \text{ mm} & d &:= h - a = 409 \text{ mm} & x_{c0} &:= \xi_{c0} \cdot d = 200.41 \text{ mm} \end{aligned}$$

Minimális és maximális vasmennyiség:

$$A_{smax} := 0.04 A = 4500 \text{ mm}^2 \quad A_{smin} := \max\left(0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}, 0.0015\right) \cdot b \cdot d = 154.193 \text{ mm}^2$$

Betonacélok közötti távolság: $a_{min} := \max(\phi, 20 \text{ mm}, d_g + 5 \text{ mm}) = 29 \text{ mm}$ $a_{max} := 400 \text{ mm}$

2.4.3.2 (G1.1) Gerenda tervezése hajlításra, támasznál: (teherbírási határállapot)

Mértékadó hajlítói igénybevétel:

$$M_{Ed_támasz} := 161.08 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd0} := b \cdot x_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \left(d - \frac{x_{c0}}{2}\right) = 170.77 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

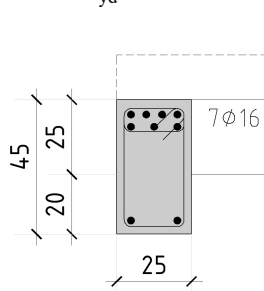
$$M_{Rd0} = 170.765 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{Ed_támasz} = 161.08 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{Rd0} \geq M_{Ed_támasz} \quad \text{megfelel!}$$

$$M_{Edy_támasz} = b \cdot x_c \cdot f_{cd} \cdot \left(d - \frac{x_c}{2}\right)$$

$$x_c = 94.74 \text{ mm} \quad x_{c0} = 101.43 \text{ mm} \quad x_c \leq x_{c0} \quad \text{megfelel!}$$

$$A_{sreq} := \frac{b \cdot x_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 1088.92 \text{ mm}^2$$

$$A_{sprov} := 1407 \text{ mm}^2 \quad (7 \phi 16) \quad t := \frac{b - 2a}{4 - 1} - 16 \text{ mm} = 40 \text{ mm}$$



$$x_c := \frac{A_{sprov} \cdot f_{yd}}{b \cdot f_{cd}} = 122.409 \text{ mm} \quad x_c \leq x_{c0} \quad \text{megfelel!}$$

$$M_{Rd} := b \cdot x_c \cdot f_{cd} \cdot \left(d - \frac{x_c}{2}\right) = 199.665 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = 199.665 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{Ed_támasz} = 161.08 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{Rd} \geq M_{Ed_támasz} \quad \text{megfelel!}$$

2.4.3.3 (G1.1) Gerenda tervezése hajlításra, mezőben: (teherbírási határállapot)

Mértékadó hajlítógénybevétel:

$$M_{Ed_mező} := 80.10 \text{ kN} \cdot m$$

$$M_{Rd0} := b \cdot x_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \left(d - \frac{x_{c0}}{2} \right) = 181.7 \text{ kN} \cdot m$$

$$M_{Rd0} = 181.704 \text{ kN} \cdot m$$

$$M_{Ed_mező} = 80.1 \text{ kN} \cdot m$$

$$M_{Rd0} \geq M_{Ed_mező} \quad \text{megfelel!}$$

$$M_{Edy_támasz} = b \cdot x_c \cdot f_{cd} \cdot \left(d - \frac{x_c}{2} \right)$$

$$x_c = 88.3 \text{ mm}$$

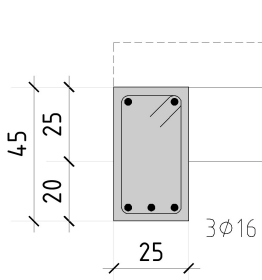
$$x_{c0} = 101.43 \text{ mm}$$

$$x_c \leq x_{c0} \quad \text{megfelel!}$$

$$A_{sreq} := \frac{b \cdot x_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 1014.93 \text{ mm}^2$$

$$A_{sprov} := 603 \text{ mm}^2 \quad (3 \phi 16)$$

$$t := \frac{b - 2a}{4 - 1} - 16 \text{ mm} = 40 \text{ mm}$$



$$x_c := \frac{A_{sprov} \cdot f_{yd}}{b \cdot f_{cd}} = 52.461 \text{ mm}$$

$$x_c \leq x_{c0} \quad \text{megfelel!}$$

$$M_{Rd} := b \cdot x_c \cdot f_{cd} \cdot \left(d - \frac{x_c}{2} \right) = 100.402 \text{ kN} \cdot m$$

$$M_{Rd} = 100.402 \text{ kN} \cdot m$$

$$M_{Ed_mező} = 80.1 \text{ kN} \cdot m$$

$$M_{Rd} \geq M_{Ed_mező} \quad \text{megfelel!}$$

2.4.3.4 (G1.1) Gerenda tervezése nyírásra: (teherbírási határállapot)

Mértékadó nyíróerő:

$$V_{Ed} := 83.76 \text{ kN}$$

Beton nyírési teherbírása:

$$C_{Rdc} := 0.12 \quad k := \min \left(1 + \sqrt{200 \text{ mm} \cdot d^{-1}}, 2.0 \right) = 1.699 \quad p_l := 0 \quad f_{ck} := 30.0 \text{ MPa} \quad \sigma_{cp} := 0.0 \text{ MPa}$$

$$v_{min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0.425 \text{ MPa} \quad b_w := b = 250 \text{ mm}$$

$$V_{Rdc} := \max \left(C_{Rdc} \cdot k \cdot \left(100 \cdot p_l \cdot f_{ck} \right)^{\frac{1}{3}} + 0.15 \sigma_{cp}, v_{min} + 0.15 \sigma_{cp} \right) \text{ MPa} \cdot b_w \cdot d = 43.42 \text{ kN}$$

$$V_{Rdc} = 43.42 \text{ kN}$$

$$V_{Rdc} \leq V_{Ed}$$

$$V_{Ed} = 83.76 \text{ kN}$$

Maximális nyírési teherbírás:

$$z := 0.9 \cdot d = 368.1 \text{ mm} \quad v := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0.528$$

$$V_{Rdmax} := 0.5 \cdot b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} = 485.892 \text{ kN}$$

$$V_{Rdmax} \geq V_{Ed}$$

$$V_{Ed} = 83.76 \text{ kN}$$

Nyírt kengyelek nyírási teherbírása:

$$A_{sw} := 101 \text{ mm}^2 \quad (\phi 8 \text{ kengyel két szára})$$

Nyírási teherbírás 250 mm kengyeltávolsággal:

$$s_{k1} := 250 \text{ mm}$$

$$V_{Rdsk250} := \frac{Z}{s_{k1}} \cdot A_{sw} \cdot f_{yd} = 64.69 \text{ kN}$$

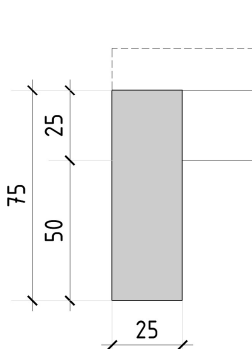
Nyírási teherbírás 100 mm kengyeltávolsággal:

$$s_{k2} := 100 \text{ mm}$$

$$V_{Rdsk100} := \frac{Z}{s_{k2}} \cdot A_{sw} \cdot f_{yd} = 161.725 \text{ kN}$$

2.4.4 G1.2 Gerenda

2.4.4.1 Geometria és anyagminőségek



Keresztmetszet:

$$h := 750 \text{ mm}$$

$$b := 250 \text{ mm}$$

$$A := h \cdot b = 187500 \text{ mm}^2$$

$$L := 8.70 \text{ m}$$

Betonacél minőség:

B500

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 435 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200 \text{ GPa}$$

Beton minőség:

C30/37

$$f_{ck} := 35 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = 20 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd} = 1.4 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 33 \text{ GPa}$$

Szerkesztési szabályok:

Alkalmazott betonacél átmérő:

$$\phi := 16 \text{ mm}$$

$$\phi_k := 8 \text{ mm}$$

$$\phi_{min} := 8 \text{ mm}$$

$$\phi_{max} := \frac{h}{10} = 75 \text{ mm}$$

Alkalmazott betonfedés:

$$c_{min_dur} := 15 \text{ mm}$$

$$c_{min_b} := 12 \text{ mm}$$

$$c_{nom} := 10 \text{ mm} + \max(c_{min_b}, c_{min_dur}, 10 \text{ mm}) = 25 \text{ mm}$$

$$a' := 62.57 \text{ mm}$$

$$d' := a'$$

$$x_{c0'} := \xi'_{c0} \cdot d' = 132.023 \text{ mm}$$

$$a := \phi_k + c_{nom} + \frac{\phi}{2} = 41 \text{ mm}$$

$$d := h - a = 709 \text{ mm}$$

$$x_{c0} := \xi_{c0} \cdot d = 347.41 \text{ mm}$$

Minimális és maximális vasmennyiség:

$$A_{smax} := 0.04 A = 7500 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin} := \max\left(0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}, 0.0015\right) \cdot b \cdot d = 267.293 \text{ mm}^2$$

Betonacélok közötti távolság:

$$a_{min} := \max(\phi, 20 \text{ mm}, d_g + 5 \text{ mm}) = 29 \text{ mm}$$

$$a_{max} := 400 \text{ mm}$$

2.4.4.2 (G1.2) Gerenda tervezése hajlításra, támasznál: (teherbírési határállapot)

Mértékadó hajlítógénybevétele:

$$M_{Ed_támasz} := 336.23 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd0} := b \cdot x_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \left(d - \frac{x_{c0}}{2}\right) = 322.91 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd0} = 322.91 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed_támasz} = 336.23 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd0} \geq M_{Ed_támasz} \quad \text{megfelel!}$$

$$M_{Edy_támasz} = b \cdot x_c \cdot f_{cd} \cdot \left(d - \frac{x_c}{2}\right)$$

$$x_c = 105.99 \text{ mm}$$

$$x_{c0} = 101.43 \text{ mm}$$

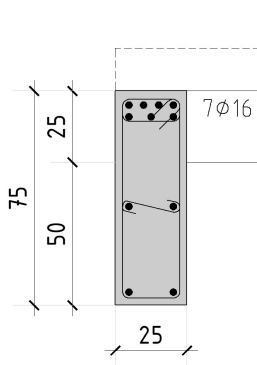
$$x_c \leq x_{c0}$$

megfelel!

$$A_{sreq} := \frac{b \cdot x_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 1218.32 \text{ mm}^2$$

$$A_{sprov} := 1407 \text{ mm}^2 \quad (7 \phi 16)$$

$$t := \frac{b - 2 \cdot a}{4 - 1} - 16 \text{ mm} = 40 \text{ mm}$$



$$x_c := \frac{A_{\text{sprov}} \cdot f_{yd}}{b \cdot f_{cd}} = 122.409 \text{ mm} \quad x_c \leq x_{c0} \quad \text{megfelel!}$$

$$M_{Rd} := b \cdot x_c \cdot f_{cd} \cdot \left(d - \frac{x_c}{2} \right) = 383.278 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = 383.278 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{Ed_támasz} = 336.23 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{Rd} \geq M_{Ed_támasz} \quad \text{megfelel!}$$

2.4.4.3 (G1.2) Gerenda tervezése hajlításra, mezőben: (teherbírási határállapot)

Mértékadó hajlítógénybevitel:

$$M_{Ed_mező} := 194.74 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd0} := b \cdot x_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \left(d - \frac{x_{c0}}{2} \right) = 333.85 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

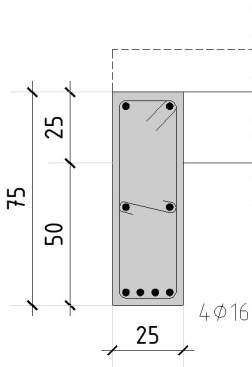
$$M_{Rd0} = 333.849 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{Ed_mező} = 194.74 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{Rd0} \geq M_{Ed_mező} \quad \text{megfelel!}$$

$$M_{Edy_támasz} = b \cdot x_c \cdot f_{cd} \cdot \left(d - \frac{x_c}{2} \right)$$

$$x_c = 102.21 \text{ mm} \quad x_{c0} = 101.43 \text{ mm} \quad x_c \leq x_{c0} \quad \text{megfelel!}$$

$$A_{sreq} := \frac{b \cdot x_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 1174.88 \text{ mm}^2$$

$$A_{sprov} := 804 \text{ mm}^2 \quad (3 \phi 16) \quad t := \frac{b - 2a}{4 - 1} - 16 \text{ mm} = 40 \text{ mm}$$



$$x_c := \frac{A_{\text{sprov}} \cdot f_{yd}}{b \cdot f_{cd}} = 69.948 \text{ mm} \quad x_c \leq x_{c0} \quad \text{megfelel!}$$

$$M_{Rd} := b \cdot x_c \cdot f_{cd} \cdot \left(d - \frac{x_c}{2} \right) = 235.734 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = 235.734 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{Ed_mező} = 194.74 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{Rd} \geq M_{Ed_mező} \quad \text{megfelel!}$$

2.4.4.4 (G1.2) Gerenda tervezése nyírásra: (teherbírási határállapot)

Mértékadó nyíróerő:

$$V_{Ed} := 288.95 \text{ kN}$$

Beton nyírási teherbírása:

$$C_{Rdc} := 0.12 \quad k := \min \left(1 + \sqrt{200 \text{ mm} \cdot d^{-1}}, 2.0 \right) = 1.531 \quad p_l := 0 \quad f_{ck} := 30.0 \text{ MPa} \quad \sigma_{cp} := 0.0 \text{ MPa}$$

$$v_{\min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0.363 \text{ MPa} \quad b_w := b = 250 \text{ mm}$$

$$V_{Rdc} := \max \left(C_{Rdc} \cdot k \cdot \left(100 \cdot p_l \cdot f_{ck} \right)^{\frac{1}{3}} + 0.15 \sigma_{cp}, v_{\min} + 0.15 \sigma_{cp} \right) \text{ MPa} \cdot b_w \cdot d = 64.377 \text{ kN}$$

$$V_{Rdc} = 64.377 \text{ kN} \quad V_{Rdc} \leq V_{Ed} \quad V_{Ed} = 288.95 \text{ kN}$$

Maximális nyírási teherbírás:

$$z := 0.9 \text{ d}$$

$$v := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0.528$$

$$V_{Rdmax} := 0.5 \cdot b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} = 842.292 \text{ kN} \quad V_{Rdmax} \geq V_{Ed} \quad V_{Ed} = 288.95 \text{ kN}$$

Nyírt kengyelek nyírási teherbírása:

$$A_{sw} := 101 \text{ mm}^2 \quad (\phi 8 \text{ kengyel két szára})$$

Nyírási teherbírás 80 mm kengyeltávolsággal:

$$s_{k1} := 80 \text{ mm}$$

$$V_{Rdsk80} := \frac{z}{s_{k1}} \cdot A_{sw} \cdot f_{yd} = 350.437 \text{ kN}$$

Nyírási teherbírás 100 mm kengyeltávolsággal:

$$s_{k2} := 100 \text{ mm}$$

$$V_{Rdsk100} := \frac{z}{s_{k2}} \cdot A_{sw} \cdot f_{yd} = 280.349 \text{ kN}$$

Nyírási teherbírás 150 mm kengyeltávolsággal:

$$s_{k3} := 150 \text{ mm}$$

$$V_{Rdsk150} := \frac{z}{s_{k3}} \cdot A_{sw} \cdot f_{yd} = 186.899 \text{ kN}$$

Nyírási teherbírás 200 mm kengyeltávolsággal:

$$s_{k4} := 200 \text{ mm}$$

$$V_{Rdsk200} := \frac{z}{s_{k4}} \cdot A_{sw} \cdot f_{yd} = 140.175 \text{ kN}$$

Nyírási teherbírás 250 mm kengyeltávolsággal:

$$s_{k5} := 250 \text{ mm}$$

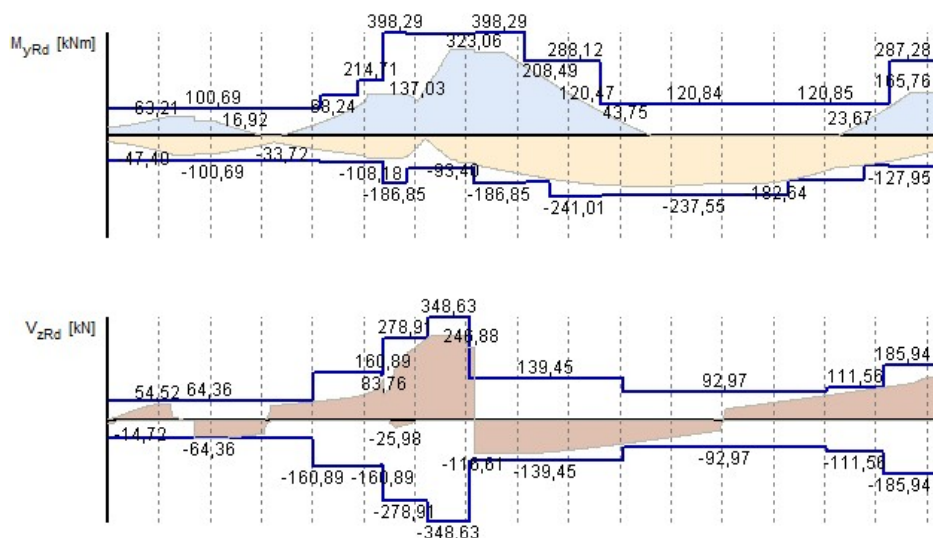
$$V_{Rdsk250} := \frac{z}{s_{k5}} \cdot A_{sw} \cdot f_{yd} = 112.14 \text{ kN}$$

Nyírási teherbírás 300 mm kengyeltávolsággal:

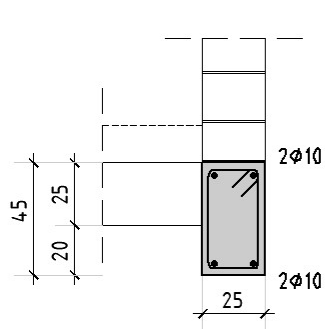
$$s_{k6} := 300 \text{ mm}$$

$$V_{Rdsk300} := \frac{z}{s_{k6}} \cdot A_{sw} \cdot f_{yd} = 93.45 \text{ kN}$$

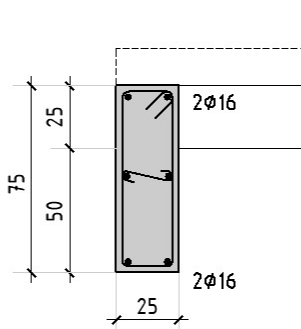
2.4.4.5 (G1.1 és G1.2) Gerenda együttes burkolóábra:



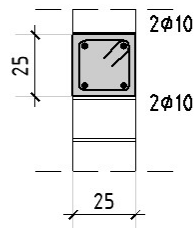
2.4.5 G1.4-G1.8 Gerendák:



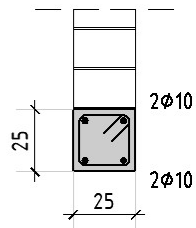
G1.4



G1.5-1.6



G1.7



G1.8

A fenti gerendák méretezését a szerkesztési szabályokat betartva, az előzőkével megegyezően végeztem el, melyet külön nem részletezem.

2.4.6 P1.2 Vasbeton pillér

A pillérek méretezését az AXIS VM szoftver segítségével végeztem el, mivel a raktárcsarnok esetében már az 1.4.2 pontban bemutattam a kézi és a szoftveres számítás eredményeinek azonosságát. Ezért a következőkben a mértékadó P1.2 pillér végeeselemes program szerinti ellenőrzését illeszttem be.

2.4.6.1 Geometria és anyagminőségek:

Beton C30/37 $f_{ck} = 30$ MPa Betonacél B500B $f_{yk} = 500$ MPa

Elem hossza: $l = 4,095$ m

A megtámasztási feltételektől függő tényező

A kihajlási hossz

Csukló - Csukló $\beta_{yy} = 1$ $l_{0,y} = \beta_{yy} \cdot l = 1 \cdot 4,095 = 4,095$ m

Csukló - Csukló $\beta_{zz} = 1$ $l_{0,z} = \beta_{zz} \cdot l = 1 \cdot 4,095 = 4,095$ m

Keresztmetszeti méretek:

$h_y = b_y = 25,0$ cm $h_z = b_z = 50,0$ cm

A betonkeresztmetszet területe:

$A_c = b_y \cdot h_z = 25,0 \cdot 50,0 = 1250$ cm²

Hosszvasalás betonfedése: $c = 3,3$ cm

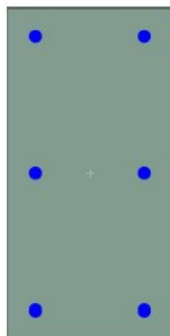
Vasalási paraméterek

Név: 6 ϕ 20

A z tengelyre szimmetrikus vasalás

A y tengelyre szimmetrikus vasalás

6 ϕ 20 ($A_s = 18,85$ cm²)



Hosszvasalás

	Vasátmérő	Vaspozíció		Keresztmetszeti terület	Inercianyomaték a betonkeresztmetszet súlypontjára	
	ϕ [mm]	y [cm]	z [cm]	A_s [cm ²]	$I_{s,y}$ [cm ⁴]	$I_{s,z}$ [cm ⁴]
1.	20	4,3	45,7	3,142	1346,14	211,241
2.	20	4,3	25	3,142	0	211,241
3.	20	4,3	4,3	3,142	1346,14	211,241
4.	20	20,7	45,7	3,142	1346,14	211,241
5.	20	20,7	25	3,142	0	211,241
6.	20	20,7	4,3	3,142	1346,14	211,241
Összesen				18,85	5384,56	1267,44

A betonkeresztmetszet súlypontja:

$$y_{CG,c} = \frac{h_y}{2} = \frac{25,0}{2} = 12,5 \text{ cm} \quad z_{CG,c} = \frac{h_z}{2} = \frac{50,0}{2} = 25 \text{ cm}$$

A betonkeresztmetszet inercianyomatéka:

$$I_{cy} = \frac{h_z^3 \cdot b_y}{12} = \frac{50,0^3 \cdot 25,0}{12} = 260417 \text{ cm}^4 \quad I_{cz} = \frac{h_y^3 \cdot b_z}{12} = \frac{25,0^3 \cdot 50,0}{12} = 65104,2 \text{ cm}^4$$

A repedésmentes betonkeresztmetszet inerciasugara:

$$i_y = \sqrt{\frac{I_{cy}}{A_c}} = \sqrt{\frac{260417}{1250}} = 14,43 \text{ cm} = 0,14 \text{ m}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_{cz}}{A_c}} = \sqrt{\frac{65104,2}{1250}} = 7,217 \text{ cm} = 0,072 \text{ m}$$

A betonacélok inercianyomatéka:

$$I_{sy} = \sum (A_{s,i} \cdot (z_{s,i} - z_{CG,c})^2) = 5384,56 \text{ cm}^4$$

$$I_{sz} = \sum (A_{s,i} \cdot (y_{s,i} - y_{CG,c})^2) = 1267,44 \text{ cm}^4$$

A teljes vasalás keresztmetszetének inerciasugara:

$$i_{sy} = \sqrt{\frac{I_{sy}}{A_s}} = \sqrt{\frac{5384,56}{18,85}} = 16,9 \text{ cm} \quad i_{sz} = \sqrt{\frac{I_{sz}}{A_s}} = \sqrt{\frac{1267,44}{18,85}} = 8,2 \text{ cm}$$

Szerkesztési szabályok ellenőrzése MSZ EN 1992-1-1 9.5

Az oszlopkeresztmetszet h és b mérete arányának vizsgálata: MSZ EN 1992-1-1 9.5.1 (1)

$$h = 50 \text{ cm} < 4 \cdot b = 4 \cdot 25 = 100 \text{ cm} \quad \checkmark$$

Tehereset: oszlop ellenőrző tk.

$$N_{Ed} = 428 \text{ kN}$$

A hosszirányú vasalás minimális keresztmetszeti területe: MSZ EN 1992-1-1 9.5.2 (2) (9.12N)

$$A_{s,min} = \text{Max} \left(\frac{0,1 \cdot N_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{0,1 \cdot 428}{435} = 0,98 ; 0,003 \cdot A_c = 0,003 \cdot 1250 = 3,75 \right) = 3,75 \text{ cm}^2 < A_s = 18,85 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

A hosszirányú vasalás maximális keresztmetszeti területe: MSZ EN 1992-1-1 9.5.2 (3)

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 1250 = 50,00 \text{ cm}^2 > A_s = 18,85 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

A keresztirányú vasalás acélbetéteinek legnagyobb távolsága az oszlop hossza mentén: MSZ EN 1992-1-1 9.5.3 (3)

$$s_{cl,max} = \min (15 \cdot \phi_{sl,min} ; 1 \cdot b ; 400) = \min (15 \cdot 2 ; 1 \cdot 25 ; 400) = 25 \text{ cm} > s_{w,II} = 200 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Gerenda vagy lemez alatt vagy felett $h = 50 \text{ cm}$ távolságon belüli keresztmetszetek esetén a legnagyobb kengyeltávolság:

$$0,6 \cdot s_{cl,max} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ cm} > s_w = 100 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Az anyagjellemzők tervezési értékei

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{1 \cdot 30}{1,5} = 20 \text{ MPa} = 2 \cdot 10^4 \text{ kPa} \quad \text{MSZ EN 1992-1-1 3.1.6. (1)P (3.15)}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa} = 4,35 \cdot 10^5 \text{ kPa} \quad \text{MSZ EN 1992-1-1 3.2.7. (2) 3.8. ábra}$$

2.4.6.2 Tartós tervezési helyzetben igénybevételek meghatározása:

Tehereset: oszlop ellenőrző tk.

Igénybevételek a vizsgált szakasz tetején:

$$N_{Ed,0,T} = 60 \text{ kN} \quad M_{Ed,0,Ty} = -3,8 \text{ kNm} \quad M_{Ed,0,Tz} = -7,9 \text{ kNm}$$

Igénybevételek a vizsgált szakasz alján:

$$N_{Ed,0,B} = 62 \text{ kN} \quad M_{Ed,0,By} = -6 \text{ kNm} \quad M_{Ed,0,Bz} = -9,7 \text{ kNm}$$

2.4.6.3 Külpontosság növekmények meghatározása:

$$e_{e,x,y} = \frac{M_{Ed,0y}}{N_{Ed,0}} = \frac{(-9,7)}{62} = -0,16 \text{ m} \quad e_{e,x,z} = \frac{-M_{Ed,0y}}{N_{Ed,0}} = \frac{-(-6)}{62} = 0,096 \text{ m}$$

Építési pontatlanságból adódó külpontosság

A méreteltérést helyettesítő ferdeség: MSZ EN 1992-1-1 5.2. (5) (5.1)

$$\Theta_i = \Theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m = 0,005 \cdot 0,98833 \cdot 1 = 0,0049417$$

A méreteltérés hatását figyelembe vevő külpontosság:

$$e_{iy} = \frac{\Theta_i \cdot l_{0,z}}{2} = \frac{0,0049417 \cdot 4,095}{2} = 0,01 \text{ m} \quad e_{iz} = \frac{\Theta_i \cdot l_{0,y}}{2} = \frac{0,0049417 \cdot 4,095}{2} = 0,01 \text{ m} \quad \text{MSZ EN 1992-1-1 (5.1)}$$

Építési pontatlanságból adódó külpontosság

	Csukló - Csukló	Csukló - Csukló
az oszlop alján	$e_{i,1y} = e_{iy} = 0,01 \text{ m}$	$e_{i,1z} = e_{iz} = 0,01 \text{ m}$
az oszlop tetején	$e_{i,2y} = e_{iy} = 0,01 \text{ m}$	$e_{i,2z} = e_{iz} = 0,01 \text{ m}$
a vizsgált helyen	$e_{i,x,y} = e_{iy} = 0,01 \text{ m}$	$e_{i,x,z} = e_{iz} = 0,01 \text{ m}$

Elkülönített elemek karcsúsági korlátai

A fajlagos normálerő: MSZ EN 1992-1-1 5.8.3.1. (1)

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{(-304)}{0,13 \cdot 2 \cdot 10^4} = -0,12168 < 0,01$$

A másodrendű hatások figyelmen kívül hagyhatók

A legnagyobb kihasználtságú keresztmetszet helye: $x = 0 \text{ m}$

Az elsőrendű külpontosság, mely a méreteltéréseket is tartalmazza:

$$e_{0,x,y} = e_{e,x,y} - e_{i,x,y} = (-0,16) - 0,01 = -0,17 \text{ m} \quad e_{0,x,z} = e_{e,x,z} + e_{i,x,z} = 0,096 + 0,01 = 0,11 \text{ m}$$

Minimális külpontosság: MSZ EN 1992-1-1 6.1. (4)

$$e_{min,y} = \max\left(\frac{h_y}{30}; 2\right) = \max\left(\frac{25,0}{30}; 2\right) = 2 \text{ cm} = 0,02 \text{ m}$$

$$e_{min,z} = \max\left(\frac{h_z}{30}; 2\right) = \max\left(\frac{50,0}{30}; 2\right) = 2 \text{ cm} = 0,02 \text{ m}$$

A mértékadó külpontosság:

$$e_{d,x,y} = e_{0,x,y} = (-0,17) = -0,17 \text{ m} \quad e_{d,x,z} = e_{0,x,z} = 0,11 \text{ m}$$

$$|e_{d,x,y}| = 0,17 > e_{min,y} = 0,02 \text{ m} \quad \checkmark$$

$$|e_{d,x,z}| = 0,11 > e_{min,z} = 0,02 \text{ m} \quad \checkmark$$

2.4.6.4 Külpontosan nyomott oszlop teherbírása:

Tehereset: oszlop ellenőr2

$$N_{Ed} = -304 \text{ kN}$$

$$M_{Edy} = (-N_{Ed}) \cdot e_{d,x,z} = (-(-304)) \cdot 0,11 = 32 \text{ kNm} \quad M_{Edz} = N_{Ed} \cdot e_{d,x,y} = (-304) \cdot (-0,17) = 51 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = \sqrt{M_{Edy}^2 + M_{Edz}^2} = \sqrt{32^2 + 51^2} = 60 \text{ kNm}$$

A mértékadó külpontossághoz tartozó teherbírás tervezési értéke:

$$N_{Rd(e)} = -319 \text{ kN}$$

$$M_{Rd(e)} = \sqrt{M_{Rd(e)y}^2 + M_{Rd(e)z}^2} = \sqrt{34^2 + 53^2} = 63 \text{ kNm}$$

Állandó külpontosság szerinti kihasználtság:

$$\eta_{(e)m} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd(e)}} = \frac{(-304)}{(-319)} = 0,95383 \leq 1 \text{ megfelel}$$

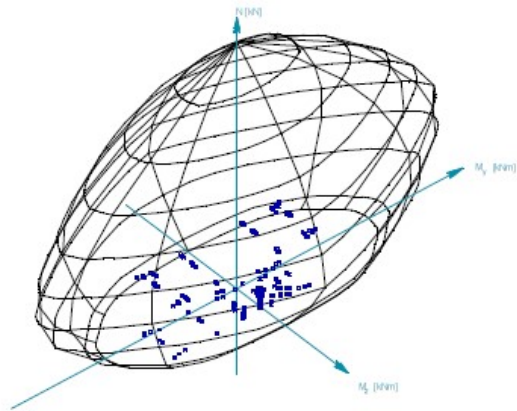
A mértékadó normálerőhöz tartozó teherbírás tervezési értéke:

$$N_{Rd(N)} = N_{Ed} = -304 \text{ kN}$$

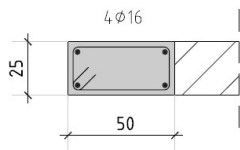
$$M_{Rd(N)} = \sqrt{M_{Rd(N)y}^2 + M_{Rd(N)z}^2} = \sqrt{35^2 + 54^2} = 64 \text{ kNm}$$

Nyomatéki kihasználtság:

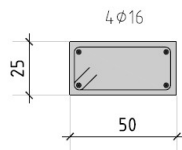
$$\eta_{(N)m} = \frac{M_{Ed}}{M_{Rd(N)}} = \frac{60}{64} = 0,93747 \leq 1 \text{ megfelel}$$



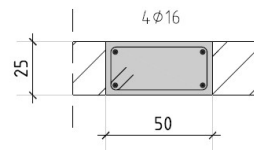
2.4.7 P1.1-P1.9 Pillérek:



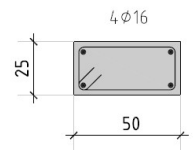
P1.1



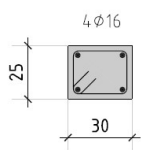
P1.3



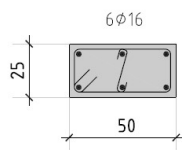
P1.4



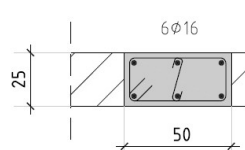
P1.5



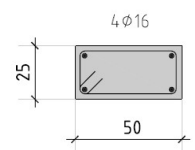
P1.6



P1.7



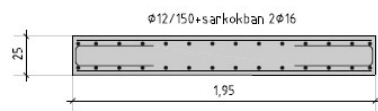
P1.8



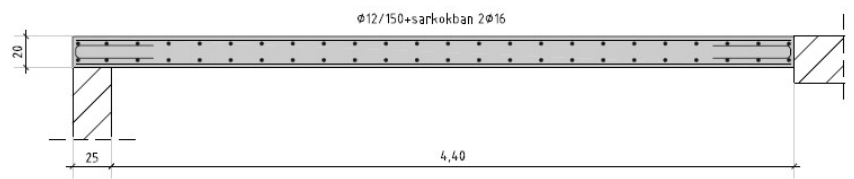
P1.9

2.4.8 F0.1-F0.5 Falak:

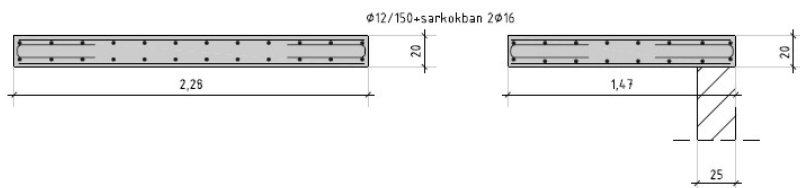
A pillérekhez hasonlóan a falak méretezését is az AXIS VM szoftverrel végeztem el, az egyes falak számítását külön nem részletezem, a kapott eredmények alább láthatók:



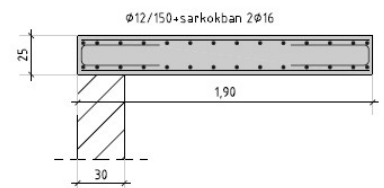
F0.1



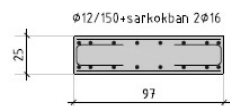
F0.2



F0.3



F0.4



F0.5