

Szent István Egyetem
Ybl Miklós Építéstudományi Kar

SZAKDOLGOZAT

Szucsányi Cecília
Budapest, 2010

Szent István Egyetem Ybl Miklós Építéstudományi Kar
Mechanika és Tartószerkezetek Tanszék

SZAKDOLGOZAT

Budapest XVI. kerület, Pejkó utca 27. (HRSZ:118505/19)

családi ház statikai számítása



Diplomaterv általános tartalmi követelményei

- 1., Vázlattervek a számításhoz (ún. pozíciós tervek)
- 2., Részletes statikai számítások
- 3., Vázlatok a kiviteli tervekhez (vasalási vázlat, acél ill. fageresztmetszetek)
- 4., Kiviteli tervek a felszerkezet tartószerkezeti elemeiről *Kiseb a medence tetőnek részleteit*
- 5., Kiviteli terv az alapozásról
- 6., Részletes tartószerkezeti műleírás

A konzulens tanár az általános követelményeket a konkrét feladat ismeretében kiegészíti, részletezi, esetleg módosítja.

A feladat összetett volta, nagyságrendje miatt a medence statikai számítása és kiv. tervre nem készült el. A pince padlószinttel készült el.

Szil. János

A hallgató aláírásával igazolja a követelmények tudomásul vételét.

Szil. János
a hallgató aláírása

Megjegyzés:

Az egyik példányt kérjük vissza az adatok pontos nyilvántartása érdekében.

Tartalom

1.0. Statikai műszaki leírás	
1.1. Alapozás	1
1.1.1. Talajviszonyok	1
1.1.2. Alapozási rendszer	1
1.2. Építési rendszer	2
1.3. Az épület teherhordó szerkezetei	2
1.3.1. Függőleges teherhordó szerkezetek	2
1.3.2. Vízszintes teherhordó szerkezetek	3
1.3.3. Lépcsőszerkezet	4
1.4. Tetőszerkezet	4
1.4. Válaszfalak	4
1.6. Kivitelezés-technológiai előírások	4
1.7. Tervezői nyilatkozat	5
2.0. Felhasznált szabványok	6
3.0. Szerkezeti áttekintés - Pozíciós tervek	7
4.0. Teherelemzés	10
5.0. Tetőszerkezet statikai számítása	21
5.1. Szarufa statikai számítása	21
5.1.1. Szarufa terhei	21
5.1.1.1. Állandó terhek	21
5.1.1.2. Esetleges terhek	21
5.1.2. Teherkombinációk	23
5.1.3. Szarufa igénybevételei	24
5.1.4. Szarufa ellenőrzése	27
5.1.4.1. Szilárdsági vizsgálat	27
5.1.4.2. Merevségi vizsgálata	28
5.2. Fedélszék tartó oszlop statikai számítása	28
6.0. L1 jelű földszint feletti födém statikai számítása	30
6.1. L1 jelű födém terhei	30
6.1.1. Állandó terhek	30
6.1.2. Esetleges terhek	30
6.1.2.1. Hasznos terhek	30
6.1.2.2. Meteorológiai terhek	31
6.1.3. Teherkombinációk	31
6.2. L1 jelű lemez igénybevételei	31

6.3.	L1 jelű lemez méretezése.....	36
6.3.1.	Szilárdsági vizsgálat.....	36
6.3.2.	Merevségi vizsgálat.....	39
7.0.	L2 jelű pince feletti földem statikai számítása.....	41
7.1.	L2 jelű földem terhei.....	41
7.1.1.	Állandó terhek.....	41
7.1.2.	Esetleges terhek.....	41
7.1.2.1.	Hasznos terhek.....	41
7.1.2.2.	Meteorológiai terhek.....	41
7.1.3.	Teherkombinációk.....	41
7.2.	L1 jelű lemez igénybevételei.....	42
7.3.	L1 jelű lemez méretezése.....	47
7.3.1.	Szilárdsági vizsgálat.....	47
7.3.2.	Merevségi vizsgálat.....	49
8.0.	Lépcső statikai számítása.....	51
8.1.	Lépcső terhei.....	51
8.1.1.	Állandó terhek.....	51
8.1.2.	Esetleges terhek.....	52
8.1.2.1.	Hasznos terhek.....	52
8.1.3.	Teherkombinációk.....	52
8.2.	Lépcső igénybevételei.....	52
8.3.	Lépcső méretezése.....	55
8.3.1.	Szilárdsági vizsgálat.....	55
8.3.2.	Merevségi vizsgálat.....	56
9.0.	G1 jelű gerenda statikai számítása.....	58
9.1.	G1 jelű gerenda terhei.....	58
9.2.	Teherkombinációk.....	58
9.3.	G1 jelű gerenda igénybevételek.....	59
9.4.	G1 jelű gerenda méretezése.....	59
10.0.	G2 jelű gerenda statikai számítása.....	64
10.1.	G2 jelű gerenda terhei.....	64
10.2.	Teherkombinációk.....	65
10.3.	G2 jelű gerenda igénybevételei.....	65
10.4.	G2 jelű gerenda méretezése.....	66
11.0.	G3 jelű gerenda statikai számítása.....	70
11.1.	G3 jelű gerenda terhei.....	70

11.2.Teherkombinációk.....	71
11.3. G3 jelű gerenda igénybevételei	71
11.4. G3 jelű gerenda méretezése.....	71
12.0. G4 jelű gerenda statikai számítása	76
12.1.G4 jelű gerenda terhei.....	76
12.2.Teherkombinációk.....	77
12.3.G4 jelű gerenda igénybevételei.....	77
12.4.G4 jelű gerenda méretezése.....	77
13.0. G5 jelű gerenda statikai számítása	82
13.1.G5 jelű gerenda terhei.....	82
13.2.Teherkombinációk.....	83
13.3.G5 jelű gerenda igénybevételei.....	83
13.4. G5 jelű gerenda méretezése.....	83
14.0. G6 jelű gerenda statikai számítása	88
14.1.G6 jelű gerenda terhei.....	88
14.2.Teherkombinációk.....	89
14.3.G6 jelű gerenda igénybevételei.....	89
14.4.G6 jelű gerenda méretezése.....	89
15.0. G7 jelű gerenda statikai számítása	94
15.1.G7 jelű gerenda terhei.....	94
15.2.Teherkombinációk.....	95
15.3.G7 jelű gerenda igénybevételei.....	95
15.4.G7 jelű gerenda méretezése.....	95
16.0. G8 jelű gerenda statikai számítása	100
16.1.G8 jelű gerenda terhei.....	100
16.2.Teherkombinációk.....	101
16.3.G8 jelű gerenda igénybevételei.....	102
16.4.G8 jelű gerenda méretezése.....	102
17.0. G9 jelű gerenda statikai számítása	107
17.1.G9 jelű gerenda terhei.....	107
17.1.1.Állandó terhek.....	108
17.1.2.Esetleges terhek.....	108
17.1.2.1.Hasznos terhek.....	108
17.1.2.2.Meteorológiai terhek.....	108
17.2.Teherkombinációk.....	108
17.3.G9 jelű gerenda igénybevételei.....	109

17.4.G9 jelű gerenda méretezése.....	109
18.0. G10 jelű gerenda statikai számítása.....	115
18.1. G10 jelű gerenda terhei.....	115
18.1.1.Állandó terhek.....	115
18.1.2.Esetleges terhek.....	115
18.1.2.1.Hasznos terhek.....	115
18.1.2.2.Meteorológiai terhek.....	116
18.2. Teherkombinációk.....	116
18.3. G10 jelű gerenda igénybevételei.....	117
18.4. G10 jelű gerenda méretezése.....	117
19.0. G11 jelű gerenda statikai számítása.....	125
19.1. G11 jelű gerenda terhei.....	125
19.1.1.Állandó terhek.....	125
19.1.2.Esetleges terhek.....	126
19.1.2.1.Hasznos terhek.....	126
19.2. Teherkombinációk.....	126
19.3. G11 jelű gerenda igénybevételei.....	127
19.4. G11 jelű gerenda méretezése.....	127
20.0. G12 jelű gerenda statikai számítása.....	132
20.1. G12 jelű gerenda terhei.....	132
20.1.1.Állandó terhek.....	132
20.1.2.Esetleges terhek.....	132
20.1.2.1.Hasznos terhek.....	132
20.1.2.2.Meteorológiai terhek.....	132
20.2. Teherkombinációk.....	133
20.3. G12 jelű gerenda igénybevételei.....	133
20.4. G12 jelű gerenda méretezése.....	133
21.0. Falazat ellenőrzése.....	138
21.1. F-1 jelű (legterheltebb falszakasz) ellenőrzése.....	138
21.1.1.F-1 jelű terhei.....	138
21.1.2.Teherkombinációk.....	139
21.1.3.F-1 jelű falszakasz ellenőrzése.....	139
21.1.3.1.Ellenőrzés 1 -1 keresztmetszetben.....	140
21.1.3.2.Ellenőrzés 3 -3 keresztmetszetben.....	141
21.3.3.Pecsétnyomás ellenőrzése 2-2 keresztmetszetben.....	142
21.2. F-2 jelű falszakasz ellenőrzése.....	143

21.2.1. Pecsétnyomás ellenőrzése 1-1 keresztmetszetben.....	143
22.0. P1 jelű pillér statikai számítása.....	145
22.1. P-1 jelű pillér terhei.....	145
22.2. Teherkombinációk.....	146
22.3. P1 jelű pillér ellenőrzése.....	146
23.0. Alapozás.....	151
23.1. Alaptestek terhei.....	151
23.2. Alaptestek szélességi méretezése.....	152
23.2.1. S1 jelű alaptest szélességének meghatározása.....	152
23.2.2. S2 jelű alaptest szélességének meghatározása.....	154
23.2.3. S3 jelű alaptest szélességének meghatározása.....	156
23.3. Alaptestek magassági méretezése.....	158
23.4. Alaptestek süllyedésvizsgálata.....	159

Statikai műszaki leírás

XVI., Budapest, Pejkó utca 27. (HRSZ: 118505/19) szám alatti családi ház épületéhez

1.1. Alapozás

Az építési helyszín Budapest XVI. kerületében a Pejko utcában található. A vizsgált telek terepszintje közel vízszintesnek tekinthető 104,5-105,0mBf között változik, valamint az utca szinttel azonos magasságban helyezkedik el.

1.1.1. Talajviszonyok

A talajmechanikai szakvélemény alapján a tervezett épület helyén 1998.01. hónapban 5,0 méteres mélységben egy fúrást telepítettek. A felszínt a fúrás alapján rosszul graduált homoklisztes finom homok borítja 1,60 méter vastagságban. A fedőréteget követően gyengén kötött homoklisztet, valamint kemény konzisztenciájú homoklisztes iszapot találtak az indulási szint alatt 3,10 méteres mélyséig. A fúrás a fenti rétegek alatt elhelyezkedő homokos aprókavics rétegben fejeződött be. A feltárás időpontjában a fúrás helyén talajvizet nem észleltek. Ebből adódóan az FTV 1965. évi észlelései adatai alapján a becsült maximális vízszintet 102,0mBf szinten adták meg. A

A talajmechanikai szakvélemény javaslata alapján a tervezett épület alapozását síkalapozással kell kialakítani a pincepadló szint alatt minimálisan 0,7 méteres takarás biztosításával. A tervezett épület teljes mértékben alápincézett, ennek megfelelően az alapozási sík egységesen -3,82 méteres mélységben kerül felvételre. A javasolt mélységig a munkagödör a szemcsés talajban zártosuló oldalhatárolás védelme mellett vagy 1:1,5 hajlású rézsűs határolással emelhető ki. A felszíni csapadékvizeket a munkagödörből az építés megkezdésétől gondos munkahelyi víztelenítéssel távol kell tartani. Talajmechanikai szakvéleményt készítette Alap-Terv Bt. 1998. február 13.

1.1.2. Alapozási rendszer

A talajvízre vonatkozó adatok alapján az alaptestek teherbírásának igazolása során, a mértékadó talajvízszint a becült maximális talajvízszintnek a biztonság javára 0,5 méterrel megnövelt értékével lett figyelembe véve.

A terhelésnek megfelelő alaptestek 60, 70, illetve 90cm szélességben készülnek. A legterheltebb sávalap esetén a szilárdsági követelmények mellett a relatív süllyedési kritériumok határozzák meg a szélességet. Ennek megfelelően az alaptest szélessége 0,9m-re adódott. Ezen szélesség mellett kialakuló süllyedés 2,64mm nem jelent számot tevő teherátrendeződést, amelyből többlet igénybevételek származnának a szerkezetre nézve.

A sávalapok betonminősége egységesen C12-16/KK, míg az alaptestek alá kerülő 6 cm-es szerelőbeton C6-16/FN minőséggel kerül megépítésre. A szerkesztési szabályoknak megfelelően a földdel érintkező szerkezeteket B60.50. acélminőségű 12-es átmérőjű vasalással kell ellátni a kisebb süllyedésekből származó többletigények felvételére. A

sávalaponkénti 4 Ø 12-es acélbetétet Ø 8/250 osztástávolságú kengyelezéssel szükséges összefogni, melyek acélminősége megegyezik a fő vasalásával. Az alapozás során a talajba kerülő épületszerkezeteket a talajvízszintre való tekintettel, talajvízelleni szigeteléssel, négyrétegű bitumenes lemezzel kell ellátni. *(Az alapozási tervet lásd az A-01 jelű kiviteli terven.)*

1.2. Építési rendszer

A tervezett épület háromszintes, teljes mértékben alappincézett lakóépület. Bruttó alapterülete 253m². Az épület teljes magassága 9,34 m. A függőleges teherhordó szerkezetek vastagsága eltér a pince-, valamint a földszint feletti szinteken. A pincészinon a falak vastagsága 38cm, míg felsőbb szinteken 44cm-es falazattal kerül kialakításra az épületszerkezet. A földemek helyszínen gyártott monolit vasbeton földemek, vasalásuk a helyszínen szerelendő. Mind a földszint feletti, mind a pince feletti földem vastagsága 22cm. Az épületet minden szinten a földemekkel egybevasalt koszorú fogja össze. A koszorúk magassága 39-27cm között változik (lásd: S-01, S-02, S-03, S-04 vasalási tervek). A földemek, gerendák és pillérek mind hagyományos, táblás zsaluzattal készülnek.

A födémekkel egybeépített vasbeton koszorú megfelelően merevíti az épületet és együtt dolgoztatja a teherviselő szerkezeteket. A szerkezet többletmerevítése nem szükséges, mivel az épület tömörfalas, két irányban merevített rendszerű, amelynek köszönhetően stabilitása megfelelő.

A tetőszerkezet a külső és közbenső teherhordó falakra támaszkodik, ennek köszönhetően a födémekre nem jelent többlet terhet. A tetőszerkezet állószékes fedélszék 10/15-ös szaruzattal kerül kialakításra. A tető héjalása hagyományos módon cserépfedéssel készül. A vízszintes terheket a tetőszerkezet szintjén az 5/15-ös fogópárok veszik fel, és adják át a hosszirányú teherhordó falaknak, amelyek továbbítják az alaptestekre.

1.2. Az épület teherhordó szerkezetei

1.3.1. Függőleges teherhordó szerkezetek

Az épület függőleges teherhordó szerkezetei változó keresztmetszettel kerülnek kialakításra. A pincésinten Porotherm 38 pincetégglából készül a falazat, míg a földszint feletti falak Porotherm 44 N+F falazóblokkokból kerülnek M100-as ágyazó habarccsal kialakításra.

Az épület kivitelezésekor a falazat belső oldala kell, hogy azonos síkba kerüljön. Ebben az esetben a változó keresztmetszetből adódó nem számottevő excentricitás, külpontosság figyelmen kívül hagyható, mivel a vízszintes teherhordó szerkezetek egységesen a falazat belső élét terhelik. Így az átadódó terhek eredője a keresztmetszet belső harmadába esik, ezáltal húzófeszültség a téglafalakban nem keletkezik.

Továbbá az épületen belül két darab betonpillér készül, melyek keresztmetszete 44x44cm. A pillérek vasalatlan betonszerkezetként készülnek gazdaságossági szempontok figyelembe vételével, mivel a szilárdsági vizsgálatok alapján acélbetét alkalmazása a teherbírás szempontjából nem szükséges. (Számítási mellékletét lásd a 22.0. pontban.)

A függőleges beton teherhordó szerkezetek anyagminősége C12-16/KK, ami eltér a födémeknél, gerendáknál alkalmazott C20-16/KK jelű betonminőségtől.

A kivitelezési technológia megkönnyítése végett javasolható a függőleges teherhordó szerkezetek készítésekor is C20-as minőségű beton alkalmazása. Ezen kívül lehetséges megoldás a pillérek vasbetonszerkezetként történő kialakítása, ekkor a szabvány által előírt minimális acélmennyiséget szükséges alkalmazni. A fent említett vasbeton pillérhez vasalási terv nem készül, igény szerint további vasalási tervek elkészítése végett a tervező felkereshető.

1.3.2 Vízszintes teherhordó szerkezetek

A tervezett épület minden egyes födeme helyszínen gyártott monolit vasbeton födém.
(Ezen födémek vasalási terveit lásd: S-01, S-02, S-03, S-04.)

A földszint feletti L1 jelű lemez zsaluzási szintje +3,00m, amelynek vastagságát a merevségi követelmények határozzák meg, ennek megfelelően 22cm. A vasbeton lemez betonminősége C20-16/KK, a betonacél minősége B60.50. A lemezben két födémáttörés készül. Az egyik a kazánházból induló két Ø 130-as acélbéléses kémény számára biztosított nyílás, a másik a lépcsőfogadására szolgál. Egyéb gépészeti födémáttörés nem ismert, de a monolit födém zsaluzatakor „kidobozolható” a gépész adatai szerint. Az így kialakított födémáttöréseket méretüktől függően megerősített peremvasalással kell ellátni. A monolit vasbeton lápcsó az L1 lemez alatt elhelyezkedő L2 jelű födémre, valamint a közbenső teherhordó falazatra támaszkodik. Ebből adódóan az L1 jelű lemezre többletterhelést nem jelent.

Az L1 jelű födémszerkezet hasznos terhe $1,5\text{ kN/m}^2$, míg az erkély estében, amely azonos zsámozási szinttel kerül kialakításra, a hasznos teher alapértéke $3,0\text{ kN/m}^2$. (Számítási mellékletét lásd a 6.0. pontban.)

A pince felett található L2 jelű födém szaluzási szintje -0,34m. Az L2 jelű lemez vastagsága az L1 jelű lemezhez hasonlóan 22cm-re adódott, ebben az esetben is az alakváltozási követelmények voltak a meghatározóak. A pince feletti födém beton-, és acélminősége megegyezik az L1 jelű lemeznél alkalmazottakkal (C20-16/KK, B60.50). A hasznos teher alapértéke: 1,5kN/m², a födém egész területére vonatkozóan. A földmáttörések az L1 lemezhez hasonló helyzetűek. A monolit vasbeton lépcső az L2 födémattörések az L1 lemezhez hasonló helyzetűek. A monolit vasbeton lépcső az L2 födémre támaszkodik, ebből adódóan többletterhet jelent a lemezre nézve, amelynek felvételére egy 60x32cm-es felül bordás födémgerenda szolgál. A lépcső és a lemez kapcsolta a lemezből túlnyúló felhajított vasakkal kerül megoldásra. A fönt említett födémgerenda által áthidalt jelentős méretű, 6,30m-es nyílás indokolja, a gerenda jelentős szélességi méretét.

A tervezett épület minden egyes fődéme, a födémrel egybevasalt koszorúval csatlakozik a függőleges teherhordó szerkezetekhez. Az egyes szinteken a külső teherhordó falazatban készülő áthidaló gerendák különböző keresztmetszeti méretekkel kerülnek kialakításra. Magassági méretük 150-300mm között változik. A gerendák magasságának meghatározása során a gazdaságossági szempontok érvényesítése, valamint a kivitelezési nehézségek elkerülése volt a meghatározó.

Az emeleti- és a földszinten kialakításra kerülő (G1, G2, G4, G5, G6) gerendák mindegyike a koszorútól külön, magassági méreteiktől függően, felettük téglafalfalazással készül. Az emeleti szinten készülő G3 jelű gerenda a koszorúval egybevasalva kerül kialakításra. (Számítási mellékletét lásd 9.0.-20.0.)

A fent említett, külső falban elhelyezkedő gerendák vasalása során többnyire a repedéskorlátozási követelmények voltak meghatározók. *(Ezen gerendák vasalási terveit lásd: S-06, S-07.)* A pincszinten készülő, külső falazatban elhelyezkedő áthidaló

gerendák (G7, G8) közül – a többi szinthez hasonlóan – egyik sem kerül egybeépítésre a koszorúval. Magasságuk 150-300 mm között változik. A földemmel egybevasalt (G9, G10, G11) felül bordás gerendák magasságának meghatározása során a padlórétegek közti elrejthetőséget kellett biztosítani. A szilárdsági és merevségi követelmények mellett ez határozta meg a magassági méreteiket, melyek így 30cm-re, valamint 32cm-re adódtak. A gerendák a kivitelezés megkönnyítése végett a földszerkezethez hasonló C20-16/KK beton- és B60.50. acélminőséggel kerülnek kialakításra.

1.3.3. Lépcsőszerkezet

Az épületben egy helyszínen gyártott monolit vasbeton lépcső kerül kialakításra, statikai vázát tekintve kéttámaszú tartó. A lépcső anyagminősége a kivitelezési nehézségek elkerülése végett megegyezik a lemezek beton- és acélminőségével. A lépcsőszerkezet lemezvastagságnak megválasztásánál is – az L1, L2 födémekhez hasonlóan – az alakváltozási követelmények voltak a mértékadók. Ebből adódóan 18cm-es vastagsággal készül. *(Számítási mellékletét lásd a 8.0 pontban.)*

1.3.3. pontban leírtak alapján az L2 jelű födém vasalásának túlnyújtásával kell a monolit vasbeton lemez és a lépcsőszerkezet kapcsolatát és együttlőgőzását biztosítani. (A lépcső vasalási tervét lásd: S-05.)

1.4. Tetőszerkezet

A tetőszerkezet állószékes fedélszék, hajlásszöge 40° , tervezett élettartam 50 év. A tető nem járható, héjalása hagyományos 5/5 cserepezéssel, valamint Bramac betoncserep fedéssel készül. A szarufák mérete 10/15, anyaguk F56 III. osztályú. A szaruzat kötési hagyományos ácskötéssel készülnek. Statikai modelljét tekintve öttámaszú tartó. (Számítási mellékletét lásd: 5.1 pontban.)

A szaruzat anyagminősége megegyezik a tetőszerkezetet tartó 15/15-ös fedélszék oszlopéval. A fedélszék oszlop 15/15 talpgerendák segítségével továbbítja a közbenső hosszanti főfalakra a tetőszerkezet terhét. (Számítási mellékletét lásd 5.2. pontban.)

A tetőszerkezet vízszintes merevítését 5/15-ös fogópárok biztosítják. A talpszелеmen bekötő elemei az L1 lemezzel egybevasalt koszorú zsalutatóba kerülnek elhelyezésre. (A tetőszerkezet tervét lásd: T-01.)

1.5. Válaszfalak

1.5. Válaszfalak
A válaszfalak egységesen Porotherm 10-es válaszfal téglából M100-as ágyazó habarccsal kerülnek kialakításra. A statikai számítás során a válaszfalak terhe az elbonthatóságot, áthelyezhetőséget figyelembe véve a födémszerkezet teljes területén egységesen 1,70 kN/m² megoszló felületi teherként került felvételre.

1.5. Kivitelezés-technológiai előírások

1.5. Kivitelezés-technológia

Részletes technológiai terv a kivitelezésről a feladat keretein belül nem készül. A falazat hagyományosan téglanyagú habarcskötéssel készül. A vasbeton elemek, födégek, gerendák, helyszínen betonozandók, így méretezett zsaluzat szükséges. A betonozás megkezdése előtt a vasalást a tervező naplóbejegyzéssel veszi át, és engedélyezi annak megkezdését. A tervezői művezetést a betonozás megkezdődik. Az egyes építési ütemek kezdeményezi; döntése alapján a betonozás megkezdődik. Az egyes építési ütemek között az előírt vasbeton szilárdulási idő megtartása kötelező.

1.6 Tervezői nyilatkozat

A vonatkozó jogszabályok értelmében kijelentem, hogy a megtervezett tartószerkezeti elemek gazdasági és műszaki szempontból megfontoltak, és indokoltak, valamint hogy az épület rendeltetése során kellő biztonsággal megfelelnek a funkcionális terheknek. A tervezésnél a vonatkozó teher illetve vasbeton szabványokat figyelembe vettem *(lásd: szabványjegyzék)*.

Az építés során a Balesetvédelmi és Óvórendszabályok betartása kötelező.

Budapest, 2010. május 31.

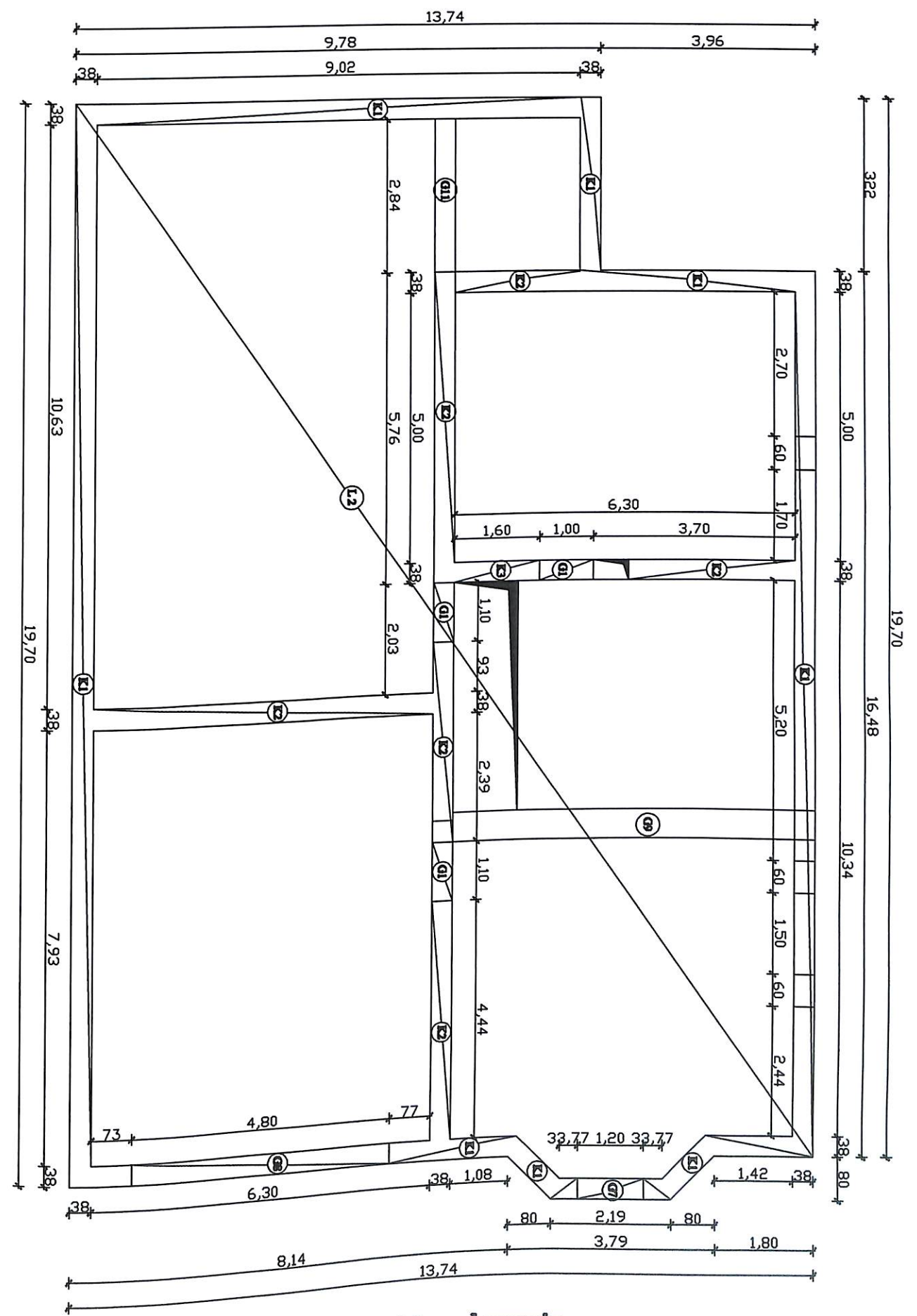



2.0. Felhasznált szabványok

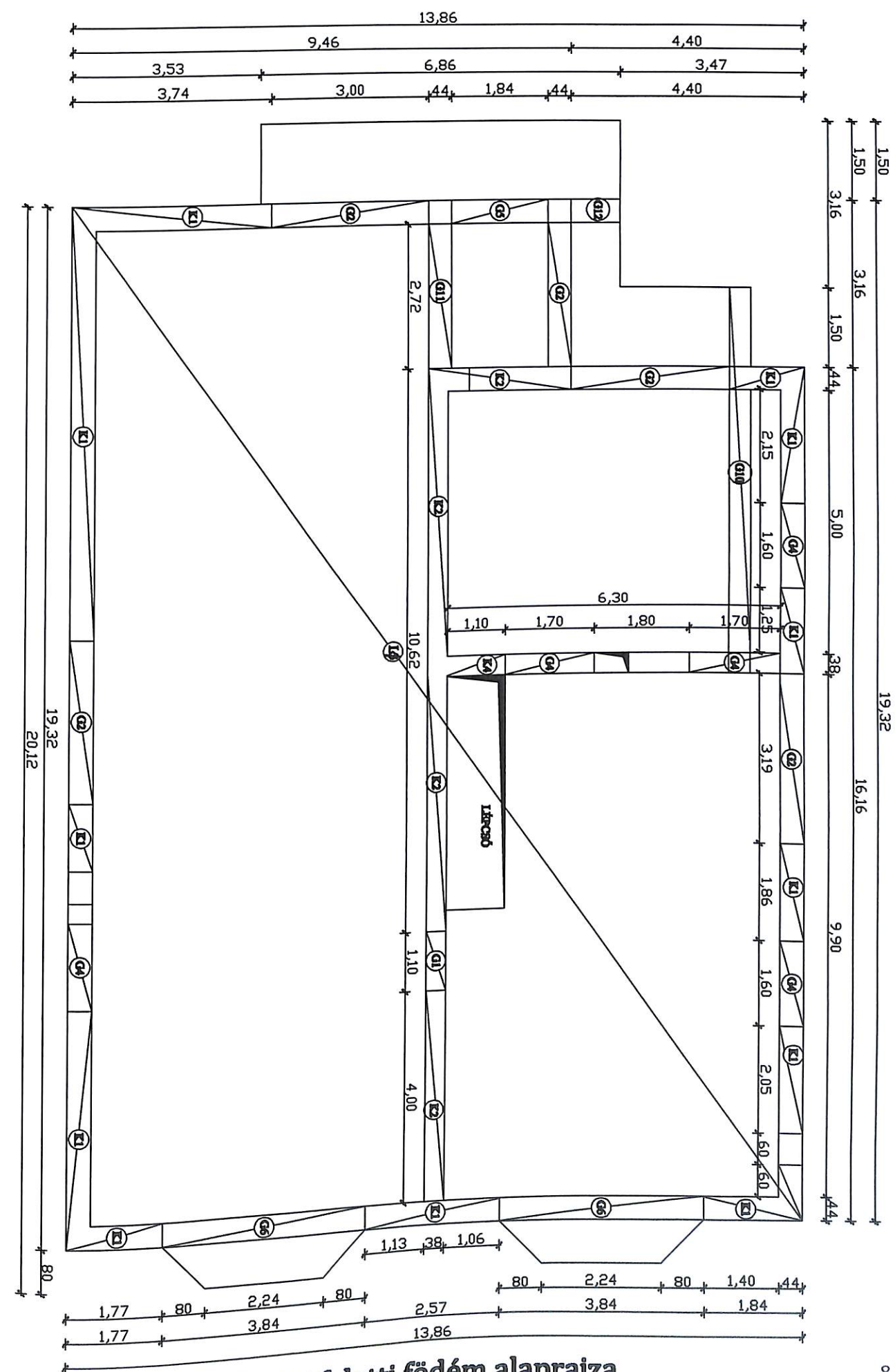
Fogalom meghatározások	MSZ 15012/1
Jelölések	MSZ 15012/2
Általános előírások	MSZ 15020
Építőanyagok és épületszerkezetek tömege és testsűrűsége	MSZ 510
Magasépítési szerkezetek terhei	MSZ 15021/1
Magasépítése szerkezetek merevségi követelményei	MSZ 15021/2
Vasbeton szerkezetek	MSZ 15022/1
Betonszerkezetek	MSZ 15022/3
Vasbeton szerkezetek szerkesztési előírásai	MSZ 15022/7
Falazott szerkezetek	MSZ 15023/1
Faszerkezetek	MSZ 15025
Építmények vasbeton szerkezeti tervének ábrázolása	MSZ 14753

Felhasznált irodalom

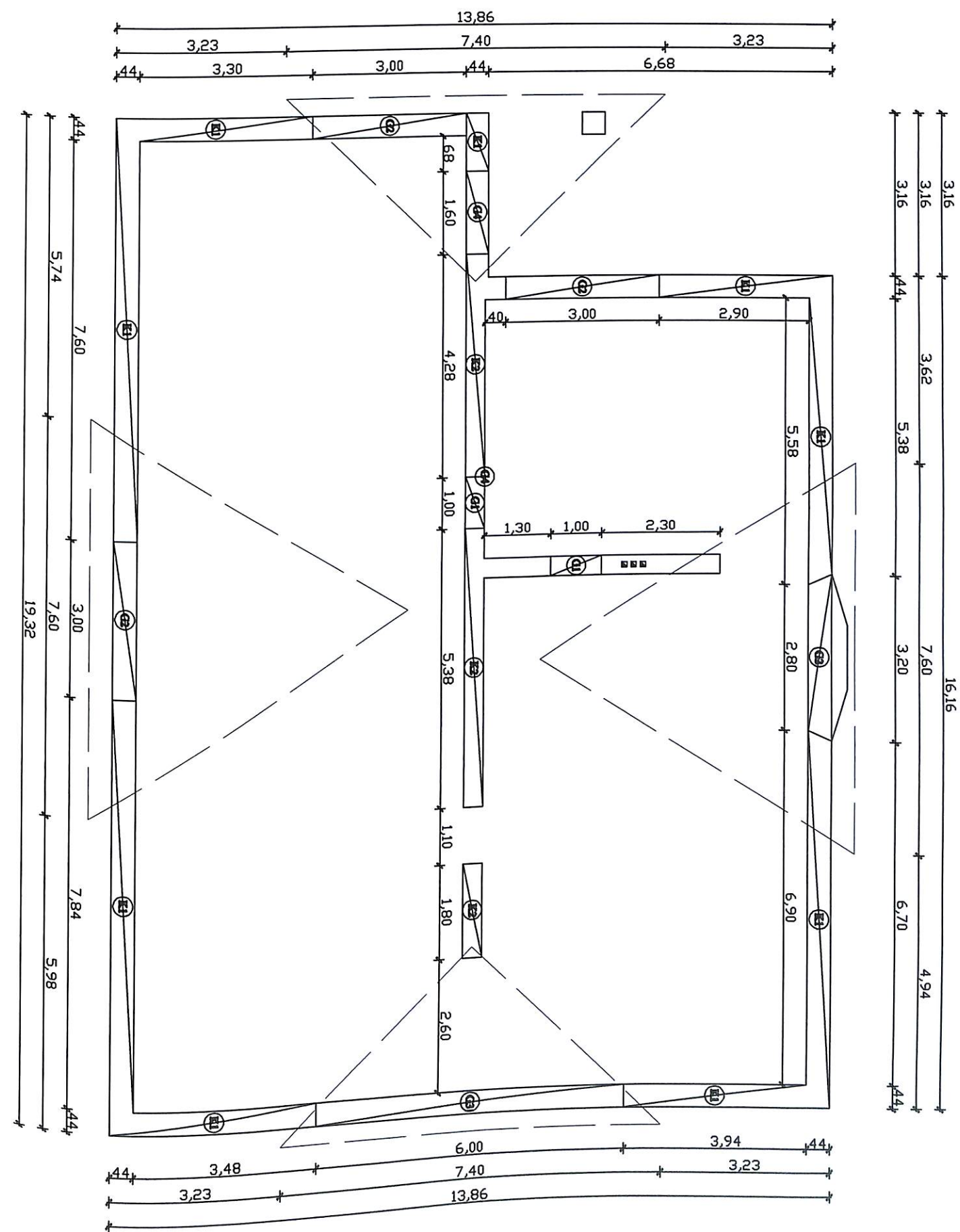
Dr. Massányi Tibor – Dr. Dulácska *Endre*: Statikusok kézikönyve
Freund Péter: A mechanika és tartószerkezetek című tárgyhoz segédlet
SZIE Ybl Miklós Építéstudományi Karán Mechanika segédletei



Pince feletti földem alaprajz



Földszint feletti földem alaprajza



Tetőtéri alaprajz

4.0. Teherelemzés

1.rétegrend

Állandó terhek	kg/m ³	KN/m ²	ga (KN/m ²)	gsz (KN/m ²)
Bramac cserépfedés	43	43/100	0,430	1,3x0,43= 0,559
3/5 cserépléc (33 cm-ként)	600	6x0,0015x3	0,027	1,4x0,027= 0,038
5/5 ellenléc	600	6x0,0025x1,1	0,017	1,4x0,017= 0,023
1 rtg. tetőfólia	-	0,04	0,040	1,3x0,04= 0,052
10/15 szarufa	600	6x0,25x1,1	0,100	1,2x0,10= 0,12
			0,61	0,79

$$g_a = 0,61 \text{ KN/m}^2$$

$$g_{sz} = 0,79 \text{ KN/m}^2$$

Esetleges terhek

Hasznos teher:	p _a (KN/m ²)	p _{sz} (KN/m ²)
(emberi tartózkodásra nem alkalmas tető)	1,00	1,4x1,0= 1,4
t.t.h=	0,50 KN/m ²	
p _a =	1,00 KN/m ²	
p _{sz} =	1,40 KN/m ²	

Meteorológia terhek: (részletesen lásd 3.2.1.)

Hóteher	ps _a (KN/m ²)	ps _{sz} (KN/m ²)
M < 300 m α= 40°	0,53	1,4x0,53= 0,74

$$g/p = 0,61/0,53 = 1,16 > 1,0 \quad \gamma = 1,4$$

$$ps_a = 0,53 \text{ KN/m}^2$$

$$ps_{sz} = 0,74 \text{ KN/m}^2$$

Szélteher (részletesen lásd 3.2.1.)

H = 9,34 m α= 40°	ps _a (KN/m ²)	ps _{sz} (KN/m ²)
c= 0,20 w ₀ =0,685 KN/m ²	0,137	1,2x0,137= 0,16
	0,14 KN/m ²	
pw _a =	0,16 KN/m ²	
pw _{sz} =		

$$q_a = (g_a + p_{s_a} + p_{w_a} \times 0,6) = (0,61 + 0,53 + 0,6 \times 0,14) = 1,23 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{sz} = (g_{sz} + p_{sz}) = (0,79 + 1,40) = 2,19 \text{ KN/m}^2$$

2.rétegrend

Állandó terhek	kg/m ³	KN/m ²	ga (KN/m ²)	gsz (KN/m ²)
Bramac cserépfedés	43	43/100	0,430	1,3x0,43= 0,559
3/5 cserépléc (33 cm-ként)	600	6x0,0015x3	0,027	1,4x0,027= 0,038
5/5 ellenléc	600	6x0,0025x1,1	0,017	1,4x0,017= 0,023
1 rtg. tetőfólia	-	0,04	0,040	1,3x0,04= 0,052
10/15 szarufa	600	6x0,25x1,1	0,100	1,2x0,10= 0,12
12 cm ISOLYTH	200	0,12x2	0,240	1,3x0,24= 0,312
2,5 cm deszkázat	600	0,025x6	0,150	1,2x0,15= 0,18
1 cm gipszkarton	1100	0,01x11	0,110	1,4x0,11= 0,154
			1,11	1,44

$$g_a = 1,11 \text{ KN/m}^2$$

$$g_{sz} = 1,44 \text{ KN/m}^2$$

Esetleges terhek

Hasznos teher:

(emberi tartózkodásra nem alkalmas tető)

$$t.t.h = 0,50 \text{ KN/m}^2$$

$$p_a = 1,00 \text{ KN/m}^2$$

$$p_{sz} = 1,40 \text{ KN/m}^2$$

$$p_a (\text{KN/m}^2) = 1,00$$

$$p_{sz} (\text{KN/m}^2) = 1,4 \times 1,0 = 1,4$$

Meteorológia terhek: (részletesen lásd 3.2.1.)

Hóteher

M < 300 m $\alpha = 40^\circ$

$$p_{sa} (\text{KN/m}^2) = 0,53$$

$$p_{sz} (\text{KN/m}^2) = 1,4 \times 0,53 = 0,74$$

$$g/p = 0,61/0,53 = 2,10 > 1,0 \quad \gamma = 1,4$$

$$p_{sa} = 0,53 \text{ KN/m}^2$$

$$p_{sz} = 0,74 \text{ KN/m}^2$$

Szélteher (részletesen lásd 3.2.1.)

H = 9,34 m $\alpha = 40^\circ$

c = 0,20 $w_0 = 0,685 \text{ KN/m}^2$

$$p_{sa} (\text{KN/m}^2) = 0,137$$

$$p_{sz} (\text{KN/m}^2) = 1,2 \times 0,137 = 0,16$$

$$\gamma = 1,2$$

$$p_{wa} = 0,14 \text{ KN/m}^2$$

$$p_{wsz} = 0,16 \text{ KN/m}^2$$

$$q_a = (g_a + p_{sa} + p_{wa} \times 0,6) = (1,11 + 0,53 + 0,6 \times 0,14) = 1,73 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{sz} = (g_{sz} + p_{sz}) = (1,44 + 1,40) = 2,84 \text{ KN/m}^2$$

3.rétegtrend

Állandó terhek	kg/m ³	KN/m ²	g _a (KN/m ²)	g _{sz} (KN/m ²)
2,5 cm deszkázat	600	0,025x6	0,150	1,2x0,15= 0,18
5/15 fogópárok	600	6x0,0075x1,1	0,050	1,2x0,10= 0,06
12 cm ISOLYTH	200	0,12x2	0,240	1,3x0,24= 0,312
2,5 cm deszkázat	600	0,025x6	0,150	1,2x0,15= 0,18
1 cm gipszkarton	1100	0,01x11	0,110	1,4x0,11= 0,154
			0,70	0,89

$$g_a = 0,70 \text{ KN/m}^2$$

$$g_{sz} = 0,89 \text{ KN/m}^2$$

Esetleges terhek

Hasznos teher:	p _a (KN/m ²)	p _{sz} (KN/m ²)
(emberi tartózkodásra nem alkalmas tető)	1,00	1,4x1,0= 1,4
t.t.h=	0,50 KN/m²	
p _a =	1,00 KN/m²	
p _{sz} =	1,40 KN/m²	

Meteorológia terhek: (részletesen lásd 3.2.1.)

Hóteher	p _s a (KN/m ²)	p _s sz (KN/m ²)
M < 300 m α= 40°	0,53	1,4x0,53= 0,74

$$g/p = 0,61/0,53 = 1,32 > 1,0 \quad \gamma = 1,4$$

$$p_{s_a} = 0,53 \text{ KN/m}^2$$

$$p_{s_{sz}} = 0,74 \text{ KN/m}^2$$

Szélteher (részletesen lásd 3.2.1.)

H = 9,34 m α= 40°	p _s a (KN/m ²)	p _s sz (KN/m ²)
c= 0,20 w ₀ =0,685 KN/m ²	0,137	1,2x0,137= 0,16
	0,14 KN/m²	
	0,16 KN/m²	

$$q_a = (g_a + p_{s_a} + p_{w_a} \times 0,6) = (0,70 + 0,53 + 0,6 \times 0,14) = \underline{\underline{1,31 \text{ KN/m}^2}}$$

$$q_{sz} = (g_{sz} + p_{sz}) = (0,89 + 1,40) = \underline{\underline{2,29 \text{ KN/m}^2}}$$

4.rétegrend

Állandó terhek	kg/m ³	KN/m ²	g _a (KN/m ²)	g _{sz} (KN/m ²)
Ragasztott parketta	-	7,5/100	0,075	1,3x0,075= 0,098
Kiegyenlítő réteg (0,5 cm)	2100	0,005x21	0,105	1,4x0,105= 0,147
6 cm beton	2200	0,06x22	1,32	1,2x1,32= 1,584
4 cm AUTROTHERM	15	0,04x0,15	0,006	1,3x0,006= 0,008
22 cm vb. Lemez	2500	0,22x25	5,5	1,2x5,5= 6,6
1,5 cm vakolat	1900	0,015x19	0,285	1,4x0,285= 0,399
			7,29	8,84

$$g_a = 7,29 \text{ KN/m}^2$$

$$g_{sz} = 8,84 \text{ KN/m}^2$$

A lemez burkolat nélküli önsúlyának csökkentett értéke:

$$g_{csökk.} = 0,8x0,22x2500/100 = 4,40 \text{ KN/m}^2$$

Válaszfal terhek:

$$g_{vál.a} = 0,85x170/100 = 1,45 \text{ KN/m}^2$$

$$g_{vál.sz} = 170/100 = 1,70 \text{ KN/m}^2$$

Esetleges terhek

Hasznos teher:	p _a (KN/m ²)	p _{sz} (KN/m ²)
	1,5	1,4x1,5= 2,1

$$t.t.h = 0,50 \text{ KN/m}^2$$

$$p_a = 1,50 \text{ KN/m}^2$$

$$p_{sz} = 2,10 \text{ KN/m}^2$$

$$q_a = (g_a + g_{vál.a} + (p_a \times t.t.h)) = (7,29 + 1,45 + (1,5 \times 0,5)) = 9,49 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{sz} = (g_{sz} + g_{vál.sz} + p_{sz}) = (8,84 + 1,70 + 2,10) = 12,64 \text{ KN/m}^2$$

5.rétegrend

Állandó terhek	kg/m ³	KN/m ²	ga (KN/m ²)	gsz (KN/m ²)
Ragasztott parketta	-	7,5/100	0,075	1,3x0,075= 0,098
Kiegyenlítő réteg (0,5 cm)	2100	0,005x21	0,105	1,4x0,105= 0,147
6 cm beton	2200	0,06x22	1,32	1,2x1,32= 1,584
4 cm AUTROTHERM	15	0,04x0,15	0,006	1,3x0,006= 0,008
1 rtg. Bit. Vastaglemez (4,5mm)	1000	0,005x10	0,05	1,4x0,05= 0,07
22 cm vb. Lemez	2500	0,22x25	5,5	1,2x5,5= 6,6
1,5 cm vakolat	1900	0,015x19	0,285	1,4x0,285= 0,399
			7,34	8,91

$$g_a = 7,34 \text{ KN/m}^2$$

$$g_{sz} = 8,91 \text{ KN/m}^2$$

A lemez burkolat nélküli önsúlyának csökkentett értéke:

$$g_{csökk.} = 0,8x0,22x2500/100 = 4,40 \text{ KN/m}^2$$

Válaszfal terhek:

$$g_{vál.a} = 0,85x170/100 = 1,45 \text{ KN/m}^2$$

$$g_{vál.sz} = 170/100 = 1,70 \text{ KN/m}^2$$

Esetleges terhek

Hasznos teher:

p_a (KN/m²)

1,5

p_{sz} (KN/m²)

1,4x1,5= 2,1

$$t.t.h = 0,50 \text{ KN/m}^2$$

$$p_a = 1,50 \text{ KN/m}^2$$

$$p_{sz} = 2,10 \text{ KN/m}^2$$

$$q_a = (g_a + g_{vál.a} + (p_a \times t.t.h)) = (7,34 + 1,445 + (1,5 \times 0,5)) = 9,54 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{sz} = (g_{sz} + g_{vál.sz} + p_{sz}) = (8,91 + 1,70 + 2,10) = 12,71 \text{ KN/m}^2$$

6.rétegrend

Állandó terhek	kg/m ³	KN/m ²	ga (KN/m ²)	gsz (KN/m ²)
Ragasztott kerámia (0,8 cm)	2400	0,008x24	0,192	1,3x0,192= 0,25
6 cm beton	2200	0,06x22	1,32	1,2x1,32= 1,584
4 cm AUTROTHERM	15	0,04x0,15	0,006	1,3x0,006= 0,008
22 cm vb. Lemez	2500	0,22x25	5,5	1,2x5,5= 6,6
1,5 cm vakolat	1900	0,015x19	0,285	1,4x0,285= 0,399
			<u>7,30</u>	<u>8,84</u>

$$g_a = 7,30 \text{ KN/m}^2$$

$$g_{sz} = 8,84 \text{ KN/m}^2$$

A lemez burkolat nélküli önsúlyának csökkentett értéke:

$$g_{csökkt.} = 0,8 \times 0,22 \times 2500 / 100 = 4,40 \text{ KN/m}^2$$

Válaszfal terhek:

$$g_{vál.a} = 0,85 \times 170 / 100 = 1,45 \text{ KN/m}^2$$

$$g_{vál.sz} = 170 / 100 = 1,70 \text{ KN/m}^2$$

Esetleges terhek

Hasznos teher:	pa (KN/m ²)	psz (KN/m ²)
	1,5	1,4x1,5= 2,1

$$t.t.h = 0,50 \text{ KN/m}^2$$

$$p_a = 1,50 \text{ KN/m}^2$$

$$p_{sz} = 2,10 \text{ KN/m}^2$$

$$q_a = (g_a + g_{vál.a} + (p_a \times t.t.h)) = (7,30 + 1,445 + (1,5 \times 0,5)) = 9,50 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{sz} = (g_{sz} + g_{vál.sz} + p_{sz}) = (8,84 + 1,70 + 2,10) = 12,64 \text{ KN/m}^2$$

7.rétegrend

Állandó terhek	kg/m ³	KN/m ²	ga (KN/m ²)	gsz (KN/m ²)
Ragasztott kerámia (0,8 cm)	2400	0,008x24	0,192	1,3x0,192= 0,25
7 cm beton	2200	0,07x22	1,54	1,2x1,54= 1,848
1 rtg. bit. Vastaglemez (4,5mm)	1000	0,005x10	0,05	1,4x0,05= 0,07
6 cm beton	2200	0,06x22	1,32	1,2x1,32= 1,584
15 cm kavicságy	1600	0,15x16	2,4	1,3x2,4= 3,12
			5,50	6,87

g_a= 5,50 KN/m²

g_{sz}= 6,87 KN/m²

Válaszfal terhek:

g_{vál.a}= 0,85x170/100= 1,45 KN/m²

g_{vál.sz}= 170/100= 1,70 KN/m²

Esetleges terhek

Hasznos teher: p_a (KN/m²) 1,5 p_{sz} (KN/m²) 1,4x1,5= 2,1

t.t.h= 0,50 KN/m²

p_a= 1,50 KN/m²

p_{sz}= 2,10 KN/m²

q_a= (g_a + g_{vál.a} + (p_a x t.t.h)) = (5,50 + 1,445 + (1,5 x 0,5))= 7,70 KN/m²

q_{sz}= (g_{sz} + g_{vál.sz} + p_{sz}) = (6,87 + 1,70 + 2,10) = 10,67 KN/m²

8.rétegrend

Állandó terhek	kg/m ³	KN/m ²	ga (KN/m ²)	gsz (KN/m ²)
	-	7,5/100	0,075	1,3x0,075= 0,098
Ragasztott parketta	2100	0,005x21	0,105	1,4x0,105= 0,147
Kiegyenlítő réteg (0,5 cm)	2200	0,06x22	1,32	1,2x1,32= 1,584
6 cm beton	15	0,04x0,15	0,006	1,3x0,006= 0,008
4 cm AUTROTHERM	2500	0,22x25	5,5	1,2x5,5= 6,6
22 cm vb. lemez	15	0,06x0,15	0,009	1,3x0,009= 0,012
6 cm HERATEKTA szigetelés			7,02	8,45

g_a= 7,02 KN/m²

g_{sz}= 8,45 KN/m²

A lemez burkolat nélküli önsúlyának csökkentett értéke:

$$g_{csökk.} = 0,8 \times 0,22 \times 2500 / 100 = 4,40 \text{ KN/m}^2$$

Válaszfal terhek:

$$g_{vál.a} = 0,85 \times 170 / 100 = 1,45 \text{ KN/m}^2$$

$$g_{vál.sz} = 170 / 100 = 1,70 \text{ KN/m}^2$$

Esetleges terhek

<u>Hasznos teher:</u>	$p_a \text{ (KN/m}^2\text{)}$	$p_{sz} \text{ (KN/m}^2\text{)}$
	1,5	$1,4 \times 1,5 = 2,1$

$$t.t.h = 0,50 \text{ KN/m}^2$$

$$p_a = 1,50 \text{ KN/m}^2$$

$$p_{sz} = 2,10 \text{ KN/m}^2$$

$$q_a = (g_a + g_{vál.a} + (p_a \times t.t.h)) = (7,02 + 1,445 + (1,5 \times 0,5)) = 9,21 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{sz} = (g_{sz} + g_{vál.sz} + p_{sz}) = (8,45 + 1,70 + 2,10) = 12,25 \text{ KN/m}^2$$

9.rétegrend

Állandó terhek	kg/m ³	KN/m ²	ga (KN/m ²)	gsz (KN/m ²)
BRAMAC betonlap (10 mm)	-	23/100	0,23	$1,3 \times 0,23 = 0,299$
1 cm ágyazóhabarcs	2100	$0,01 \times 21$	0,21	$1,4 \times 0,21 = 0,294$
6 cm aljzatbeton	2200	$0,06 \times 22$	1,32	$1,2 \times 1,32 = 1,584$
1 rtg. bit. Vastaglemez (4,5mm)	1000	$0,005 \times 10$	0,05	$1,4 \times 0,05 = 0,07$
10 cm aljzatbeton	2200	$0,1 \times 22$	2,2	$1,2 \times 2,2 = 2,64$
15 cm kavicságy	1600	$0,15 \times 16$	2,4	$1,3 \times 2,4 = 3,12$
			6,41	8,01

$$g_a = 6,41 \text{ KN/m}^2$$

$$g_{sz} = 8,01 \text{ KN/m}^2$$

Válaszfal terhek:

$$g_{vál.a} = 0,85 \times 170 / 100 = 1,45 \text{ KN/m}^2$$

$$g_{vál.sz} = 170 / 100 = 1,70 \text{ KN/m}^2$$

Esetleges terhek

Hasznos teher:

p_a (KN/m²)

1,5

p_{sz} (KN/m²)

1,4x1,5= 2,1

t.t.h= 0,50 KN/m²

p_a = 1,50 KN/m²

p_{sz} = 2,10 KN/m²

q_a = (ga + gvál.a + (pa x t.t.h)) = (6,41 + 1,445 + (1,5 x 0,5))= **8,61** KN/m²

q_{sz} = (gsz + gvál.sz + psz) = (8,01 + 1,70 + 2,10) = **11,81** KN/m²

10.rétegtrend

Állandó terhek

kg/m³

KN/m²

ga (KN/m²)

gsz (KN/m²)

Rag fagyálló kerámia (0,8cm)	2400	0,008x24	0,192	1,3x0,192	0,25
Kiegyenlítő réteg (0,5 cm)	2100	0,005x21	0,105	1,4x0,105	0,147
6 cm szűrőbeton	2200	0,06x22	1,32	1,2x1,32	1,584
2 rtg bit. Vastaglemez (0,8cm)	1000	0,008x10	0,08	1,4x0,08	0,112
1-3 cm lejt.adó cementsimítás	2200	0,03x22	0,66	1,4x0,66	0,924
22 cm vb. lemez	2500	0,22x25	5,5	1,2x5,5	6,6
			7,86		9,62

g_a = 7,86 KN/m²

g_{sz} = 9,62 KN/m²

A lemez burkolat nélküli önsúlyának csökkentett értéke:

$g_{csökk.}$ = 0,8x0,22x2500/100= **4,40** KN/m²

Esetleges terhek

Hasznos teher:

p_a (KN/m²)

3,0

p_{sz} (KN/m²)

1,3x3,0= 3,9

t.t.h= 0,50 KN/m²

p_a = 3,00 KN/m²

p_{sz} = 3,90 KN/m²

Meteorológia terhek:

Hóteher

p_{sa} (KN/m²)

0,8

p_{sz} (KN/m²)

1,4x0,8= 1,12

M < 300 m p_{sa} = 0,8 KN/m² 9,82 > 1,0 γ = 1,4

g/p = 7,86/0,8= **0,80** KN/m²

p_a = 1,12 KN/m²

p_{sz} =

A teraszra ható esetleges terheket a szabvány előírása szerint nem kell egyidejűleg feltételezni, ennek megfelelően a mértékadó tehercsoportosításnál a hasznos teher értékét vesszük figyelembe, mivel $ps_z = 3,90 \text{ KN/m}^2 > ps_{sz} = 1,12 \text{ KN/m}^2$.

$$q_a = (g_a + (p_a \times t.t.h)) = 7,86 + (3,0 \times 0,5) = \underline{9,36} \text{ KN/m}^2$$

$$q_{sz} = (g_{sz} + ps_z) = (9,62 + 3,90) = \underline{13,52} \text{ KN/m}^2$$

11.rétegtrend

Állandó terhek	kg/m ³	KN/m ²	g _a (KN/m ²)	g _{sz} (KN/m ²)
Rag fagyálló kerámia (0,8cm)	2400	0,008x24	0,192	1,3x0,192
Kiegyenlítő réteg (0,5 cm)	2100	0,005x21	0,105	1,4x0,105
6 cm szűrőbeton	2200	0,06x22	1,32	1,2x1,32
2 rtg bit. Vastaglemez (0,8cm)	1000	0,008x10	0,08	1,4x0,08
1-3 cm lejt.adó cementsimítás	2200	0,03x22	0,66	1,4x0,66
6 cm beton	2200	0,06x22	1,32	1,2x1,32
10 cm AUTROTHERM	15	0,1x15/100	0,015	1,3x0,015
22 cm vb. lemez	2500	0,22x25	5,5	1,2x5,5
2,0 cm vakolat	2200	0,02x22	0,44	1,4x0,44
			<u>9,63</u>	<u>11,84</u>

$$g_a = 9,63 \text{ KN/m}^2$$

$$g_{sz} = 11,8 \text{ KN/m}^2$$

A lemez burkolat nélküli önsúlyának csökkentett értéke:

$$g_{csökkt.} = 0,8 \times 0,22 \times 2500 / 100 = \underline{4,40} \text{ KN/m}^2$$

Esetleges terhek

Hasznos teher:

$$\begin{array}{cc} p_a \text{ (KN/m}^2\text{)} & p_{sz} \text{ (KN/m}^2\text{)} \\ 1,5 & 1,4 \times 3,0 = 2,1 \end{array}$$

$$t.t.h = 0,50 \text{ KN/m}^2$$

$$p_a = 1,50 \text{ KN/m}^2$$

$$p_{sz} = 2,10 \text{ KN/m}^2$$

Meteorológia terhek:

$$\begin{array}{cc} p_{s_a} & p_{s_{sz}} \\ \text{(KN/m}^2\text{)} & \text{(KN/m}^2\text{)} \\ 0,8 & 1,4 \times 0,8 = 1,12 \end{array}$$

Hóteher

$$M < 300 \text{ m } p_{s_a} = 0,8 \text{ KN/m}^2$$

$$g/p = 9,63 / 0,8 = 12,04 > 1,0 \quad \gamma = 1,4$$

$$p_a = 0,80 \text{ KN/m}^2$$

$$p_{sz} = 1,12 \text{ KN/m}^2$$

A teraszra ható esetleges terheket a szabvány előírása szerint nem kell egyidejűleg feltételezni, ennek megfelelően a mértékadó tehercsoportosításnál a hasznos teher értékét vesszük figyelembe, mivel $p_{sz} = 2,10 \text{ KN/m}^2 > p_{sz} = 1,12 \text{ KN/m}^2$.

$$q_a = (g_a + (p_a \times t.t.h)) = (9,63 + (1,5 \times 0,5)) = \underline{10,38} \text{ KN/m}^2$$

$$q_{sz} = (g_{sz} + p_{sz}) = (11,84 + 2,10) = \underline{13,94} \text{ KN/m}^2$$

12.rétegrend

Állandó terhek	kg/m ³	KN/m ²	g _a (KN/m ²)	g _{sz} (KN/m ²)
Rag.fagyálló kerámia (0,8 cm)	2400	0,008x24	0,192	1,3x0,192= 0,25
Kiegyenlítő réteg (0,5 cm)	2100	0,005x21	0,105	1,4x0,105 0,147
20 cm vb. lemez	2500	0,2x25	5,00	1,2x5,0= 6,00
15 cm kavicságy	1600	0,15x16	2,4	1,3x2,4= 3,12
			<u>7,70</u>	<u>9,52</u>

$$g_a = 7,70 \text{ KN/m}^2$$

$$g_{sz} = 9,52 \text{ KN/m}^2$$

Esetleges terhek

$$\text{Hasznos teher: } p_a \text{ (KN/m}^2\text{)} = 1,5 \quad p_{sz} \text{ (KN/m}^2\text{)} = 1,4 \times 1,5 = 2,1$$

$$t.t.h = 0,50 \text{ KN/m}^2$$

$$p_a = 1,50 \text{ KN/m}^2$$

$$p_{sz} = 2,10 \text{ KN/m}^2$$

Meteorológia terhek:

$$\text{Hóteher } p_{sa} \text{ (KN/m}^2\text{)} = 0,8 \quad p_{sz} \text{ (KN/m}^2\text{)} = 1,4 \times 0,8 = 1,12$$

$$g/p = 7,70/0,8 = 9,62 > 1,0 \quad \gamma = 1,4$$

$$p_a = 0,80 \text{ KN/m}^2$$

$$p_{sz} = 1,12 \text{ KN/m}^2$$

A teraszra ható esetleges terheket a szabvány előírása szerint nem kell egyidejűleg feltételezni, ennek megfelelően a mértékadó tehercsoportosításnál a hasznos teher értékét vesszük figyelembe, mivel $p_{sz} = 2,10 \text{ KN/m}^2 > p_{sz} = 1,12 \text{ KN/m}^2$.

$$q_a = (g_a + (p_a \times t.t.h)) = (7,70 + (1,5 \times 0,5)) = \underline{8,45} \text{ KN/m}^2$$

$$q_{sz} = (g_{sz} + p_{sz}) = (9,52 + 2,10) = \underline{11,62} \text{ KN/m}^2$$

5.0 Tetőszerkezet statikai számítása

5.1. Szarufa statikai számítása

5.1.1. Szarufa terhei

5.1.1.1. Állandó terhek

A szarufa állandó terheit (lásd 4. pont, teherelemzés). A szaruzat önsúly terhei az 1. rétegrend alapján kerültek kiszámításra. A tetőszerkezet az épület közbenső, valamint külső teherhordó falaira terhel, ebből adódóan nem jelent terhelést a közbenső födém szerkezetekre.

Önsúly terhek: $g_{a1} = 0,61 \text{ kN/m}^2$
 $g_{sz1} = 0,79 \text{ kN/m}^2$

5.1.1.2. Esetleges terhek

5.1.1.2.1. Hasznos terhek

A tetőszerkezet nem járható tetőnek minősül, ennek megfelelően a hasznos teher értékei az alábbiak:

$p_a = 1,0 \text{ kN/m}^2$ tartós teherhányad: 0
biztonsági tényezője: $\gamma = 1,40$
 $p_{sz} = 1,4 * 1,0 = 1,40 \text{ kN/m}^2$

5.1.1.2.2. Meteorológiai terhek

Hóteher:

Terepszint: $+0,00 \pm 105,0 \text{ mBf}$, tetőhajlásszöge: $\alpha = 40^\circ$

A szabvány előírásainak megfelelően $M < 300 \text{ mBf}$ alatt fekvő épületeknél, ahol a tető hajlásszöge $30^\circ < \alpha < 60^\circ$ a hóteher alapértékét interpolálással határozhatjuk meg.

$$p_{sa} = \frac{(0,8-0)}{(60-30)} * (60-40) = 0,53 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{g_a}{p_{sa}} = 0,61/0,53 = 1,15 > 1,0$$

biztonsági tényezője: $\gamma = 1,40$

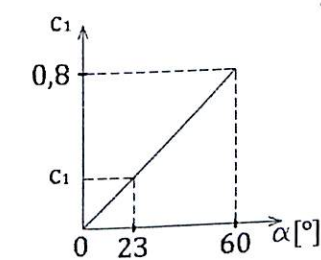
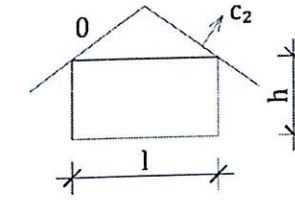
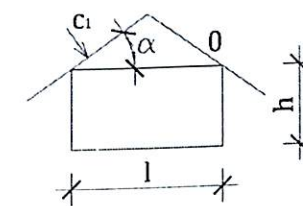
$$p_{sz2} = 1,4 * 0,53 = 0,742 \text{ kN/m}^2$$

Szélteher:

Terepszint: +0,00 = 105,0 mBf, tetőhajlásszöge: $\alpha = 40^\circ$, tető legmagasabb pontja: 9,34m

A szabvány előírásainak megfelelően a szélteher alak tényezőjét interpolálással határozhatjuk meg.

alaki tényező:



$$h/l = 0,457 \leq 2 \quad c_2 = -0,4$$

$$c_1 = \frac{(0,8-0)}{60} * (60-40) = 0,267$$

torlónyomás:

$$w_0 = 0,7 * (9,34/10)^{0,32} = 0,685$$

$$p_{wa} = w_0 * c = 0,183 \text{ kN/m}^2$$

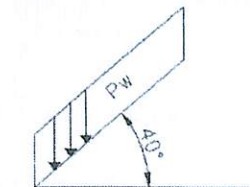
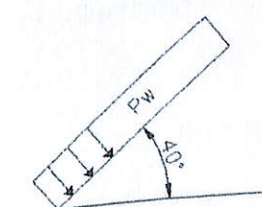
$$p_{wsz} = 1,2 * 0,183 = 0,22 \text{ kN/m}^2$$

A ferde felületen ható terhek redukálása függőleges terheké:

Szélteher redukálásával:

$$p'_{wa} = p_{wa} * \cos \alpha = 0,14 \text{ kN/m}^2$$

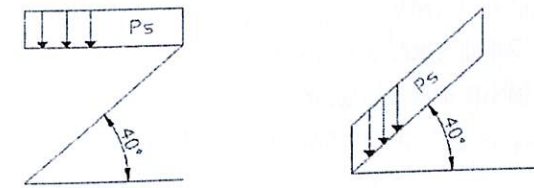
$$p'_{wsz} = p_{wsz} * \cos \alpha = 0,17 \text{ kN/m}^2$$



Hóteher redukálásával:

$$p's_a = p_{s_a} \cdot \cos \alpha = 0,41 \text{ kN/m}^2$$

$$p's_{sz} = p_{s_{sz}} \cdot \cos \alpha = 0,57 \text{ kN/m}^2$$



A meteorológiai terhek egyidejűségét figyelembe vevő tényező: $\alpha = 0,6$

$$p_a = 0,41 + (0,6 \cdot 0,14) = 0,5 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{sz} = 0,57 + (0,6 \cdot 0,17) = 0,672 \text{ kN/m}^2$$

5.1.2. Teherkombinációk

A szabvány előírásainak megfelelően a tetőszerkezetre ható hasznos és meteorológiai terheket nem kell egyidejűleg működőnek feltételezni. 90 cm-es szarufa kiosztással számolva.

1. teherkombináció: (a terhek szélsőértékkel történő figyelembevétele szilárdsági vizsgálatokhoz)

$$q_{sz1} = (g_{sz1} + p_{sz}) \cdot 0,90 = 1,97 \text{ kN/m}$$

Hasznos teherrel:

$$q_{sz2} = (g_{sz2} + p_{sz} + 0,6 \cdot p_{w_{Tsz}}) \cdot 0,90 = 1,32 \text{ kN/m}$$

Meteorológiai terhekkal:

2. teherkombináció: (a terhek alapértékkel történő figyelembevétele merevségi vizsgálatokhoz)

$$q_{a1} = (g_{a1} + p_{a0}) \cdot 0,90 = 0,55 \text{ kN/m}$$

Hasznos teherrel (t.t.h.=0)

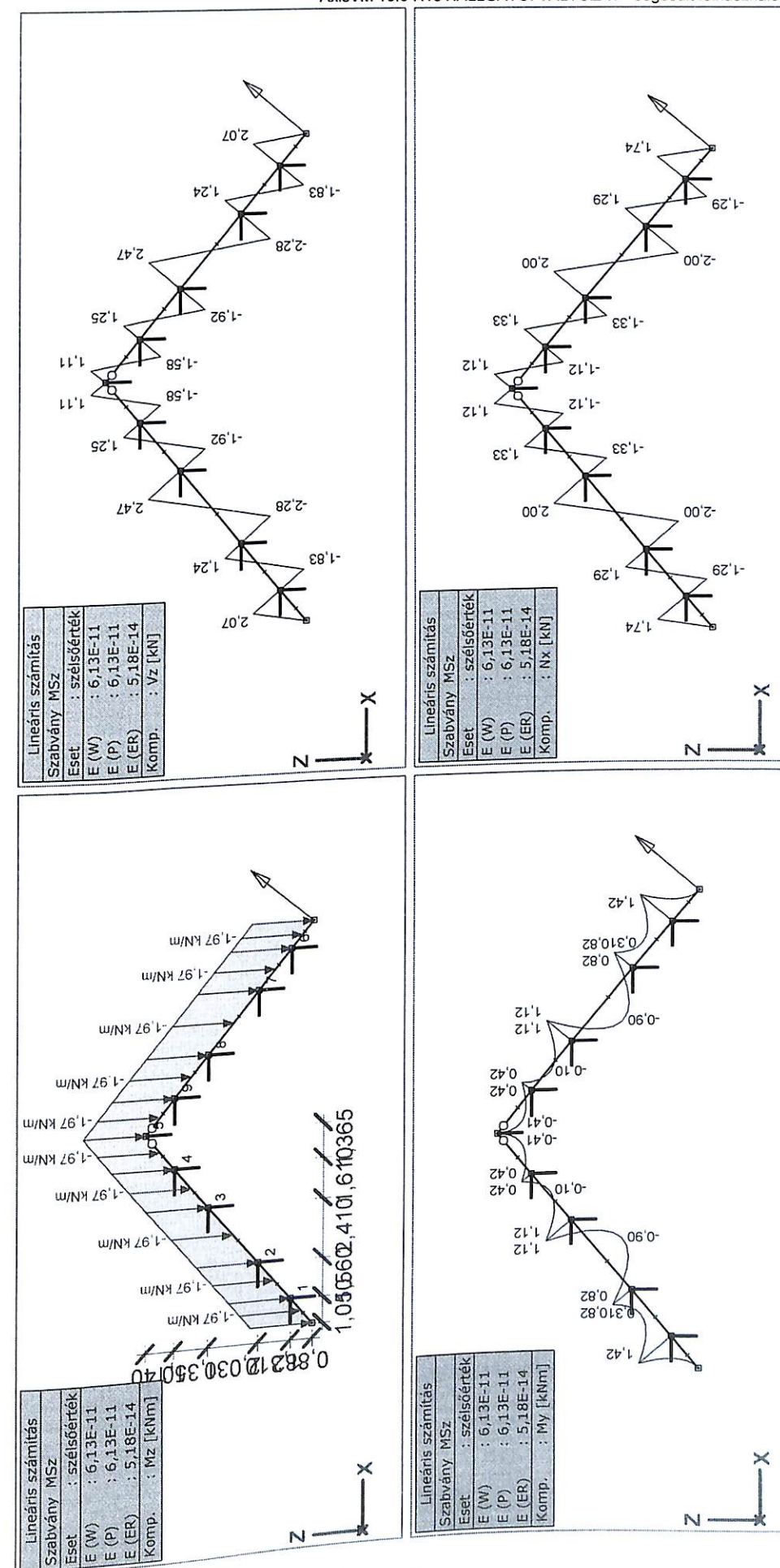
$$q_{a2} = (g_{a2} + p_{s_a} + 0,6 \cdot p_{w_{Ta}}) \cdot 0,90 = 1,00 \text{ kN/m}$$

Meteorológiai terhekkal:

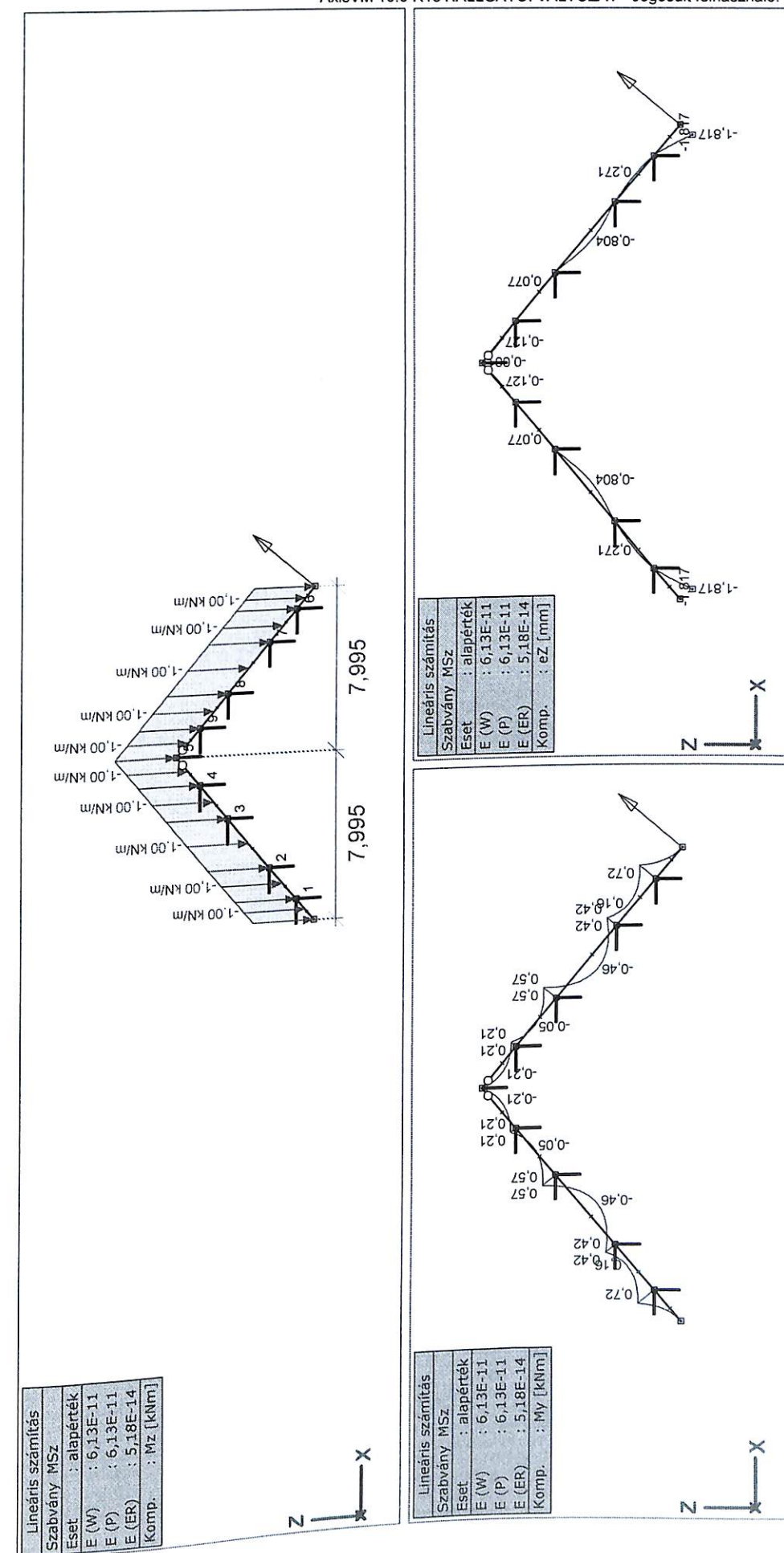
Az épület más szerkezeti elemeinek ellenőrzése során a tető teljes felületén megoszló terhet egy közelítő értékkel vehetjük számításba, a számítások egyszerűsítése végett a biztonság javára történő feltételezéssel.

5.1.3. Szarufa igénybevételi ábrái: / 5.1. 5.2. /

Az igénybevételi ábrák Axis VM10 program segítségével készültek, amelyeknek kézi ellenőrzését végeztem el. Az Axis által adott és a kézi számítás eredményei a közel azonosak voltak. Ennek megfelelően mind a szilárdsági és merevségi vizsgálatok elvégzése során ezen értékeket használtam.



5.1. ábra



5. 2. ábra

5.1.4 Szarufa ellenőrzése:

5.1.4.1. Szilárdsági vizsgálat

Mértékadó igénybevételek: /terhek szélsőértékéből lásd: 5.1. ábra /

$$N_M = 2,00 \text{ kN}$$

$$T_M = 2,47 \text{ kN}$$

$$M_M = 0,90 \text{ kNm}$$

Anyagminőség: F56. III.o. fedett, fűthető légtér $\rightarrow k_u = 1,0$

$$\sigma_{Hny} = 15,1 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma'_{Hny} = k_u \cdot \sigma_{Hny} = 1,0 \cdot 15,1 = 15,10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Hh} = 16,3 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma'_{Hh} = k_u \cdot \sigma_{Hh} = 1,0 \cdot 16,3 = 16,3 \text{ MPa}$$

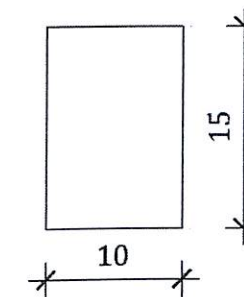
$$A = 100 \cdot 150 = 15000 \text{ mm}^2$$

$$I_x = \frac{150^3 \cdot 100}{12} = 2,8125 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$$

$$I_y = \frac{100^3 \cdot 150}{12} = 1,25 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$$

$$W_x = \frac{150^2 \cdot 100}{6} = 3,75 \cdot 10^5 \text{ mm}^3$$

$$i_{\min} = \sqrt{\frac{I_{\min}}{A}} = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{1,25 \cdot 10^7}{15000}} = 28,87 \text{ mm}$$



Külpontos nyomás ellenőrzése:

$$\frac{N_M}{N_{Hny}} + \frac{1}{1 - \frac{N_M}{N_{Hny}^0}} \cdot \frac{M_M}{M_H} \leq 1$$

$$l_0 = 3151 \text{ mm}$$

$$\lambda = \frac{l_0}{i_{\min}} = \frac{3151}{28,87} = 109,15 < 150, \text{ tehát megfelel}$$

$$\frac{0,286 - 0,265}{5} = \frac{x}{110 - 109,15} \Rightarrow \varphi = 0,269$$

$$N_{Hny} = \varphi \cdot A \cdot \sigma'_{Hny} = 0,269 \cdot 15000 \cdot 15,10 \cdot 10^{-3} = 60,93 \text{ kN}$$

$$M_H = \sigma'_{Hh} * W_x = 16,3 * 3,75 * 10^5 = 6,12 \text{ kNm}$$

$$\frac{N_M}{N_{Hny}} + \frac{1}{1 - \frac{N_M}{N_{Hny}^0}} * \frac{M_M}{M_H} \leq 1$$

$$\frac{2,00}{60,93} + \frac{1}{1 - \frac{1,76}{60,93}} * \frac{0,90}{6,12} = 0,185 \leq 1, \text{ A szarufa megfelel.}$$

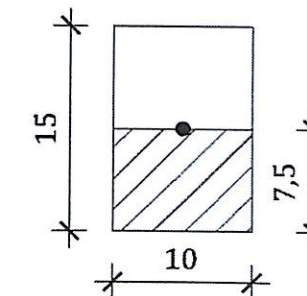
Nyírás ellenőrzése:

$$\tau_H = 1,5 * 1,0 = 1,5 \text{ MPa}$$

$$S_x = 100 * 75 * \frac{75}{2} = 2,8125 * 10^5 \text{ mm}^3$$

$$\tau_M = \frac{S_x * T_M}{b * I_x} = \frac{2,8125 * 10^5 * 2,47 * 10^3}{100 * 2,8125 * 10^7} = 0,247 < 1,5 \text{ MPa}$$

$\tau_M < \tau_H$ A szarufa a szilárdsági követelményeknek megfelel.



5.1.4.1. Merevségi vizsgálat

Lehajlás ellenőrzése:

$$e_{M,1} = 1,82 \text{ mm} / \text{lásd 5.3. ábra} /$$

$$e_{M,2} = 0,804 \text{ mm} / \text{lásd 5.2. ábra} /$$

$$l_{0,1} = 1370 \text{ mm}$$

$$l_{0,2} = 2644 \text{ mm}$$

$$e_{H,1} = \frac{l_{0,1}}{100} = \frac{1370}{100} = 13,70 \text{ mm} > e_{M,1}$$

$$e_{H,2} = \frac{l_{0,2}}{200} = \frac{2644}{200} = 13,22 \text{ mm} > e_{M,2}$$

A szarufa alakváltozás vizsgálatára megfelel.

5.2. Fedélszék oszlop statikai számítása

Keresztmetszet méretei: 15/15 cm

Anyagminőség: F56. III. o., fedett, fűthető, szellőzethető légtér $\rightarrow k_u = 1,0$

$$\sigma_{Hny} = 15,1 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma'_{Hny} = k_u * \sigma_{Hny} = 1,0 * 15,1 = 15,1 \text{ MPa}$$

$$A = 150 * 150 = 2,25 * 10^4 \text{ mm}^2$$

$$I_x = I_y = \frac{150 * 150^3}{12} = 4,219 * 10^7 \text{ mm}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{4,219 \cdot 10^7}{2,25 \cdot 10^4}} = 43,30 \text{ mm}$$

$$l = 2,5 \text{ m}$$

Mind két végén csuklósan megtámasztott oszlop kihajlási hossza:

$$l_0 = 1,0 \cdot l = 1,0 \cdot 2,5 = 2,5 \text{ m}$$

Központos nyomás ellenőrzése:

$$N_H = \varphi \cdot A \cdot \sigma'_{Hny}$$

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{2500}{43,30} = 57,73 < 150 \text{ végleges építmény, tehát megfelel}$$

$$\frac{0,649 - 0,604}{5} = \frac{x}{60 - 57,73} \Rightarrow \varphi = 0,624$$

$$N_H = 0,624 \cdot 2,25 \cdot 10^4 \cdot 15,1 \cdot 10^{-3} = 212 \text{ kN}$$

Mértékadó teher a szarufa támaszerejéből:

$$N_M = 3,14 \text{ kN} / \text{Lásd 5.2. ábra} /$$

$$N_H \geq N_M, \text{ Fedélszékoszlop megfelel.}$$

6.0 L1 jelű földszint feletti födém statikai számítása

6.1. L1 jelű födém terhei

6.1.1. Állandó terhek

Az L1 földszint feletti födém állandó terheit (lásd 4. teherelemzés). A tetőszerkezet az épület közbenső, valamint külső teherhordó falaira terhel, ebből adódóan nem jelent terhelést a közbenső födémszerkezetekre.

Önsúly terhek:	épületen belül:	$g_{a1} = 7,29 \text{ kN/m}^2$
		$g_{sz1} = 8,84 \text{ kN/m}^2$
	terasz:	$g_{a2} = 7,70 \text{ kN/m}^2$
		$g_{sz2} = 9,52 \text{ kN/m}^2$
		$g_{a3} = 9,63 \text{ kN/m}^2$
		$g_{sz3} = 11,84 \text{ kN/m}^2$

Önsúly terhek csökkentett értéke: $g_{csökk} = 4,40 \text{ kN/m}^2$
(A padlórétegek elbontásával vasbeton födém önsúlyának alapértéke)

Válaszfal terhek: $g_{a4} = 0,85 \cdot 1,70 = 1,45 \text{ kN/m}^2$
 $g_{sz4} = 1,70 \text{ kN/m}^2$

6.1.2. Esetleges terhek

6.1.2.1. Hasznos terhek

Az L1 jelű földem hasznos terhe:

épületen belül: $p_{a1} = 1,50 \text{ kN/m}^2$ tartós teherhányad: 0,5
biztonsági tényezője: $\gamma = 1,40$
 $p_{sz1} = 1,4 \cdot 1,5 = 2,10 \text{ kN/m}^2$

terasz: $p_{a2} = 3,0 \text{ kN/m}^2$ tartós teherhányad: 0,5
biztonsági tényezője: $\gamma = 1,30$
 $p_{sz2} = 1,3 \cdot 3,0 = 3,90 \text{ kN/m}^2$

6.1.2.2. Meteorológiai terhek

Hóteher:

Hóteher:
Terepszint: +0,00 = 105 mBf

Terepszint: +0,00 = 105 mBf
A szabvány előírásainak megfelelően $M < 300$ mBf alatt fekvő épületeknél:

$$p_{sa} = 0,80 \text{ kN/m}^2$$

$$g_a / p_a = 9,63 / 0,80 = 12,04 > 1,0$$

$$\text{biztonsági tényezője: } \gamma = 1,40$$

$$p_{sz2} = 1,4 * 0,80 = 1,12 \text{ kN/m}^2$$

6.1.3. Teherkombinációk

A szabvány előírásainak megfelelően a teraszra ható esetleges terheket nem kell egyidejűleg működőnek feltételezni.

1. teherkombináció: (a terhek szélsőértékkel történő figyelembevétele szilárdsági vizsgálatokhoz)

$$\text{épületen belül: } q_{sz} = (g_{sz1} + g_{sz4} + p_{sz1}) * 1,0 = 12,64 \text{ kN/m}$$

$$\text{terasz: } q_{sz1} = (g_{sz2} + p_{sz2}) * 1,0 = 15,74 \text{ kN/m}$$

2. teherkombináció: (a terhek alapértékkel történő figyelembevétele merevségi vizsgálatokhoz)

$$\text{épületen belül: } q_a = (g_{a1} + g_{a4} + p_{a1} * 0,50) * 1,0 = 9,49 \text{ kN/m}$$

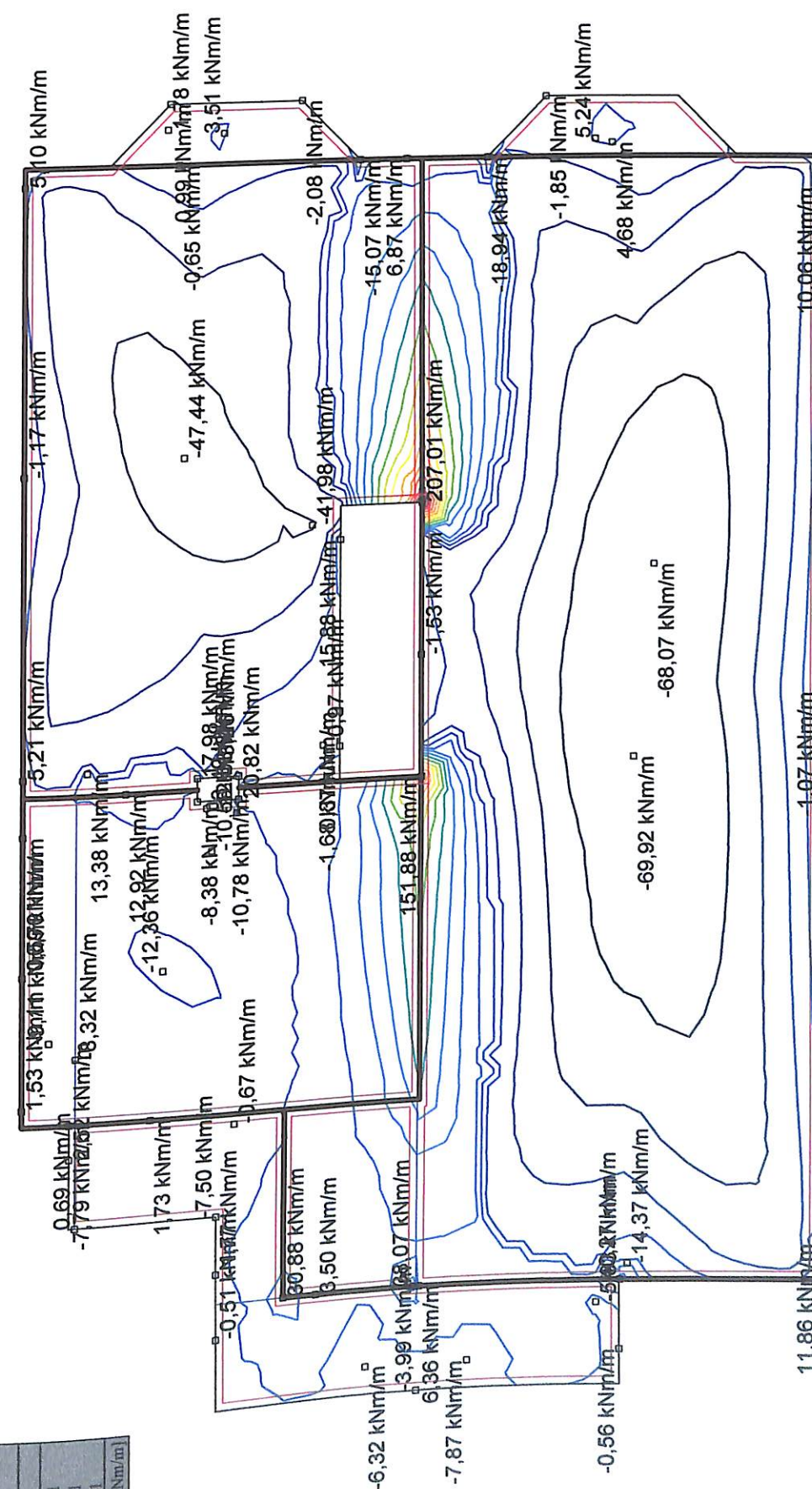
$$\text{terasz: } q_{a1} = (g_{a2} + p_{a2} * 0,50) * 1,0 = 11,13 \text{ kN/m}$$

6.2. L1 jelű lemez igénybevételei / lásd 6.1., 6.2., 6.3., 6.4. ábra /

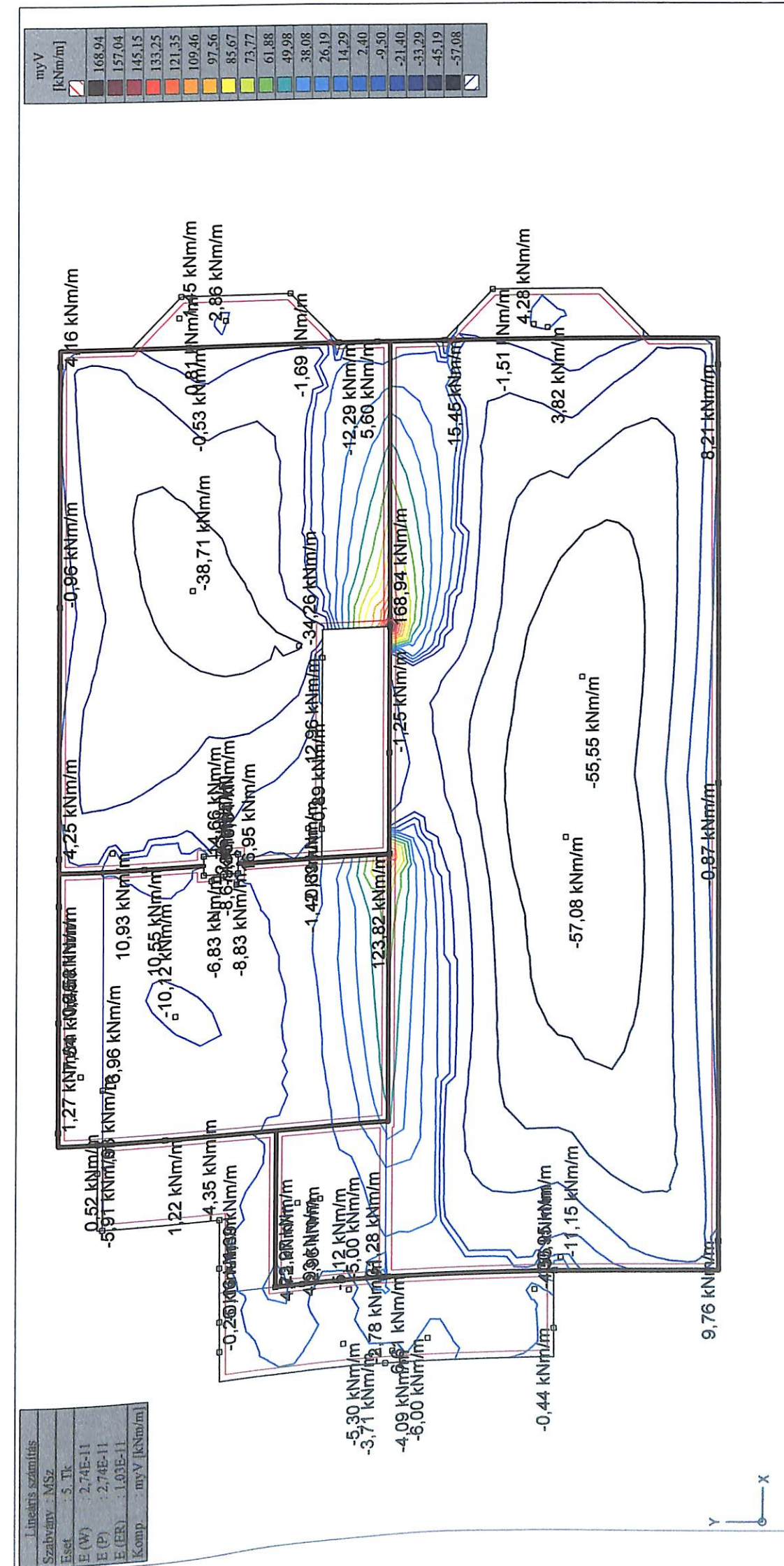
Az igénybevételi ábrák Axis VM10 program segítségével készültek, amelyeknek kézi ellenőrzését végeztem el. Az Axis által adott és a kézi számítás eredményei a közel azonosak voltak. Ennek megfelelően mind a szilárdsági és merevségi vizsgálatok elvégzése során ezen értékeket használtam.

Lineáris számítás	
Szabvány	MSz
Eset	1. Tk
E(W)	2,74E+11
E(P)	2,74E+11
E(ER)	1,03E+11
Komp.	myV [kNm/m]

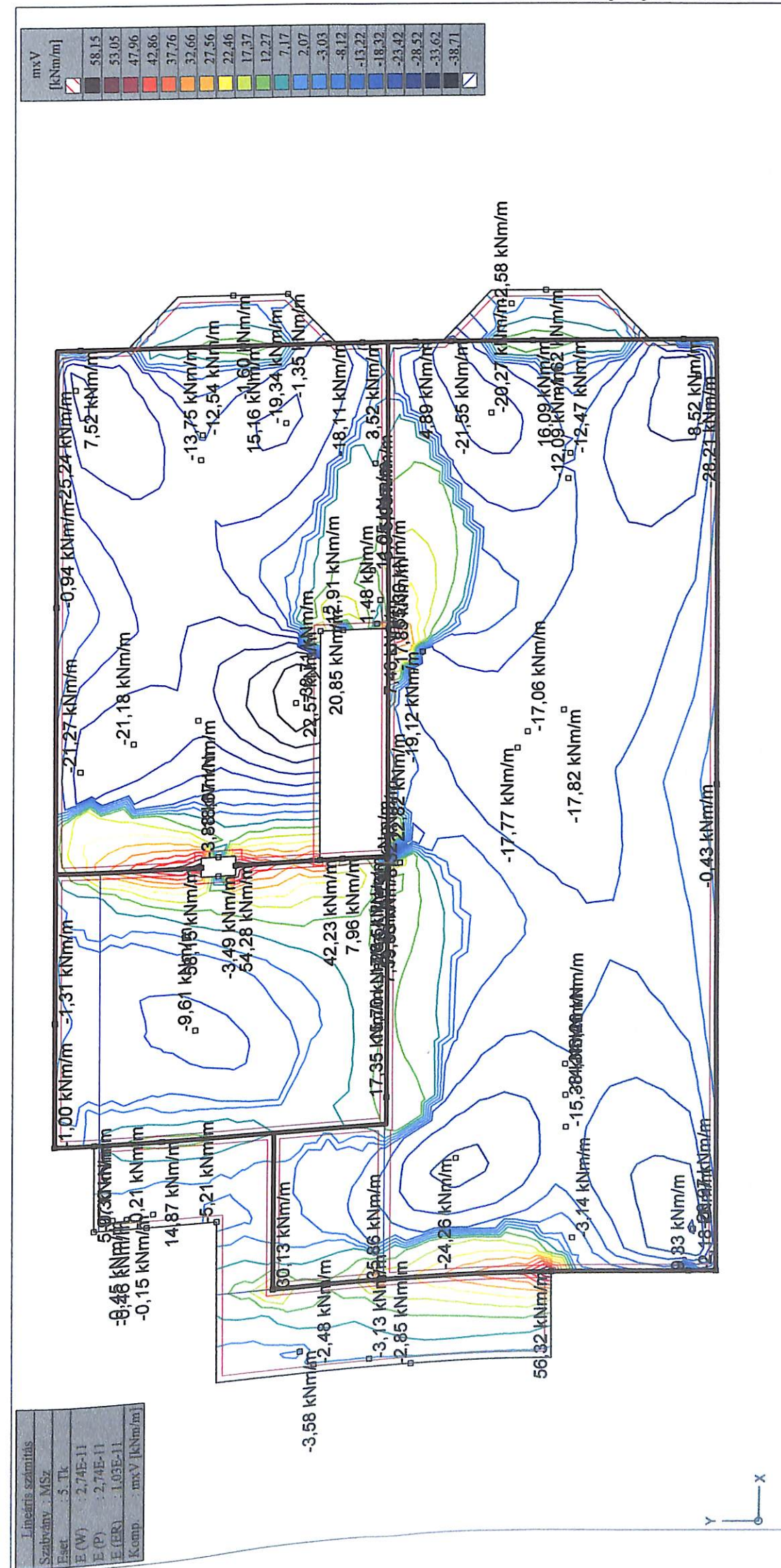
myV [kNm/m]
207,01
192,43
177,86
163,28
148,71
134,13
119,56
104,98
90,41
75,83
61,26
46,68
32,11
17,53
2,96
-11,62
-26,20
-40,77
-55,35
-69,92



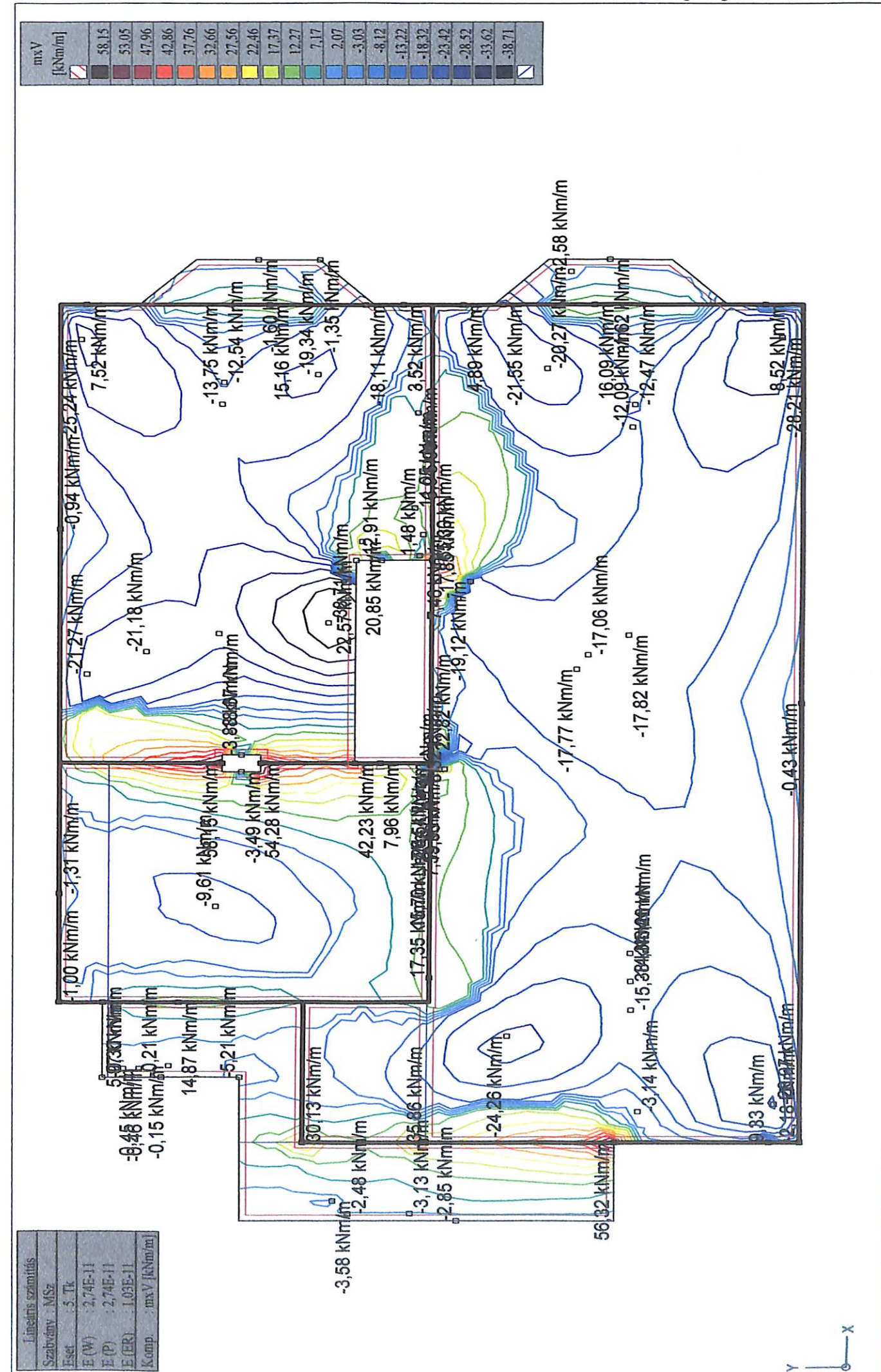
6.1. ábra



6.3. ábra



6.4. ábra



6.4. ábra

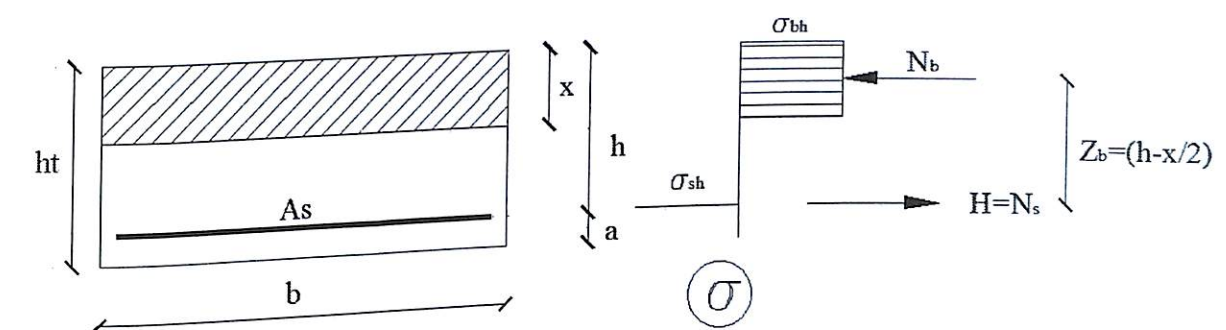
6.3. L1 jelű lemez méretezése

6.3.1. Szilárdsági vizsgálat

Az L1 jelű lemez vastagságát és anyagminőségét a merevségi követelmények kielégítése határozta meg. /Lásd 6.3.2./ A lehajlás vizsgálat eredményeképpen a lemezvastagság 22 cm-re adódott.

Anyagminőségek: acélminőség: B 60.50.
 betonminőség: C20-16/KK
 $\sigma_{bH} = 14,5 \text{ MPa}$
 $\sigma_{bhH} = 1,4 \text{ MPa}$
 $\sigma_{sH} = 420 \text{ MPa}$
 $\zeta_0 = 0,44$

A minimális vasalás határnyomatékának meghatározása:



$$v = 220 \text{ mm}$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$A_{smin} = 0,003 \cdot A_b = 0,003 \cdot 1000 \cdot 220 = 660 \text{ mm}^2$$

Alkalmazott vasalás: $\Phi 14/20$

$$A_{smin} \leq A_{salk} = 769,7 \text{ mm}^2$$

Elhelyezési biztonság: $\gamma = 10 \text{ mm}$

$$c = c_1 + c_2 + c_3 = 20 \text{ mm}$$

$$a = 20 + 10 + 14 + 7 = 51 \text{ mm}$$

$$h = 220 - 51 = 169 \text{ mm}$$

$$\sum F_x = 0 \quad x \cdot b \cdot \sigma_{bH} - A_s \cdot \sigma_{sH} = 0$$

$$x = \frac{A_s \cdot \sigma_{sH}}{b \cdot \sigma_{bH}} = 22,29 \text{ mm} < x_0 = \zeta_0 \cdot h = 0,44 \cdot 169 = 74,36 \text{ mm}$$

$$M_H = x \cdot b \cdot \sigma_{bH} \cdot \left(h - \frac{x}{2}\right) = 22,29 \cdot 1000 \cdot 14,5 \cdot (169 - 11,15) = 51,02 \text{ kNm}$$

$M_H = 51,02 \text{ kNm}$ Tehát a lemez vasalásának jelentős részét a minimális vasalás adja.

/lásd 6.1., 6.2. ábra/

Lemez ellenőrzése 1. számú kritikus keresztmetszetben, legnagyobb

mezőnyomaték helyén: / lásd 6.1. ábra /

A vizsgált keresztmetszetben a merevségi követelmények voltak a mértékadók, ennek megfelelően az alkalmazott vasalás: $\Phi 14/10$.

Betonfedés értéke: $c = c_1 + c_2 + c_3 = 15 \text{ mm}$

Elhelyezési biztonság: $\gamma = 10 \text{ mm}$

$a = 15 + 10 + 7 = 32 \text{ mm}$

$h = 220 - 32 = 188 \text{ mm}$

$M_M = 69,92 \text{ kNm}$

$M_M \leq M_H$

$$\sum F_x = 0 \quad x \cdot b \cdot \sigma_{bH} - A_s \cdot \sigma_{sH} = 0$$

$$x = \frac{A_s \cdot \sigma_{sH}}{b \cdot \sigma_{bH}} = 44,57 \text{ mm} < x_0 = \zeta_0 \cdot h = 0,44 \cdot 188 = 82,72 \text{ mm}$$

$$M_H = x \cdot b \cdot \sigma_{bH} \cdot \left(h - \frac{x}{2}\right) = 44,57 \cdot 1000 \cdot 14,5 \cdot (188 - 22,28) = 107,09 \text{ kNm}$$

$$M_H = 107,09 \text{ kNm} \geq M_M = 69,92 \text{ kNm}$$

Tehát az 1. számú keresztmetszet a szilárdsági követelményeknek megfelel.

Alkalmazott vasalás: $\Phi 14/10$

Szükséges vasmennyiség meghatározása 2. számú kritikus keresztmetszetben

/ lásd 6.1. ábra /

Feltételezünk:

Főirányú acél: $\Phi 16$

Keresztirányú: $\Phi 14$

Betonfedés értéke: $c = c_1 + c_2 + c_3 = 20 \text{ mm}$

Elhelyezési biztonság: $\gamma = 10 \text{ mm}$

$a = 20 + 10 + 8 = 38 \text{ mm}$

$h = 220 - 32 = 182 \text{ mm}$

$M_M = 55,35 \text{ kNm}$

$M_M < M_H$

$$M_M = b \cdot x \cdot \sigma_{bH} \cdot \left(h - \frac{x}{2}\right)$$

$$55,35 \cdot 10^6 = 1000 \cdot x \cdot 14,5 \cdot \left(182 - \frac{x}{2}\right)$$

$$x = 22,35 \text{ mm} < x_0 = \zeta_0 \cdot h = 0,44 \cdot 182 = 80,08 \text{ mm}$$

Tehát a húzott vasak megfolynak.

$$\sum F_x = 0$$

$$N = b_f \cdot x \cdot \sigma_{bH} - A_s \cdot \sigma_{sH}$$

$$A_s = \frac{b \cdot x \cdot \sigma_{bH}}{\sigma_{sH}} \quad A_s \geq \frac{1000 \cdot 22,35 \cdot 14,5}{420} = 772 \text{ mm}^2 \leq A_{s,\min} = 660 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\min} = 0,003 \cdot 220 \cdot 1000 = 660 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\text{alk}} = 1005 \text{ mm}^2 \geq A_s = 772 \text{ mm}^2$$

Tehát az 2. számú keresztmetszet vasalása a szilárdsági követelményeknek megfelel.

Alkalmazott vasalás: $\Phi 16/20$

Szükséges vasmennyiség meghatározása 3. számú kritikus keresztmetszetben legnagyobb támasznyomaték helyén: / lásd 6.1. ábra /

Feltételezünk:

Főirányú acél: $\Phi 14$

Keresztirányú: $\Phi 14$

Betonfedés értéke: $c = c_1 + c_2 + c_3 = 15 \text{ mm}$

Elhelyezési biztonság: $\gamma = 20 \text{ mm}$

$$a = 15 + 20 + 7 = 42 \text{ mm}$$

$$h = 220 - 42 = 178 \text{ mm}$$

$$M_M = 75,83 \text{ kNm}$$

$$M_M < M_H$$

$$M_M = b \cdot x \cdot \sigma_{bH} \cdot \left(h - \frac{x}{2}\right)$$

$$75,83 \cdot 10^6 = 1000 \cdot x \cdot 14,5 \cdot \left(178 - \frac{x}{2}\right)$$

$$x = 32,31 \text{ mm} < x_0 = \zeta_0 \cdot h = 0,44 \cdot 178 = 78,32 \text{ mm}$$

Tehát a húzott vasak megfolynak.

$$\sum F_x = 0$$

$$N = b_f \cdot x \cdot \sigma_{bH} - A_s \cdot \sigma_{sH}$$

$$A_s = \frac{b \cdot x \cdot \sigma_{bH}}{\sigma_{sH}} \quad A_s \geq \frac{1000 \cdot 32,31 \cdot 14,5}{420} = 1116 \text{ mm}^2 \leq A_{s,\min} = 660 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\min} = 0,003 \cdot 220 \cdot 1000 = 660 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\text{alk}} = 1539 \text{ mm}^2 \geq A_s = 1116 \text{ mm}^2$$

Tehát az 3. számú keresztmetszet vasalása a szilárdsági követelményeknek megfelel.

Alkalmazott vasalás: $\Phi 14/10$

L1 földszint feletti födém felső illetve alsó vasalását lásd S-01, S-02 jelű kiviteli terven.

6.3.2. Merevségi vizsgálat

Alakváltozás vizsgálat:

Feltételezünk: $\Phi 14/10$ $A_{salk} = 1539 \text{ mm}^2$

$M_a = 57,08 \text{ KNm}$ / lásd 6.3. ábra /

$q_a = 9,48 \text{ kN/m}$

$E_b = 9,9 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2$

$E_s = 2,06 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$

$\alpha = 2$

$l_0 = 6615 \text{ mm}$

Betonfedés értéke: $c = c_1 + c_2 + c_3 = 15 \text{ mm}$

$a = 15 + 10 + 7 = 32 \text{ mm}$

$h = 220 - 32 = 188 \text{ mm}$

$$\mu = \frac{A_s}{b \cdot h} = \frac{1539}{1000 \cdot 188} = 0,0082$$

$$W_b = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{1000 \cdot 188^2}{6} = 5,89067 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$\sigma_{bl} = \frac{M_a}{W_b} = \frac{57,08 \cdot 10^6}{5,89067 \cdot 10^6} = 9,689 \text{ N/mm}^2$$

$$\psi = 1 - \frac{\alpha}{3} \cdot \frac{\sigma_{bhH}}{\sigma_{bl}} = 1 - \frac{2}{3} \cdot \frac{1,4}{9,689} = 0,904 > 0,5$$

$$n = \frac{E_s}{\psi \cdot E_b} = \frac{2,06 \cdot 10^5}{0,904 \cdot 9900} = 23,026$$

$$n \cdot \mu = 23,026 \cdot 0,0082 = 0,189$$

$$\beta = \left(\frac{13,3 - 11}{0,2 - 0,15} \cdot (0,2 - 0,189) \right) + 11 = 11,53$$

$$I_r = \frac{b \cdot h^3}{\beta} = \frac{1000 \cdot 188^3}{11,53} = 5,764 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$y_{\max} = \frac{5 \cdot q_a \cdot l_0^4}{384 \cdot E_b \cdot I_r} = \frac{5 \cdot 9,48 \cdot 6615^4}{384 \cdot 9900 \cdot 5,764 \cdot 10^8} = 41,4 \text{ mm}$$

$$y_H = \frac{l_0}{200} = \frac{6615}{200} = 33,1 \text{ mm}$$

$$y_{\max} = 41,4 \text{ mm} > y_H = 33,1 \text{ mm} \text{ Zsaluzáskor a födém túlemelése szükséges 1 cm-rel.}$$

Repedéskorlátozás vizsgálata

Egyszerűsített ellenőrzés derékszögű négyszög keresztmetszetű hajlított tartó esetére:

$$d = 16 \text{ mm}$$

$$c = 12,5$$

$$a_H = 0,4$$

$$\mu = \frac{A_s}{b \cdot h} = 0,0082$$

$$d \leq \frac{c \cdot \eta \cdot a_H}{1 + 60 \cdot \eta} \cdot 10^3$$

$$d \leq \frac{12,5 \cdot 0,0082 \cdot 0,4}{1 + 60 \cdot 0,0082} \cdot 10^3 = 27,48 \text{ mm}$$

$$d = 16 \text{ mm} \leq d = 27,48 \text{ mm} \quad \text{Repedéskorlátozás vizsgálatra a lemez megfelel.}$$

Szerkesztési szabályok:

$$A_{s,\min} = 0,003 \cdot A_b = 660 \text{ mm}^2 \leq A_{s,\text{alk}} = 769 \text{ mm}^2$$

$$h_{t,\min} = 80 \text{ mm} \leq h_t = 220 \text{ mm}$$

$$\Phi_{\min} = 8 \text{ mm} \leq 14 \text{ mm}$$

$$t_{\max} = 200 \text{ mm} > t = 200 \text{ mm} \quad \text{Megfelel.}$$

7.0 L2 jelű pince feletti földem statikai számítása

7.1. L2 jelű földem terhei

7.1.1. Állandó terhek

Az L2 pince feletti földem állandó terheit (lásd 4. teherelemzés).

Önsúly terhek: $g_{a1} = 7,29 \text{ kN/m}^2$
 $g_{sz1} = 8,84 \text{ kN/m}^2$

Önsúly terhek csökkentett értéke: $g_{acsökk} = 4,40 \text{ kN/m}^2$
(A padlórétegek elbontásával vasbeton földem önsúlyának alapértéke)

Válaszfal terhek: $g_{a2} = 0,85 \times 1,70 = 1,45 \text{ kN/m}^2$
 $g_{sz2} = 1,70 \text{ kN/m}^2$

7.1.2. Esetleges terhek

7.1.2.1. Hasznos terhek

Az L2 jelű földem hasznos terhe:

$p_a = 1,50 \text{ kN/m}^2$ tartós teherhányad: 0,5
biztonsági tényezője: $\gamma = 1,40$
 $p_{sz} = 1,4 \times 1,5 = 2,10 \text{ kN/m}^2$

7.1.2.2. Meteorológiai terhek

Az L2 jelű közbenső földemnek nincsen nyitott része, ebből adódóan nem terheli sem szél sem hóteher.

7.1.3. Teherkombinációk

1. teherkombináció: (a terhek szélsőértékkel történő figyelembevétele szilárdsági vizsgálatokhoz)

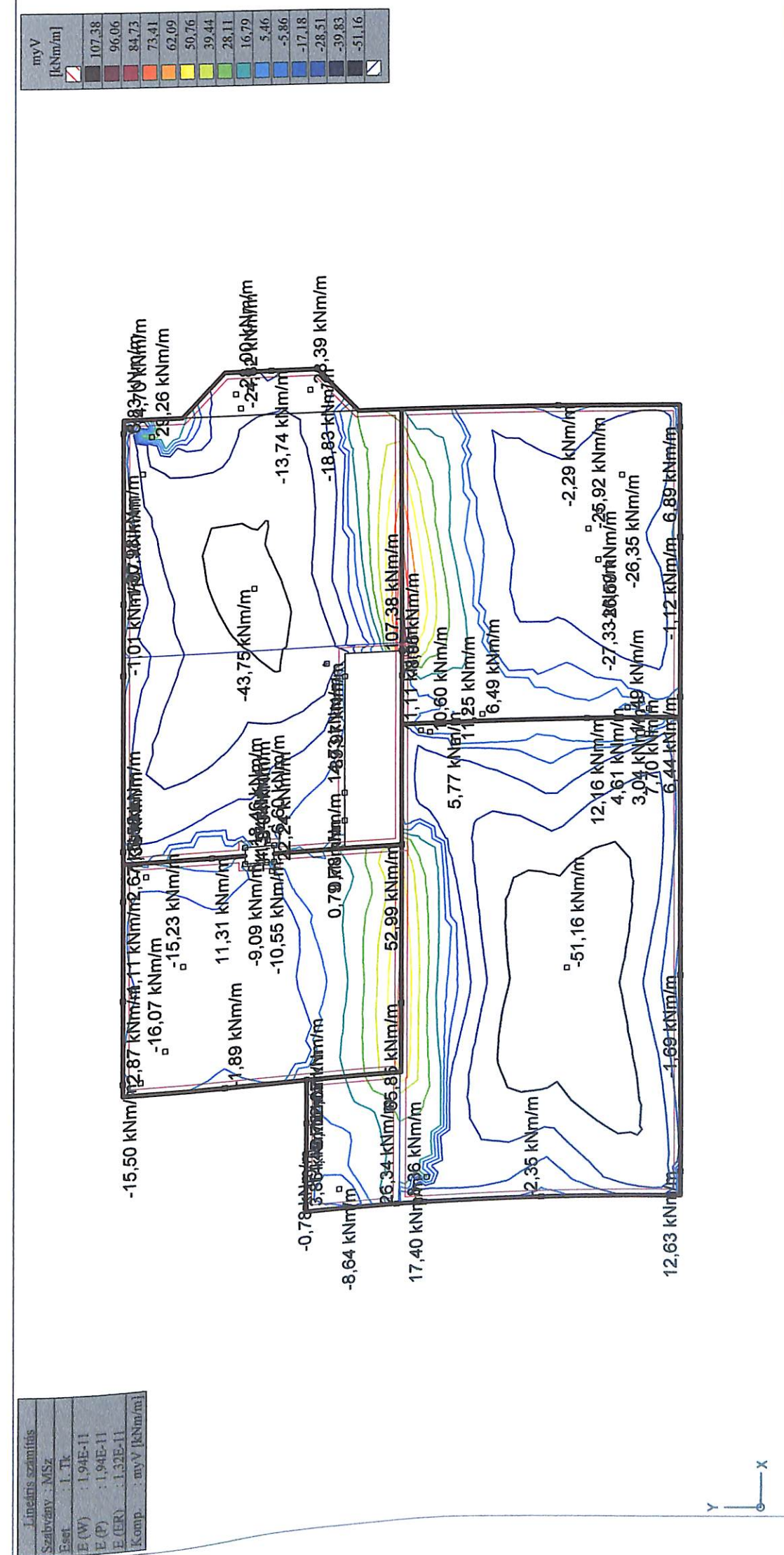
$$q_{sz} = (g_{sz1} + g_{sz2} + p_{sz}) \cdot 1,0 = 12,64 \text{ kN/m}$$

2. teherkombináció: (a terhek alapértékkel történő figyelembevétele merevségi vizsgálatokhoz)

$$q_a = (g_{a1} + g_{a2} + p_a \cdot 0,50) \cdot 1,0 = 9,49 \text{ kN/m}$$

7.2. L2 jelű lemez igénybevételei / lásd 7.1., 7.2., 7.3., 7.4. ábra /

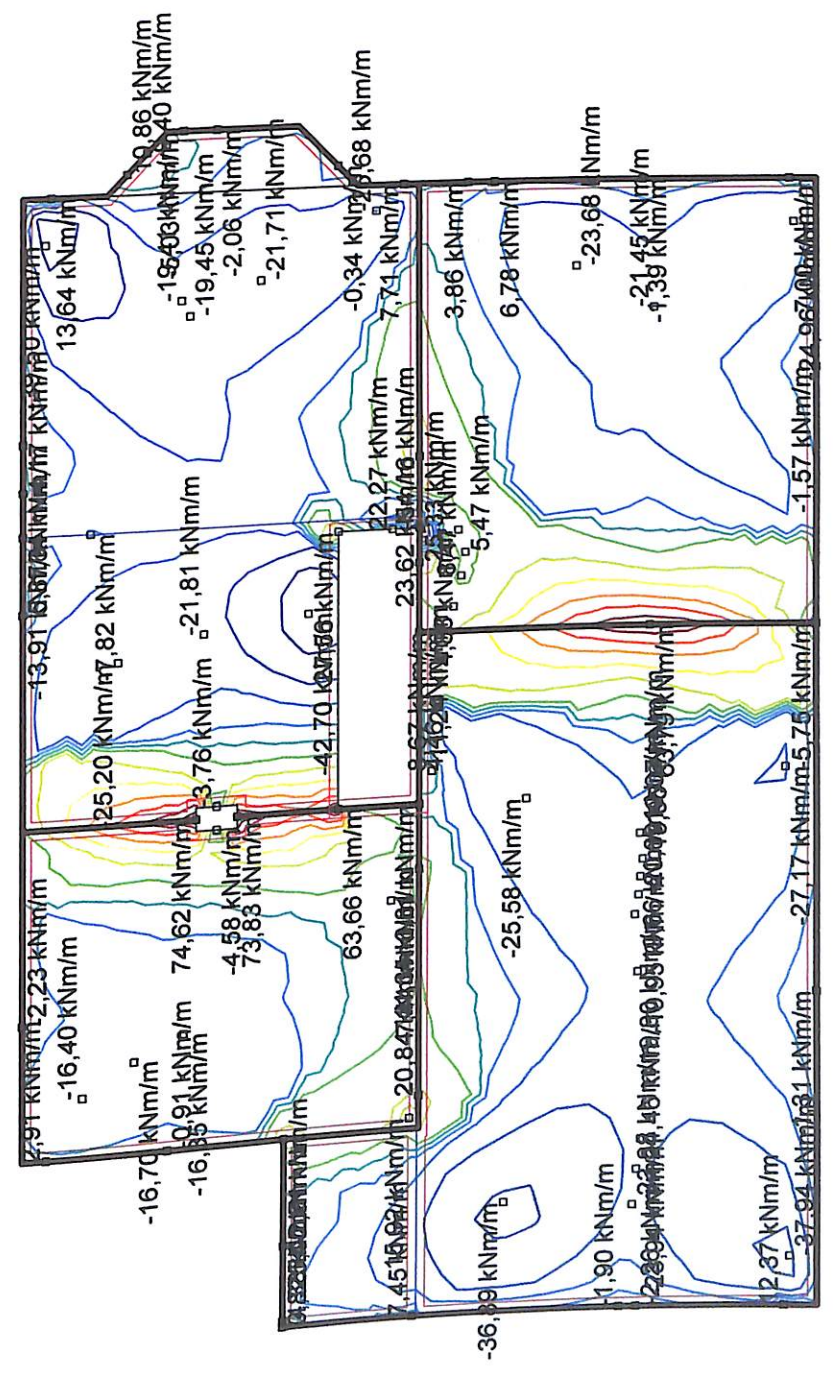
Az igénybevételi ábrák Axis VM10 program segítségével készültek, amelyeknek kézi ellenőrzését végeztem el. Az Axis által adott és a kézi számítás eredményei a közel azonosak voltak. Ennek megfelelően mind a szilárdsági és merevségi vizsgálatok elvégzése során ezen értékeket használtam.



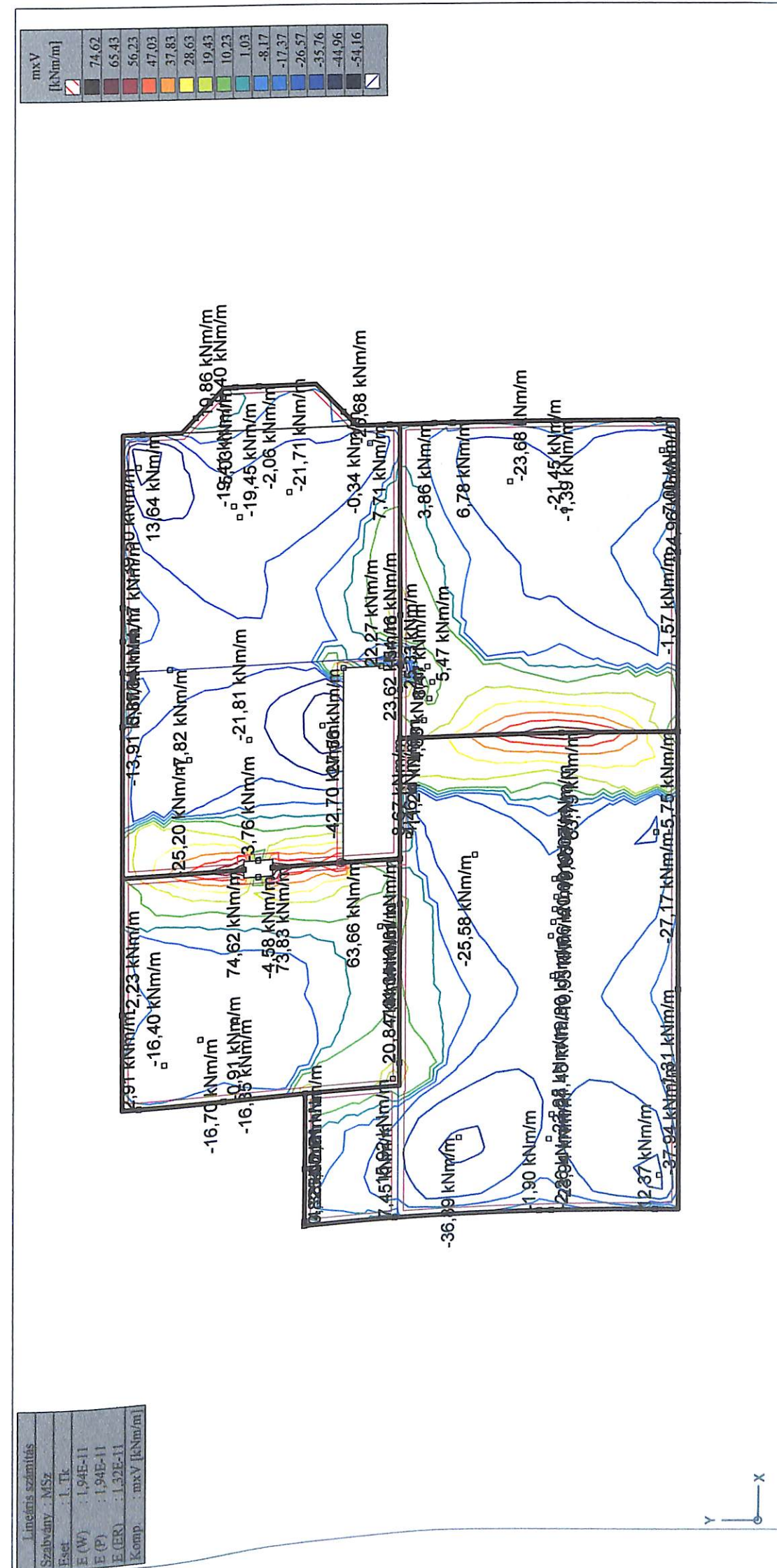
7.1. ábra

Linéris szimuláció	
Szabvány	MSZ
Eset	1. Tí.
E (W)	1.94E-11
E (P)	1.94E-11
E (ER)	1.32E-11
Komp.	msV [kNm/m]

msV	[kNm/m]
74.62	
65.43	
56.23	
47.03	
37.83	
28.63	
19.43	
10.23	
1.03	
-8.17	
-17.37	
-26.57	
-35.76	
-44.96	
-54.16	



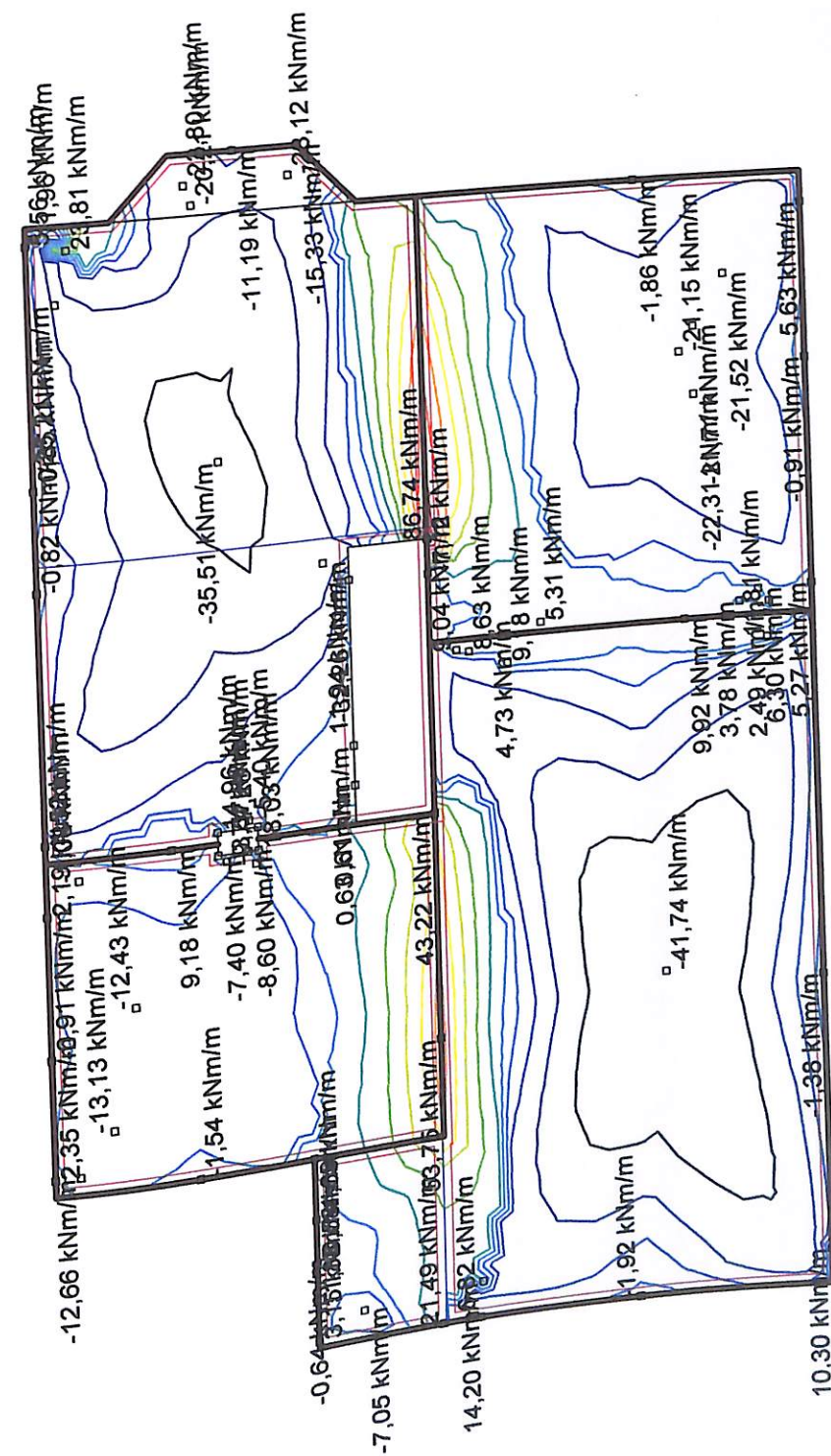
7.2. ábra



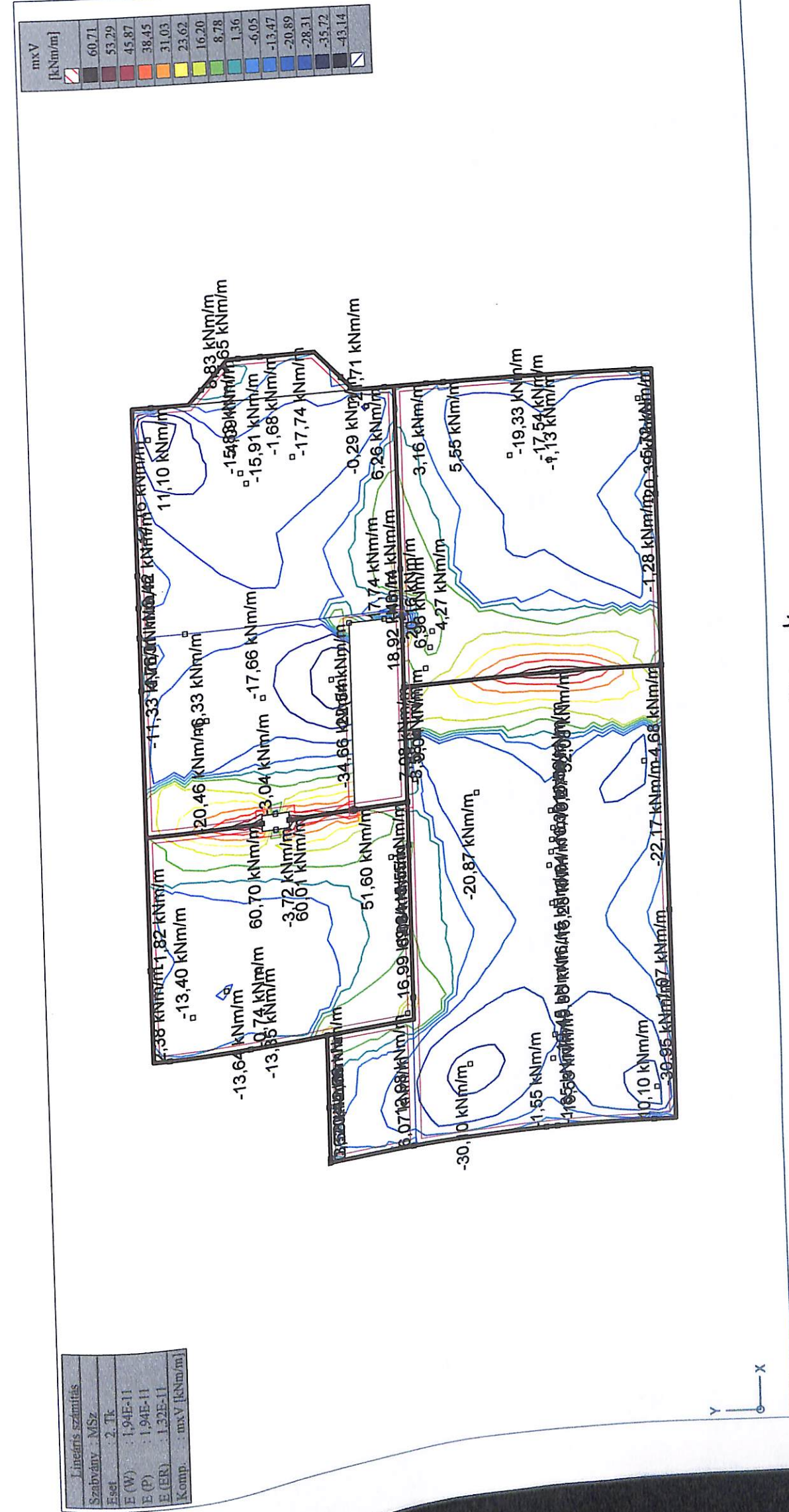
7.2. ábra

myV [kNm/m]
86.74
77.56
68.39
59.21
50.03
40.86
31.68
22.50
13.32
4.15
-5.03
-14.21
-23.38
-32.56
-41.74

Lineáris szamlítás
Szabvány: MSZ
Ését: 2. Tk
E (W): 1.94E-11
E (P): 1.94E-11
E (ER): 1.32E-11
Komp.: myV [kNm/m]



7.3. ábra



7.4. ábra

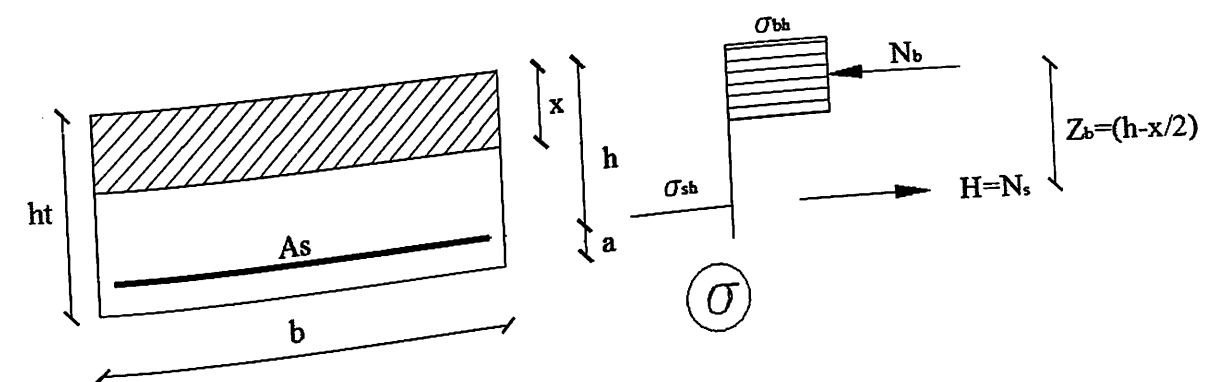
7.3. L2 jelű lemez méretezése

7.3.1. Szilárdsági vizsgálat

Az L2 jelű lemez vastagságát és anyagminőségét a merevségi követelmények kielégítése határozta meg. /Lásd 7.3.2./ A lehajlás vizsgálat eredményeképpen a lemezvastagság 22 cm-re adódott.

Anyagminőségek: acélminőség: B 60.50.
betonminőség: C20-16/KK
 $\sigma_{bH} = 14,5 \text{ MPa}$
 $\sigma_{bhH} = 1,4 \text{ MPa}$
 $\sigma_{sH} = 420 \text{ MPa}$
 $\zeta_0 = 0,44$

A minimális vasalás határnyomatékának meghatározása:



$$v = 220 \text{ mm}$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$A_{smin} = 0,003 \cdot A_b = 0,003 \cdot 1000 \cdot 220 = 660 \text{ mm}^2$$

Alkalmazott vasalás: $\Phi 14/20$

$$A_{smin} \leq A_{salk} = 769,7 \text{ mm}^2$$

Elhelyezési biztonság: $\gamma = 10 \text{ mm}$

$$c = c_1 + c_2 + c_3 = 20 \text{ mm}$$

$$a = 20 + 10 + 14 + 7 = 51 \text{ mm}$$

$$h = 220 - 51 = 169 \text{ mm}$$

$$\sum F_x = 0 \quad x \cdot b \cdot \sigma_{bH} - A_s \cdot \sigma_{sH} = 0$$

$$x = \frac{A_s \cdot \sigma_{sH}}{b \cdot \sigma_{bH}} = 22,29 \text{ mm} < x_0 = \zeta_0 \cdot h = 0,44 \cdot 169 = 74,36 \text{ mm}$$

$$M_H = x \cdot b \cdot \sigma_{bH} \cdot \left(h - \frac{x}{2}\right) = 22,29 \cdot 1000 \cdot 14,5 \cdot (169 - 11,15) = 51,02 \text{ kNm}$$

$M_H = 51,02 \text{ kNm}$ Tehát a lemez vasalásának jelentős részét a minimális vasalás adja.

/lásd 7.1., 7.2. ábra/

Lemez ellenőrzése 1. számú kritikus keresztmetszetben, legnagyobb mezőnyomaték helyén: / lásd 7.1. ábra /

A vizsgált keresztmetszetben a merevségi követelmények voltak a mértékadóak, ennek megfelelően az alkalmazott vasalás: $\Phi 16/20$.

Betonfedés értéke: $c = c_1 + c_2 + c_3 = 15 \text{ mm}$

Elhelyezési biztonság: $\gamma = 10 \text{ mm}$

$a = 20 + 10 + 8 = 38 \text{ mm}$

$h = 220 - 38 = 182 \text{ mm}$

$M_M = 51,16 \text{ kNm}$

$M_M \leq M_H$

$\sum F_x = 0 \quad x \cdot b \cdot \sigma_{bh} - A_s \cdot \sigma_{sh} = 0$

$x = \frac{A_s \cdot \sigma_{sh}}{b \cdot \sigma_{bh}} = 29,12 \text{ mm} < x_0 = \zeta_0 \cdot h = 0,44 \cdot 182 = 80,08 \text{ mm}$

$M_H = x \cdot b \cdot \sigma_{bh} \cdot \left(h - \frac{x}{2}\right) = 29,12 \cdot 1000 \cdot 14,5 \cdot (182 - 14,56) = 70,7 \text{ kNm}$

$M_H = 70,7 \text{ kNm} \geq M_M = 51,16 \text{ kNm}$

Tehát az 1. számú keresztmetszet a szilárdsági követelményeknek megfelel.

Alkalmazott vasalás: $\Phi 16/20$

Szükséges vasmennyiség meghatározása 2. számú kritikus keresztmetszetben legnagyobb támasznyomaték helyén: / lásd 7.1. ábra /

Feltételezünk:

Főirányú acél: $\Phi 14$
Keresztirányú: $\Phi 14$

Betonfedés értéke: $c = c_1 + c_2 + c_3 = 20 \text{ mm}$

Elhelyezési biztonság: $\gamma = 10 \text{ mm}$

$a = 15 + 20 + 8 = 42 \text{ mm}$

$h = 220 - 42 = 178 \text{ mm}$

$M_M = 73,41 \text{ kNm}$

$M_M < M_H$

$M_M = b \cdot x \cdot \sigma_{bh} \cdot \left(h - \frac{x}{2}\right)$

$73,41 \cdot 10^6 = 1000 \cdot x \cdot 14,5 \cdot \left(178 - \frac{x}{2}\right)$

$x = 31,17 \text{ mm} < x_0 = \zeta_0 \cdot h = 0,44 \cdot 178 = 78,32 \text{ mm}$

Tehát a húzott vasak megfolynak.

$$\Sigma F_x = 0$$

$$N = b_f \cdot x \cdot \sigma_{bh} \cdot A_s \cdot \sigma_{sh}$$

$$A_s = \frac{b \cdot x \cdot \sigma_{bh}}{\sigma_{sh}} \quad A_s \geq \frac{1000 \cdot 31,17 \cdot 14,5}{420} = 1076 \text{ mm}^2 \leq A_{s,\min} = 660 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\min} = 0,003 \cdot 220 \cdot 1000 = 660 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\text{alk}} = 1539 \text{ mm}^2 \geq A_s = 1076 \text{ mm}^2$$

Tehát az 2. számú keresztmetszet vasalása a szilárdsági követelményeknek megfelel.

Alkalmazott vasalás: $\Phi 14/10$
L2 földszint feletti földem felső illetve alsó vasalását lásd S-03, S-04 jelű kiviteli terven.

7.3.2. Merevségi vizsgálat

Alakváltozás vizsgálat:

Feltételezünk: $\Phi 16/20$ $A_{s\text{alk}} = 1005 \text{ mm}^2$

$$M_a = 41,74 \text{ KNm}$$

$$q_a = 9,48 \text{ kN/m}$$

$$E_b = 9,9 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2$$

$$E_s = 2,06 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$$

$$\alpha = 2$$

$$l_0 = 6615 \text{ mm}$$

$$\text{Betonfedés értéke: } c = c_1 + c_2 + c_3 = 20 \text{ mm}$$

$$a = 20 + 10 + 8 = 32 \text{ mm}$$

$$h = 220 - 38 = 182 \text{ mm}$$

$$\mu = \frac{A_s}{b \cdot h} = \frac{1539}{1000 \cdot 182} = 0,006$$

$$W_b = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{1000 \cdot 182^2}{6} = 5,521 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$\sigma_{bl} = \frac{M_a}{W_b} = \frac{41,74 \cdot 10^6}{5,521 \cdot 10^6} = 7,56 \text{ N/mm}^2$$

$$\psi = 1 - \frac{\alpha}{3} \cdot \frac{\sigma_{bh}}{\sigma_{bl}} = 1 - \frac{2}{3} \cdot \frac{1,4}{7,56} = 0,877 > 0,5$$

$$n = \frac{E_s}{\psi \cdot E_b} = \frac{2,06 \cdot 10^5}{0,877 \cdot 9900} = 23,738$$

$$n \cdot \mu = 23,738 \cdot 0,006 = 0,131$$

$$\beta = \left(\frac{17,7 - 13,3}{0,15 - 0,10} \cdot (0,15 - 0,131) \right) + 13,3 = 14,96$$

$$I_r = \frac{b \cdot h^3}{\beta} = \frac{1000 \cdot 182^3}{14,96} = 4,029 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$y_{\max} = \frac{5 \cdot q_a \cdot l_o^4}{384 \cdot E_b \cdot I_r} = \frac{5 \cdot 9,48 \cdot 5623^4}{384 \cdot 9900 \cdot 4,029 \cdot 10^8} = 30,99 \text{ mm}$$

$$y_H = \frac{l_o}{200} = \frac{5623}{200} = 28,12 \text{ mm}$$

$y_{\max} = 30,99 \text{ mm} > y_H = 28,12 \text{ mm}$ Zsaluzáskor a födém túlemelése szükséges 1 cm-rel.

Repedéskorlátozás vizsgálata

Egyszerűsített ellenőrzés derékszögű négyszög keresztmetszetű hajlított tartó esetére:

$$d = 16 \text{ mm}$$

$$c = 12,5$$

$$a_H = 0,4$$

$$\mu = \frac{A_s}{b \cdot h} = 0,006$$

$$d \leq \frac{c \cdot \eta \cdot a_H}{1 + 60 \cdot \eta} \cdot 10^3$$

$$d \leq \frac{12,5 \cdot 0,006 \cdot 0,4}{1 + 60 \cdot 0,006} \cdot 10^3 = 22,06 \text{ mm}$$

$d = 16 \text{ mm} \leq d = 22,06 \text{ mm}$ Repedéskorlátozás vizsgálatra a lemez megfelel.

Szerkesztési szabályok:

$$A_{s,\min} = 0,003 \cdot A_b = 660 \text{ mm}^2 \leq A_{s,\text{alk}} = 769 \text{ mm}^2$$

$$h_{t,\min} = 80 \text{ mm} \leq h_t = 220 \text{ mm}$$

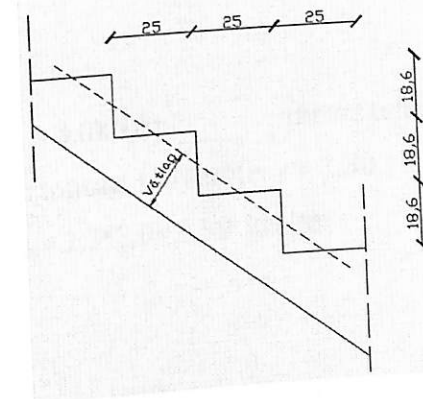
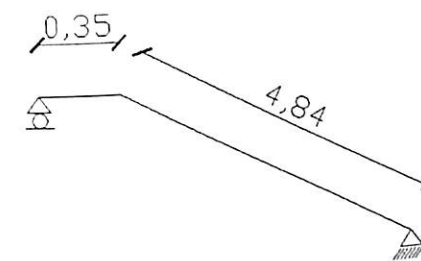
$$\Phi_{\min} = 8 \text{ mm} \leq 14 \text{ mm}$$

$$t_{\max} = 200 \text{ mm} > t = 200 \text{ mm} \text{ Megfelel.}$$

8.0 Lépcső statikai számítása

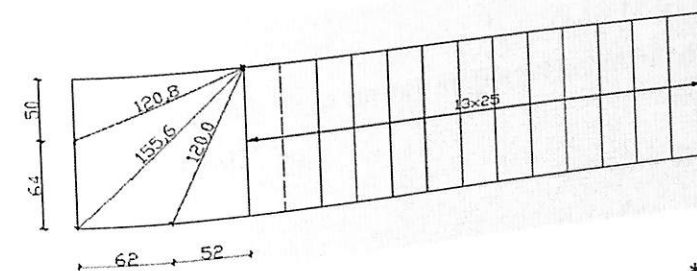
8.1. Lépcső terhei

Az emeletre vezető lépcső kar számítása a mértékadó, mivel nagyobb szintkülönbséget hidal át. A pincéből a földszintre vezető lépcső az emeleti lépcső kar alapján, azonos lemezvastagsággal és vasalással kerül kialakításra.



8.1.1. Állandó terhek

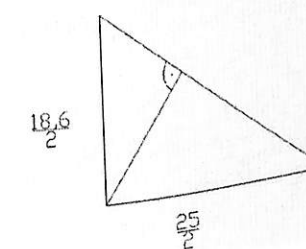
A lépcső terhei összetevődnek: lépcső önsúlya + 4 cm keményfa burkolat



$$\text{lépcső kar önsúlya: } g_{a1} = V_{\text{átlag}} \cdot \rho_{vb} = 0,255 \cdot 25 = 6,37 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{sz1} = \gamma \cdot V_{\text{átlag}} \cdot \rho_{vb} = 7,64 \text{ kN/m}^2$$

burkolat súlya:



$$\Sigma A_{\text{függőleges}} = (1,208 + 1,556 + 1,2 + (15 \cdot 1,1)) \cdot 0,186 = 3,8 \text{ m}^2$$

$$\Sigma A_{\text{vízszintes}} = (0,275 + 0,352 + 0,363 + 0,286) + (15 \cdot 1,1 \cdot 0,25) = 5,4 \text{ m}^2$$

$$V_{\text{burk vízsz.}} = V_{\text{burk}} \cdot \Sigma A_{\text{vízszintes}} = 0,04 \cdot 5,4 = 0,22 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{burk függ.}} = V_{\text{burk}} \cdot \Sigma A_{\text{függ.}} = 0,04 \cdot 3,8 = 0,152 \text{ m}^3$$

$$\Sigma V_{\text{burk}} = 0,368 \text{ m}^3$$

$$g_{a2} = \frac{\Sigma V_{\text{burk}} \cdot \rho_{\text{keményfa}}}{l} = \frac{0,368 \cdot 8,0}{5,194} = 0,57 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{sz2} = \gamma \cdot \frac{\Sigma V_{\text{burk}} \cdot \rho_{\text{keményfa}}}{l} = 1,2 \cdot \frac{0,368 \cdot 8,0}{5,194} = 0,684 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{forduló lépcsőfokok: } g_{a3} = 3 \cdot m \cdot \rho_{vb} = 3 \cdot 0,186 \cdot 25 = 13,95 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{sz3} = \gamma \cdot 3 \cdot m \cdot \rho_{vb} = 1,2 \cdot 3 \cdot 0,186 \cdot 25 = 16,74 \text{ kN/m}$$

8.1.2. Esetleges terhek

8.1.2.1. Hasznos terhek

$$p_a = 3,0 \text{ kN/m}^2 \quad \text{tartós teherhányad: } 0,5$$

$$\text{biztonsági tényezője: } \gamma = 1,30$$

$$p_{sz} = 1,3 \cdot 3,0 = 3,90 \text{ kN/m}^2$$

8.1.3. Teherkombinációk

1. teherkombináció: (a terhek szélsőértékkel történő figyelembevétele szilárdsági vizsgálatokhoz)

$$q_{sz1} = (g_{sz1} + g_{sz2} + g_{sz3} + p_{sz}) \cdot 1,0 = 28,96 \text{ kN/m}$$

$$q_{sz2} = (g_{sz1} + g_{sz2} + p_{sz}) \cdot 1,0 = 12,224 \text{ kN/m}$$

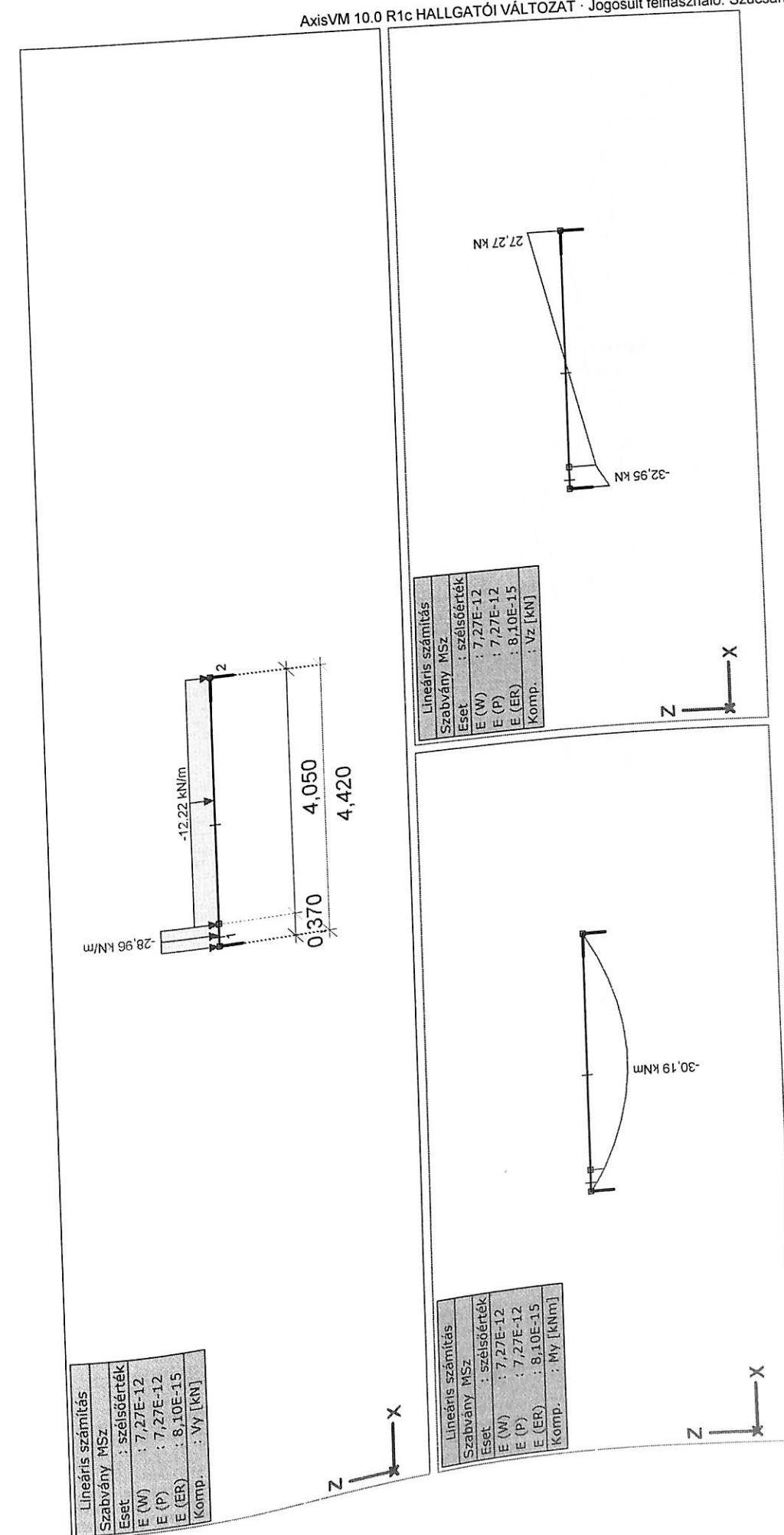
2. teherkombináció: (a terhek alapértékkel történő figyelembevétele merevségi vizsgálatokhoz)

$$q_a = (g_{a1} + g_{a2} + g_{a3} + p_a \cdot 0,50) \cdot 1,0 = 22,39 \text{ kN/m}$$

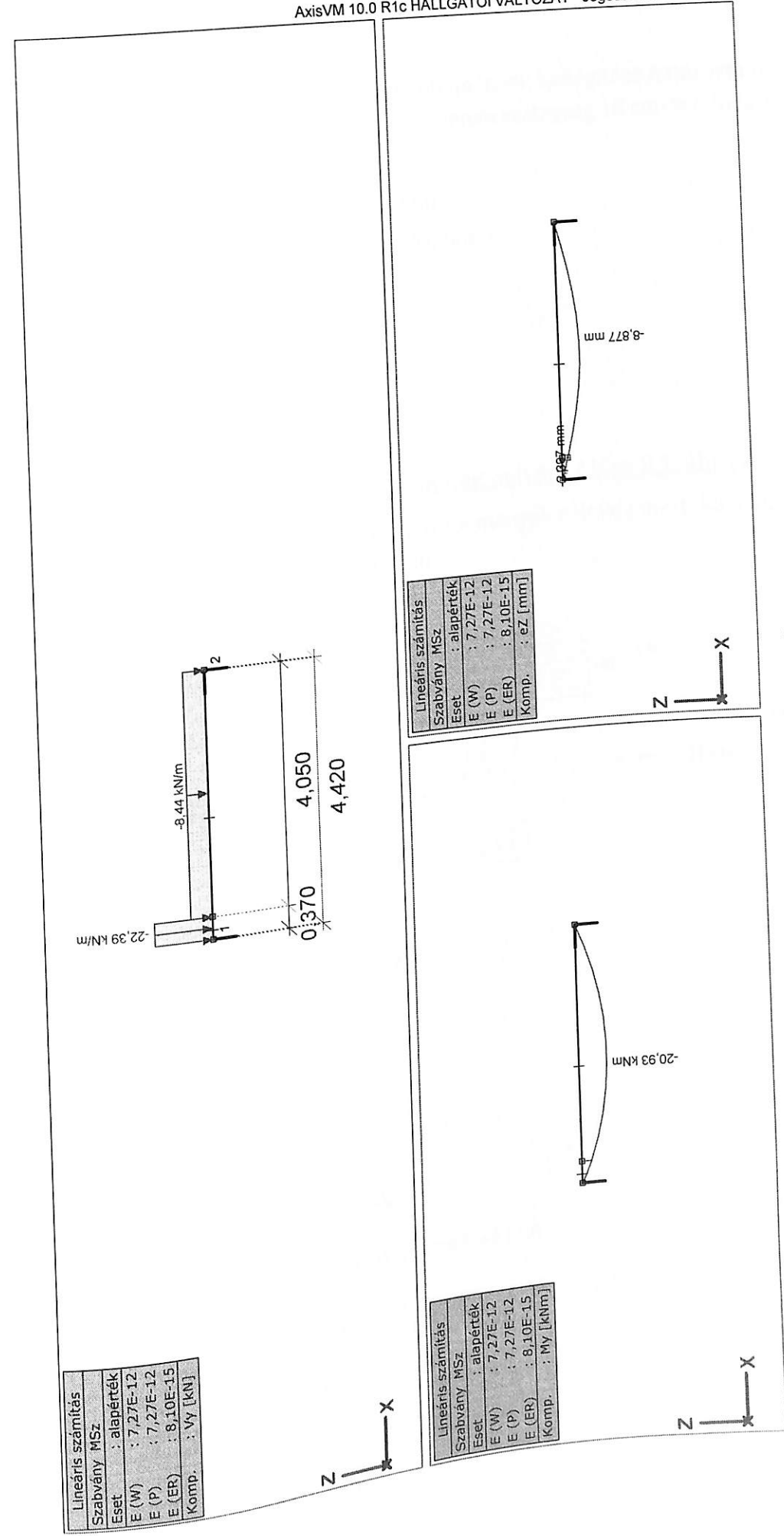
$$q_{a1} = (g_{a2} + g_{a3} + p_a \cdot 0,50) \cdot 1,0 = 8,44 \text{ kN/m}$$

8.2. Lépcső igénybevételei / lásd 8.1., 8.2. ábra /

Az igénybevételi ábrák Axis VM10 program segítségével készültek, amelyeknek kézi ellenőrzését végeztem el. A kismértékű kulponosság elhanyagolásával vetületi tartóként számolva. Az Axis által adott és a kézi számítás eredményei közel azonosak. Ennek megfelelően mind a szilárdsági és merevségi vizsgálatok elvégzése során ezen értékeket használtam.



8.1. ábra



8.2. ábra

8.3. Lépcső méretezése

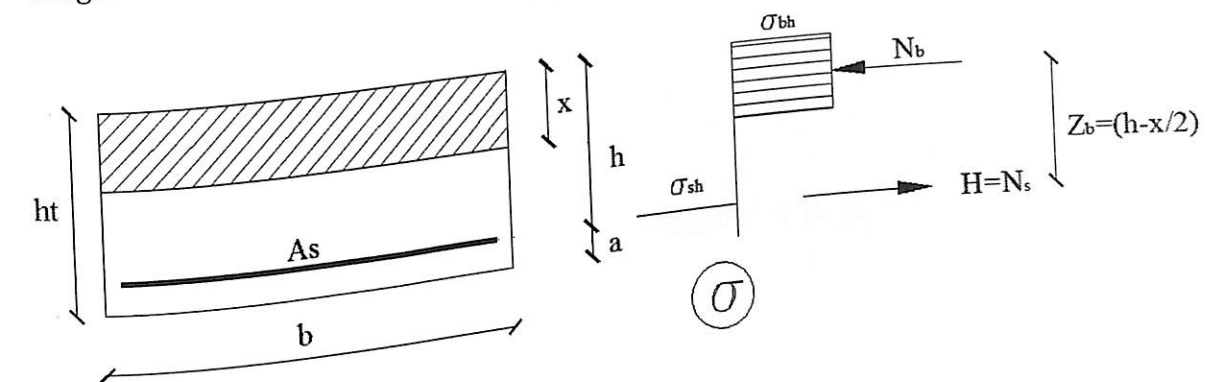
8.3.1. Szilárdsági vizsgálat

Az lépcső lemez vastagságát a merevségi követelmények kielégítése határozta meg. /Lásd 8.3.2./ A lehajlás vizsgálat eredményeképpen a lemezvastagság 18 cm-re adódott.

Anyagminőségek: acélminőség: B 60.50.
betonminőség: C20-16/KK
 $\sigma_{bh} = 14,5 \text{ MPa}$
 $\sigma_{bh} = 1,4 \text{ MPa}$
 $\sigma_{sH} = 420 \text{ MPa}$
 $\zeta_0 = 0,44$

Lemez ellenőrzése legnagyobb mezőnyomaték helyén: / lásd 8.1. ábra /

A vizsgált keresztmetszetben a merevségi követelmények voltak a mértékadók, ennek megfelelően az alkalmazott vasalás: $\Phi 16/20$.



Betonfedés értéke: $c = c_1 + c_2 + c_3 = 20 \text{ mm}$

Elhelyezési biztonság: $\gamma = 10 \text{ mm}$

$a = 20 + 10 + 8 = 38 \text{ mm}$

$h = 180 - 38 = 142 \text{ mm}$

$M_M = 30,19 \text{ kNm}$

$M_M \leq M_H$

$\sum F_x = 0$ $x \cdot b \cdot \sigma_{bh} - A_s \cdot \sigma_{sH} = 0$

$x = \frac{A_s \cdot \sigma_{sH}}{b \cdot \sigma_{bh}} = 29,12 \text{ mm} < x_0 = \zeta_0 \cdot h = 0,44 \cdot 142 = 62,48 \text{ mm}$

$M_H = x \cdot b \cdot \sigma_{bh} \cdot \left(h - \frac{x}{2}\right) = 29,12 \cdot 1000 \cdot 14,5 \cdot (142 - 14,56) = 53,81 \text{ kNm}$

$M_H = 53,81 \text{ kNm} \geq M_M = 30,19 \text{ kNm}$

Tehát a keresztmetszet a szilárdsági követelményeknek megfelel.

Alkalmazott vasalás: $\Phi 16/20$

Szükséges vasmenyiség meghatározása támasznál jelentkező nem számottevő befogási nyomatékra / lásd 8.1. ábra /

Feltételezünk:

Főirányú acél: $\Phi 12$

Elosztó vasalás: $\Phi 8$

Betonfedés értéke: $c = c_1 + c_2 + c_3 = 15 \text{ mm}$

Elhelyezési biztonság: $\gamma = 10 \text{ mm}$

$a = 15 + 10 + 6 = 41 \text{ mm}$

$h = 180 - 41 = 139 \text{ mm}$

$M_M = 6,04 \text{ kNm}$

$M_M < M_H$

$M_M = b \cdot x \cdot \sigma_{bH} \cdot \left(h - \frac{x}{2}\right)$

$6,04 \cdot 10^6 = 1000 \cdot x \cdot 14,5 \cdot \left(139 - \frac{x}{2}\right)$

$x = 3,03 \text{ mm} < x_0 = \zeta_0 \cdot h = 0,44 \cdot 139 = 61,16 \text{ mm}$

Tehát a húzott vasak megfolynak.

$\sum F_x = 0$

$N = b_f \cdot x \cdot \sigma_{bH} - A_s \cdot \sigma_{sH}$

$A_s = \frac{b \cdot x \cdot \sigma_{bH}}{\sigma_{sH}}$

$A_s \geq \frac{1000 \cdot 3,03 \cdot 14,5}{420} = 104,6 \text{ mm}^2 \leq A_{s,\min} = 540 \text{ mm}^2$

$A_{s,\min} = 0,003 \cdot 180 \cdot 1000 = 540 \text{ mm}^2$

$A_{s,\text{alk}} = 565 \text{ mm}^2 \geq A_s = 540 \text{ mm}^2$

Tehát a keresztmetszet vasalása a szilárdsági követelményeknek megfelel.

Alkalmazott vasalás: $\Phi 12/20$

Lépcső vasalását lásd S-05 jelű kiviteli terven.

8.3.2. Merevségi vizsgálat

Alakváltozás vizsgálat:

Feltételezünk: $\Phi 16/20$ $A_{s,\text{alk}} = 1005 \text{ mm}^2$

$M_a = 20,93 \text{ kNm}$ / lásd 8.2. ábra /

$q_a = 8,44 \text{ kN/m}$

$E_b = 9,9 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2$

$E_s = 2,06 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$

$\alpha = 2$

$$l_0 = 6615 \text{ mm}$$

$$\text{Betonfedés értéke: } c = c_1 + c_2 + c_3 = 20 \text{ mm}$$

$$a = 20 + 8 = 28 \text{ mm}$$

$$h = 180 - 28 = 152 \text{ mm}$$

$$\mu = \frac{A_s}{b \cdot h} = \frac{1005}{1000 \cdot 152} = 0,0066$$

$$W_b = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{1000 \cdot 152^2}{6} = 3,851 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$\sigma_{bl} = \frac{M_a}{W_b} = \frac{20,93 \cdot 10^6}{3,851 \cdot 10^6} = 5,435 \text{ N/mm}^2$$

$$\psi = 1 - \frac{\alpha}{3} \cdot \frac{\sigma_{bh}}{\sigma_{bl}} = 1 - \frac{2}{3} \cdot \frac{1,4}{5,435} = 0,828 > 0,5$$

$$n = \frac{E_s}{\psi \cdot E_b} = \frac{2,06 \cdot 10^5}{0,828 \cdot 9900} = 25,122$$

$$n \cdot \mu = 25,122 \cdot 0,0066 = 0,166$$

$$\beta = \left(\frac{13,3 - 11}{0,2 - 0,15} \cdot (0,2 - 0,166) \right) + 11 = 12,557$$

$$I_r = \frac{b \cdot h^3}{\beta} = \frac{1000 \cdot 188^3}{12,557} = 2,7967 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$y_{\max} = \frac{5 \cdot q_a \cdot l_0^4}{384 \cdot E_b \cdot I_r} = \frac{5 \cdot 8,44 \cdot 4420^4}{384 \cdot 9900 \cdot 2,7967 \cdot 10^8} = 15,15 \text{ mm}$$

$$y_H = \frac{l_0}{200} = \frac{4420}{200} = 22,1 \text{ mm}$$

$$y_{\max} = 15,15 \text{ mm} > y_H = 22,1 \text{ mm} \text{ Lehajlás vizsgálatra megfelel.}$$

Repedéskorlátozás vizsgálata

Egyszerűsített ellenőrzés derékszögű négyszög keresztmetszetű hajlított tartó esetére:

$$d = 16 \text{ mm}$$

$$c = 12,5$$

$$a_H = 0,4$$

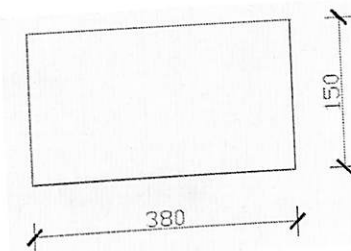
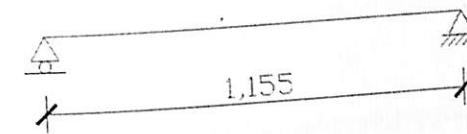
$$\mu = \frac{A_s}{b \cdot h} = 0,0066$$

$$d \leq \frac{c \cdot \eta \cdot a_H}{1 + 60 \cdot \eta} \cdot 10^3$$

$$d \leq \frac{12,5 \cdot 0,0066 \cdot 0,4}{1 + 60 \cdot 0,0066} \cdot 10^3 = 22,73 \text{ mm}$$

$$d = 16 \text{ mm} \leq d = 22,73 \text{ mm} \text{ Repedéskorlátozás vizsgálatra a lemez megfelel.}$$

9.0 G1 jelű gerenda statikai számítása



9.1. G1 jelű gerenda terhei

Az G1 gerenda terhei összetevődnek: gerenda önsúlya + L2 lemeztől a gerendára jutó terhek + gerenda feletti teherhordó falazat önsúlya

Önsúly terhek:

(38x20 keresztmetszetet feltételezve)

Gerenda önsúlyának alapértéke:

$$g_{a1} = 0,38 \times 0,2 \times 25 + (0,035 \times 19 \times 0,2) = 2,01 \text{ kN/m}$$

Gerenda önsúlyának szélsőértéke:

$$g_{sz1} = 0,38 \times 0,2 \times 25 \times 1,2 + (0,035 \times 19 \times 1,4 \times 0,2) = 2,44 \text{ kN/m}$$

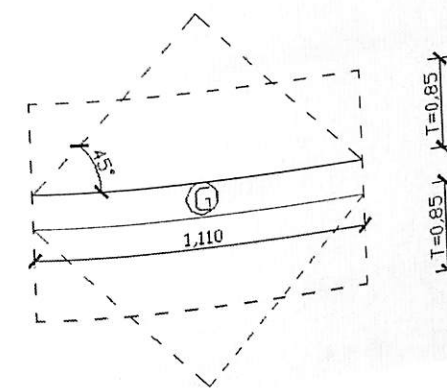
(L2 lemez állandó és esetleges terheit lásd 7.1.1, 7.1.2.)

L2 lemeztől jutó terhek alapértéke:

$$g_{a2} = (7,29 + 1,45 + 1,5 \times 0,5) \times 0,85 = 8,07 \text{ kN/m}$$

L2 lemeztől jutó terhek szélsőértéke:

$$g_{sz2} = (8,84 + 1,70 + 2,10) \times 0,85 = 10,74 \text{ kN/m}$$



A gerenda feletti falazat 60 átboltozódással számolva 40 cm. A falazat 38 cm-es Porotherm két oldali 1,5 cm vakolattal.

Falazat önsúlyának alapértéke:

$$g_{a3} = 0,4 \times 8,77 \times 0,38 + (0,03 \times 19 \times 0,4) = 1,56 \text{ kN/m}$$

Falazat önsúlyának szélsőértéke:

$$g_{sz3} = 0,4 \times 8,77 \times 0,38 \times 1,2 + (0,03 \times 19 \times 0,4 \times 1,4) = 1,92 \text{ kN/m}$$

9.2 Teherkombinációk

1. teherkombináció: (a terhek szélsőértékkel történő figyelembevétele szilárdsági vizsgálatokhoz)

$$q_{sz} = g_{sz1} + g_{sz2} + g_{sz3} = 15,1 \text{ kN/m}$$

2. teherkombináció: (a terhek alapértékkel történő figyelembevétele merevségi vizsgálatokhoz)

$$q_a = g_{a1} + g_{a2} + g_{a3} = 11,64 \text{ kN/m}$$

9.3. G1 jelű gerenda igénybevételek / lásd 9.1. 9.2. ábra /

9.4. G1 jelű gerenda méretezése

G1 jelű gerenda méretezéséhez felhasznált kiindulási adatok:

Anyagminőségek: acélminőség: B 60.50.
betonminőség: C20-16/KK
 $\sigma_{bH} = 14,5 \text{ MPa}$
 $\sigma_{bhH} = 1,4 \text{ MPa}$
 $\sigma_{sH} = 420 \text{ MPa}$

Feltételezzük:

Húzott acél: $\Phi 12$
Kengyel: $\Phi 8$

A gerenda méretezéséhez a szükséges magasságot a szerkesztési szabályok figyelembe vételével $h_t = 150 \text{ mm}$ -re feltételezzük.

A gerenda szükséges vasalásának meghatározása lásd / 9.3. ábra /

Lehajlás vizsgálata

$e_M = 0,489 \text{ mm}$ lásd 9.2. ábra
 $e_H = \frac{l}{200} = 5,30 \text{ mm}$ Tehát a gerenda alakváltozás vizsgálatra megfelel.

Repedéskorlátozás vizsgálata

Egyszerűsített ellenőrzés derékszögű négyszög keresztmetszetű hajlított tartó esetére:

$$d = 12 \text{ mm}$$

$$c = 12,5$$

$$a_H = 0,4$$

$$\mu = \frac{A_s}{b \cdot h} = 0,0051$$

$$d \leq \frac{c \cdot \eta \cdot aH}{1 + 60 \cdot \eta} \cdot 10^3$$

$$d \leq \frac{12,5 \cdot 0,0051 \cdot 0,4}{1 + 60 \cdot 0,0051} \cdot 10^3 = 19,62 \text{ mm}$$

$$d = 12 \text{ mm} \leq d = 19,62 \text{ mm}$$

Az Axis VM10 program által számított szükséges vasmennyiséget kézi számítással ellenőrizve, a gerenda vasalása megfelel szilárdsági és merevségi követelményeknek.

Szerkesztési szabályok:

$$A_{s,\min} = 0,003 \cdot A_b = 171 \text{ mm}^2 \leq A_{s,\text{alk}} = 226,2 \text{ mm}^2$$

$$h_{t,\min} = 120 \text{ mm} \leq h_t = 150 \text{ mm}$$

$$\Phi_{\min} = 8 \text{ mm} \leq 12 \text{ mm}$$

$$b_{\min} = 80 \text{ mm} < 380 \text{ mm}$$

$$t_{k,\max} = \min[h_t; 1,5b; 400] = 150 \text{ mm}$$

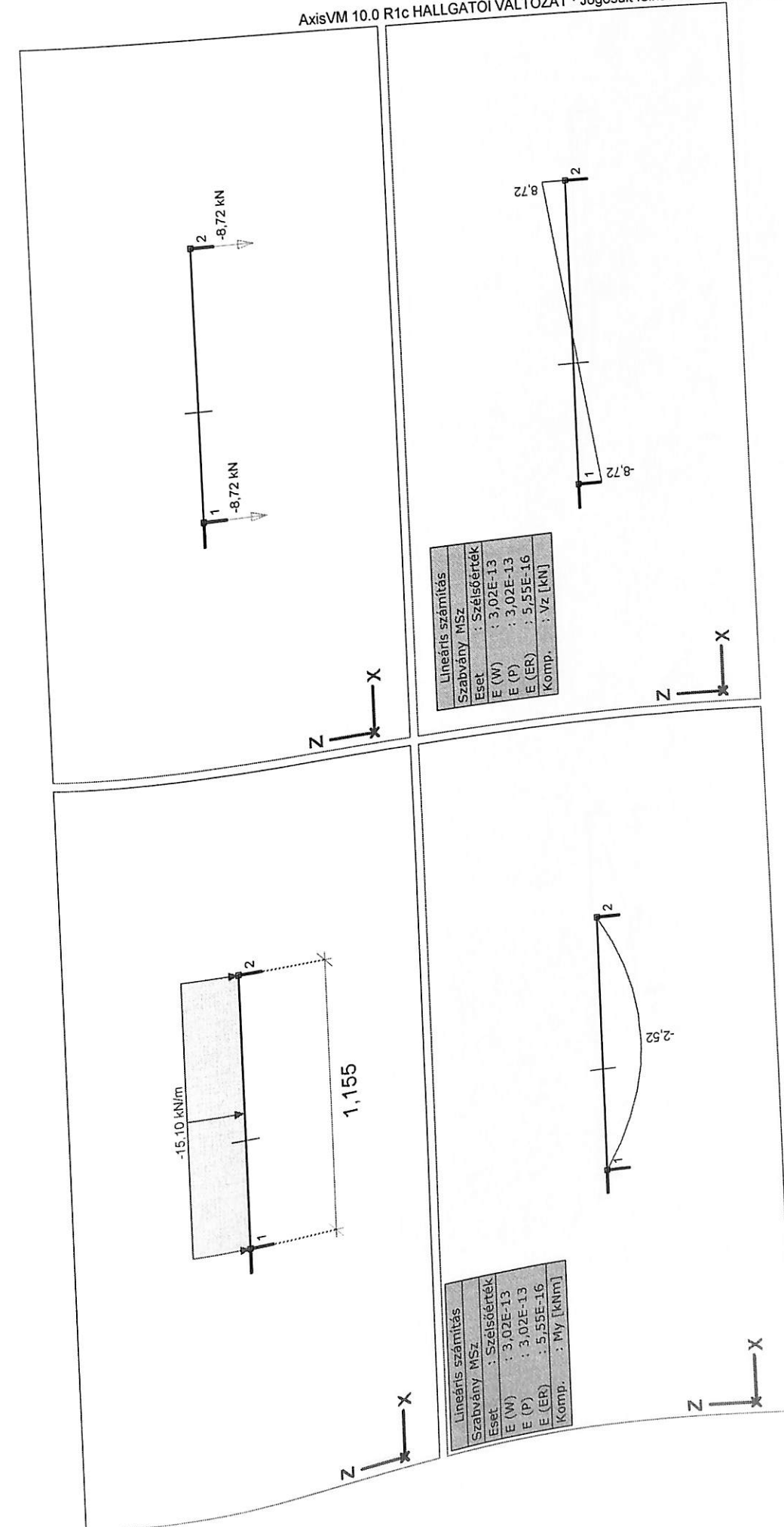
$$t_{k,\max} = 150 \text{ mm} > t_k = 150 \text{ mm}$$

Megfelel.

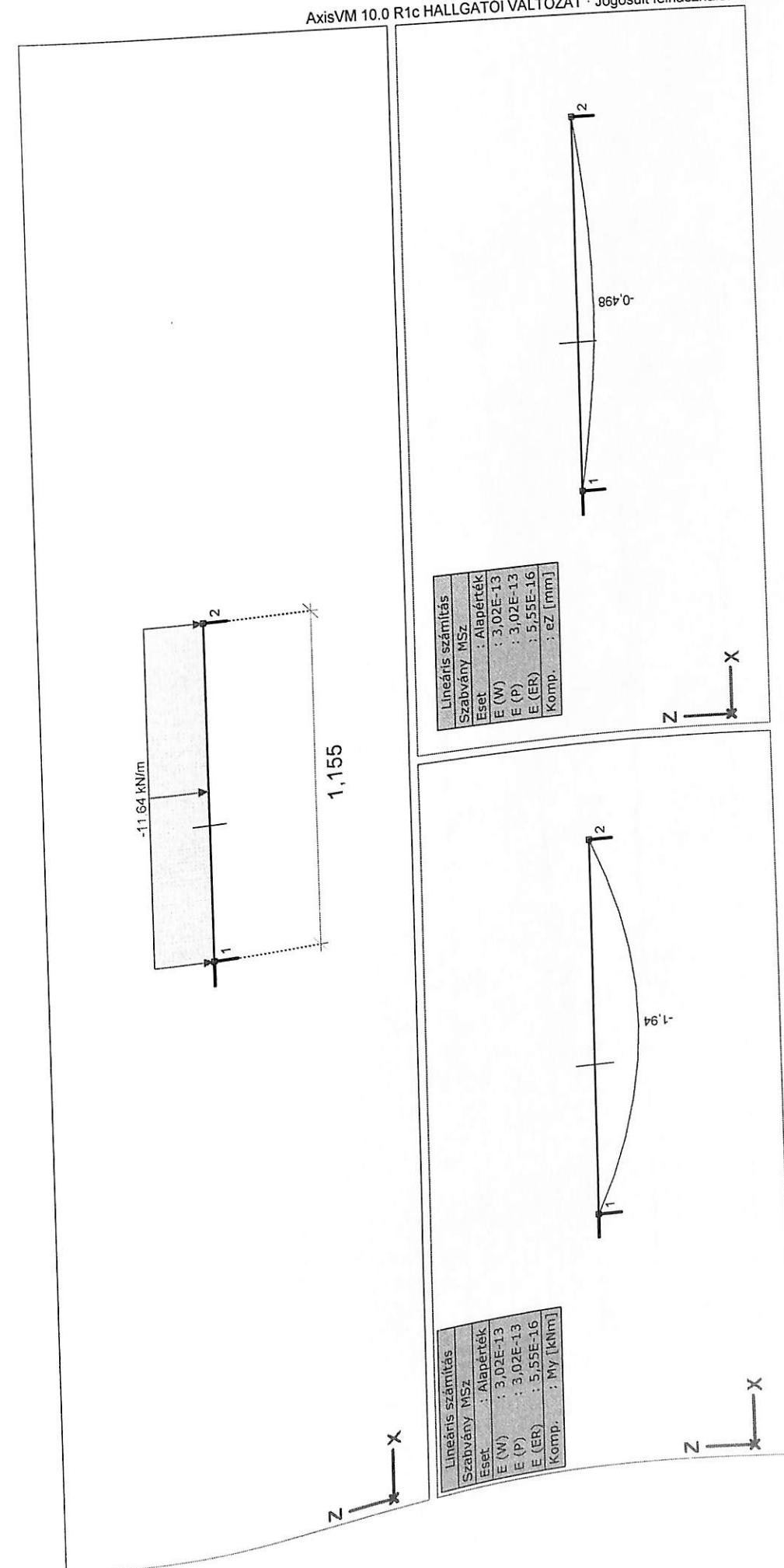
Alkalmazott vasalás mezőben: 2 Φ 12

Alkalmazott vasalás a támaszoknál nem számottevő befogásra: 2 Φ 10

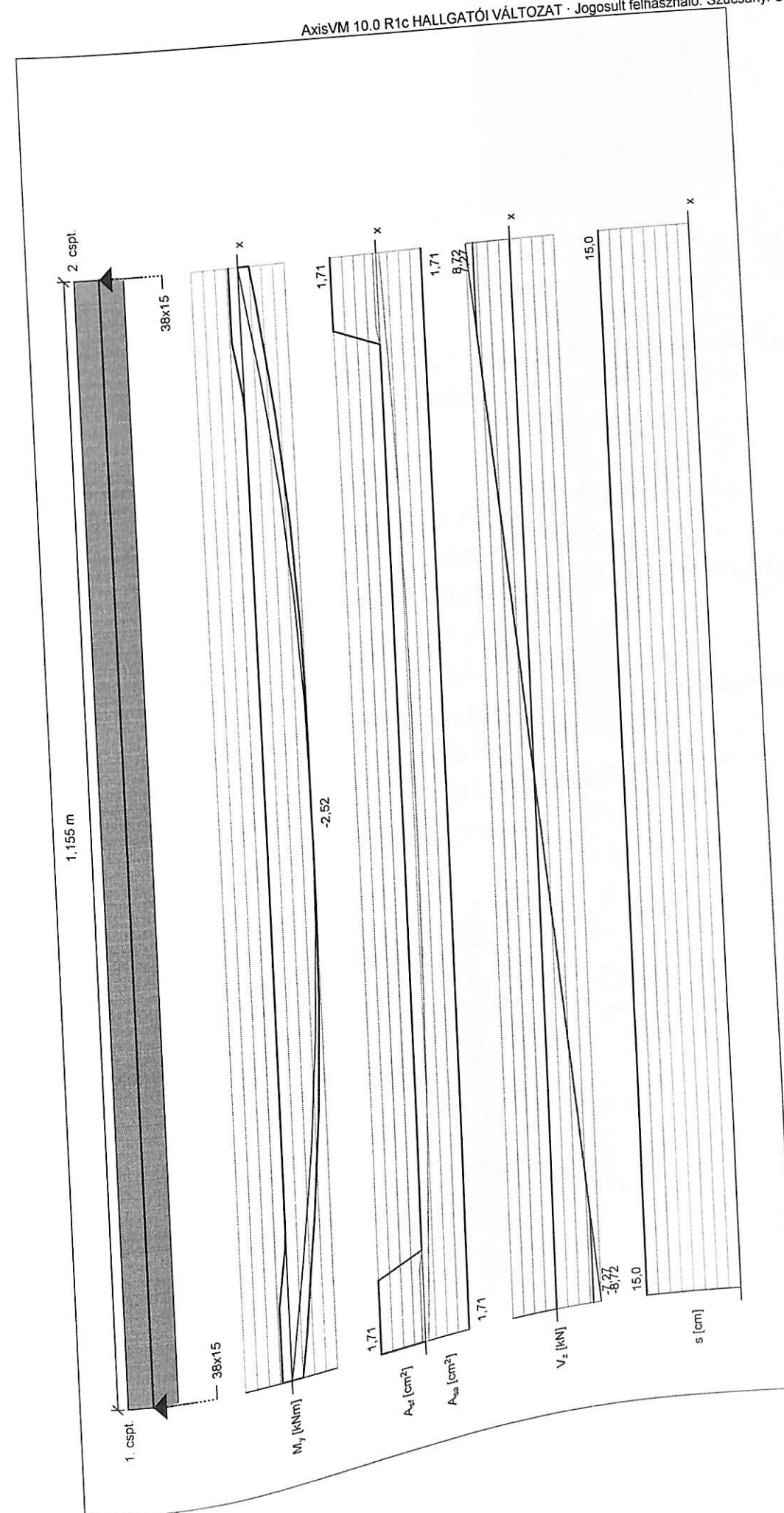
G1 gerenda vasalását lásd S-06 jelű vasalási terven



9.1. ábra

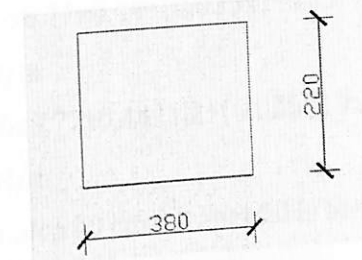
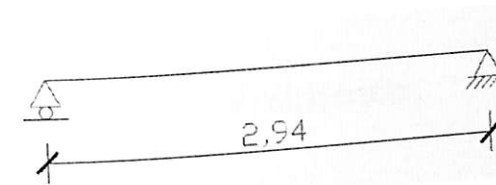


9.2. ábra



9.3. ábra

10.0 G2 jelű gerenda statikai számítása



10.1. G2 jelű gerenda terhei

Az G2 gerenda terhei összetevődnek: gerenda önsúlya + L1 lemeztől a gerendára jutó terhek + gerenda feletti teherhordó falazat önsúlya + parapet falazat önsúlya

Önsúly terhek:

(38x35 keresztmetszetet feltételezve)

Gerenda önsúlyának alapértéke:

$$g_{a1} = 0,38 \times 0,35 \times 25 + (0,035 \times 19 \times 0,35) = 3,56 \text{ kN/m}$$

Gerenda önsúlyának szélsőértéke:

$$g_{sz1} = 0,38 \times 0,35 \times 25 \times 1,2 + (0,035 \times 19 \times 1,4 \times 0,35) = 5,99 \text{ kN/m}$$

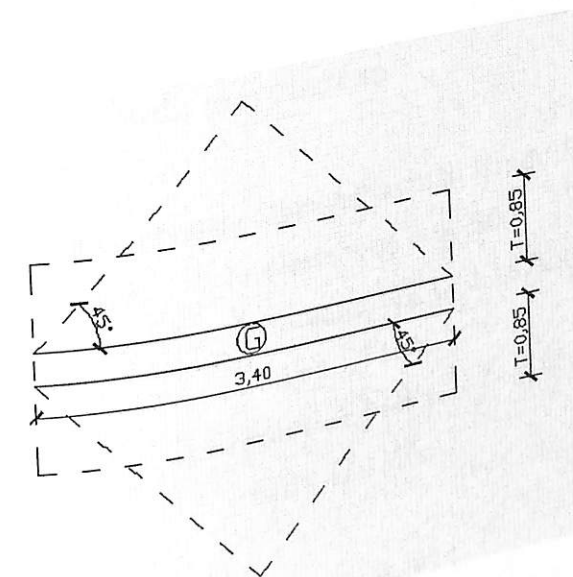
(L1 lemez állandó és esetleges terheit lásd 6.1.1, 6.1.2)

L1 lemeztől jutó terhek alapértéke:

$$g_{a2} = (9,63 + 1,5 \times 0,5) \times 0,85 + (7,86 + 3,0 \times 0,5) \times 0,85 = 16,78 \text{ kN/m}$$

L1 lemeztől jutó terhek szélsőértéke:

$$g_{sz2} = (11,83 + 2,10) \times 0,85 + (9,62 + 3,9) \times 0,85 = 23,33 \text{ kN/m}$$



A gerenda feletti falazat 60 átboltozódással számolva 25 cm. A falazat 44 cm-es Porotherm két oldali 2cm -1,5 cm vakolattal.

Falazat önsúlyának alapértéke: $g_{a3} = 0,25 \times 8,77 \times 0,44 + (0,035 \times 19 \times 0,25) = 1,13 \text{ kN/m}$

Falazat önsúlyának szélsőértéke: $g_{sz3} = 0,25 \times 8,77 \times 0,44 \times 1,2 + (0,035 \times 19 \times 0,25 \times 1,4) = 1,39 \text{ kN/m}$

A gerenda feletti falazat 60 átboltozódással számolva 90 cm parapet fal is terheli a gerendát. A falazat 44 cm-es Porotherm két oldali 2cm -1,5 cm vakolattal.

Parapet fal önsúlyának alapértéke: $g_{a4} = 0,9 \times 8,77 \times 0,44 + (0,035 \times 19 \times 0,9) = 4,08 \text{ kN/m}$

Parapet fal önsúlyának szélsőértéke: $g_{sz4} = 0,9 \times 8,77 \times 0,44 \times 1,2 + (0,035 \times 19 \times 0,9 \times 1,4) = 5,02 \text{ kN/m}$

10.2 Teherkombinációk

1. teherkombináció: (a terhek szélsőértékkel történő figyelembevétele szilárdsági vizsgálatokhoz)

$$q_{sz} = g_{sz1} + g_{sz2} + g_{sz3} + g_{sz4} = 35,74 \text{ kN/m}$$

2. teherkombináció: (a terhek alapértékkel történő figyelembevétele merevségi vizsgálatokhoz)

$$q_a = g_{a1} + g_{a2} + g_{a3} + g_{a4} = 25,56 \text{ kN/m}$$

10.3. G2 jelű gerenda igénybevételei / lásd 10.1., 10.2. ábra /

10.4. G2 jelű gerenda méretezése

G2 jelű gerenda méretezéséhez felhasznált kiindulási adatok:

Anyagminőségek: acélminőség: B 60.50.
betonminőség: C20-16/KK
 $\sigma_{bH} = 14,5 \text{ MPa}$
 $\sigma_{bhH} = 1,4 \text{ MPa}$
 $\sigma_{sH} = 420 \text{ MPa}$

Feltételezzük:

Húzott acél: $\Phi 14$
Kengyel: $\Phi 8$

A gerenda méretezéséhez a szükséges magasságot a szerkesztési szabályok figyelembe vételével $h_t = 220 \text{ mm}$ -re feltételezzük.
A gerenda szükséges vasalásának meghatározása lásd / 10.3. ábra /

Lehajlás vizsgálata

$$e_M = 9,82 \text{ mm} \quad \text{lásd 10.2. ábra}$$
$$e_H = \frac{l}{200} = 15,75 \text{ mm} \quad e_M < e_H \text{ Tehát a gerenda alakváltozás vizsgálatra megfelel.}$$

Repedéskorlátozás vizsgálata

Egyszerűsített ellenőrzés derékszögű négyszög keresztmetszetű hajlított tartó esetére:

$$d = 14 \text{ mm}$$

$$c = 12,5$$

$$a_H = 0,2$$

$$\mu = \frac{A_s}{b \cdot h} = 0,0109$$

$$d \leq \frac{c \cdot \eta \cdot a_H}{1 + 60 \cdot \eta} \cdot 10^3$$

$$d \leq \frac{12,5 \cdot 0,0109 \cdot 0,2}{1 + 60 \cdot 0,0109} \cdot 10^3 = 16,52 \text{ mm}$$

$$d = 14 \text{ mm} \leq d = 16,52 \text{ mm}$$

Az Axis VM10 program által számított szükséges vasmenyiséget kézi számítással ellenőrizve, a gerenda vasalása megfelel szilárdsági és merevségi követelményeknek. A repedéskorlátozás vizsgálat eredménye határozta meg a szükséges acélmennyiséget és a legnagyobb átmérő függvényében az alkalmazott vasalást.

Szerkesztési szabályok:

$$A_{s,\min} = 0,003 \cdot A_b = 251 \text{ mm}^2 \leq A_{s,\text{alk}} = 770 \text{ mm}^2$$

$$h_{t,\min} = 120 \text{ mm} \leq h_t = 220 \text{ mm}$$

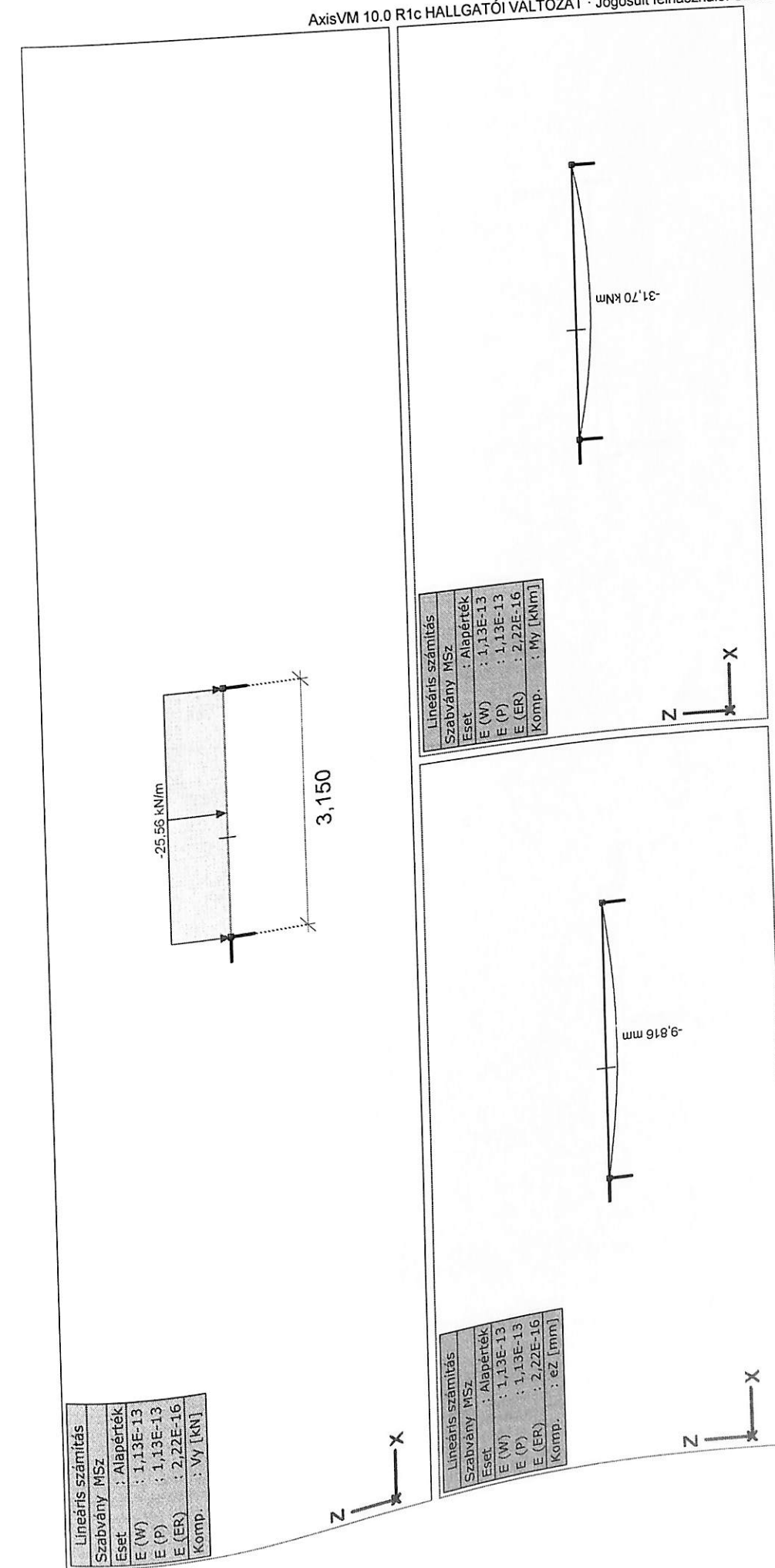
$$\Phi_{\min} = 8 \text{ mm} \leq 14 \text{ mm}$$

$$b_{\min} = 80 \text{ mm} < 380 \text{ mm}$$

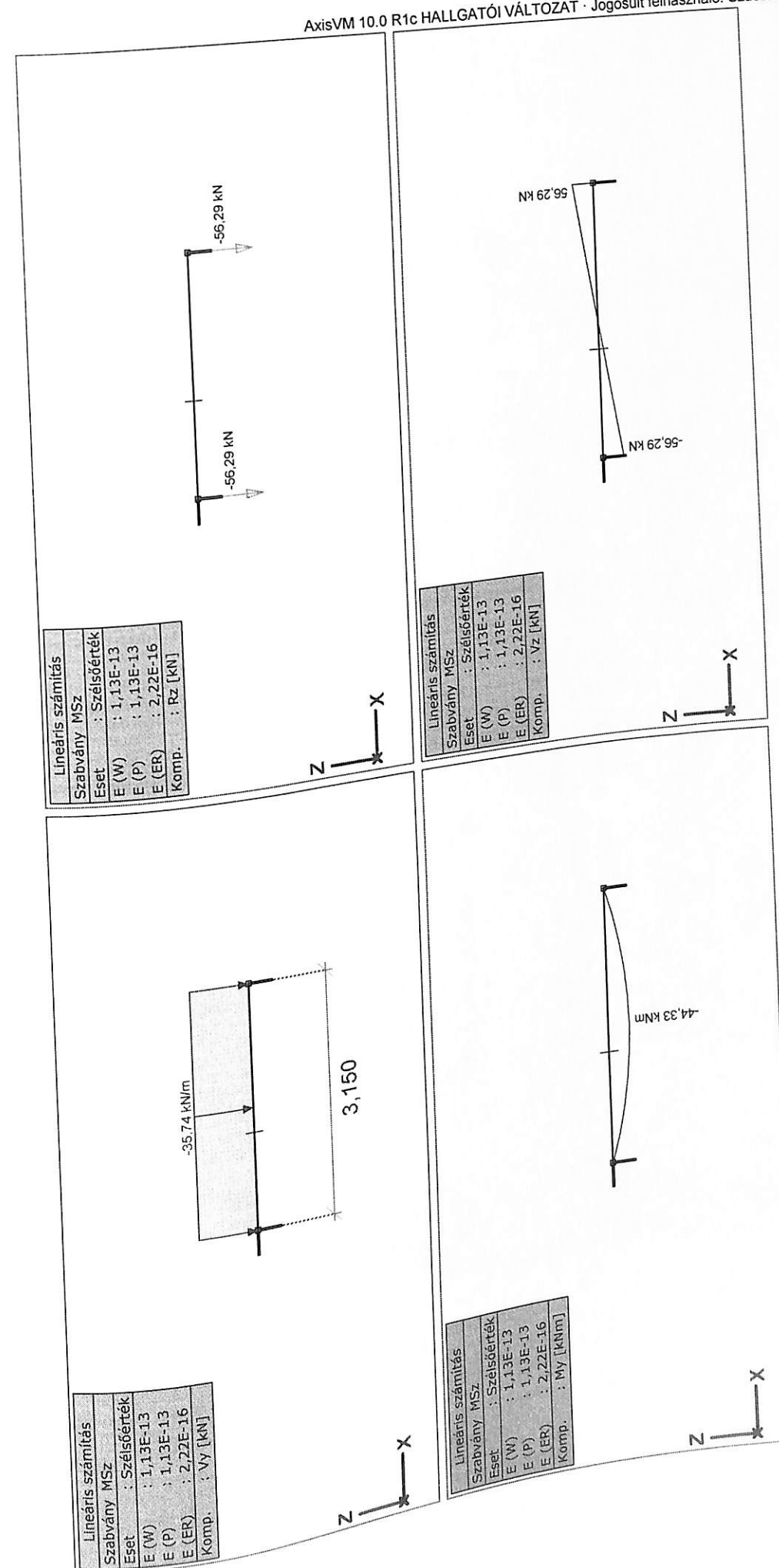
$$t_{k,\max} = \min[h_t; 1,5b; 400] = 220 \text{ mm} > t_k = 110 \text{ mm} \text{ Megfelel.}$$

Alkalmazott vasalás mezőben: 5 Φ 14 lásd S-06 jelű terv

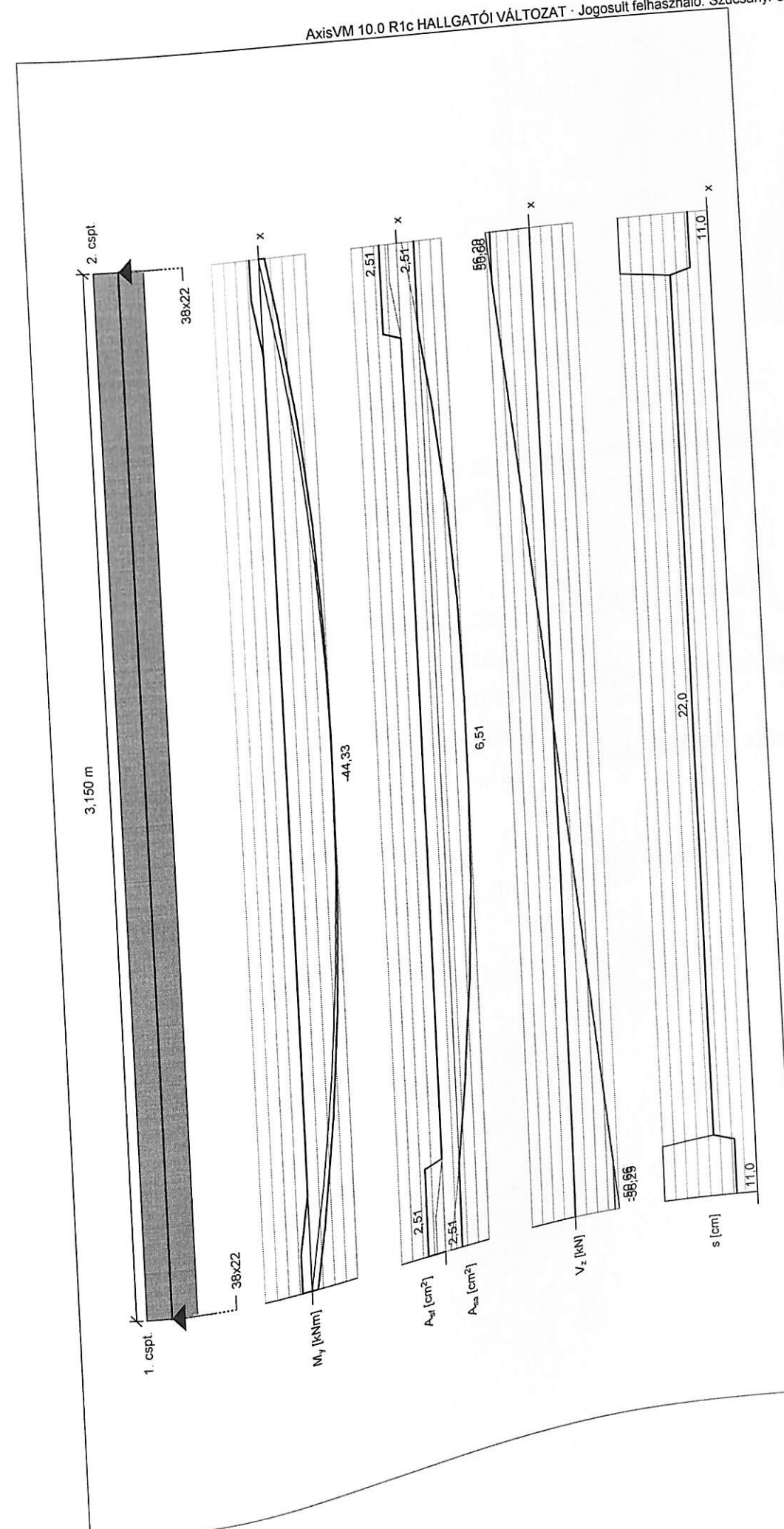
Alkalmazott vasalás a támaszoknál nem számottevő befogásra: 3 Φ 12



10.1. ábra

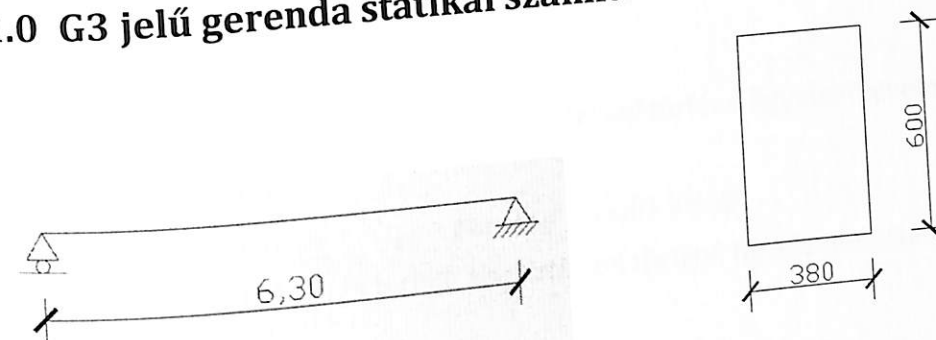


10.2. ábra



10.3. ábra

11.0 G3 jelű gerenda statikai számítása



11.1. G3 jelű gerenda terhei

Az G3 gerenda terhei összetevődnek: gerenda önsúlya + tetőszervezetről a gerendára jutó terhek + gerenda feletti teherhordó falazat önsúlya

Önsúly terhek:

(38x60 keresztmetszetet feltételezve)

Gerenda önsúlyának alapértéke:

$$g_{a1} = 0,38 \times 0,60 \times 25 + (0,035 \times 19 \times 0,60) = 6,10 \text{ kN/m}$$

Gerenda önsúlyának szélsőértéke:

$$g_{sz1} = 0,38 \times 0,60 \times 25 \times 1,2 + (0,035 \times 19 \times 1,4 \times 0,60) = 7,39 \text{ kN/m}$$

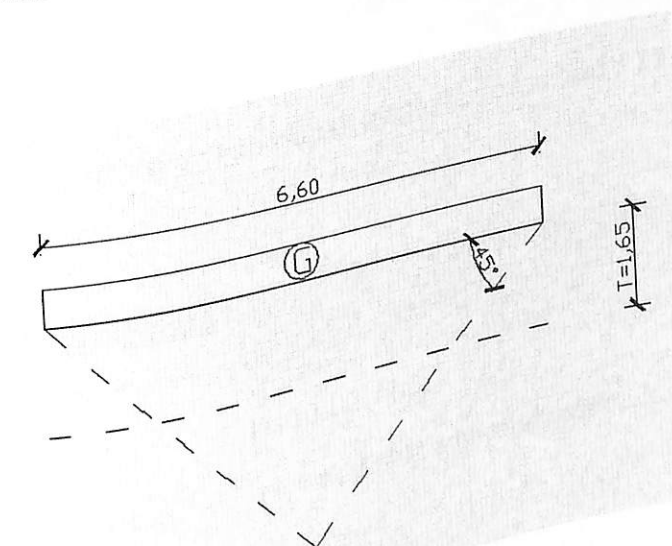
(Tetőszervezet terheit átlagosan $q = 2,80 \text{ kN/m}^2$ közelítő értékkel vehetjük számításba lásd 51.2.)

Tetőszervezetről jutó terhek alapértéke:

$$g_{a2} = 2,80 \times 1,65 \times 0,85 = 3,93 \text{ kN/m}$$

Tetőszervezetről jutó terhek szélsőértéke:

$$g_{sz2} = 2,80 \times 1,65 = 4,62 \text{ kN/m}$$



11.2 Teherkombinációk

1. teherkombináció: (a terhek szélsőértékkel történő figyelembevétele szilárdsági vizsgálatokhoz)

$$q_{sz} = g_{sz1} + g_{sz2} = 12,01 \text{ kN/m}$$

2. teherkombináció: (a terhek alapértékkel történő figyelembevétele merevségi vizsgálatokhoz)

$$q_a = g_{a1} + g_{a2} = 10,03 \text{ kN/m}$$

11.3. G3 jelű gerenda igénybevételei / lásd 11.1. 11.2. ábra /

11.4. G3 jelű gerenda méretezése

G3 jelű gerenda méretezéséhez felhasznált kiindulási adatok:

Anyagminőségek:

acélminőség: B 60.50.

betonminőség: C20-16/KK

$\sigma_{bH} = 14,5 \text{ MPa}$

$\sigma_{bhH} = 1,4 \text{ MPa}$

$\sigma_{sH} = 420 \text{ MPa}$

Feltételezzük:

Húzott acél: $\Phi 20$

Kengyel: $\Phi 10$

A gerenda méretezéséhez a szükséges magasságot a csatlakozó koszorú helyzete határozta meg.

A gerenda szükséges vasalásának meghatározása lásd / 11.3. ábra /

Lehajlás vizsgálata

$$e_M = -24,30 \text{ mm}$$

$$e_H = \frac{l}{200} = 31,5 \text{ mm}$$

lásd 11.2. ábra

$e_M < e_H$ Tehát a gerenda alakváltozás vizsgálatra megfelel.

Repedéskorlátozás vizsgálata

Egyszerűsített ellenőrzés derékszögű négyszög keresztmetszetű hajlított tartó esetére: 71

$$d = 20 \text{ mm}$$

$$c = 12,5$$

$$a_H = 0,2$$

$$\mu = \frac{A_s}{b \cdot h} = 0,009$$

$$d \leq \frac{c \cdot \eta \cdot a_H}{1 + 60 \cdot \eta} \cdot 10^3$$

$$d \leq \frac{12,5 \cdot 0,009 \cdot 0,3}{1 + 60 \cdot 0,009} \cdot 10^3 = 21,64 \text{ mm}$$

$$d = 20 \text{ mm} \leq d = 21,64 \text{ mm}$$

Az Axis VM10 program által számított szükséges vasmennyiséget kézi számítással ellenőrizve, a gerenda vasalása megfelel szilárdsági és merevségi követelményeknek. A repedéskorlátozás vizsgálat eredménye határozta meg a szükséges acélmennyiséget és a legnagyobb átmérő függvényében az alkalmazott vasalást.

Szerkesztési szabályok:

$$A_{s,min} = 0,003 \cdot A_b = 684 \text{ mm}^2 \leq A_{s,alk} = 1885$$

$$h_{t,min} = 120 \text{ mm} \leq h_t = 600 \text{ mm}$$

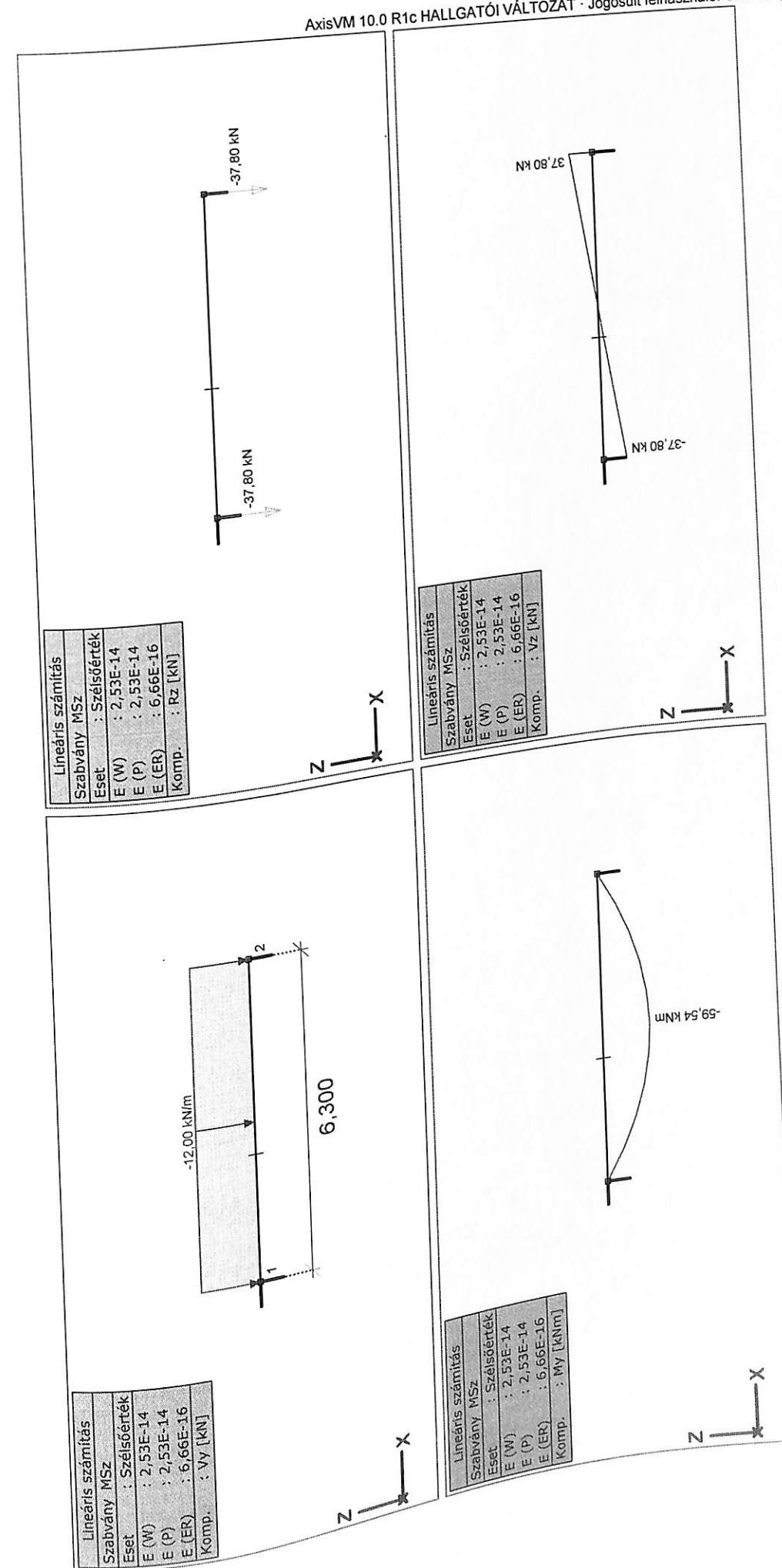
$$\Phi_{min} = 8 \text{ mm} \leq 20 \text{ mm}$$

$$b_{min} = 80 \text{ mm} < 380 \text{ mm}$$

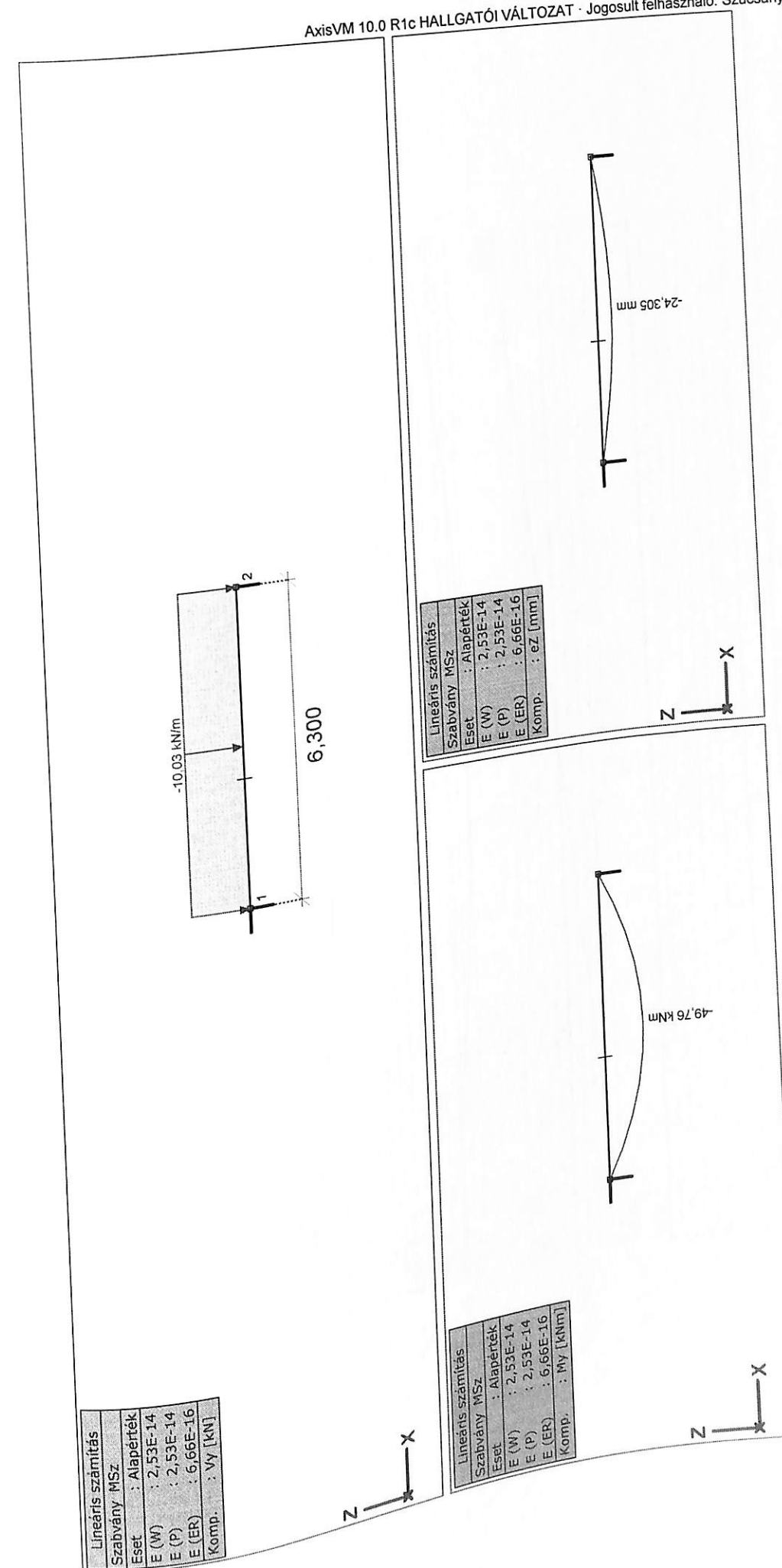
$$t_{k,max} = \min[h_t; 1,5b; 400] = 600 \text{ mm} > t_k = 300 \text{ mm} \text{ Megfelel.}$$

Alkalmazott vasalás mezőben: 6 Φ 20 lásd S-06 jelű terv

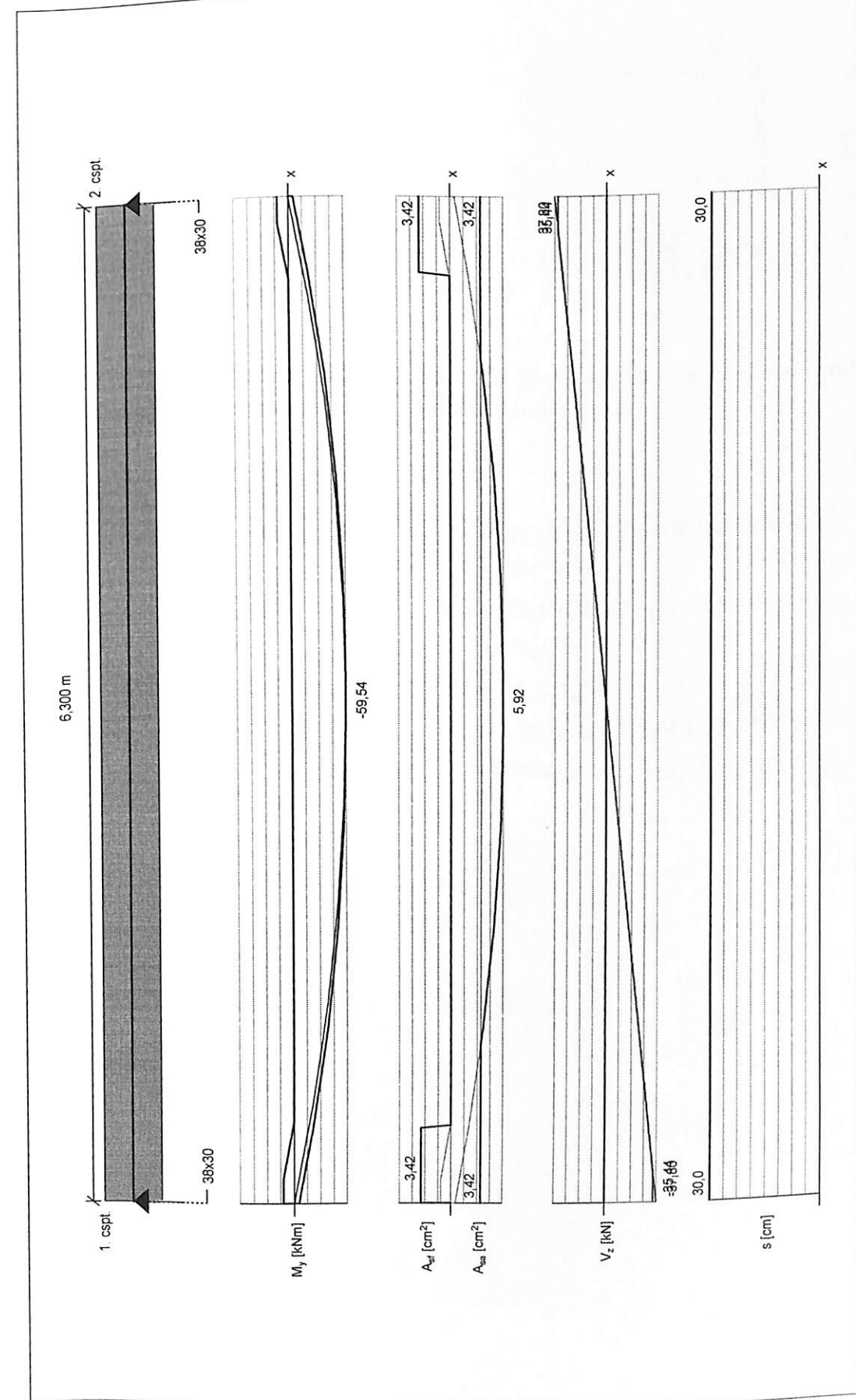
Alkalmazott vasalás a támaszoknál nem számottevő befogásra: 5 Φ 14



11.1. ábra

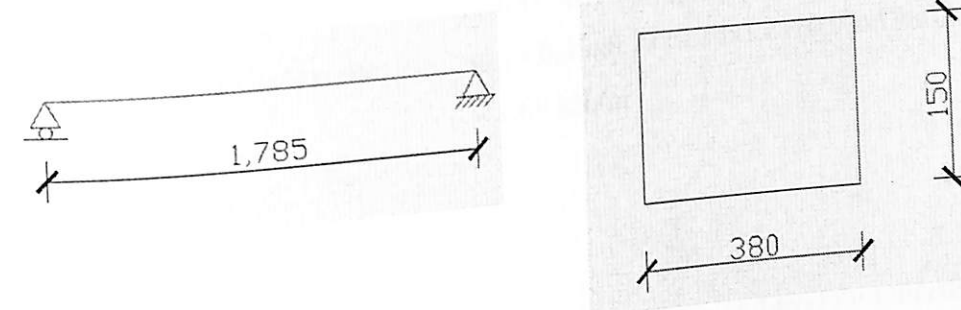


11.2. ábra



11.3. ábra

12.0 G4 jelű gerenda statikai számítása



12.1. G4 jelű gerenda terhei

Az G4 gerenda terhei összetevődnek: gerenda önsúlya + L1 lemeztől a gerendára jutó terhek + gerenda feletti teherhordó falazat önsúlya

Önsúly terhek:

(38x25 keresztmetszetet feltételezve) $g_{a1} = 0,38 \times 0,25 \times 25 + (0,035 \times 19 \times 0,25) =$

Gerenda önsúlyának alapértéke: $= 2,54 \text{ kN/m}$

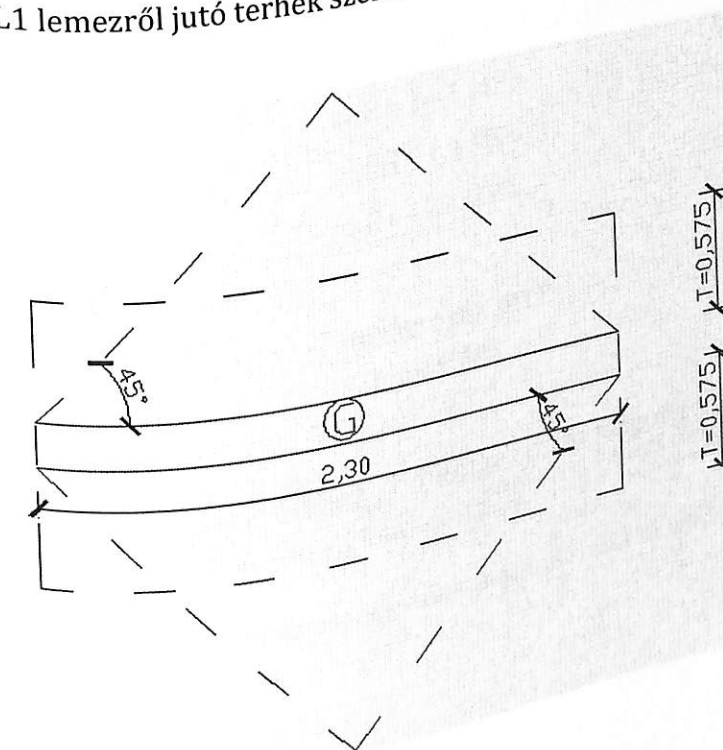
Gerenda önsúlyának szélsőértéke:

$g_{sz1} = 0,38 \times 0,25 \times 25 \times 1,2 + (0,035 \times 19 \times 1,4 \times 0,25) = 3,08 \text{ kN/m}$

(L1 lemez állandó és esetleges terheit lásd 6.1.1, 6.1.2.)

L1 lemeztől jutó terhek alapértéke: $g_{a2} = (7,29 + 1,45 + 1,5 \times 0,5) \times 1,15 = 10,92 \text{ kN/m}$

L1 lemeztől jutó terhek szélsőértéke: $g_{sz2} = (8,84 + 1,7 + 2,1) \times 1,15 = 14,54 \text{ kN/m}$



A gerenda feletti falazat 60 átboltozódással számolva 35 cm. A falazat 38 cm-es Porotherm két oldali 1,5 cm vakolattal.

Falazat önsúlyának alapértéke:

$$g_{a3} = 0,35 \times 8,77 \times 0,38 + (0,03 \times 19 \times 0,35) = 1,37 \text{ kN/m}$$

Falazat önsúlyának szélsőértéke:

$$g_{sz3} = 0,35 \times 8,77 \times 0,38 \times 1,2 + (0,03 \times 19 \times 0,35 \times 1,4) = 1,68 \text{ kN/m}$$

12.2 Teherkombinációk

1. teherkombináció: (a terhek szélsőértékkel történő figyelembevétele szilárdsági vizsgálatokhoz)

$$q_{sz} = g_{sz1} + g_{sz2} + g_{sz3} = 19,27 \text{ kN/m}$$

2. teherkombináció: (a terhek alapértékkel történő figyelembevétele merevségi vizsgálatokhoz)

$$q_a = g_{a1} + g_{a2} + g_{a3} = 14,81 \text{ kN/m}$$

12.3. G4 jelű gerenda igénybevételei / lásd 12.1. 12.2. ábra /

12.4. G4 jelű gerenda méretezése

G4 jelű gerenda méretezéséhez felhasznált kiindulási adatok:

Anyagminőségek:

acélminőség: B 60.50.

betonminőség: C20-16/KK

$\sigma_{bH} = 14,5 \text{ MPa}$

$\sigma_{bhH} = 1,4 \text{ MPa}$

$\sigma_{sH} = 420 \text{ MPa}$

Feltételezzük:

Húzott acél: $\Phi 12$

Kengyel: $\Phi 8$

A gerenda méretezéséhez a szükséges magasságot a szerkesztési szabályok figyelembe vételével $h_t = 150 \text{ mm}$ -re feltételezzük.

A gerenda szükséges vasalásának meghatározása lásd / 12.3. ábra /

Lehajlás vizsgálata

$$e_M = 1,87 \text{ mm}$$

$$e_H = \frac{l}{200} = 8,93 \text{ mm}$$

lásd 12.2. ábra

$e_M < e_H$ Tehát a gerenda alakváltozás vizsgálatra megfelel.

Repedéskorlátozás vizsgálata

Egyszerűsített ellenőrzés derékszögű négyszög keresztmetszetű hajlított tartó esetére:

$$d = 12 \text{ mm}$$

$$c = 12,5$$

$$a_H = 0,2$$

$$\mu = \frac{A_s}{b \cdot h} = 0,008$$

$$d \leq \frac{c \cdot \eta \cdot a_H}{1 + 60 \cdot \eta} \cdot 10^3$$

$$d \leq \frac{12,5 \cdot 0,008 \cdot 0,2}{1 + 60 \cdot 0,008} \cdot 10^3 = 13,16 \text{ mm}$$

$$d = 12 \text{ mm} \leq d = 13,16 \text{ mm}$$

Az Axis VM10 program által számított szükséges vasmennyiséget kézi számítással ellenőrizve, a gerenda vasalása megfelel szilárdsági és merevségi követelményeknek. A repedéskorlátozás vizsgálat eredménye határozta meg a szükséges acélmennyiséget és a legnagyobb átmérő függvényében az alkalmazott vasalást.

Szerkesztési szabályok:

$$A_{s,min} = 0,003 \cdot A_b = 171 \text{ mm}^2 \leq A_{s,alk} = 339 \text{ mm}^2$$

$$h_{t,min} = 120 \text{ mm} \leq h_t = 150 \text{ mm}$$

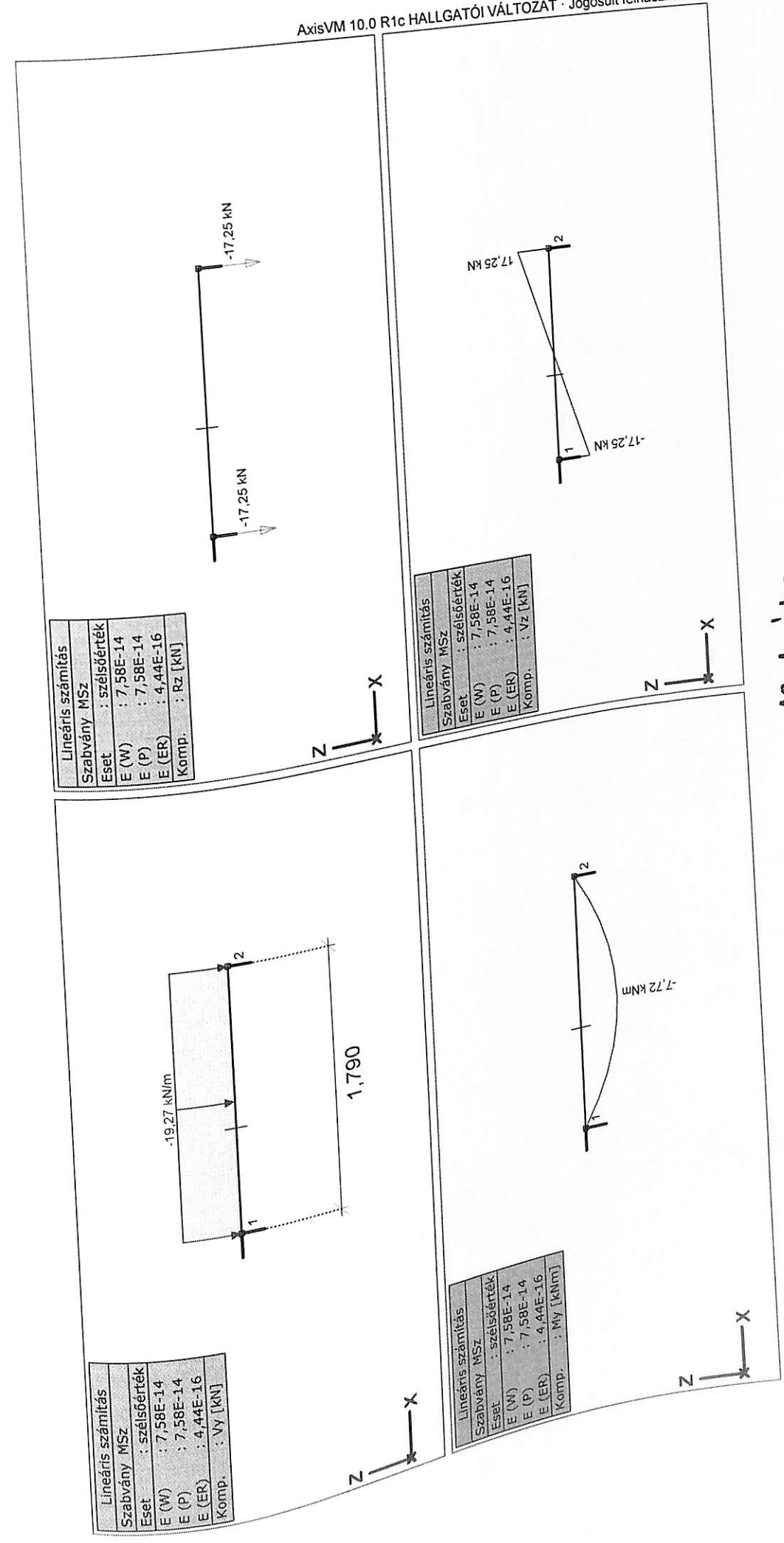
$$\Phi_{min} = 8 \text{ mm} \leq 12 \text{ mm}$$

$$b_{min} = 80 \text{ mm} < 380 \text{ mm}$$

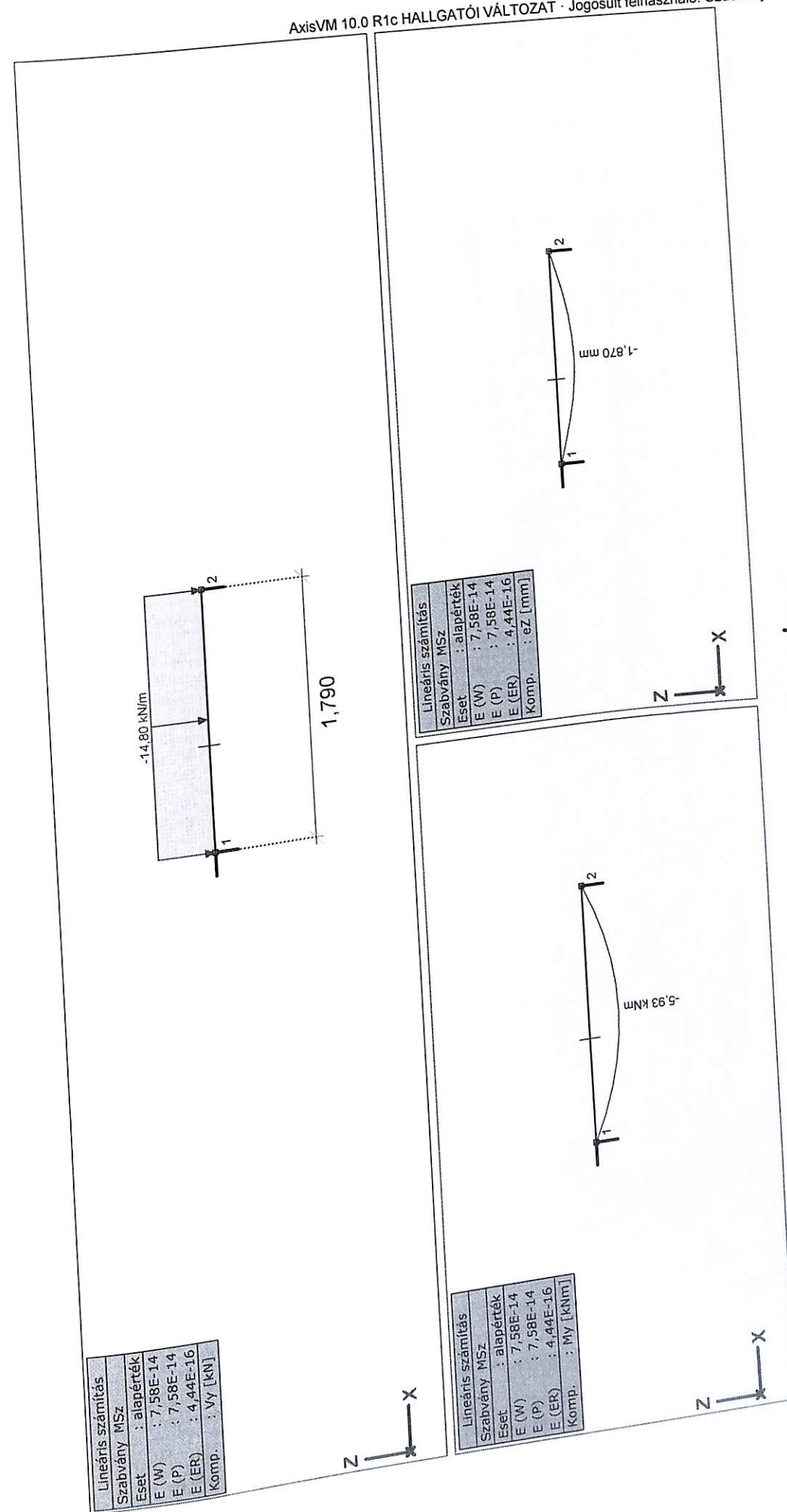
$$t_{k,max} = \min[h_t; 1,5b; 400] = 150 \text{ mm} > t_k = 150 \text{ mm} \text{ Megfelel.}$$

Alkalmazott vasalás mezőben: 3 Φ 12 lásd S-06 jelű terv

Alkalmazott vasalás a támaszoknál nem számottevő befogásra: 2 Φ 12



12.1. ábra

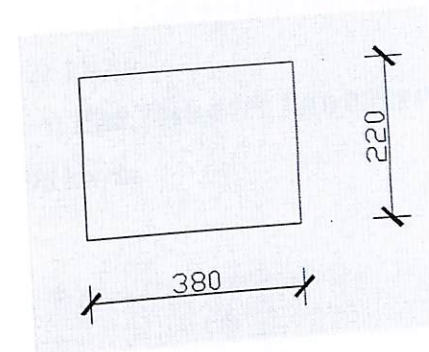
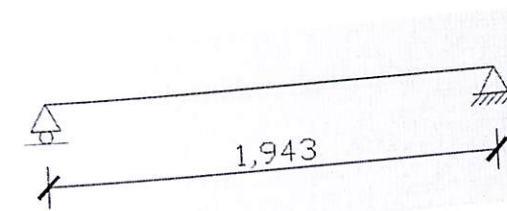


12.2. ábra



12.3. ábra

13.0 G5 jelű gerenda statikai számítása



13.1. G5 jelű gerenda terhei

Az G5 gerenda terhei összetevődnek: gerenda önsúlya + L1 lemeztől a gerendára jutó terhek + gerenda feletti teherhordó falazat önsúlya

Önsúly terhek:

(38x25 keresztmetszetet feltételezve)

Gerenda önsúlyának alapértéke:

$$g_{a1} = 0,38 \times 0,25 \times 25 + (0,035 \times 19 \times 0,25) = 2,54 \text{ kN/m}$$

Gerenda önsúlyának szélsőértéke:

$$g_{sz1} = 0,38 \times 0,25 \times 25 \times 1,2 + (0,035 \times 19 \times 1,4 \times 0,25) = 3,08 \text{ kN/m}$$

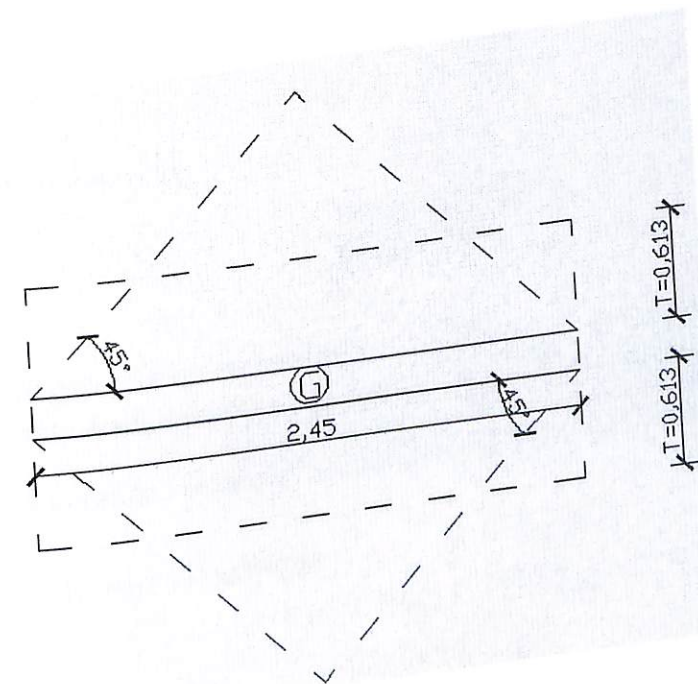
(L1 lemez állandó és esetleges terheit lásd 6.1.1, 6.1.2.)

L1 lemeztől jutó terhek alapértéke:

$$g_{a2} = (9,63 + 1,5 \times 0,5) \times 0,613 + (7,86 + 3 \times 0,5) \times 0,613 = 12,10 \text{ kN/m}$$

L1 lemeztől jutó terhek szélsőértéke:

$$g_{sz2} = (11,83 + 2,1) \times 0,613 + (9,62 + 3,9) \times 0,613 = 16,83 \text{ kN/m}$$



A gerenda feletti falazat 60 átboltozódással számolva 35 cm. A falazat 44 cm-es Porotherm két oldali 2cm -1,5 cm vakolattal.

Falazat önsúlyának alapértéke:

$$g_{a3} = 0,35 \times 8,77 \times 0,44 + (0,035 \times 19 \times 0,35) = 1,59 \text{ kN/m}$$

Falazat önsúlyának szélsőértéke:

$$g_{sz3} = 0,35 \times 8,77 \times 0,44 \times 1,2 + (0,035 \times 19 \times 0,35 \times 1,4) = 1,95 \text{ kN/m}$$

13.2 Teherkombinációk

1. teherkombináció: (a terhek szélsőértékkel történő figyelembevétele szilárdsági vizsgálatokhoz)

$$q_{sz} = g_{sz1} + g_{sz2} + g_{sz3} = 21,86 \text{ kN/m}$$

2. teherkombináció: (a terhek alapértékkel történő figyelembevétele merevségi vizsgálatokhoz)

$$q_a = g_{a1} + g_{a2} + g_{a3} = 16,23 \text{ kN/m}$$

13.3. G5 jelű gerenda igénybevételei / lásd 13.1. 13.2. ábra /

13.4. G5 jelű gerenda méretezése

G5 jelű gerenda méretezéséhez felhasznált kiindulási adatok:

Anyagminőségek:

acélminőség: B 60.50.

betonminőség: C20-16/KK

$\sigma_{bH} = 14,5 \text{ MPa}$

$\sigma_{bhH} = 1,4 \text{ MPa}$

$\sigma_{sH} = 420 \text{ MPa}$

Feltételezzük:

Húzott acél: $\Phi 14$

Kengyel: $\Phi 8$

A gerenda méretezéséhez a szükséges magasságot a szerkesztési szabályok figyelembe vételével, valamint a csatlakozó gerenda magassága alapján $h_t = 220 \text{ mm}$ -re feltételezzük.

A gerenda szükséges vasalásának meghatározása lásd / 13.3. ábra /

Lehajlás vizsgálata

$$e_M = 0,897 \text{ mm}$$

$$e_H = \frac{l}{200} = 9,70 \text{ mm}$$

lásd 13.2. ábra

$e_M < e_H$ Tehát a gerenda alakváltozás vizsgálatra megfelel.

Repedéskorlátozás vizsgálata

Egyszerűsített ellenőrzés derékszögű négyszög keresztmetszetű hajlított tartó esetére:

$$d = 14 \text{ mm}$$

$$c = 12,5$$

$$a_H = 0,2$$

$$\mu = \frac{A_s}{b \cdot h} = 0,009$$

$$d \leq \frac{c \cdot \eta \cdot a_H}{1 + 60 \cdot \eta} \cdot 10^3$$

$$d \leq \frac{12,5 \cdot 0,009 \cdot 0,2}{1 + 60 \cdot 0,009} \cdot 10^3 = 14,35 \text{ mm}$$

$$d = 14 \text{ mm} \leq d = 14,35 \text{ mm}$$

Az Axis VM10 program által számított szükséges vasmennyiséget kézi számítással ellenőrizve, a gerenda vasalása megfelel szilárdsági és merevségi követelményeknek. A repedéskorlátozás vizsgálat eredménye határozta meg a szükséges acélmennyiséget és a legnagyobb átmérő függvényében az alkalmazott vasalást.

Szerkesztési szabályok:

$$A_{s,min} = 0,003 \cdot A_b = 251 \text{ mm}^2 \leq A_{s,alk} = 616 \text{ mm}^2$$

$$h_{t,min} = 120 \text{ mm} \leq h_t = 220 \text{ mm}$$

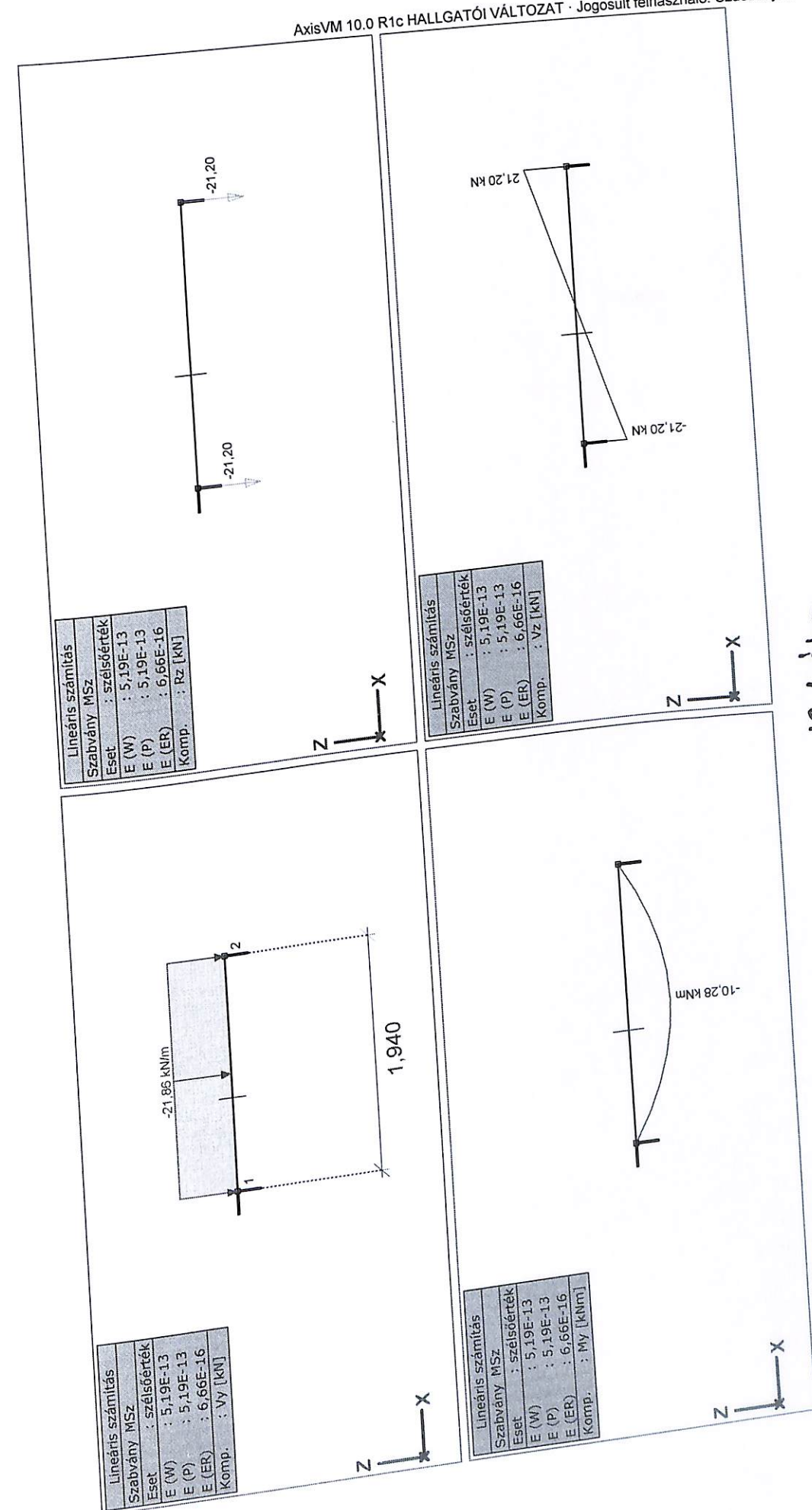
$$\Phi_{min} = 8 \text{ mm} \leq 14 \text{ mm}$$

$$b_{min} = 80 \text{ mm} < 380 \text{ mm}$$

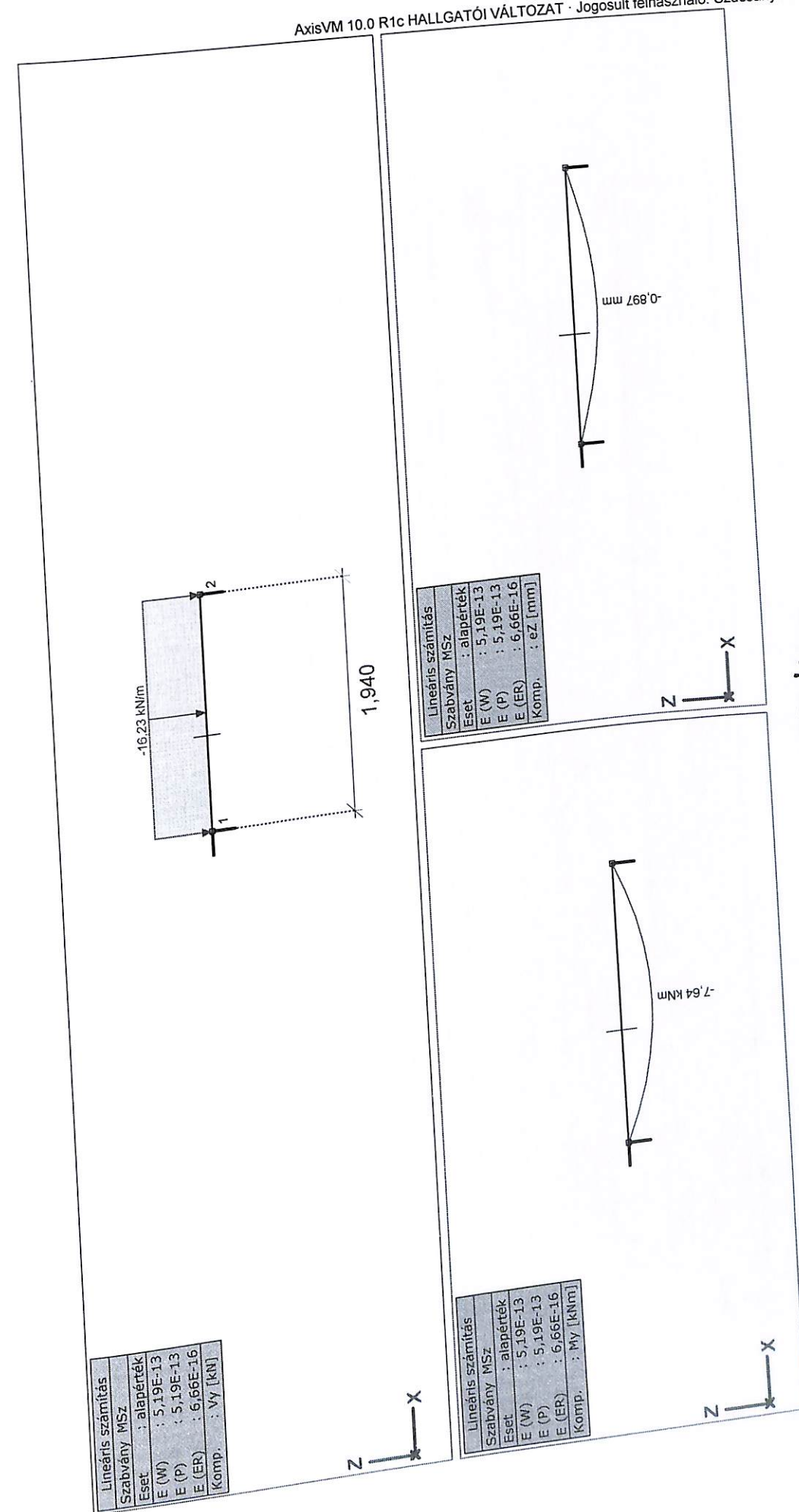
$$t_{k,max} = \min[h_t; 1,5b; 400] = 150 \text{ mm} > t_k = 220 \text{ mm Megfelel.}$$

Alkalmazott vasalás mezőben: 4 Φ 14 lásd S-06 jelű terv

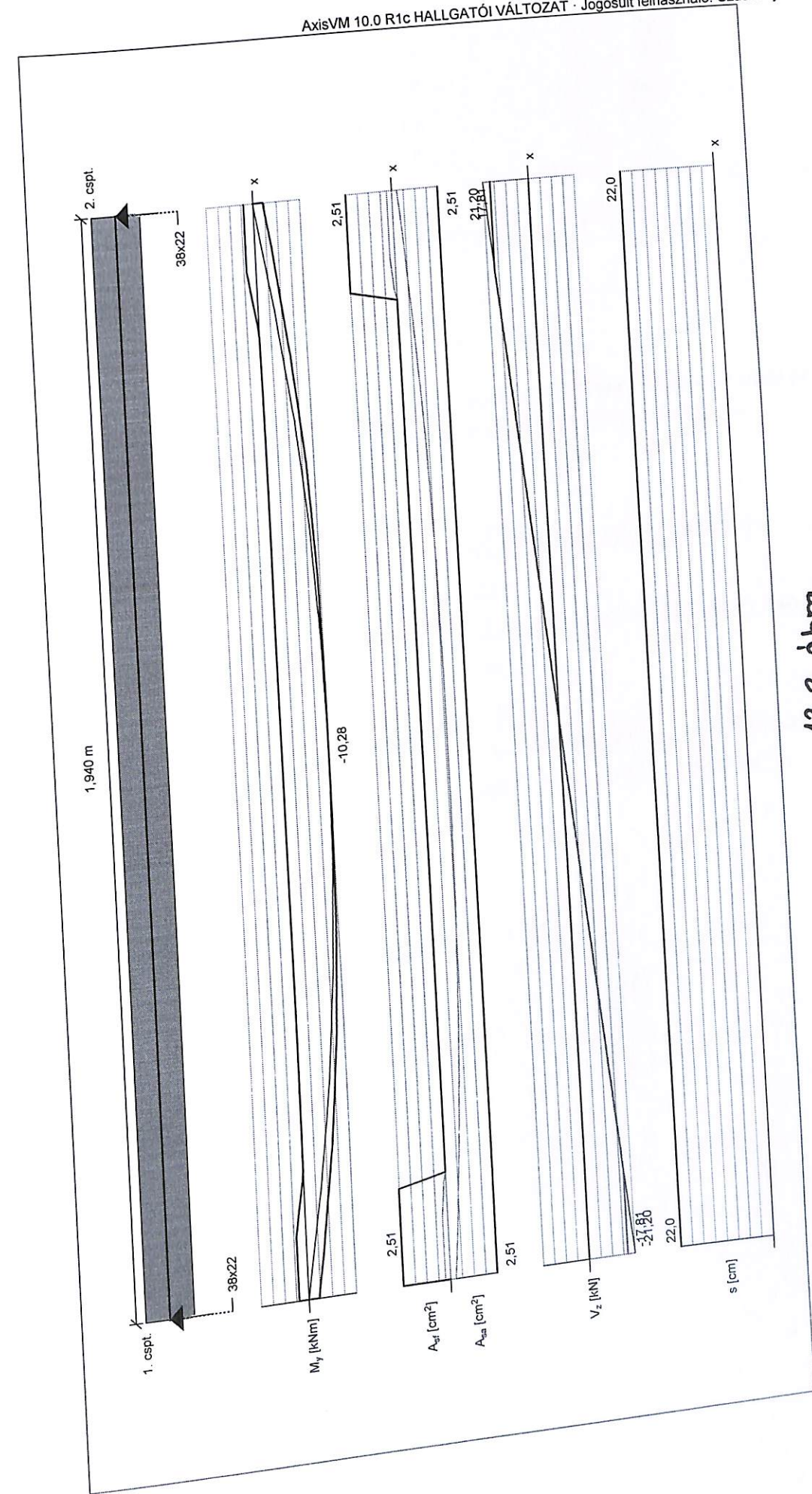
Alkalmazott vasalás a támaszoknál nem számottevő befogásra: 3 Φ 12



13.1. ábra

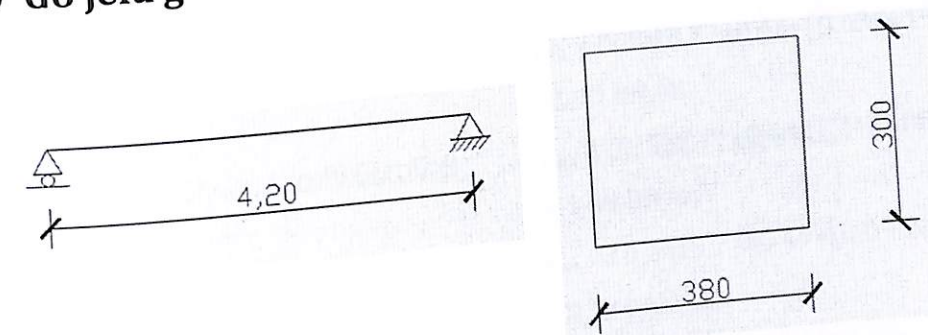


13.2. ábra



13.3. ábra

14.0 G6 jelű gerenda statikai számítása



14.1. G6 jelű gerenda terhei

Az G6 gerenda terhei összetevődnek: gerenda önsúlya + L1 lemeztől a gerendára jutó terhek + gerenda feletti teherhordó falazat önsúlya + parapet falazat önsúlya

Önsúly terhek:

(38x35 keresztmetszetet feltételezve)

Gerenda önsúlyának alapértéke:

$$g_{a1} = 0,38 \times 0,35 \times 25 + (0,035 \times 19 \times 0,35) =$$

$$= 3,56 \text{ kN/m}$$

Gerenda önsúlyának szélsőértéke:

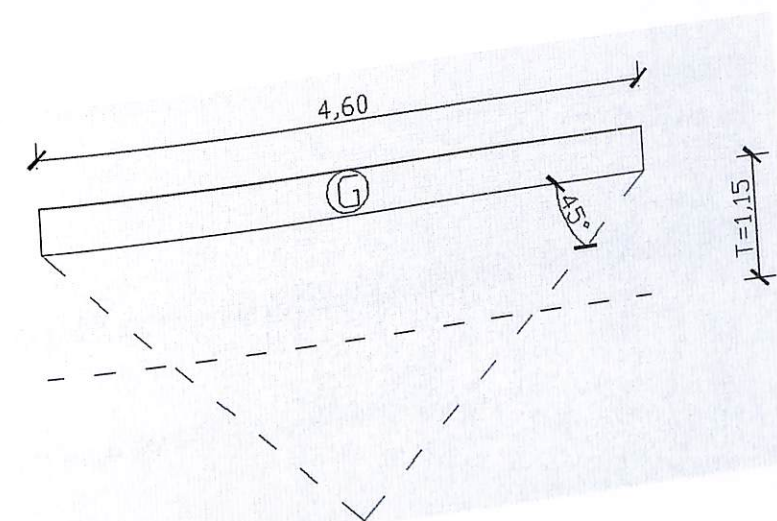
$$g_{sz1} = 0,38 \times 0,35 \times 25 \times 1,2 + (0,035 \times 19 \times 1,4 \times 0,35) =$$

$$= 5,99 \text{ kN/m}$$

(L1 lemez állandó és esetleges terheit lásd 6.1.1, 6.1.2.)

L1 lemeztől jutó terhek alapértéke: $g_{a2} = (7,29 + 1,45 + 1,5 \times 0,5) \times 1,15 = 10,92 \text{ kN/m}$

L1 lemeztől jutó terhek szélsőértéke: $g_{sz2} = (8,84 + 1,7 + 2,1) \times 1,15 = 14,54 \text{ kN/m}$



A gerenda feletti falazat 60 átboltozódással számolva 25 cm. A falazat 44 cm-es Porotherm két oldali 2cm -1,5 cm vakolattal.
Falazat önsúlyának alapértéke:

$$g_{a3} = 0,25 \times 8,77 \times 0,44 + (0,035 \times 19 \times 0,25) = 1,13 \text{ kN/m}$$

Falazat önsúlyának szélsőértéke:

$$g_{sz3} = 0,25 \times 8,77 \times 0,44 \times 1,2 + (0,035 \times 19 \times 0,25 \times 1,4) = 1,39 \text{ kN/m}$$

Falazat önsúlyának alapértéke:

$$g_{a4} = (0,24 \times 8,77 \times 0,44 + (0,035 \times 19 \times 0,25)) \times 4,6 = 0,234 \text{ kN/m}$$

Falazat önsúlyának szélsőértéke:

$$g_{sz4} = ((0,24 \times 8,77 \times 0,44 \times 1,2) + (0,035 \times 19 \times 0,24 \times 1,4)) / 4,6 = 0,287 \text{ kN/m}$$

A gerenda feletti falazat 60 átboltozódással számolva 90 cm parapet fal is terheli a gerendát. A falazat 44 cm-es Porotherm két oldali 2cm -1,5 cm vakolattal.
Parapet fal önsúlyának alapértéke:

$$g_{a5} = 0,9 \times 8,77 \times 0,44 + (0,035 \times 19 \times 0,9) = 4,08 \text{ kN/m}$$

Parapet fal önsúlyának szélsőértéke:

$$g_{sz5} = 0,9 \times 8,77 \times 0,44 \times 1,2 + (0,035 \times 19 \times 0,9 \times 1,4) = 5,02 \text{ kN/m}$$

14.2 Teherkombinációk

1. teherkombináció: (a terhek szélsőértékekkel történő figyelembevétele szilárdsági vizsgálatokhoz)

$$q_{sz} = g_{sz1} + g_{sz2} + g_{sz3} + g_{sz4} + g_{sz5} = 27,23 \text{ kN/m}$$

2. teherkombináció: (a terhek alapértékekkel történő figyelembevétele merevségi vizsgálatokhoz)

$$q_a = g_{a1} + g_{a2} + g_{a3} + g_{a4} + g_{a5} = 19,92 \text{ kN/m}$$

14.3. G6 jelű gerenda igénybevételei / lásd 14.1. 14.2. ábra /

14.4. G6 jelű gerenda méretezése

G6 jelű gerenda méretezéséhez felhasznált kiindulási adatok:

Anyagminőségek: acélminőség: B 60.50.
betonminőség: C20-16/KK
 $\sigma_{bH} = 14,5 \text{ MPa}$
 $\sigma_{bhH} = 1,4 \text{ MPa}$
 $\sigma_{sH} = 420 \text{ MPa}$

Feltételezzük:

Húzott acél: $\Phi 18$
Kengyel: $\Phi 8$

A gerenda méretezéséhez a szükséges magasságot a szerkesztési szabályok figyelembe vételével $h_t = 300$ mm-re feltételezzük.

A gerenda szükséges vasalásának meghatározása lásd / 14.3. ábra /

Lehajlás vizsgálata

$$e_M = 9,54 \text{ mm}$$

lásd 14.2. ábra

$$e_H = \frac{l}{200} = 21,0 \text{ mm}$$

$e_M < e_H$ Tehát a gerenda alakváltozás vizsgálatra megfelel.

Repedéskorlátozás vizsgálata

Egyszerűsített ellenőrzés derékszögű négyszög keresztmetszetű hajlított tartó esetére:

$$d = 18 \text{ mm}$$

$$c = 12,5$$

$$a_H = 0,2$$

$$\mu = \frac{A_s}{b \cdot h} = 0,013$$

$$d \leq \frac{c \cdot \eta \cdot a_H}{1 + 60 \cdot \eta} \cdot 10^3$$

$$d \leq \frac{12,5 \cdot 0,013 \cdot 0,2}{1 + 60 \cdot 0,013} \cdot 10^3 = 18,04 \text{ mm}$$

$$d = 18 \text{ mm} \leq d = 18,04 \text{ mm}$$

Az Axis VM10 program által számított szükséges vasmennyiséget kézi számítással ellenőrizve, a gerenda vasalása megfelel szilárdsági és merevségi követelményeknek. A repedéskorlátozás vizsgálat eredménye határozta meg a szükséges acélmennyiséget és a legnagyobb átmérő függvényében az alkalmazott vasalást.

Szerkesztési szabályok:

$$A_{s,\min} = 0,003 \cdot A_b = 342 \text{ mm}^2 \leq A_{s,\text{alk}} = 1272 \text{ mm}^2$$

$$h_{t,\min} = 120 \text{ mm} \leq h_t = 300 \text{ mm}$$

$$\Phi_{\min} = 8 \text{ mm} \leq 18 \text{ mm}$$

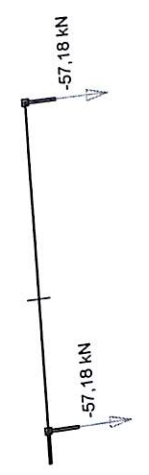
$$b_{\min} = 80 \text{ mm} < 380 \text{ mm}$$

$$t_{k,\max} = \min[h_c; 1,5b; 400] = 300 \text{ mm} > t_k = 300 \text{ mm} \text{ Megfelel.}$$

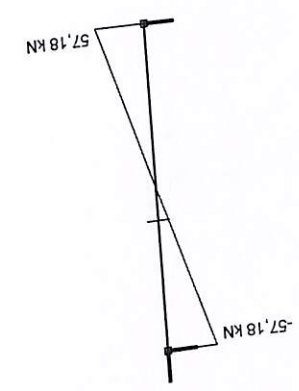
Alkalmazott vasalás mezőben: 5 $\Phi 18$ lásd S-06 jelű terv

Alkalmazott vasalás a támaszoknál nem számottevő befogásra: 3 $\Phi 14$

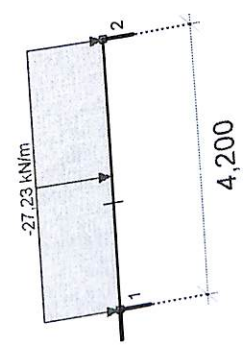
Lineáris számítás	
Szabvány	MSZ
Eset	: szélsőérték
E (W)	: 6,65E-14
E (P)	: 6,65E-14
E (ER)	: 2,22E-16
Komp.	: Rz [kN]



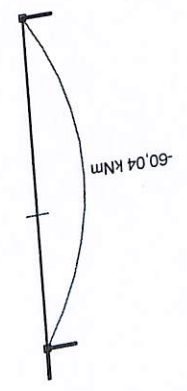
Lineáris számítás	
Szabvány	MSZ
Eset	: szélsőérték
E (W)	: 6,65E-14
E (P)	: 6,65E-14
E (ER)	: 2,22E-16
Komp.	: Vz [kN]



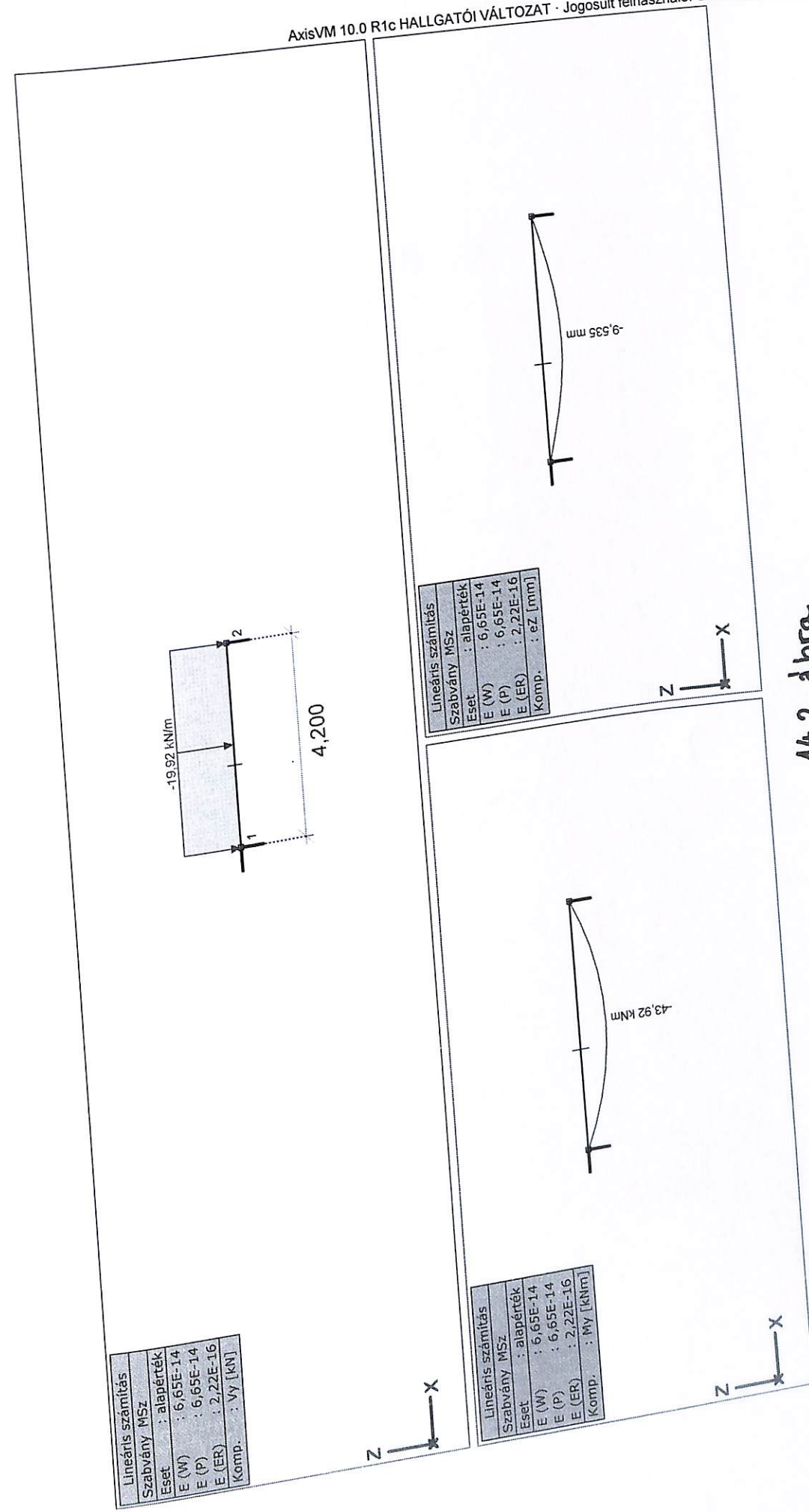
Lineáris számítás	
Szabvány	MSZ
Eset	: szélsőérték
E (W)	: 6,65E-14
E (P)	: 6,65E-14
E (ER)	: 2,22E-16
Komp.	: Vy [kN]



Lineáris számítás	
Szabvány	MSZ
Eset	: szélsőérték
E (W)	: 6,65E-14
E (P)	: 6,65E-14
E (ER)	: 2,22E-16
Komp.	: My [kNm]



14.1. ábra

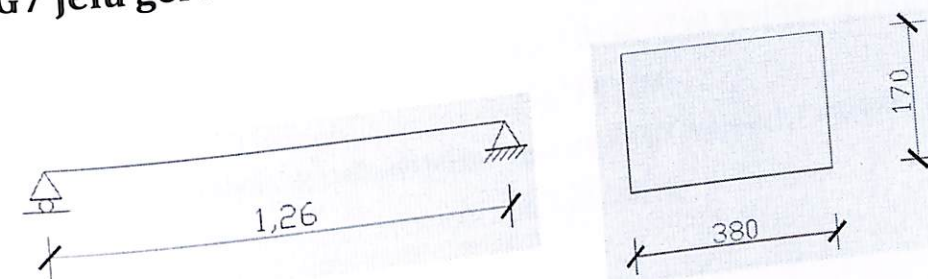


14.2. ábra



14.3. ábra

15.0 G7 jelű gerenda statikai számítása



15.1. G7 jelű gerenda terhei

Az G7 gerenda terhei összetevődnek: gerenda önsúlya + L2 lemeztől a gerendára jutó terhek + gerenda feletti teherhordó falazat önsúlya + parapet falazat önsúlya

Önsúly terhek:

(38x20 keresztmetszetet feltételezve)

Gerenda önsúlyának alapértéke:

Gerenda önsúlyának szélsőértéke:

$$g_{a1} = 0,38 \times 0,2 \times 25 + (0,035 \times 19 \times 0,2) = 2,01 \text{ kN/m}$$

$$g_{sz1} = 0,38 \times 0,2 \times 25 \times 1,2 + (0,035 \times 19 \times 1,4 \times 0,2) = 2,44 \text{ kN/m}$$

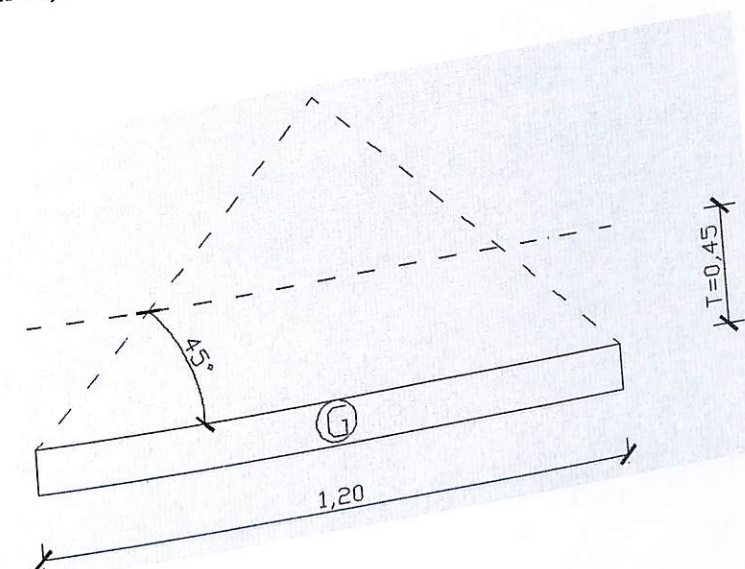
(L2 lemez állandó és esetleges terheit lásd 7.1.1, 7.1.2.)

L2 lemeztől jutó terhek alapértéke:

L2 lemeztől jutó terhek szélsőértéke:

$$g_{a2} = (7,29 + 1,45 + 1,5 \times 0,5) \times 0,45 = 4,27 \text{ kN/m}$$

$$g_{sz2} = (8,84 + 1,70 + 2,10) \times 0,45 = 5,69 \text{ kN/m}$$



A gerenda feletti falazat 60 átboltozódással számolva 27 cm. A falazat 38 cm-es Porotherm pincetégla két oldali 2 cm -1,5 cm vakolattal.

Falazat önsúlyának alapértéke:

Falazat önsúlyának szélsőértéke:

$$g_{a3} = 0,27 \times 9,0 \times 0,38 + (0,035 \times 19 \times 0,27) = 1,10 \text{ kN/m}$$

$$g_{sz3} = 0,27 \times 9,0 \times 0,38 \times 1,2 + (0,035 \times 19 \times 0,25 \times 1,4) = 1,36 \text{ kN/m}$$

A gerenda feletti falazat 60 átboltozódással számolva 60 cm parapet fal is terheli a gerendát. A falazat 44 cm-es Porotherm két oldali 2cm -1,5 cm vakolattal.
Parapet fal önsúlyának alapértéke:

$$g_{a4} = 0,6 \times 8,77 \times 0,44 + (0,035 \times 19 \times 0,6) = 2,72 \text{ kN/m}$$

Parapet fal önsúlyának szélsőértéke:

$$g_{sz4} = 0,6 \times 8,77 \times 0,44 \times 1,2 + (0,035 \times 19 \times 0,6 \times 1,4) = 3,35 \text{ kN/m}$$

15.2 Teherkombinációk

1. teherkombináció: (a terhek szélsőértékkel történő figyelembevétele szilárdsági vizsgálatokhoz)

$$Q_{sz} = g_{sz1} + g_{sz2} + g_{sz3} + g_{sz4} = 12,87 \text{ kN/m}$$

2. teherkombináció: (a terhek alapértékkel történő figyelembevétele merevségi vizsgálatokhoz)

$$Q_a = g_{a1} + g_{a2} + g_{a3} + g_{a4} = 10,12 \text{ kN/m}$$

15.3. G7 jelű gerenda igénybevételei / lásd 15.1. 15.2. ábra /

15.4. G7 jelű gerenda méretezése

G7 jelű gerenda méretezéséhez felhasznált kiindulási adatok:

Anyagminőségek:

acélminőség: B 60.50.

betonminőség: C20-16/KK

$\sigma_{bH} = 14,5 \text{ MPa}$

$\sigma_{bhH} = 1,4 \text{ MPa}$

$\sigma_{sH} = 420 \text{ MPa}$

Feltételezzük:

Húzott acél: $\Phi 12$
Kengyel: $\Phi 8$

A gerenda méretezéséhez a szükséges magasságot a szerkesztési szabályok figyelembe vételével $h_t = 170 \text{ mm}$ -re feltételezzük.

A gerenda szükséges vasalásának meghatározása lásd / 15.3. ábra /

Lehajlás vizsgálata

$$e_M = 0,22 \text{ mm}$$

$$e_H = \frac{\quad}{200} = 6,30 \text{ mm}$$

lásd 15.2. ábra

$e_M < e_H$ Tehát a gerenda alakváltozás vizsgálatra megfelel.

Repedéskorlátozás vizsgálata

Egyszerűsített ellenőrzés derékszögű négyszög keresztmetszetű hajlított tartó esetére:

$$d = 12 \text{ mm}$$

$$c = 12,5$$

$$a_H = 0,2$$

$$\mu = \frac{A_s}{b \cdot h} = 0,009$$

$$d \leq \frac{c \cdot \eta \cdot a_H}{1 + 60 \cdot \eta} \cdot 10^3$$

$$d \leq \frac{12,5 \cdot 0,009 \cdot 0,2}{1 + 60 \cdot 0,009} \cdot 10^3 = 14,35 \text{ mm}$$

$$d = 12 \text{ mm} \leq d = 14,35 \text{ mm}$$

Az Axis VM10 program által számított szükséges vasmenyiséget kézi számítással ellenőrizve, a gerenda vasalása megfelel szilárdsági és merevségi követelményeknek. A repedéskorlátozás vizsgálat eredménye határozta meg a szükséges acélmenyiséget és a legnagyobb átmérő függvényében az alkalmazott vasalást.

Szerkesztési szabályok:

$$A_{s,\min} = 0,003 \cdot A_b = 194 \text{ mm}^2 \leq A_{s,\text{alk}} = 452 \text{ mm}^2$$

$$h_{t,\min} = 120 \text{ mm} \leq h_t = 170 \text{ mm}$$

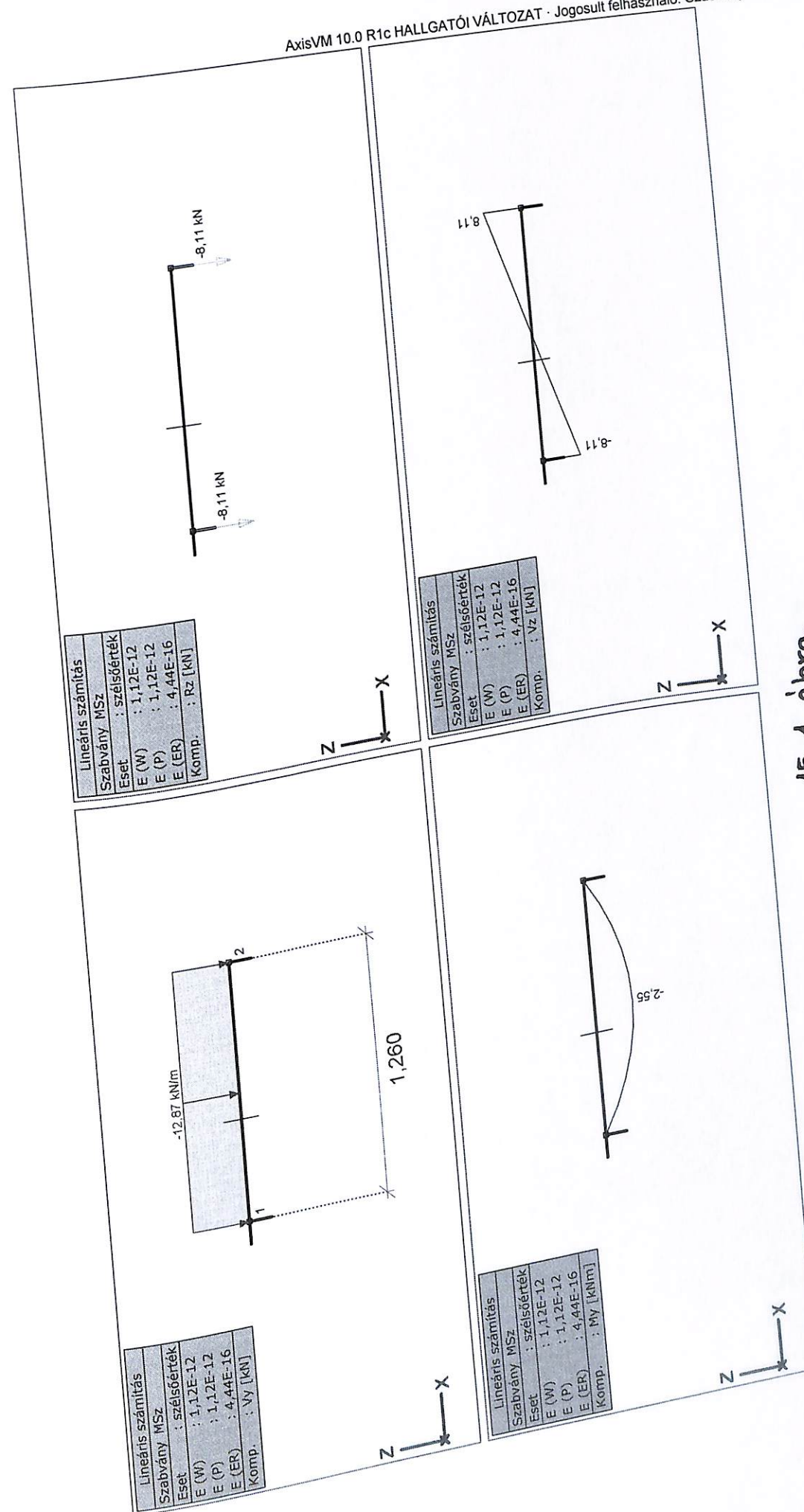
$$\Phi_{\min} = 8 \text{ mm} \leq 12 \text{ mm}$$

$$b_{\min} = 80 \text{ mm} < 380 \text{ mm}$$

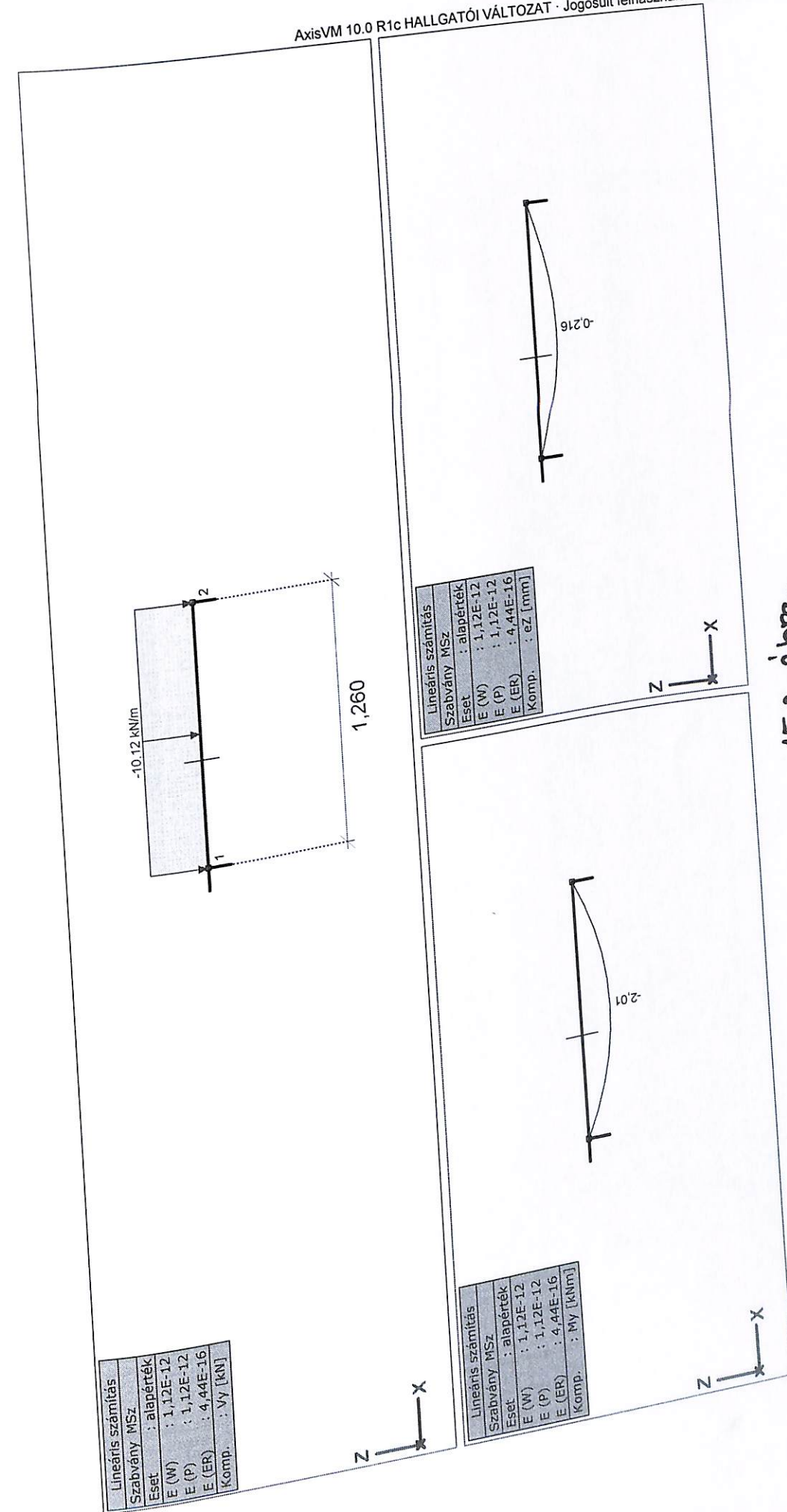
$$t_{k,\max} = \min[h_t; 1,5b; 400] = 170 \text{ mm} > t_k = 150 \text{ mm} \text{ Megfelel.}$$

Alkalmazott vasalás mezőben: **4 Φ 12** lásd S-06 jelű terv

Alkalmazott vasalás a támaszoknál nem számottevő befogásra: **2 Φ 10**



15.1. ábra

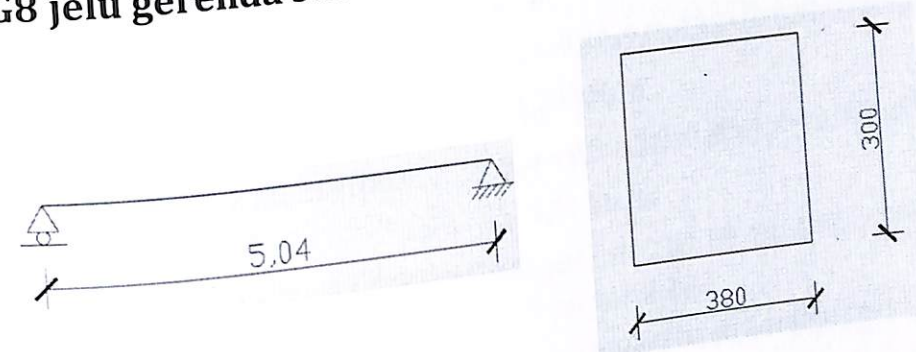


15.2. ábra



15.3. ábra

16.0 G8 jelű gerenda statikai számítása



16.1. G8 jelű gerenda terhei

Az G8 gerenda terhei összetevődnek: gerenda önsúlya + L2 + L1 lemeztől a gerendára jutó terhek + gerenda feletti teherhordó falazat önsúlya + parapet falazat önsúlya

Önsúly terhek:

(38x40 keresztmetszetet feltételezve)

Gerenda önsúlyának alapértéke:

$$g_{a1} = 0,38 \times 0,40 \times 25 + (0,035 \times 19 \times 0,35) = 4,07 \text{ kN/m}$$

Gerenda önsúlyának szélsőértéke:

$$g_{sz1} = 0,38 \times 0,40 \times 25 \times 1,2 + (0,035 \times 19 \times 1,4 \times 0,35) = 4,93 \text{ kN/m}$$

(L2 lemez állandó és esetleges terheit lásd 7.1.1, 7.1.2.)

L2 lemeztől jutó terhek alapértéke:

$$g_{a2} = (7,29 + 1,45 + 1,5 \times 0,5) \times 1,35 = 12,81 \text{ kN/m}$$

L2 lemeztől jutó terhek szélsőértéke:

$$g_{sz2} = (8,84 + 1,7 + 2,1) \times 1,35 = 17,06 \text{ kN/m}$$

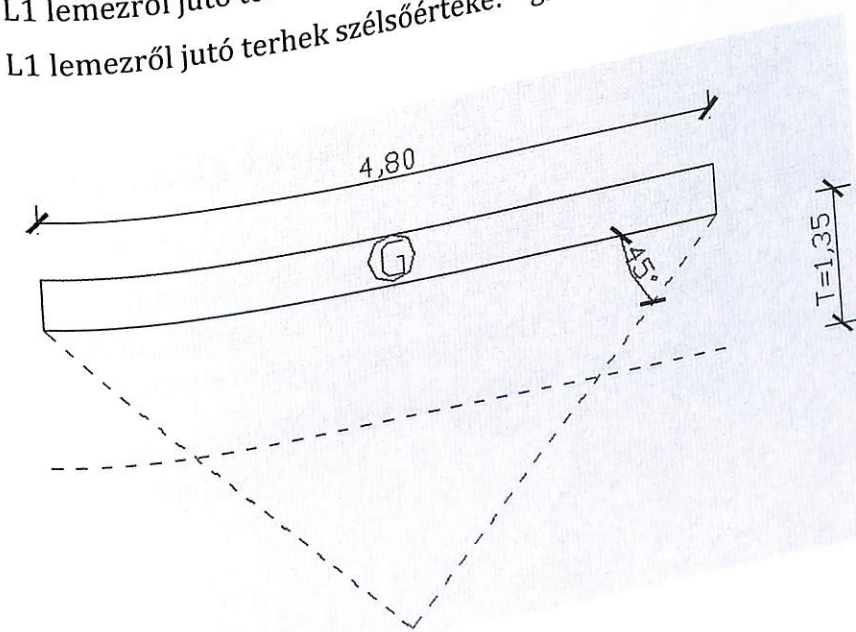
(L1 lemez állandó és esetleges terheit lásd 6.1.1, 6.1.2.)

L1 lemeztől jutó terhek alapértéke:

$$g_{a3} = (7,29 + 1,45 + 1,5 \times 0,5) \times 0,185 = 1,76 \text{ kN/m}$$

L1 lemeztől jutó terhek szélsőértéke:

$$g_{sz3} = (8,84 + 1,7 + 2,1) \times 0,185 = 2,34 \text{ kN/m}$$



A gerenda feletti falazat 60 átboltozódással számolva 30 cm. A falazat 38 cm-es Porotherm pincetégla két oldali 2cm -1,5 cm vakolattal.

Falazat önsúlyának alapértéke:

$$g_{a4} = 0,30 \times 9,0 \times 0,38 + (0,035 \times 19 \times 0,3) = 1,23 \text{ kN/m}$$

Falazat önsúlyának szélsőértéke:

$$g_{sz4} = 0,30 \times 9,0 \times 0,38 \times 1,2 + (0,035 \times 19 \times 0,30 \times 1,4) = 1,51 \text{ kN/m}$$

Az L2 födém feletti falazat 60 átboltozódással számolva 60 cm. A falazat 44 cm-es Porotherm falazóelem két oldali 2cm -1,5 cm vakolattal.

Falazat önsúlyának alapértéke:

$$g_{a5} = (0,53 \times 8,77 \times 0,44 + (0,035 \times 19 \times 0,53)) \times 5,4 = 0,55 \text{ kN/m}$$

Falazat önsúlyának szélsőértéke:

$$g_{sz5} = ((0,53 \times 8,77 \times 0,44 \times 1,2) + (0,035 \times 19 \times 0,53 \times 1,4)) / 5,4 = 0,67 \text{ kN/m}$$

A gerendát L2 lemez feletti 60cm parapet falazat is terheli 60 átboltozódással számolva. A falazat 44 cm-es Porotherm két oldali 2cm -1,5 cm vakolattal.

Parapet fal önsúlyának alapértéke:

$$g_{a6} = 0,6 \times 8,77 \times 0,44 + (0,035 \times 19 \times 0,6) = 2,72 \text{ kN/m}$$

Parapet fal önsúlyának szélsőértéke:

$$g_{sz6} = 0,6 \times 8,77 \times 0,44 \times 1,2 + (0,035 \times 19 \times 0,6 \times 1,4) = 3,19 \text{ kN/m}$$

Az L1 födém feletti falazat 30 cm magasságban terheli a gerendát 60 átboltozódással számolva. A falazat 44 cm-es Porotherm falazóelem két oldali 2cm -1,5 cm vakolattal.

Parapet fal önsúlyának alapértéke:

$$g_{a7} = (0,1 \times 8,77 \times 0,44 + (0,035 \times 19 \times 0,1)) \times 5,4 = 0,05 \text{ kN/m}$$

Parapet fal önsúlyának szélsőértéke:

$$g_{sz7} = (0,1 \times 8,77 \times 0,44 \times 1,2 + (0,035 \times 19 \times 0,1 \times 1,4)) \times 5,4 = 0,1 \text{ kN/m}$$

16.2 Teherkombinációk

1. teherkombináció: (a terhek szélsőértékekkel történő figyelembevétele szilárdsági vizsgálatokhoz)

$$q_{sz} = g_{sz1} + g_{sz2} + g_{sz3} + g_{sz4} + g_{sz5} + g_{sz6} + g_{sz7} = 29,80 \text{ kN/m}$$

2. teherkombináció: (a terhek alapértékekkel történő figyelembevétele merevségi vizsgálatokhoz)

$$q_a = g_{a1} + g_{a2} + g_{a3} + g_{a4} + g_{a5} + g_{a6} + g_{a7} = 23,19 \text{ kN/m}$$

16.3. G8 jelű gerenda igénybevételei / lásd 16.1. 16.2. ábra /

16.4. G8 jelű gerenda méretezése

G8 jelű gerenda méretezéséhez felhasznált kiindulási adatok:

Anyagminőségek: acélminőség: B 60.50.
betonminőség: C20-16/KK
 $\sigma_{bH} = 14,5 \text{ MPa}$
 $\sigma_{bhH} = 1,4 \text{ MPa}$
 $\sigma_{sH} = 420 \text{ MPa}$

Feltételezzük:

Húzott acél: $\Phi 20$
Kengyel: $\Phi 8$

A gerenda méretezéséhez a szükséges magasságot a szerkesztési szabályok figyelembe vételével $h_t = 300 \text{ mm}$ -re feltételezzük.

A gerenda szükséges vasalásának meghatározása lásd / 16.3. ábra /

Lehajlás vizsgálata

$e_M = 23,02 \text{ mm}$ lásd 16.2. ábra
 $e_H = \frac{5040}{200} = 25,20 \text{ mm}$ $e_M < e_H$ Tehát a gerenda alakváltozás vizsgálatra megfelel.

Repedéskorlátozás vizsgálata

Egyszerűsített ellenőrzés derékszögű négyszög keresztmetszetű hajlított tartó esetére:

$$d = 20 \text{ mm}$$

$$c = 12,5$$

$$a_H = 0,2$$

$$\mu = \frac{A_s}{b \cdot h} = 0,0158$$

$$d \leq \frac{c \cdot \eta \cdot a_H}{1 + 60 \cdot \eta} \cdot 10^3$$

$$d \leq \frac{12,5 \cdot 0,0158 \cdot 0,2}{1 + 60 \cdot 0,0158} \cdot 10^3 = 20,26 \text{ mm}$$

$$d = 20 \text{ mm} \leq d = 20,26 \text{ mm}$$

Az Axis VM10 program által számított szükséges vasmenynyiséget kézi számítással ellenőrizve, a gerenda vasalása megfelel szilárdsági és merevségi követelményeknek.

A repedéskorlátozás vizsgálat eredménye határozta meg a szükséges acélmennyiséget és a legnagyobb átmérő függvényében az alkalmazott vasalást.

Szerkesztési szabályok:

$$A_{s,min}=0,003 \cdot A_b=342 \text{ mm}^2 \leq A_{s,alk}=1571 \text{ mm}^2$$

$$h_{t,min}=120 \text{ mm} \leq h_t=300 \text{ mm}$$

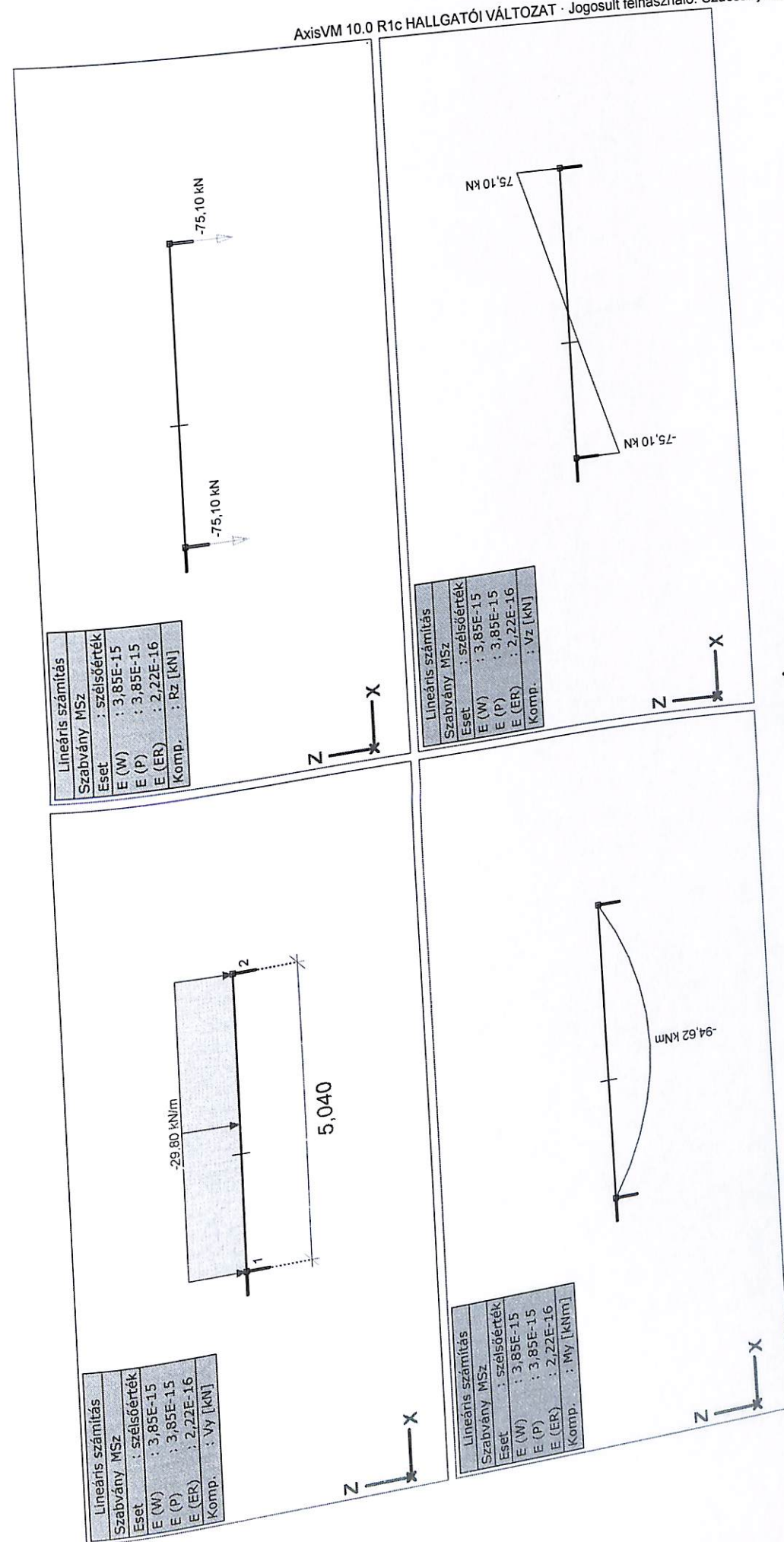
$$\Phi_{min}=8 \text{ mm} \leq 20 \text{ mm}$$

$$b_{min}=80 \text{ mm} < 380 \text{ mm}$$

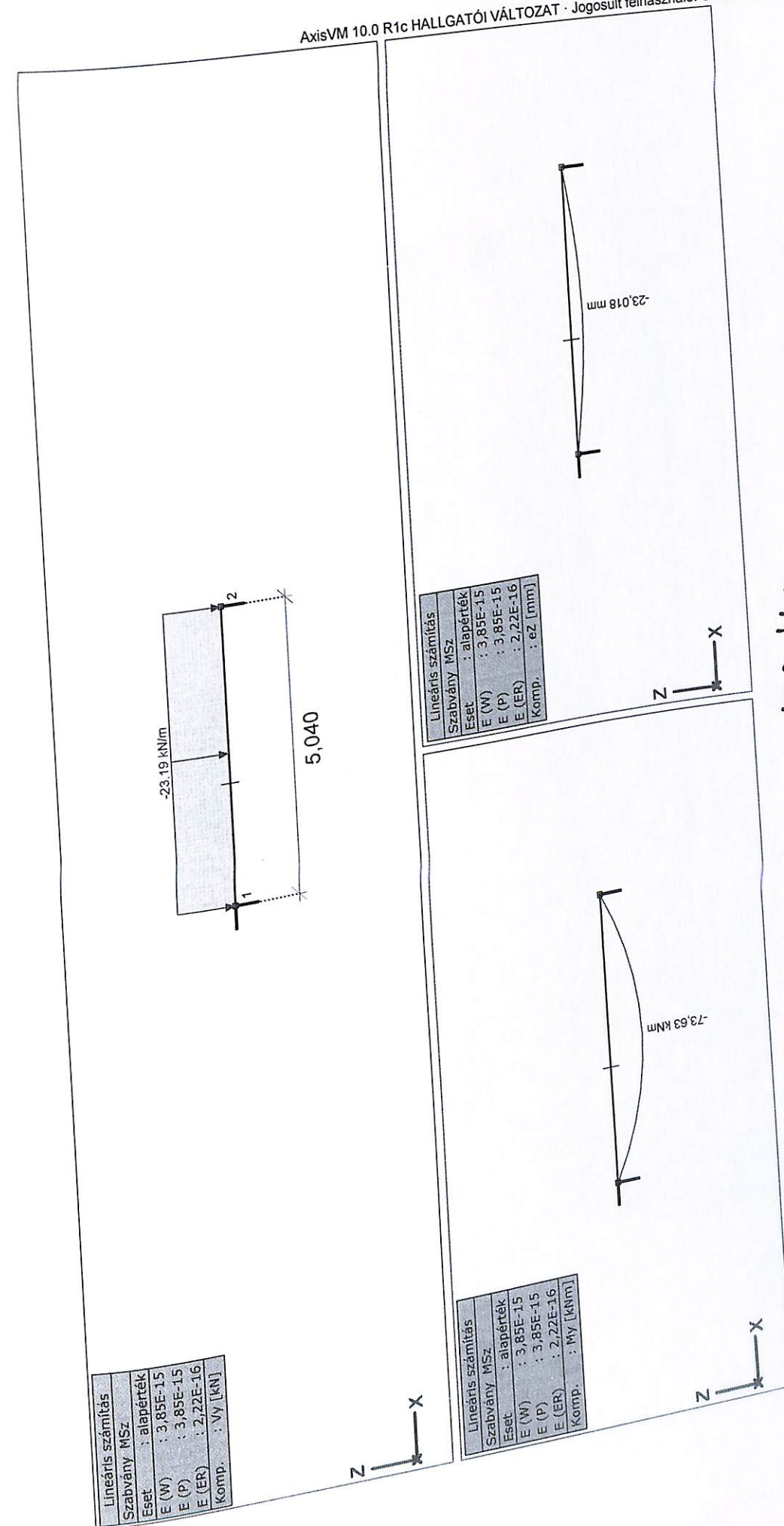
$$t_{k,max}=\min[h_t; 1,5b; 400]=300 \text{ mm} > t_k=150 \text{ mm} \text{ Megfelel.}$$

Alkalmazott vasalás mezőben: 5 Φ 20 lásd S-06 jelű terv

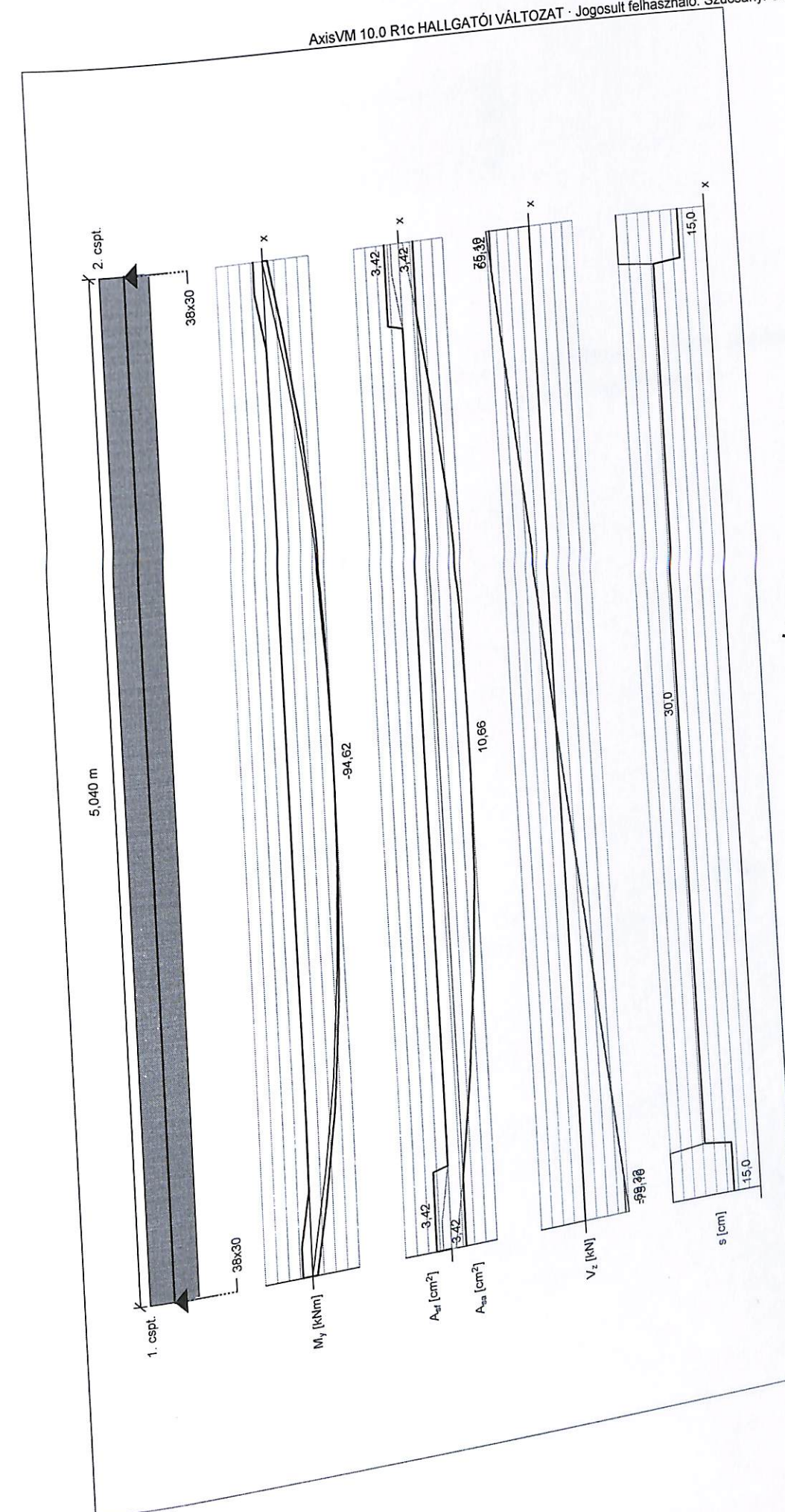
Alkalmazott vasalás a támaszoknál nem számottevő befogásra: 3 Φ 14



16.1. ábra

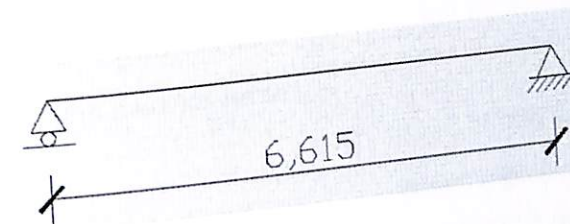


16.2. ábra



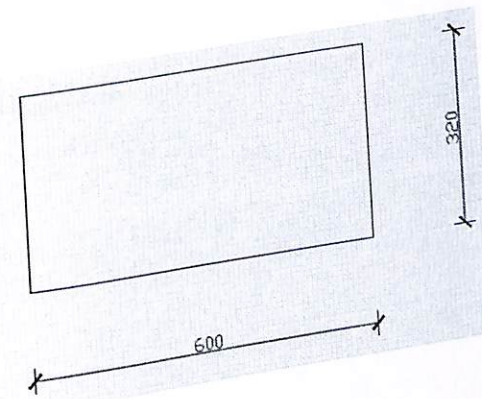
16.3. ábra

17.0 G9 jelű gerenda statikai számítása



17.1. G9 jelű gerenda terhei

Az G9 jelű gerenda 6,30 méteres nyílást áthidaló felülbordás födémgerenda. Ebből adódóan a gerenda terhei az L2 jelű födém állandó, valamint hasznos terheiből tevődik össze.



17.1.1. Állandó terhek

Az L2 pince feletti födém állandó terheit részletesen (lásd 4. teherelemzés, 7.1.1). A gerenda önsúlyát a födém súlyával való számolás magában foglalja.

L2 lemez önsúly terhei:

$$g_{a1} = 7,29 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{sz1} = 8,84 \text{ kN/m}^2$$

Válaszfal terhek:

$$g_{a2} = 0,85 \times 1,70 = 1,45 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{sz2} = 1,70 \text{ kN/m}^2$$

Lépcsőkar terhe: /lásd 8.1.3. /

$$g_{a3} = 8,44 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{sz3} = 12,22 \text{ kN/m}^2$$

17.1.2. Esetleges terhek

17.1.2.1. Hasznos terhek

Az L2 jelű födém hasznos terhe:

$$p_a = 1,50 \text{ kN/m}^2 \quad \text{tartós teherhányad: } 0,5$$

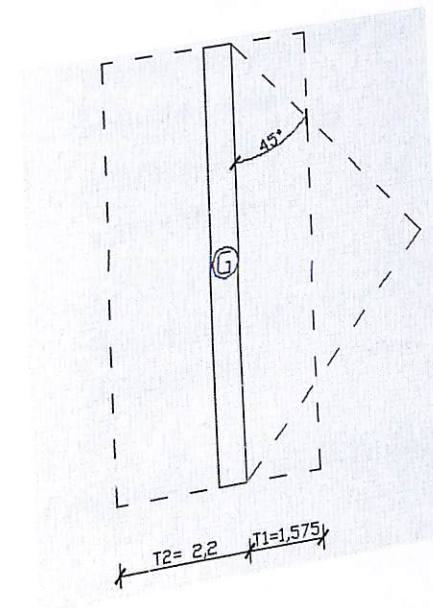
$$\text{biztonsági tényezője: } \gamma = 1,40$$

$$p_{sz} = 1,4 \cdot 1,5 = 2,10 \text{ kN/m}^2$$

17.1.2.2. Meteorológiai terhek

Az L2 jelű közbenső födémnek nincsen nyitott része, ebből adódóan nem terheli sem szél sem hóteher.

17.2. Teherkombinációk



1. teherkombináció: (a terhek szélsőértékkel történő figyelembevétele szilárdsági vizsgálatokhoz)

$$q_{sz1} = (g_{sz1} + g_{sz2} + p_{sz}) \cdot (T_1 + T_2) = 47,72 \text{ kN/m}$$

$$q_{sz2} = (g_{sz1} + g_{sz2} + p_{sz}) \cdot T_1 = 19,91 \text{ kN/m}$$

A lépcsőkar terhének felével, $T_3 = 5,19/2 = 2,60 \text{ m}$ -es terhelési sávval számolva, 1,10 m hosszú szakaszon, a G9 gerendára jutó vonalmenti megoszló teher szélsőértéke az alábbi:

$$q_{sz3} = g_{sz3} \cdot T_3 = 30,83 \text{ kN/m}$$

2. teherkombináció: (a terhek alapértékkel történő figyelembevétele merevségi vizsgálatokhoz)

$$q_{a1} = (g_{a1} + g_{a2} + p_a \cdot 0,50) \cdot (T_1 + T_2) = 35,82 \text{ kN/m}$$

$$q_{a2} = (g_{a1} + g_{a2} + p_a \cdot 0,50) \cdot T_1 = 14,95 \text{ kN/m}$$

A lépcsőkar terhének felével, $T_3 = 5,19/2 = 2,60 \text{ m}$ -es terhelési sávval számolva, $1,10 \text{ m}$ hosszú szakaszon, a G9 gerendára jutó vonalmenti megoszló teher alapértéke az alábbi:

$$q_{a3} = g_{a3} \cdot T_3 = 20,94 \text{ kN/m}$$

17.3. G9 jelű gerenda igénybevételei / lásd 17.1. 17.2. ábra /

17.4. G9 jelű gerenda méretezése

G9 jelű gerenda méretezéséhez felhasznált kiindulási adatok:

Anyagminőségek:

acélminőség: B 60.50.

betonminőség: C20-16/KK

$\sigma_{bH} = 14,5 \text{ MPa}$

$\sigma_{bhH} = 1,4 \text{ MPa}$

$\sigma_{sH} = 420 \text{ MPa}$

Feltételezzük:

Húzott acél: $\Phi 25$

Kengyel: $\Phi 10$

A gerenda szükséges magasságát a szerkesztési szabályok figyelembe vételével $h_t = 320 \text{ mm}$ -re feltételezzük.

A gerenda szükséges vasalásának meghatározása lásd / 17.3. ábra /

Lehajlás vizsgálata:

Alkalmazott vasalás: $7\Phi 25 \quad A_{salk} = 3436 \text{ mm}^2$
 $3\Phi 20 \quad A'_{salk} = 943 \text{ mm}^2$

$$M_a = 195,93 \text{ KNm}$$

$$q_a = 35,82 \text{ kN/m}$$

$$E_b = 9,9 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2$$

$$E_s = 2,06 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$$

$$\alpha = 2$$

$$l_0 = 6615 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Betonfedés értéke: } c &= c_1 + c_2 + c_3 = 25 \text{ mm} \\ a &= 25 + 10 + 12,5 = 47,5 \text{ mm} \\ h &= 320 - 47,5 = 272,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\mu = \frac{A_s}{b \cdot h} = \frac{3436}{600 \cdot 272,5} = 0,021$$

$$W_b = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{600 \cdot 272,5^2}{6} = 7,425 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$\sigma_{bl} = \frac{M_a}{W_b} = \frac{195,93 \cdot 10^6}{7,425 \cdot 10^6} = 26,386 \text{ N/mm}^2$$

$$\psi = 1 - \frac{\alpha}{3} \cdot \frac{\sigma_{bhH}}{\sigma_{bl}} = 1 - \frac{2}{3} \cdot \frac{1,4}{26,386} = 0,965 > 0,5$$

$$n = \frac{E_s}{\psi \cdot E_b} = \frac{2,06 \cdot 10^5}{0,965 \cdot 9900} = 21,571$$

$$n \cdot \mu = 21,571 \cdot 0,021 = 0,453$$

$$n' = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2,06 \cdot 10^5}{9900} = 20,81$$

$$\mu' = \frac{A'_s}{b \cdot h} = \frac{943}{600 \cdot 272,5} = 0,006$$

$$(n' - 1) \mu' = (20,81 - 1) \cdot 0,006 = 0,114$$

$$\beta = \left(\frac{6,172 - 5,43}{0,5 - 0,4} \cdot (0,5 - 0,453) \right) + 5,43 = 5,94 \text{ interpolálással}$$

$$I_r = \frac{b \cdot h^3}{\beta} = \frac{600 \cdot 272,5^3}{5,94} = 2,044 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$y_{\max} = \frac{5 \cdot q_a \cdot l_0^4}{384 \cdot E_b \cdot I_r} = \frac{5 \cdot 35,81 \cdot 6615^4}{384 \cdot 9900 \cdot 2,044 \cdot 10^8} = 44,12 \text{ mm}$$

$$y_H = \frac{l_0}{200} = \frac{6615}{200} = 33,1 \text{ mm}$$

$$y_{\max} = 44,12 \text{ mm} > y_H = 33,1 \text{ mm} \text{ Zsaluzáskor a födém túlemelése szükséges 1,5 cm-rel.}$$

Repedéskorlátozás vizsgálata

Egyszerűsített ellenőrzés derékszögű négyszög keresztmetszetű hajlított tartó esetére:

$$d = 25 \text{ mm}$$

$$c = 12,5$$

$$a_H = 0,4$$

$$\mu = \frac{A_s}{b \cdot h} = 0,021$$

$$d \leq \frac{c \cdot \eta \cdot a_H}{1 + 60 \cdot \eta} \cdot 10^3$$

$$d \leq \frac{12,5 \cdot 0,021 \cdot 0,4}{1 + 60 \cdot 0,021} \cdot 10^3 = 46,48 \text{ mm}$$

$$d = 25 \text{ mm} \leq d = 46,48 \text{ mm}$$

Az Axis VM10 program által számított szükséges vasmennyiséget kézi számítással ellenőrizve, a gerenda vasalása megfelel szilárdsági és merevségi követelményeknek. A repedéskorlátozás vizsgálat eredménye határozta meg a szükséges acélmennyiséget és a legnagyobb átmérő függvényében az alkalmazott vasalást.

Szerkesztési szabályok:

$$A_{s,\min} = 0,003 \cdot A_b = 576 \text{ mm}^2 \leq A_{s,\text{alk}} = 3436 \text{ mm}^2$$

$$h_{t,\min} = 120 \text{ mm} \leq h_t = 320 \text{ mm}$$

$$\Phi_{\min} = 8 \text{ mm} \leq 25 \text{ mm}$$

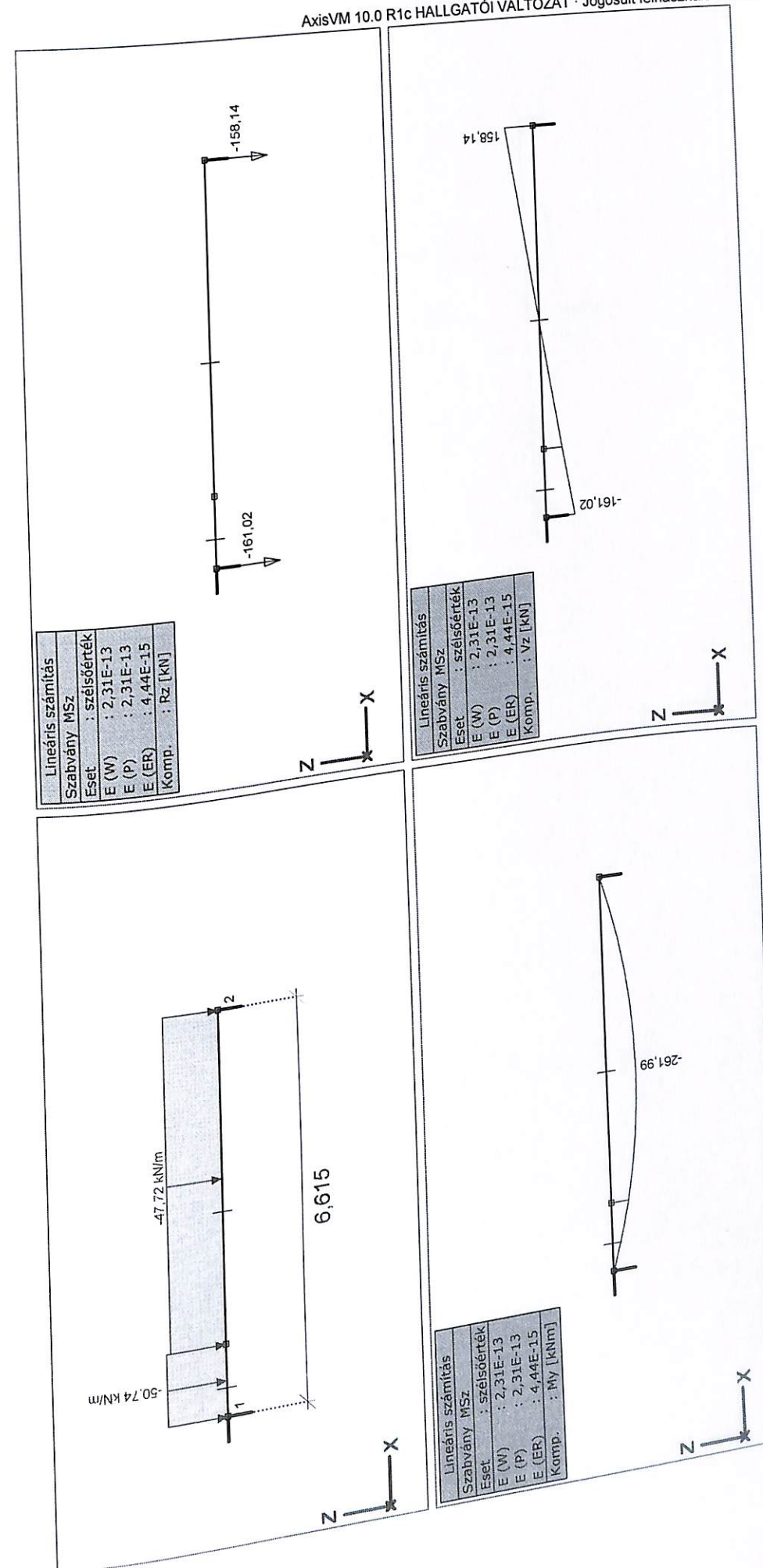
$$b_{\min} = 80 \text{ mm} < 600 \text{ mm}$$

$$t_{k,\max} = \min[h_t; 1,5b; 400; 12 \cdot d] = 240 \text{ mm} > t_k = 120 \text{ mm} \text{ Megfelel.}$$

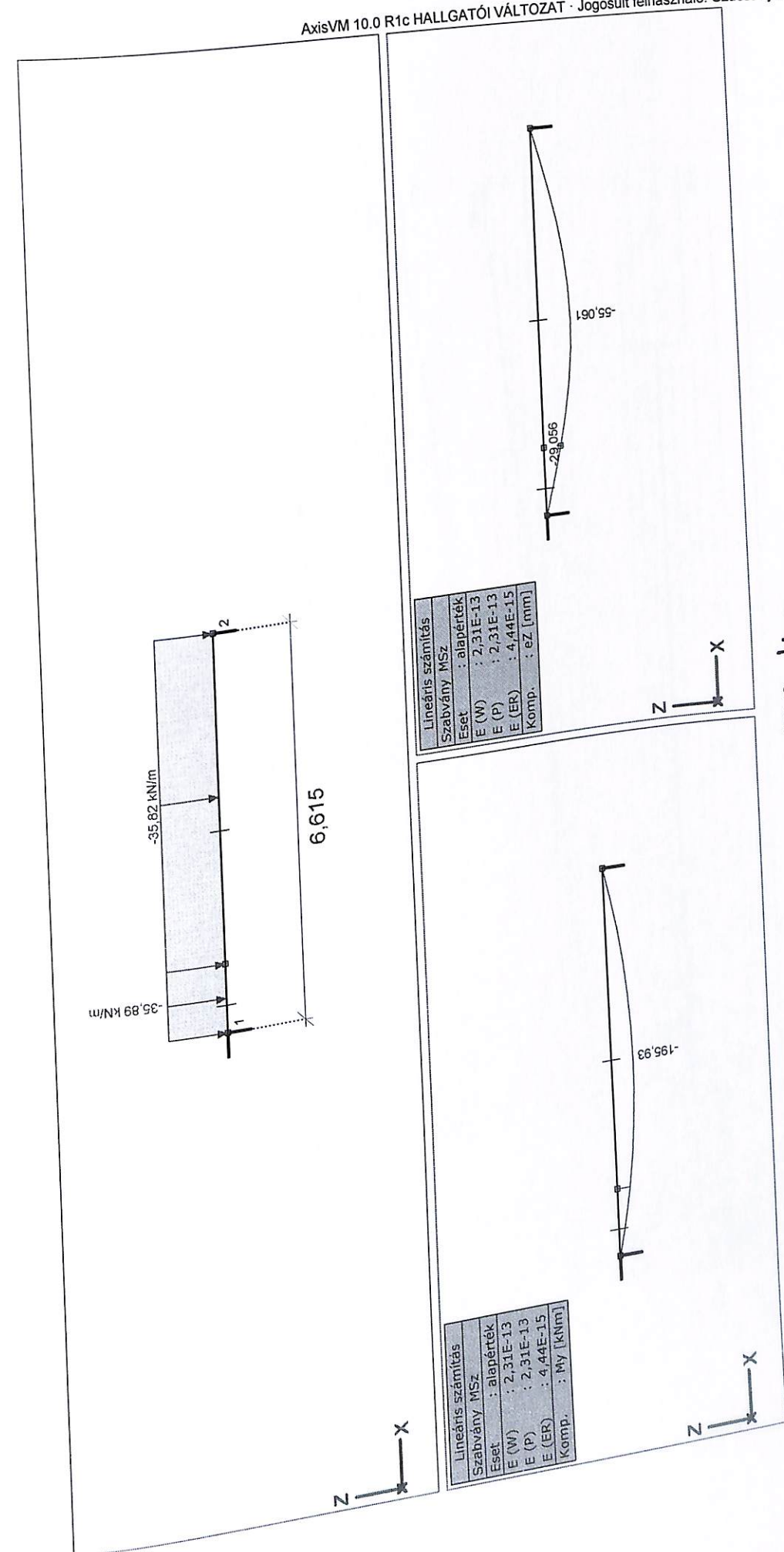
Alkalmazott vasalás mezőben: 7 Φ 25 lásd S-06 jelű terv

nyomott vasak: 3 Φ 20

Alkalmazott vasalás a támaszoknál nem számottevő befogásra: 2 Φ 20



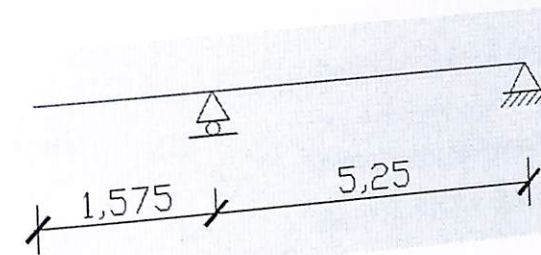
17.1. ábra



17.2. ábra

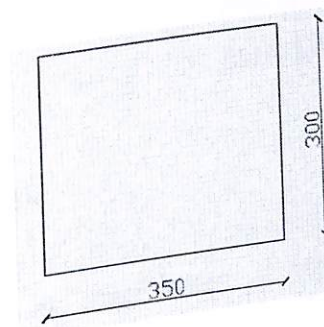


18.0 G10 jelű gerenda statikai számítása



18.1. G10 jelű gerenda terhei

Az G10 jelű gerenda 5,0 méteres nyílást áthidaló felülbordás földéngerenda / lásd 3. pont pozíciós tervek/. Ebből adódóan a gerenda terhei az L1 jelű földem állandó, valamint hasznos terheiből tevődik össze.



18.1.1. Állandó terhek

Az L1 földszint feletti földem állandó terheit részletesen (lásd 4. teherelemzés, 6.1.1). A gerenda önsúlyát a földem súlyával való számolás magában foglalja.

L1 lemez önsúly terhei: épületen belül: $g_{a1} = 7,29 \text{ kN/m}^2$
 $g_{sz1} = 8,84 \text{ kN/m}^2$

terasz: $g_{a2} = 7,86 \text{ kN/m}^2$
 $g_{sz2} = 9,62 \text{ kN/m}^2$

Válaszfal terhek: $g_{a3} = 0,85 \times 1,70 = 1,45 \text{ kN/m}^2$
 $g_{sz3} = 1,70 \text{ kN/m}^2$

Önsúly terhek csökkentett értéke: $g_{acsökk} = 4,40 \text{ kN/m}^2$
(A padlórétegek elbontásával vasbeton földem önsúlyának alapértéke)

18.1.2. Esetleges terhek

18.1.2.1. Hasznos terhek

Az L1 jelű födém hasznos terhe:

épületen belül:

$$p_{a1} = 1,50 \text{ kN/m}^2 \quad \text{tartós teherhányad: } 0,5$$

$$\text{biztonsági tényezője: } \gamma = 1,40$$

terasz:

$$p_{sz1} = 1,4 \cdot 1,5 = 2,10 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{a2} = 3,0 \text{ kN/m}^2 \quad \text{tartós teherhányad: } 0,5$$

$$\text{biztonsági tényezője: } \gamma = 1,30$$

$$p_{sz2} = 1,3 \cdot 3,0 = 3,90 \text{ kN/m}^2$$

18.1.2.2. Meteorológiai terhek

Hóteher:

Terepszint: +0,00 = 105 mBf

A szabvány előírásainak megfelelően $M < 300 \text{ mBf}$ alatt fekvő épületeknél:

$$p_{sa} = 0,80 \text{ kN/m}^2$$

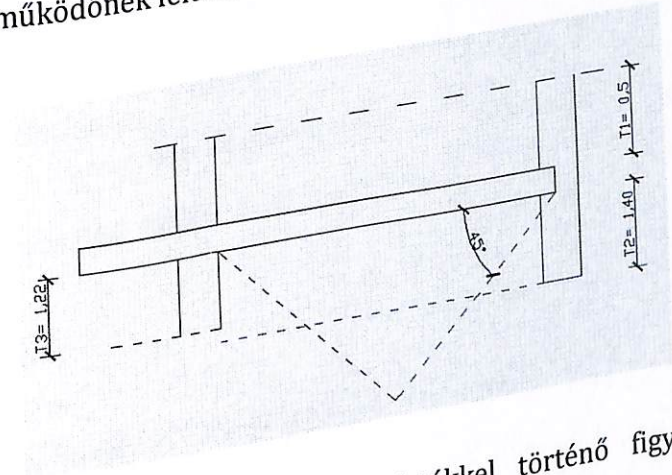
$$g_a / p_a = 9,63 / 0,80 = 12,04 > 1,0$$

$$\text{biztonsági tényezője: } \gamma = 1,40$$

$$p_{sz2} = 1,4 \cdot 0,80 = 1,12 \text{ kN/m}^2$$

18.2. Teherkombinációk

A szabvány előírásainak megfelelően a teraszra ható esetleges terheket nem kell egyidejűleg működőnek feltételezni.



1. teherkombináció: (a terhek szélsőértékkel történő figyelembevétele szilárdsági vizsgálatokhoz)

$$q_{sz1} = (g_{sz1} + g_{sz3} + p_{sz1}) \cdot (T_1 + T_2) = 24,02 \text{ kN/m}$$

$$q_{sz2} = (g_{sz2} + p_{sz2}) \cdot T_3 = 16,51 \text{ kN/m}$$

épületen belül:

terasz:

2. teherkombináció: (a terhek alapértékkel történő figyelembevétele merevségi vizsgálatokhoz)

$$q_{a1} = (g_{a1} + g_{a3} + p_{a1} \cdot 0,50) \cdot (T_1 + T_2) = 18,03 \text{ kN/m}$$

$$q_{a2} = (g_{a2} + p_{a2} \cdot 0,50) \cdot T_3 = 11,43 \text{ kN/m}$$

épületen belül:

terasz:

Önsúly terhek csökkentett értéke:

$$q_{acsökk1} = g_{acsökk} \cdot (T_1 + T_2) = 8,36 \text{ kN/m}$$

$$q_{acsökk2} = g_{acsökk} \cdot T_3 = 5,37 \text{ kN/m}$$

18.3. G10 jelű gerenda igénybevételei / lásd 18.1.,18.2.,18.3. ábra /

18.4. G10 jelű gerenda méretezése

G10 jelű gerenda méretezéséhez felhasznált kiindulási adatok:

Anyagminőségek: acélminőség: B 60.50.
betonminőség: C20-16/KK
 $\sigma_{bH} = 14,5 \text{ MPa}$
 $\sigma_{bhH} = 1,4 \text{ MPa}$
 $\sigma_{sH} = 420 \text{ MPa}$

Feltételezzük:

Húzott acél: $\Phi 20$
Kengyel: $\Phi 8$

A gerenda szükséges magasságát a szerkesztési szabályok figyelembe vételével $h_t=300$ mm-re feltételezzük.

A gerenda szükséges vasalásának meghatározása lásd / 18.4, 18.5 ábra /

Lehajlás vizsgálata:

1. Vizsgálat a legnagyobb lehajlás helyén

Alkalmazott vasalás: $5\Phi 20$ $A_{salk} = 1571 \text{ mm}^2$

$$M_a = 58,79 \text{ KNm}$$

$$q_a = 18,03 \text{ kN/m}$$

$$E_b = 9,9 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2$$

$$E_s = 2,06 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$$

$$\alpha = 2$$

$$l_0 = 4463 \text{ mm}$$

$$\text{Betonfedés értéke: } c = c_1 + c_2 + c_3 = 20 \text{ mm}$$

$$a = 20 + 8 + 10 = 38 \text{ mm}$$

$$h = 300 - 38 = 262 \text{ mm}$$

$$\mu = \frac{A_s}{b \cdot h} = \frac{1257}{350 \cdot 262} = 0,0171$$

$$W_b = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{350 \cdot 272,5262^2}{6} = 4,004 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$\sigma_{bl} = \frac{Ma}{W_b} = \frac{58,79 \cdot 10^6}{4,004 \cdot 10^6} = 14,684 \text{ N/mm}^2$$

$$\psi = 1 - \frac{\alpha}{3} \cdot \frac{\sigma_{bhH}}{\sigma_{bl}} = 1 - \frac{2}{3} \cdot \frac{1,4}{14,684} = 0,936 > 0,5$$

$$n = \frac{E_s}{\psi \cdot E_b} = \frac{2,06 \cdot 10^5}{0,936 \cdot 9900} = 22,22$$

$$n \cdot \mu = 22,22 \cdot 0,0171 = 0,381$$

$$\beta = \left(\frac{8,6-7,4}{0,4-0,3} \cdot (0,4 - 0,381) \right) + 7,4 = 7,63 \text{ interpolálással}$$

$$I_r = \frac{b \cdot h^3}{\beta} = \frac{350 \cdot 262^3}{7,63} = 8,25 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$y_{\max} = \frac{5 \cdot q_a \cdot l_o^4}{384 \cdot E_b \cdot I_r} = \frac{5 \cdot 35,81 \cdot 4463^4}{384 \cdot 9900 \cdot 8,25 \cdot 10^8} = 11,4 \text{ mm}$$

$$y_H = \frac{l_o}{200} = \frac{4463}{200} = 26,3 \text{ mm}$$

$$y_{\max} = 11,4 \text{ mm} > y_H = 26,3 \text{ mm} \text{ Megfelel.}$$

2. Konzol lehajlás vizsgálata: / lásd 18.3. ábra/

$$e_M = -4,04 \text{ mm}$$

$$e_H = \frac{1,575}{100} = 15,75 \text{ mm} \quad e_M < e_H \text{ Tehát a gerenda alakváltozás vizsgálatra megfelel.}$$

Repedéskorlátozás vizsgálata

Egyszerűsített ellenőrzés derékszögű négyszög keresztmetszetű hajlított tartó esetére:

$$d = 20 \text{ mm}$$

$$c = 12,5$$

$$a_H = 0,2$$

$$\mu = \frac{A_s}{b \cdot h} = 0,0171$$

$$d \leq \frac{c \cdot \eta \cdot a_H}{1 + 60 \cdot \eta} \cdot 10^3$$

$$d \leq \frac{12,5 \cdot 0,0171 \cdot 0,2}{1 + 60 \cdot 0,0171} \cdot 10^3 = 21,12 \text{ mm}$$

$$d = 20 \text{ mm} \leq d = 21,12 \text{ mm}$$

Az Axis VM10 program által számított szükséges vasmenynyiséget kézi számítással ellenőrizve, a gerenda vasalása megfelel szilárdsági és merevségi követelményeknek. A repedéskorlátozás vizsgálat eredménye határozta meg a szükséges acélmenynyiséget és a legnagyobb átmérő függvényében az alkalmazott vasalást.

Szerkesztési szabályok:

$$A_{s,min}=0,003 \cdot A_b=315 \text{ mm}^2 \leq A_{s,alk}=1571 \text{ mm}^2$$

$$h_{t,min}=120 \text{ mm} \leq h_t=300 \text{ mm}$$

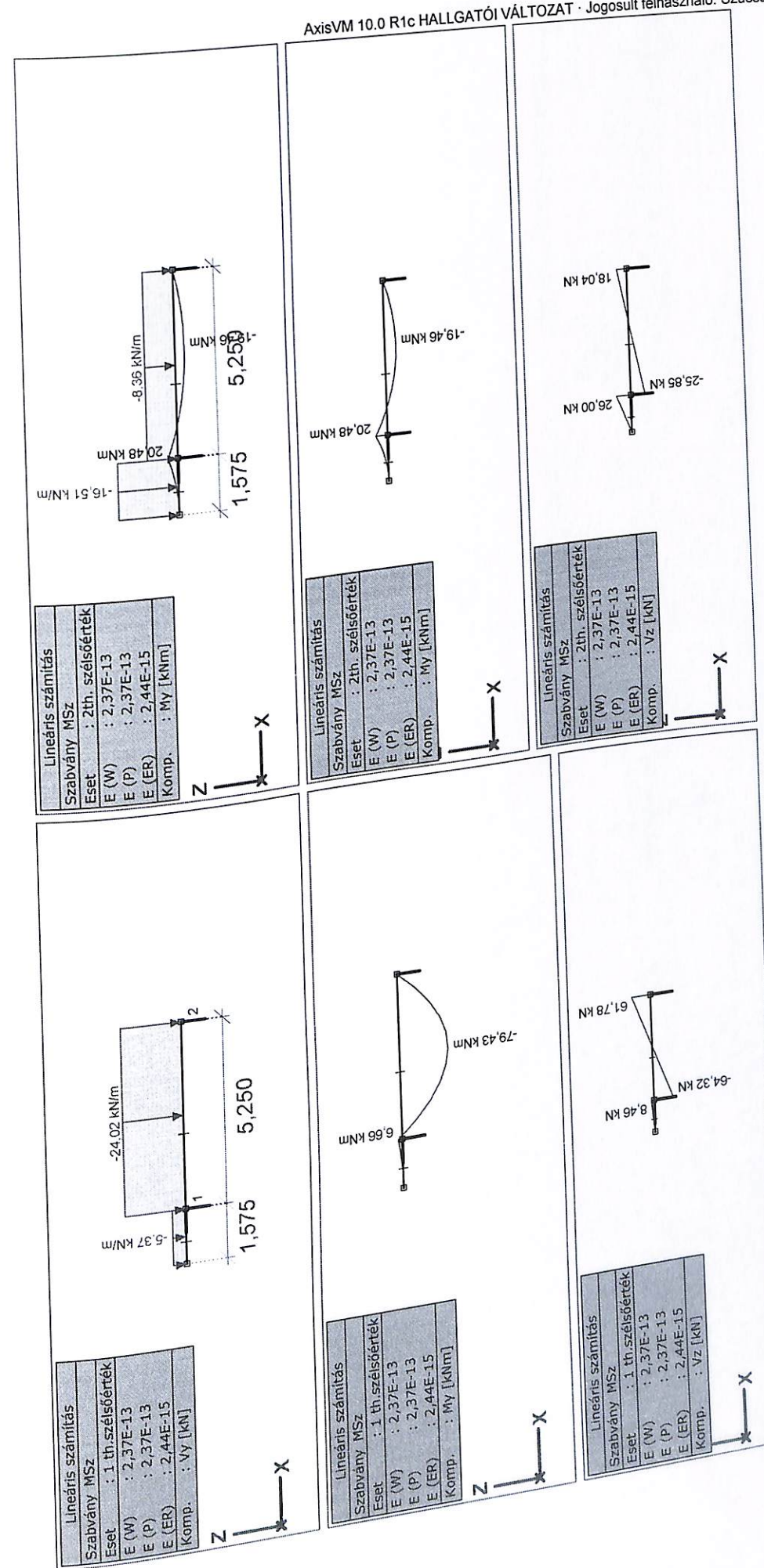
$$\Phi_{min}=8 \text{ mm} \leq 20 \text{ mm}$$

$$b_{min}=80 \text{ mm} < 300 \text{ mm}$$

$$t_{k,max}=\min[h_c; 1,5b; 400;]=300 \text{ mm} > t_k=300 \text{ mm} \text{ Megfelel.}$$

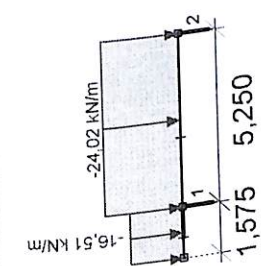
Alkalmazott vasalás mezőben: 5 Φ 20 lásd S-07 jelű terv

Alkalmazott vasalás a támaszoknál nem számottevő befogásra: 3 Φ 14

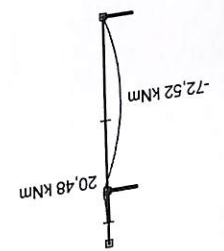


18.1. ábra

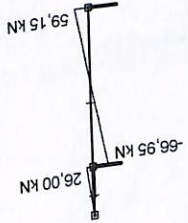
Lineáris számítás	
Szabvány MSz	
Eset	: 3 th. szélsőérték
E (W)	: 2,37E-13
E (P)	: 2,37E-13
E (ER)	: 2,44E-15
Komp.	: Vy [kN]



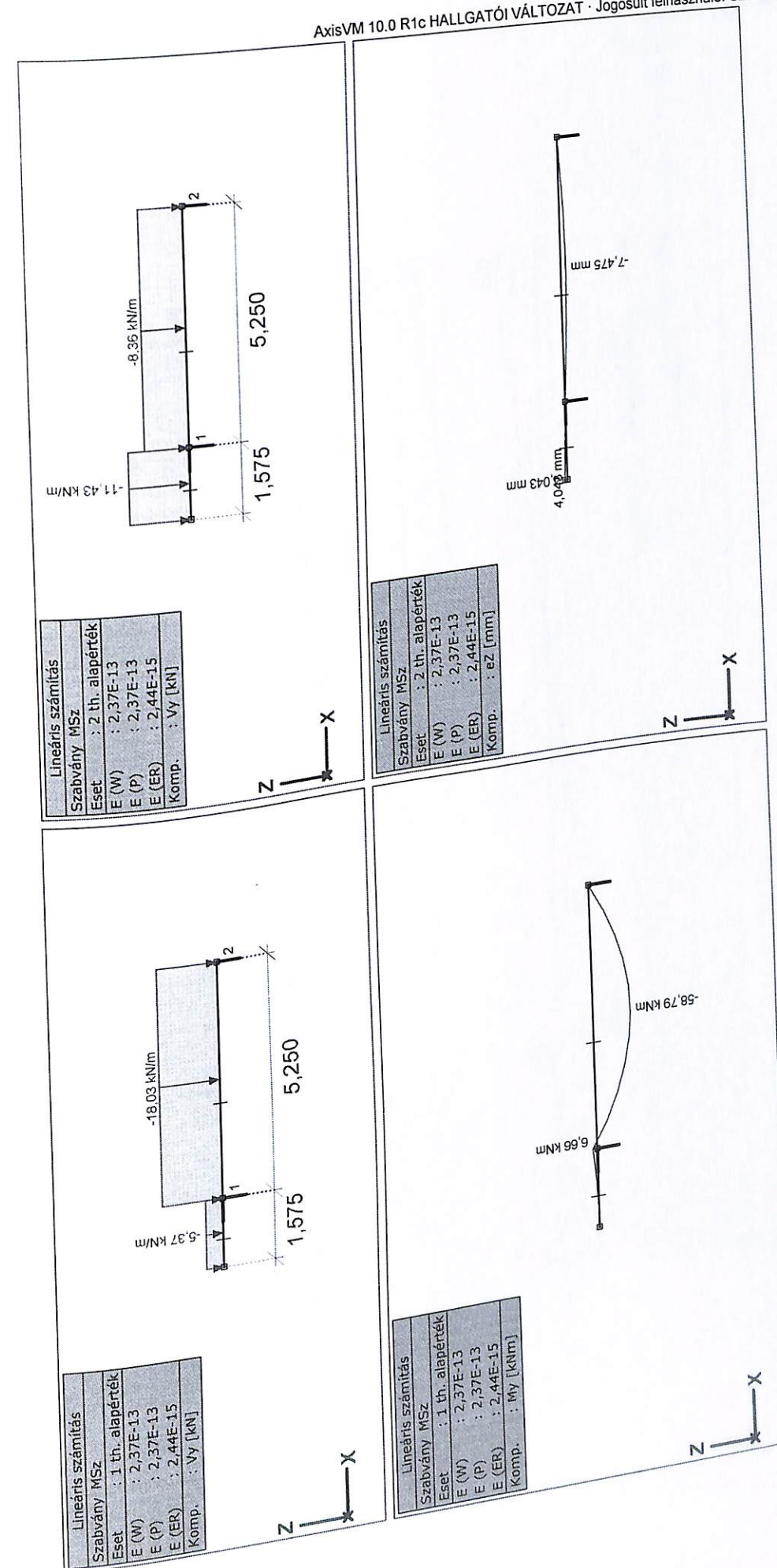
Lineáris számítás	
Szabvány MSz	
Eset	: 3 th. szélsőérték
E (W)	: 2,37E-13
E (P)	: 2,37E-13
E (ER)	: 2,44E-15
Komp.	: My [kNm]



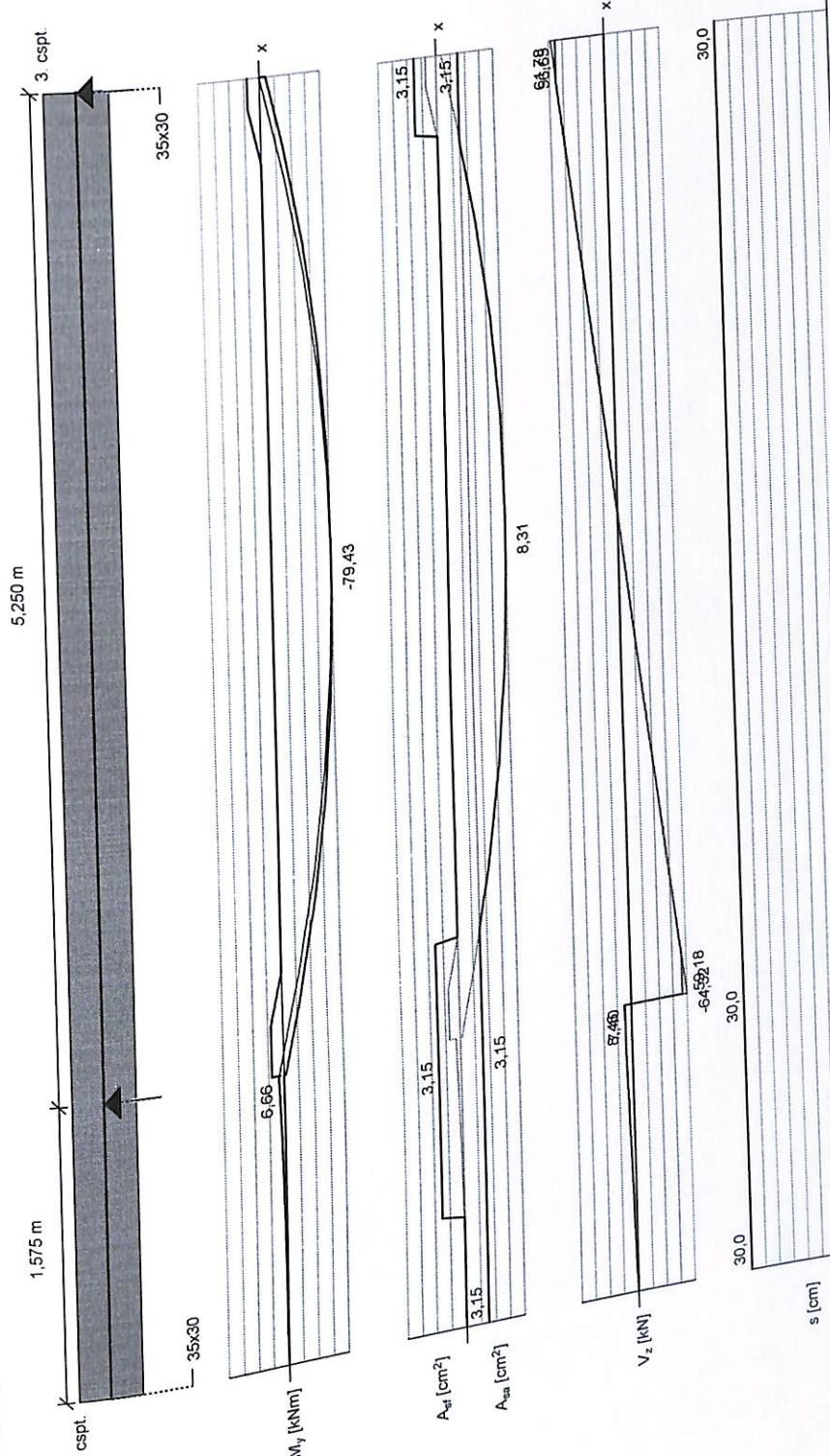
Lineáris számítás	
Szabvány MSz	
Eset	: 3 th. szélsőérték
E (W)	: 2,37E-13
E (P)	: 2,37E-13
E (ER)	: 2,44E-15
Komp.	: Vz [kN]



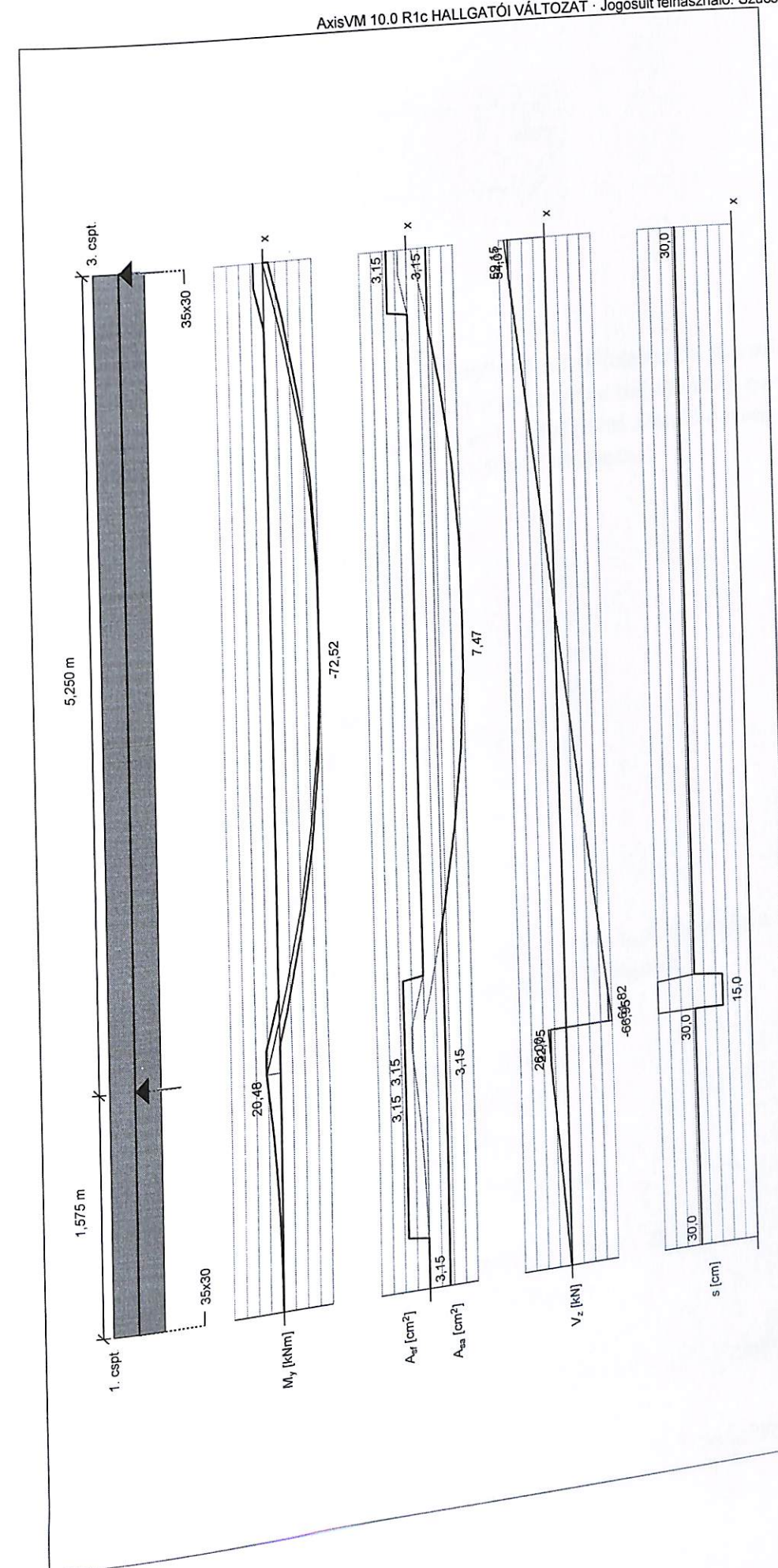
18.2. ábra



18.3. ábra

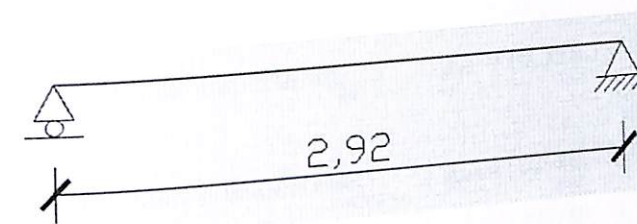


18.4. åbra



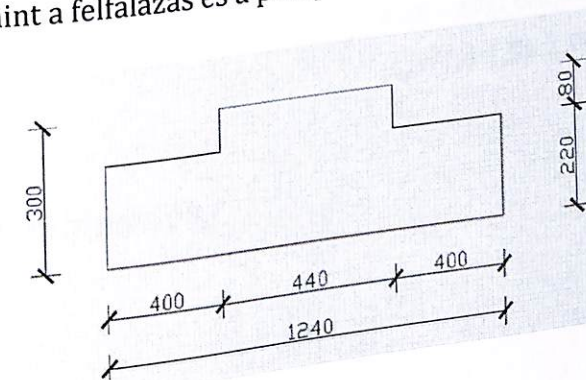
18.5. ábra

19.0 G11 jelű gerenda statikai számítása



19.1. G11 jelű gerenda terhei

Az G11 jelű gerenda 2,80 méteres nyílást áthidaló felülbordás födémgerenda. Két szinten készül G11 jelű gerenda, ezek közül az emeleti a mértékadó, mivel a lemez terhein kívül parapet fal és felfalazás is terheli. Ebből adódóan a gerenda terhei az L1 jelű födém állandó és hasznos terheiből, valamint a felfalazás és a parapet fal terheiből tevődik össze.



19.1.1. Állandó terhek

Az L1 pince feletti födém állandó terheit részletesen (lásd 2. teherelemzés, 4.1.1). A gerenda önsúlyát a födém súlyával való számolás magában foglalja.

L1 lemez önsúly terhei: épületen belül: $g_{a1} = 7,29 \text{ kN/m}^2$
 $g_{sz1} = 8,84 \text{ kN/m}^2$

terasz: $g_{a2} = 9,63 \text{ kN/m}^2$
 $g_{sz2} = 11,83 \text{ kN/m}^2$

Válaszfal terhek: $g_{a3} = 0,85 \times 1,70 = 1,45 \text{ kN/m}^2$
 $g_{sz3} = 1,70 \text{ kN/m}^2$

Parapet fal önsúlyának alapértéke: $g_{a4} = (0,9 \times 8,77 \times 0,44 + (0,035 \times 19 \times 0,9)) = 5,02 \text{ kN/m}$

Parapet fal önsúlyának szélsőértéke: $g_{sz4} = (0,9 \times 8,77 \times 0,44 \times 1,2 + (0,035 \times 19 \times 0,9 \times 1,4)) = 4,083 \text{ kN/m}$

Az L1 födém feletti falazat 30 cm magasságban terheli a gerendát 60 átboltozódással számolva. A falazat 44 cm-es Porotherm falazóelem két oldali 2cm -1,5 cm vakolattal.

Falazat önsúlyának alapértéke: $g_{a5} = (0,3 \times 8,77 \times 0,44 + (0,035 \times 19 \times 0,3)) = 1,20 \text{ kN/m}$

Falazat önsúlyának szélsőértéke: $g_{sz5} = (0,3 \times 8,77 \times 0,44 \times 1,2 + (0,035 \times 19 \times 0,3 \times 1,4)) = 1,48 \text{ kN/m}$

19.1.2. Esetleges terhek

19.1.2.1. Hasznos terhek

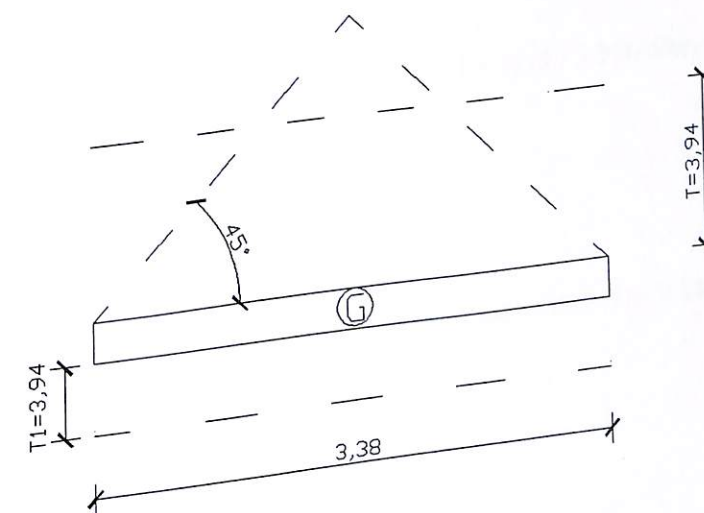
Az L1 jelű födém hasznos terhe:

$p_a = 1,50 \text{ kN/m}^2$ tartós teherhányad: 0,5

biztonsági tényezője: $\gamma = 1,40$

$p_{sz} = 1,4 \cdot 1,5 = 2,10 \text{ kN/m}^2$

19.2. Teherkombinációk



1. teherkombináció: (a terhek szélsőértékkel történő figyelembevétele szilárdsági vizsgálatokhoz)

$$q_{sz} = (g_{sz1} + g_{sz3} + p_{sz}) \cdot T_1 + (g_{sz2} + p_{sz}) \cdot T_2 + g_{sz4} + g_{sz5} = 68,07 \text{ kN/m}$$

2. teherkombináció: (a terhek alapértékkel történő figyelembevétele merevségi vizsgálatokhoz)

$$q_a = (g_{a1} + g_{a3} + p_a \cdot 0,50) \cdot T_1 + (g_{a2} + p_a) \cdot T_2 +$$

$$g_{a4} + g_{a5} = 35,82 \text{ kN/m}$$

19.3. G11 jelű gerenda igénybevételei / lásd 19.1. 19.2. ábra /

19.4. G11 jelű gerenda méretezése

G11 jelű gerenda méretezéséhez felhasznált kiindulási adatok:

Anyagminőségek: acélminőség: B 60.50.
betonminőség: C20-16/KK
 $\sigma_{bH} = 14,5 \text{ MPa}$
 $\sigma_{bhH} = 1,4 \text{ MPa}$
 $\sigma_{sH} = 420 \text{ MPa}$

Feltételezzük:

Húzott acél: $\Phi 20$
Kengyel: $\Phi 8$

A gerenda szükséges magasságát a szerkesztési szabályok figyelembe vételével $h_t = 300$ mm-re feltételezzük.

A gerenda szükséges vasalásának meghatározása lásd / 19.3. ábra /

Lehajlás vizsgálata:

$$e_M = 4,97 \text{ mm}$$

$$e_H = \frac{2920}{200} = 14,6 \text{ mm}$$

$e_M < e_H$ Tehát a gerenda alakváltozás vizsgálatra megfelel.

Repedéskorlátozás vizsgálata

Egyszerűsített ellenőrzés derékszögű négyszög keresztmetszetű hajlított tartó esetére:

$$d = 20 \text{ mm}$$

$$d \leq \frac{12,5 \cdot 0,008 \cdot 0,4}{1 + 60 \cdot 0,008} \cdot 10^3 = 27,57 \text{ mm}$$

$$d = 20 \text{ mm} \leq d = 27,57 \text{ mm}$$

Az Axis VM10 program által számított szükséges vasmenyiséget kézi számítással ellenőrizve, a gerenda vasalása megfelel szilárdsági és merevségi követelményeknek. A repedéskorlátozás vizsgálat eredménye határozta meg a szükséges acélmennyiséget és a legnagyobb átmérő függvényében az alkalmazott vasalást.

Szerkesztési szabályok:

$$A_{s,\min} = 0,003 \cdot A_b = 924 \text{ mm}^2 \leq A_{s,\text{alk}} = 943 \text{ mm}^2$$

$$h_{t,\min} = 120 \text{ mm} \leq h_t = 300 \text{ mm}$$

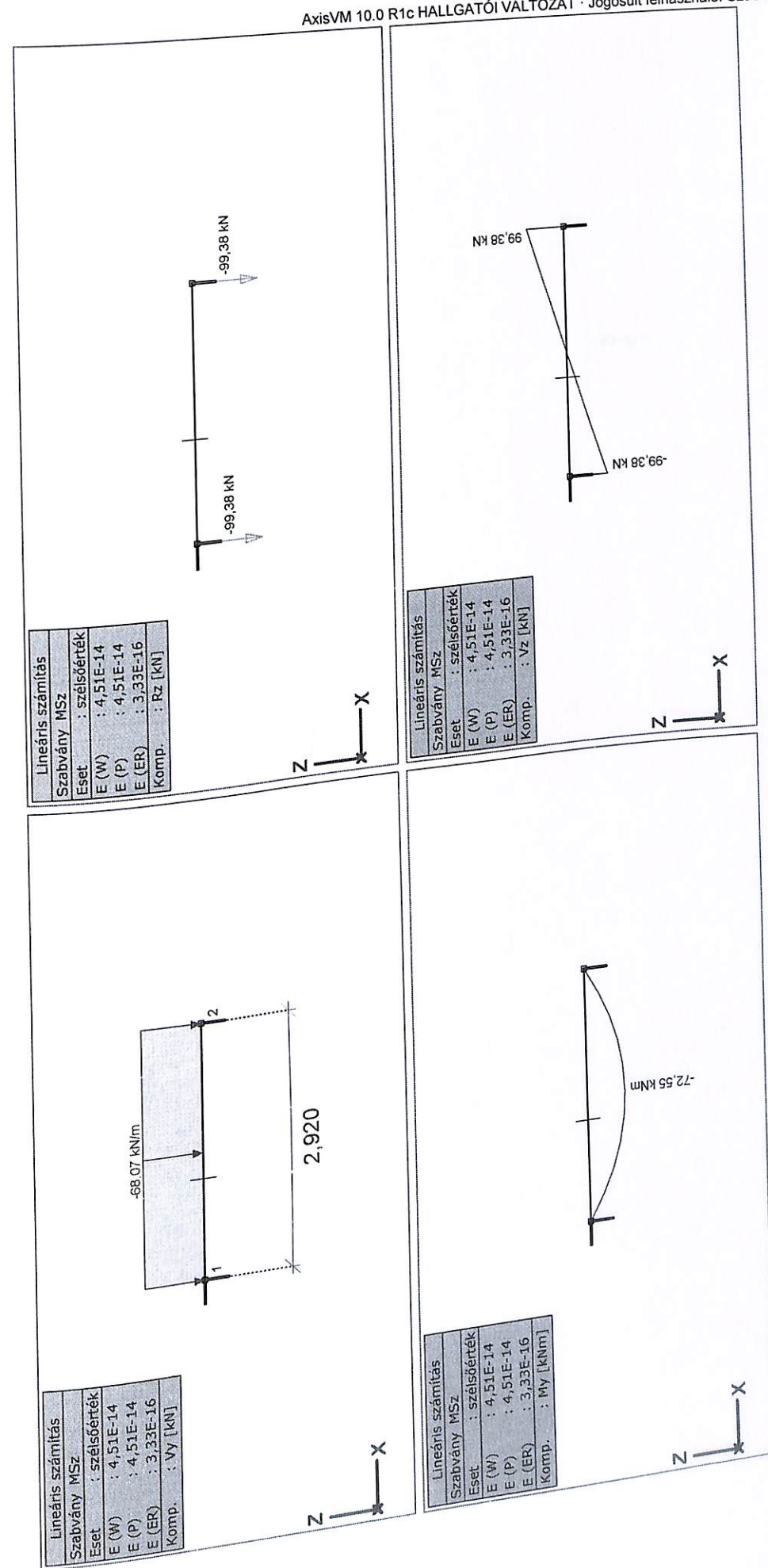
$$\Phi_{\min} = 8 \text{ mm} \leq 20 \text{ mm}$$

$$b_{\min} = 80 \text{ mm} < 300 \text{ mm}$$

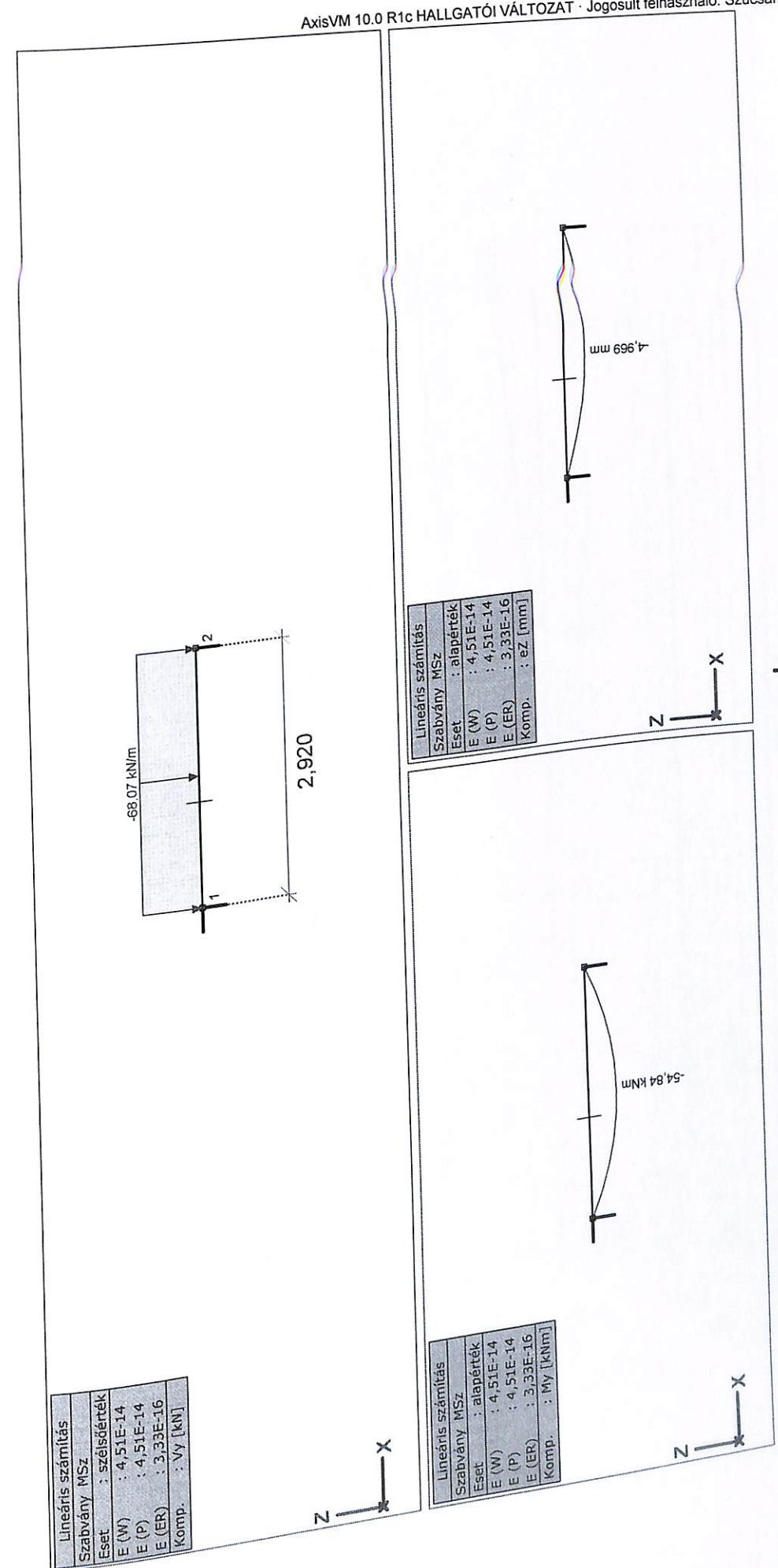
$$t_{k,\max} = \min[h_c; 1,5b; 400; j] = 300 \text{ mm} > t_k = 150 \text{ mm} \text{ Megfelel.}$$

Alkalmazott vasalás mezőben: 3Φ 20 lásd S-07 jelű terv

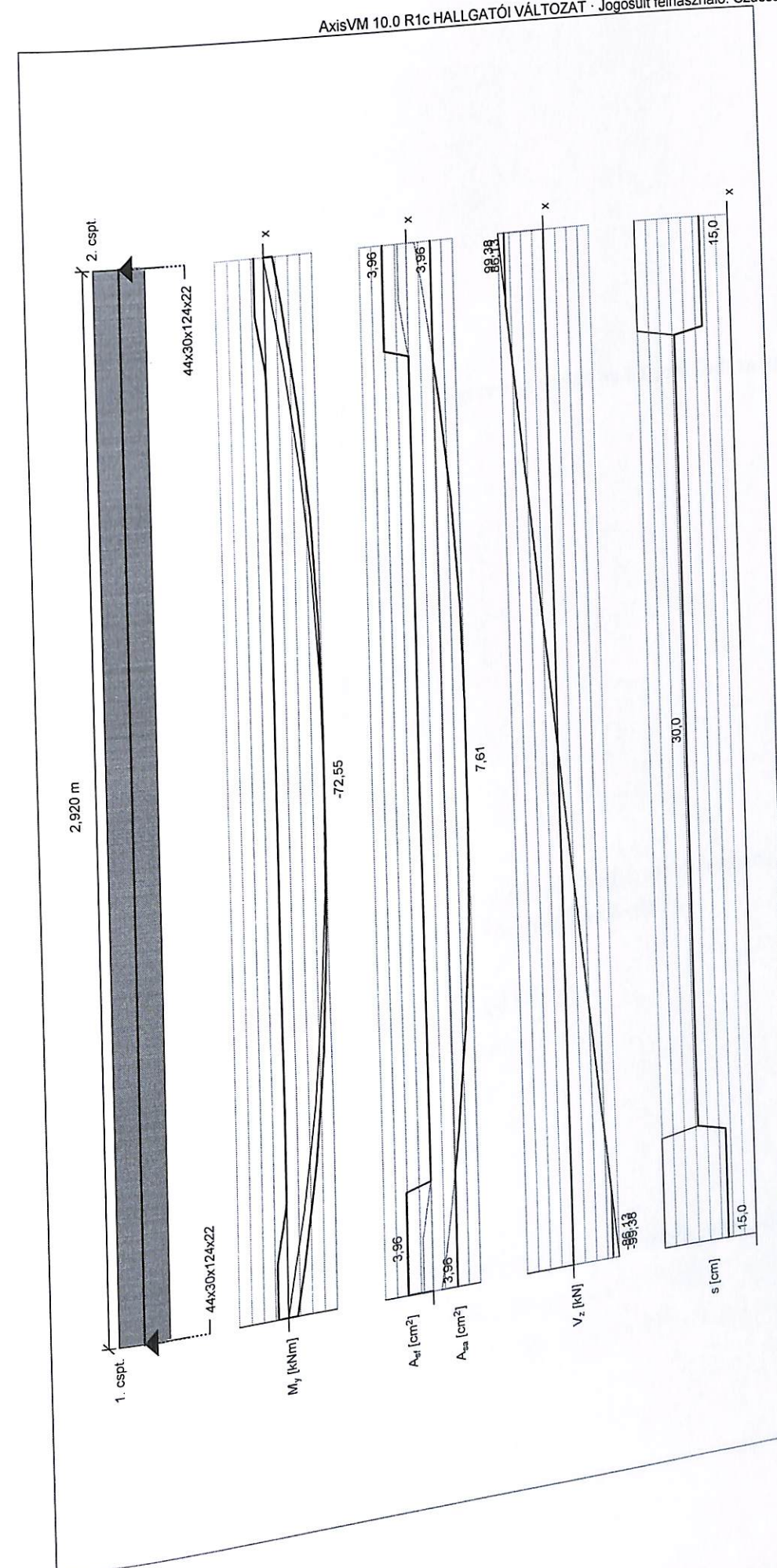
Alkalmazott vasalás a támaszoknál nem számottevő befogásra: 3 Φ 20



19.1. ábra

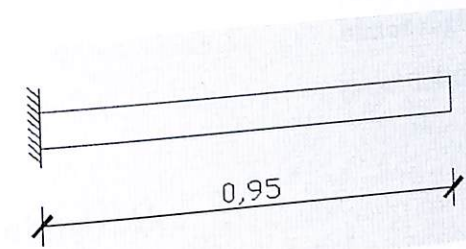


19.2. ábra



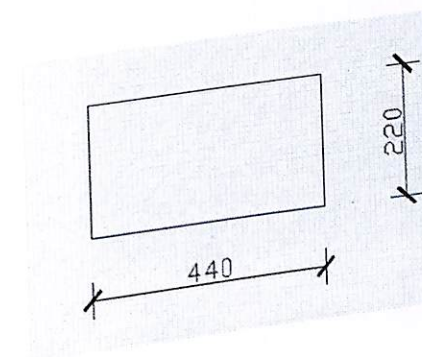
10.3. ábra

20.0 G12 jelű gerenda statikai számítása



20.1. G12 jelű gerenda terhei

Az G12 jelű rejtett födémgerenda. Ebből adódóan a gerenda terhei az L1 jelű födém állandó, valamint hasznos terheiből tevődik össze.



20.1.1. Állandó terhek

Az L1 földszint feletti födém állandó terheit részletesen (lásd 4. teherelemzés, 6.1.1). A gerenda önsúlyát a födém súlyával való számolás magában foglalja.

L1 lemez önsúly terhei:

$$\text{terasz: } g_{a1} = 7,68 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{sz1} = 9,62 \text{ kN/m}^2$$

20.1.2. Esetleges terhek

20.1.2.1. Hasznos terhek

Az L1 jelű födém hasznos terhe:

$$\text{terasz: } p_a = 3,0 \text{ kN/m}^2 \text{ tartós teherhányad: } 0,5$$

$$\text{biztonsági tényezője: } \gamma = 1,30$$

$$p_{sz} = 1,3 \cdot 3,0 = 3,90 \text{ kN/m}^2$$

20.1.2.2. Meteorológiai terhek

Hóteher:

$$\text{Terepszint: } +0,00 = 105 \text{ mBf}$$

A szabvány előírásainak megfelelően $M < 300 \text{ mBf}$ alatt fekvő épületeknél:

$$p_{sa} = 0,80 \text{ kN/m}^2$$

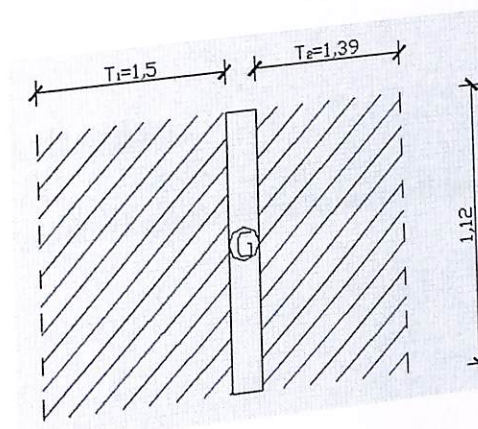
$$g_a / p_a = 9,63 / 0,80 = 12,04 > 1,0$$

$$\text{biztonsági tényezője: } \gamma = 1,40$$

$$p_{sz2} = 1,4 \cdot 0,80 = 1,12 \text{ kN/m}^2$$

20.2. Teherkombinációk

A szabvány előírásainak megfelelően a teraszra ható esetleges terheket nem kell egyidejűleg működőnek feltételezni.



1. teherkombináció: (a terhek szélsőértékkel történő figyelembevétele szilárdsági vizsgálatokhoz)

$$q_{sz} = (g_{sz1} + p_{sz}) \cdot (T_1 + T_2) = 39,1 \text{ kN/m}$$

2. teherkombináció: (a terhek alapértékkel történő figyelembevétele merevségi vizsgálatokhoz)

$$q_a = (g_{a1} + p_a \cdot 0,50) \cdot (T_1 + T_2) = 27,05 \text{ kN/m}$$

20.3. G12 jelű gerenda igénybevételei / lásd 20.1. 20.2. ábra /

20.4. G12 jelű gerenda méretezése

G11 jelű gerenda méretezéséhez felhasznált kiindulási adatok:

Anyagminőségek:

acélminőség: B 60.50.

betonminőség: C20-16/KK

$$\sigma_{bH} = 14,5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bhH} = 1,4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sH} = 420 \text{ MPa}$$

Feltételezzük:

Húzott acél: $\Phi 14$
Kengyel: $\Phi 8$

A gerenda szükséges magasságát a szerkesztési szabályok figyelembe vételével $h_t=220$ mm-re feltételezzük.

A gerenda szükséges vasalásának meghatározása lásd / 20.3. ábra /

Lehajlás vizsgálata:

$$e_M = 0,713 \text{ mm}$$

$$e_H = \frac{950}{100} = 9,5 \text{ mm}$$

$e_M < e_H$ Tehát a gerenda alakváltozás vizsgálatra megfelel.

Repedéskorlátozás vizsgálata

Egyszerűsített ellenőrzés derékszögű négyszög keresztmetszetű hajlított tartó esetére:

$$d = 14 \text{ mm}$$

$$c = 12,5$$

$$a_H = 0,2$$

$$\mu = \frac{A_s}{b \cdot h} = 0,0095$$

$$d \leq \frac{c \cdot \eta \cdot a_H}{1 + 60 \cdot \eta} \cdot 10^3$$

$$d \leq \frac{12,5 \cdot 0,0095 \cdot 0,2}{1 + 60 \cdot 0,0095} \cdot 10^3 = 15,08 \text{ mm}$$

$$d = 14 \text{ mm} \leq d = 15,08 \text{ mm}$$

Az Axis VM10 program által számított szükséges vasmenyiséget kézi számítással ellenőrizve, a gerenda vasalása megfelel szilárdsági és merevségi követelményeknek. A repedéskorlátozás vizsgálat eredménye határozta meg a szükséges acélmenyiséget és a legnagyobb átmérő függvényében az alkalmazott vasalást.

Szerkesztési szabályok:

$$A_{s,\min} = 0,003 \cdot A_b = 290 \text{ mm}^2 \leq A_{s,\text{alk}} = 770 \text{ mm}^2$$

$$h_{t,\min} = 120 \text{ mm} \leq h_t = 220 \text{ mm}$$

$$\Phi_{\min} = 8 \text{ mm} \leq 14 \text{ mm}$$

$$b_{\min} = 80 \text{ mm} < 440 \text{ mm}$$

$$t_{k,\max} = \min[h_t; 1,5b; 400] = 220 \text{ mm} > t_k = 220 \text{ mm} \text{ Megfelel.}$$

Alkalmazott felső vasalás : $5\Phi 14$ lásd S-07 jelű terv

Alkalmazott alsó vasalás az építési állapotban fellépő igénybevételek felvételére:

$2\Phi 14$

Lineáris számítás	
Szabvány MSz	
Eset	: szélsőérték
E (W)	: 1,46E-12
E (P)	: 1,46E-12
E (ER)	: 2,22E-16
Komp.	: Rz [kN]



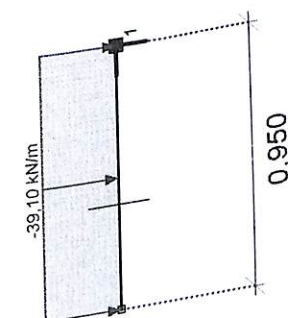
Z X

Lineáris számítás	
Szabvány MSz	
Eset	: szélsőérték
E (W)	: 1,46E-12
E (P)	: 1,46E-12
E (ER)	: 2,22E-16
Komp.	: Vz [kN]



Z X

Lineáris számítás	
Szabvány MSz	
Eset	: szélsőérték
E (W)	: 1,46E-12
E (P)	: 1,46E-12
E (ER)	: 2,22E-16
Komp.	: Vy [kN]



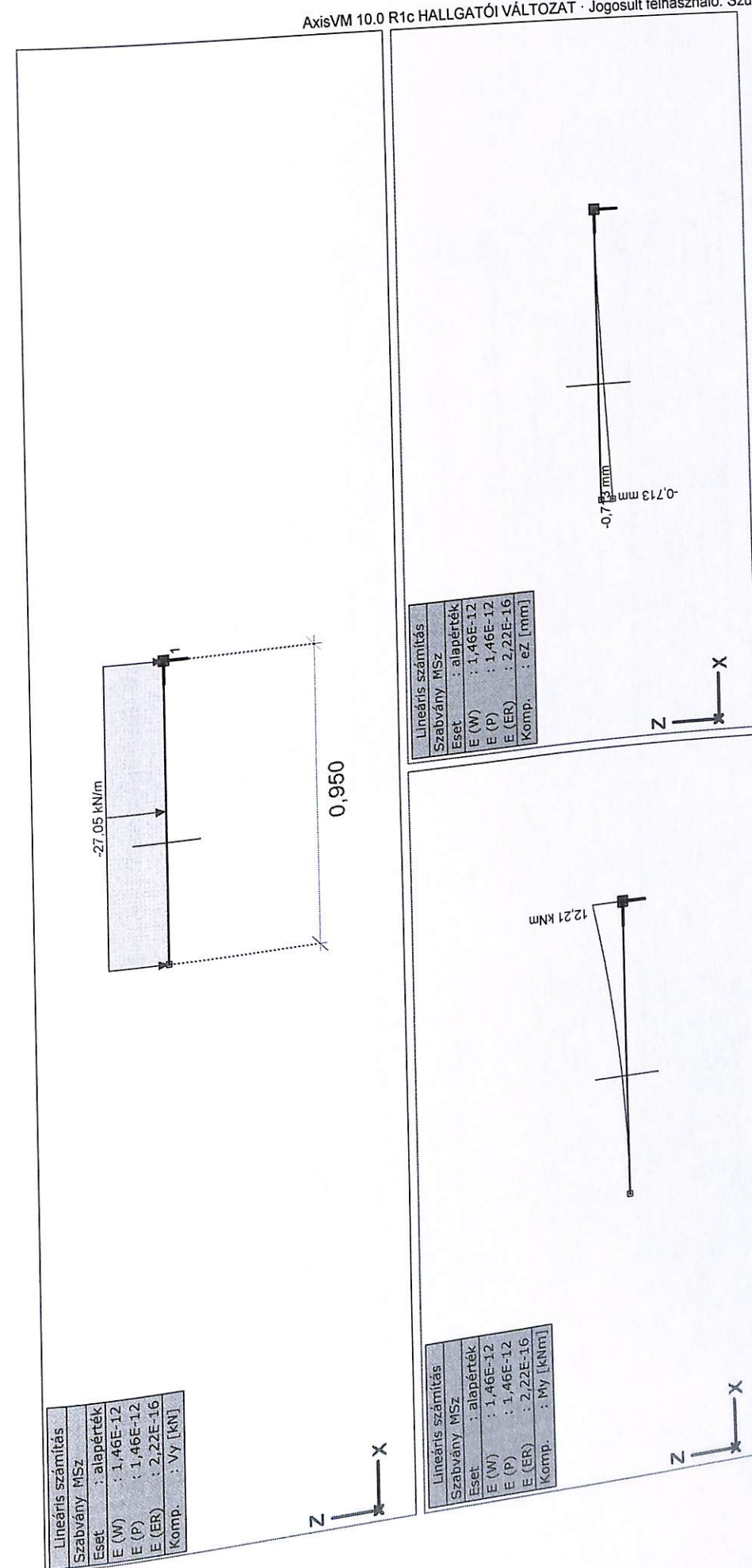
Z X

Lineáris számítás	
Szabvány MSz	
Eset	: szélsőérték
E (W)	: 1,46E-12
E (P)	: 1,46E-12
E (ER)	: 2,22E-16
Komp.	: My [kNm]



Z X

20.1. ábra

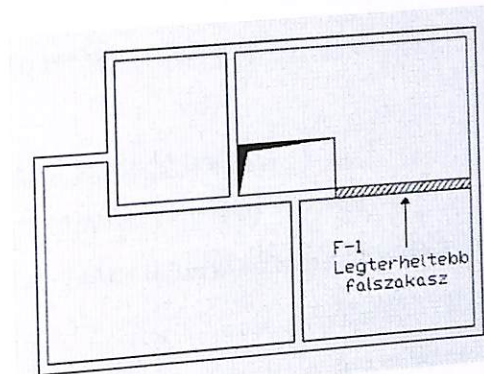


20.2. ábra



20.3. ábra

21.0 Falazat ellenőrzése



A falazat ellenőrzését a mértékadó keresztmetszetben végeztem el, lásd fenti ábra.

21.1. F-1 jelű /legterheltebb falszakasz/ellenőrzése

21.1.1. F-1 jelű terhei

Az F-1 jelű falszakasz terhei összetevődnek: Tetőszerkezetről+L1 lemeztől+ L2 lemeztől a falazatra jutó terhek + G9 jelű felülbordás födémgerenda támaszereje+ a 3 szinten végigmenő falazat önsúlya

Önsúly terhek:

(3,0 m belmagassággal, 38 cm Porotherm falazat két oldali 1,5cm vakolattal)

$$\text{Földszint feletti falak önsúlya: } g_{sz1} = 0,38 \cdot 3,12 \cdot 8,8 \cdot 1,2 + (0,03 \cdot 19 \cdot 1,4 \cdot 3,12) = 15,01 \text{ kN/m}$$

(2,80m belmagassággal, 38 cm Porotherm pincetégglával számolva)

$$\text{Pincében levő falak önsúlya: } g_{sz2} = 0,38 \cdot 2,92 \cdot 9,0 \cdot 1,2 + (0,03 \cdot 19 \cdot 1,4 \cdot 2,92) = 14,31 \text{ kN/m}$$

Tetőszerkezetről és födémekről jutó terhek:

Tetőszerkezetről átadódó terhek:

Terhelési mező: lásd 21.1 törésképek alapján $T = 8,6 \text{ m}$

$$g_{sztető} = 2,8 \text{ kN/m}^2$$

Tetőszerkezet terheinek szélsőértéke:

$$g_{sz3} = 2,8 \cdot 8,6 = 24,08 \text{ kN/m}$$

(L1 lemez állandó és esetleges terheit lásd 4.1.1, 4.1.2.)

Terhelési mező: lásd 21.2 törésképek alapján $T = 3,31 + 3,58 = 6,89 \text{ m}$

L1 lemeztől jutó terhek szélsőértéke: $g_{sz4} = (8,84 + 1,70 + 2,10) \cdot 6,89 = 79,75 \text{ kN/m}$

(L2 lemez állandó és esetleges terheit lásd 5.1.1, 5.1.2.)

Terhelési mező: lásd 21.3 törésképek alapján $T = 2,17 + 2,52 = 4,69 \text{ m}$

L2 lemezről jutó terhek szélsőértéke: $g_{sz5} = (8,84 + 1,70 + 2,10) \cdot 4,69 = 53,12 \text{ kN/m}$

G9 jelű gerendáról átadódó terhek:

(G9 jelű gerenda támaszereje lásd 17.1 ábra)

A téglafalazatban 60-os teherátadódással számolva:

$$A_{\max} = 161,02 \text{ kN}$$

$$g_{sz6} = A_{\max} / 3,372 = 47,75 \text{ kN/m}$$

21.1.2 Teherkombinációk

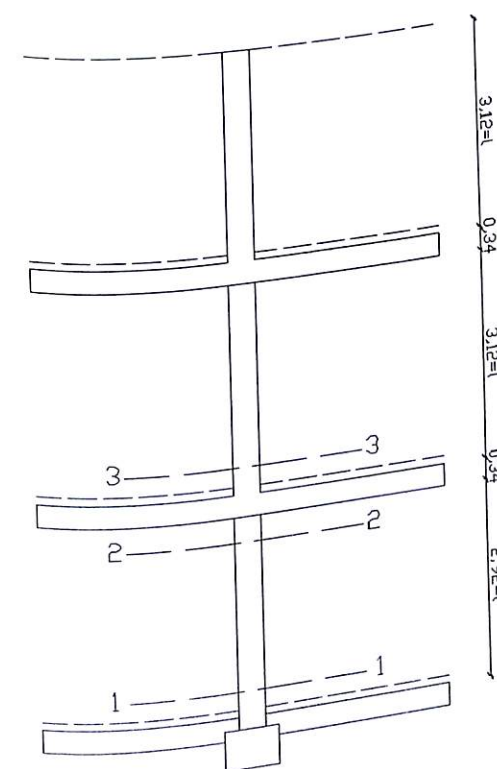
1. teherkombináció: (1-1 keresztmetszetben történő ellenőrzéshez)

$$N_{1KM} = 2 \cdot g_{sz1} + g_{sz2} + g_{sz3} + g_{sz4} + g_{sz5} + g_{sz6} = 249,03 \text{ kN/m}$$

2. teherkombináció: (3-3 keresztmetszetben történő ellenőrzéséhez)

$$N_{3KM} = g_{sz1} + g_{sz2} + g_{sz3} + g_{sz4} + g_{sz5} = 133,85 \text{ kN/m}$$

21.1.3. F-1 jelű falszakasz ellenőrzése



21.1.3.1. Ellenőrzés 1-1 keresztmetszetben

Kiindulási adatok:

Anyagminőség:

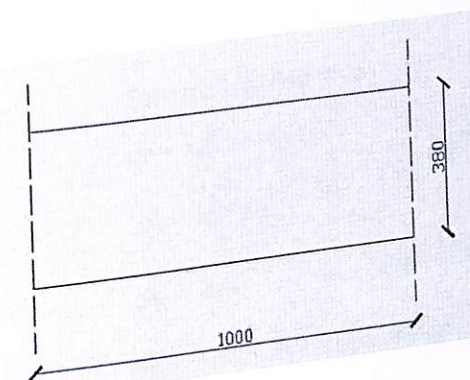
Porotherm 38 pincetégla

$$\sigma_f = 2,0 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{fH} = \sigma_f \cdot m_1$$

$m_1 = 1,0$ II. osztályú falazat

$$\sigma_{fH} = 2,0 \cdot 1,0 = 2,0 \text{ N/mm}^2$$



$$h = 380 \text{ mm}$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$l_0 = 2920 + 110 = 3,03 \text{ m}$$

Az alaptest szélessége $b = 0,9 \text{ m} > 2 \cdot h = 2 \cdot 380 = 0,76 \text{ m}$. Ennek megfelelően a kihajlási hossz fentiek alapján számítható.

$$\frac{l_0}{h} = \frac{3030}{380} = 7,974 < 25 \quad \text{Megfelel}$$

$$\varphi = 0,88 - \frac{l_0}{150 \cdot h} - 2 \cdot \left(\frac{l_0}{50 \cdot h} \right)^2 = 0,88 - \frac{3030}{57000} - 2 \cdot \left(\frac{3030}{19000} \right)^2 =$$

$$= 0,88 - 0,0532 - 0,051 = 0,776$$

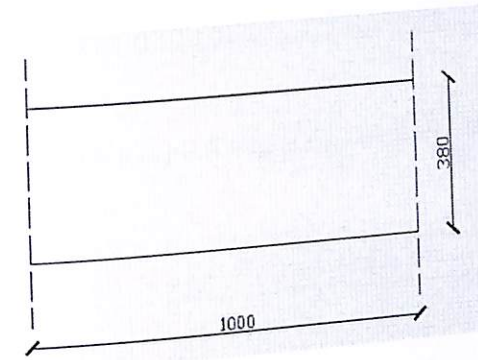
$$N_{1KM} = 259,03 \text{ kN/m} \quad / \text{ lásd 21.2 /}$$

$$N_H = \varphi \cdot A \cdot \sigma_{fH} = 0,776 \cdot (1000 \cdot 380) \cdot 2,0 = 589380 \text{ N} = 589,38 \text{ kN}$$

$$N_H = 589,38 \text{ kN/m} > N_m = 249,03 \text{ kN/m}$$

Az F-1 jelű falazat megfelel.

21.1.3.2. Ellenőrzés 3 -3 keresztmetszetben



Kiindulási adatok:

Anyagminőség:

Porotherm 38 N+F

$$\sigma_f = 1,5 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{fH} = \sigma_f \cdot m_1$$

$$m_1 = 1,0 \quad \text{II. osztályú falazat}$$

$$\sigma_{fH} = 1,5 \cdot 1,0 = 1,5 \text{ N/mm}^2$$

$$h = 380 \text{ mm}$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$l_0 = 3120 + 220 = 3,34 \text{ m}$$

$$\frac{l_0}{h} = \frac{3340}{380} = 8,79 < 25 \quad \text{Megfelel}$$

$$\varphi = 0,88 - \frac{l_0}{150 \cdot h} - 2 \cdot \left(\frac{l_0}{50 \cdot h} \right)^2 = 0,88 - \frac{3340}{57000} - 2 \cdot \left(\frac{3340}{19000} \right)^2 =$$

$$= 0,88 - 0,0585 - 0,062 = 0,759$$

$$N_{3KM} = 133,85 \text{ kN/m} \quad / \text{ lásd 21.2 } /$$

$$N_H = \varphi \cdot A \cdot \sigma_{fH} = 0,759 \cdot (1000 \cdot 380) \cdot 1,5 = 432740 \text{ N} = 432,74 \text{ kN}$$

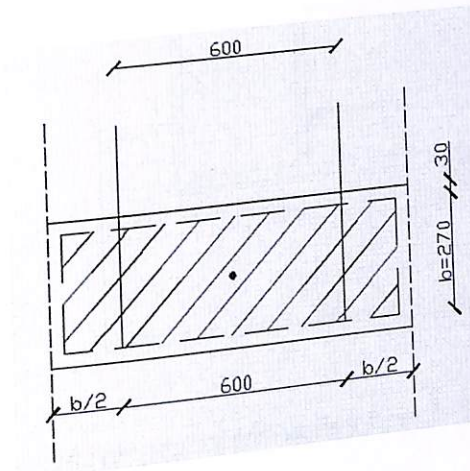
$$N_H = 432,74 \text{ kN/m} > N_m = 133,85 \text{ kN/m}$$

Az F-1 jelű falazat megfelel.

21.3.3. Pecsétnyomás ellenőrzése 2-2 keresztmetszetben

Terhelés meghatározása 2-2 keresztmetszetben:

$$N_{2KM} = (g_{sz1} + g_{sz2}) \cdot 0,6 + (g_{sz3} + g_{sz4} + g_{sz5}) \cdot 0,6 + g_{sz6} = 273,20 \text{ kN}$$



$\sigma_f = 2,0$ – Porotherm 38-as pincetégla II. osztályú falazat

$$A_N = 270 \cdot 870 = 234900 \text{ mm}^2$$

$$A_T = 270 \cdot 600 = 162000 \text{ mm}^2$$

$$m_2 = 0,75 + 0,25 \cdot \frac{A_N}{A_T} = 1,11 > 1,0$$

$$m_1 = 1,0$$

$$\sigma_{fH} = m_1 \cdot \sigma_f = 1,0 \cdot 2,0 = 2,0 \text{ N/mm}^2$$

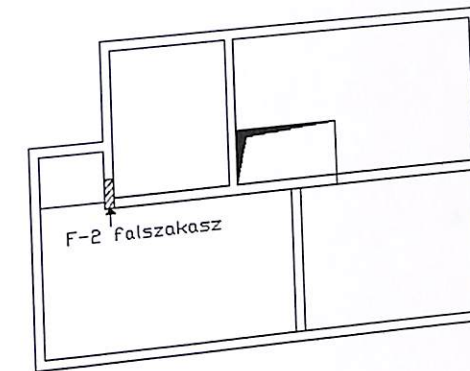
$$N_H = m_2 \cdot \sigma_{fH} \cdot A = 1,0 \cdot 2,0 \cdot 600 \cdot 270 = 324 \text{ kN}$$

$$N_H = 324 \text{ kN} > N_M = 273,20 \text{ kN}$$

A F-1 falszakasz pecsétnyomásra megfelel.

21.2. F-2 jelű falszakasz ellenőrzése

Tekintve, hogy F-1 jelű falszakasz a legterheltebb az épületben és ez a falszakasz is megfelel a szilárdsági követelményeknek, ebből adódóan az F-2 jelű falszakasz is nagy biztonsággal megfelel, ellenőrzést csak helyi nyomás vizsgálatára végeztem. / lásd 21.2.1.



21.2.1. Pecsétnyomás ellenőrzése 1-1 keresztmetszetben

Terhelés meghatározása 1-1 keresztmetszetben:

Az F-2 jelű falszakasz terhei összetevődnek: Tetőszervezetről+L1 lemeztől+ L2 lemeztől a falazatra jutó terhek + G11 jelű felülbordás födémgerenda támaszereje+ a 3 szinten végigmenő falazat önsúlya

Önsúly terheket: lásd 21.1.1.

Tetőszervezetről és födémekről jutó terhek:

Tetőszervezetről átadódó terhek:

Terhelési mező: lásd 21.1 törésképek alapján $T = 2,74 \text{ m}$

$$g_{\text{sztető}} = 2,8 \text{ kN/m}^2$$

Tetőszervezet terheinek szélsőértéke:

$$g_{\text{sz3}} = 2,8 \cdot 2,74 = 7,69 \text{ kN/m}$$

(L1 lemez állandó és esetleges terheit lásd 4.1.1, 4.1.2.)

Terhelési mező: lásd 21.2 törésképek alapján $T_1 = 0,88 \text{ m}$ $T_2 = 1,03 \text{ m}$

L1 lemeztől jutó terhek szélsőértéke: $g_{\text{sz4}} = (8,84 + 1,70 + 2,10) \cdot 1,03 + (11,83 + 1,70 + 2,10) \cdot 0,88 = 26,77 \text{ kN/m}$

(L2 lemez állandó és esetleges terheit lásd 5.1.1, 5.1.2.)

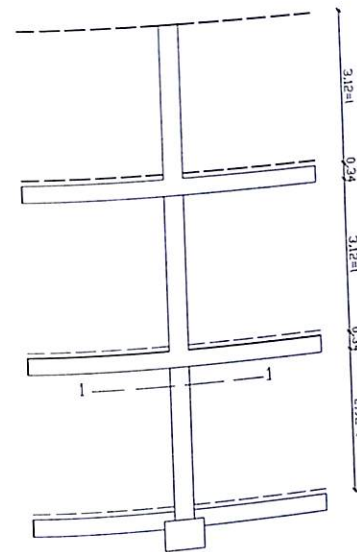
Terhelési mező: lásd 21.3 törésképek alapján $T_1 = 0,88 \text{ m}$ $T_2 = 1,8 \text{ m}$

L2 lemeztől jutó terhek szélsőértéke: $g_{\text{sz5}} = (8,84 + 1,70 + 2,10) \cdot 2,69 = 34,22 \text{ kN/m}$

G11 jelű gerendáról átadódó terhek:

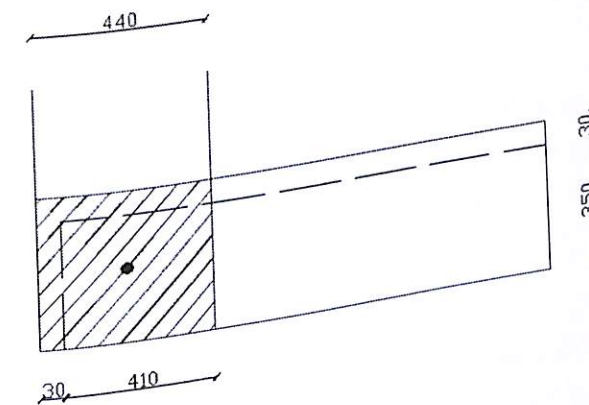
(G11 jelű gerenda támaszereje lásd 19.1 ábra)

$$g_{sz6} = A_{max} = 99,38 \text{ kN}$$



$$N_{1KM} = (g_{sz1} + g_{sz2}) \cdot 0,44 + (g_{sz3} + g_{sz4} + g_{sz5}) \cdot 0,44 + 2 \cdot g_{sz6} = 244,74 \text{ kN}$$

$\sigma_f = 2,0$ - Porotherm 38-as pincetégla II. osztályú falazat



$$A_N = 410 \cdot 350 = 122500 \text{ mm}^2$$

$$A_T = 410 \cdot 350 = 122500 \text{ mm}^2$$

$$m_2 = 0,75 + 0,25 \cdot \frac{A_N}{A_T} = 1,0 > 1,0$$

$$m_1 = 1,0$$

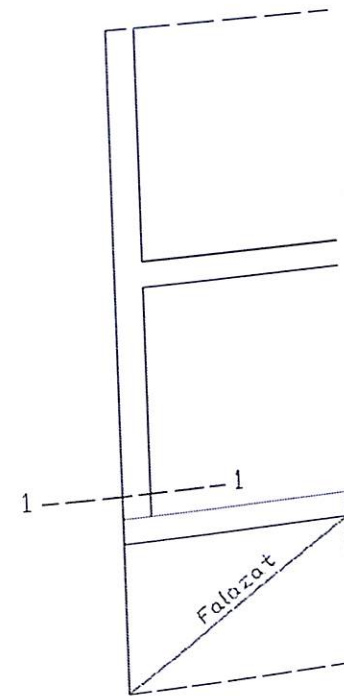
$$\sigma_{fH} = m_1 \cdot \sigma_f = 1,0 \cdot 2,0 = 2,0 \text{ N/mm}^2$$

$$N_H = m_2 \cdot \sigma_{fH} \cdot A = 1,0 \cdot 2,0 \cdot 410 \cdot 350 = 287,0 \text{ kN}$$

$$N_H = 287,0 \text{ kN} > N_M = 244,74 \text{ kN}$$

A F-2 falszakasz pecsénnyomásra megfelel.

22.0 P1 jelű pillér statikai számítása



A P1 jelű pillér méretezését ellenőrzését a mértékadó keresztmetszetben végeztem el, lásd fenti ábra.

22.1. P-1 jelű pillér terhei

Az P1 jelű pillér terhei összetevődnek: Tetőszerkezetről a szelemen gerendákon keresztül a pillérre jutó terhek + G2 gerenda támaszereje + G5 gerenda támaszereje + G12 jelű rejtett földéngerenda támaszereje + a 3 szinten végigmenő falazat önsúlya

Önsúly terhek:

(3,0 m belmagassággal, vasbeton pillérrel, 4 oldali 2,0 cm-es vakolattal számolva)
Pillér önsúlya: $g_{sz1} = 0,44 \cdot 3,12 \cdot 25 \cdot 1,2 + (4 \cdot 0,02 \cdot 19 \cdot 1,4 \cdot 3,12 \cdot 0,44)$
 $= 21,04 \text{ kN}$

Tetőszerkezetről a gerendára jutó terhek:

Terhelési mező: lásd 21.1 törésképek alapján $T = 5,41 \text{ m}^2$
 $g_{sztető} = 2,8 \text{ kN/m}^2$

Tetőszerkezet terheinek szélsőértéke:
 $g_{sz2} = 2,8 \cdot 5,41 = 15,20 \text{ kN}$

Áthidaló gerendákról átvitt terhek:

G2 gerenda támaszereje: $A_2 = 56,29 \text{ kN}$
(lásd 10.1. ábra)

G5 gerenda támaszereje: $A_5 = 21,24 \text{ kN}$
(lásd 13.1. ábra)

G12 gerenda támaszereje: $A_{12} = 37,15 \text{ kN}$
(lásd 20.1. ábra)

22.2. Teherkombinációk

1. teherkombináció: (1-1 keresztmetszetben történő méretezéshez)

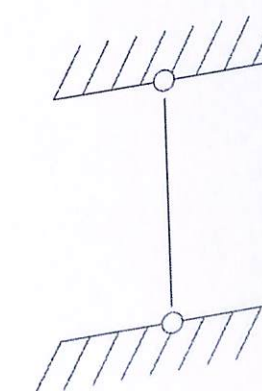
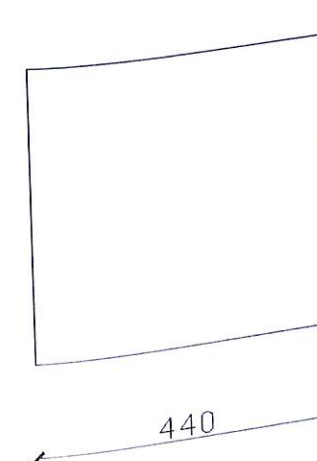
$$N_M = 2 \cdot g_{sz1} + g_{sz2} + A_2 + A_5 + A_{12} = 171,96 \text{ kN}$$

22.3. P1 jelű pillér ellenőrzése

22.3.1. P1 jelű vasalatlan beton pillér ellenőrzése 1-1 keresztmetszetben

Kiindulási adatok:
Anyagminőség:

C12-16/KK
 $\sigma_{bH} = 6,0 \text{ N/mm}^2$



$$N_H > N_m$$

$$N_m = 171,96 \text{ kN} \quad / \text{ lásd 22.2. } /$$

$$N_H = \varphi \cdot A_b \cdot \sigma_{bH}$$

$$h = 440 \text{ mm}$$

$$b = 440 \text{ mm}$$

$$l_0 = 3120 + 220 = 3,34 \text{ m}$$

$$\frac{l_0}{h} = \frac{3340}{440} = 7,59 < 25 \quad \text{Megfelel. C12 beton esetén}$$

$$\varphi = 0,88 - \frac{l_0}{150 \cdot h} - 2 \cdot \left(\frac{l_0}{50 \cdot h} \right)^2 = 0,88 - \frac{3340}{66000} - 2 \cdot \left(\frac{3340}{22000} \right)^2 =$$

$$= 0,88 - 0,0506 - 0,023 = 0,806$$

$$A_b = 19,36 \cdot 10^4 \text{ mm}^2$$

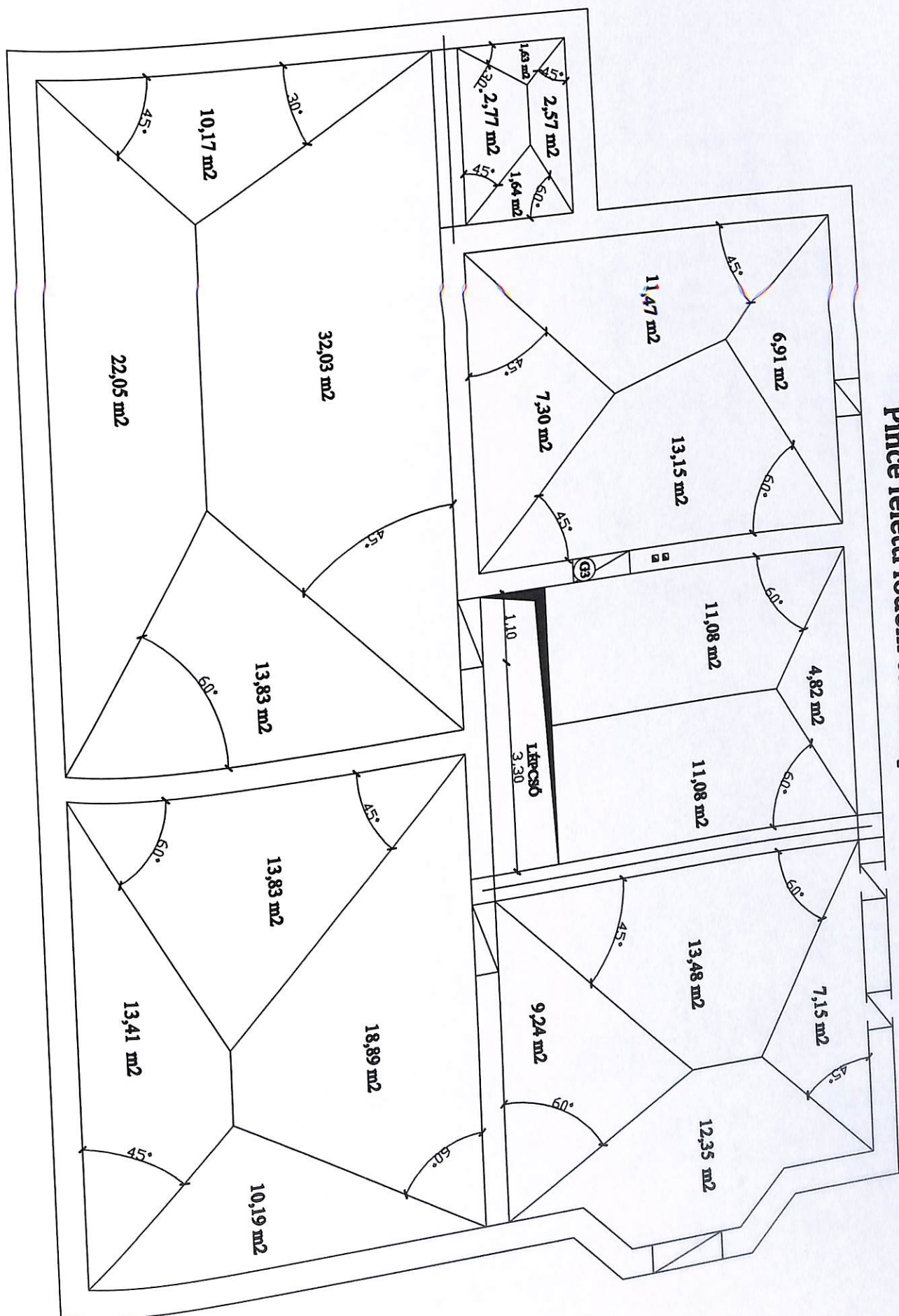
$$N_H = \varphi \cdot A_b \cdot \sigma_{bH} = 0,806 \cdot 440 \cdot 440 \cdot 6,0 = 936,25 \text{ kN}$$

$$N_H = 936,25 \text{ kN} > N_m = 171,96 \text{ kN} \quad \text{P1 jelű pillér vasalatlan betonként megfelel.}$$

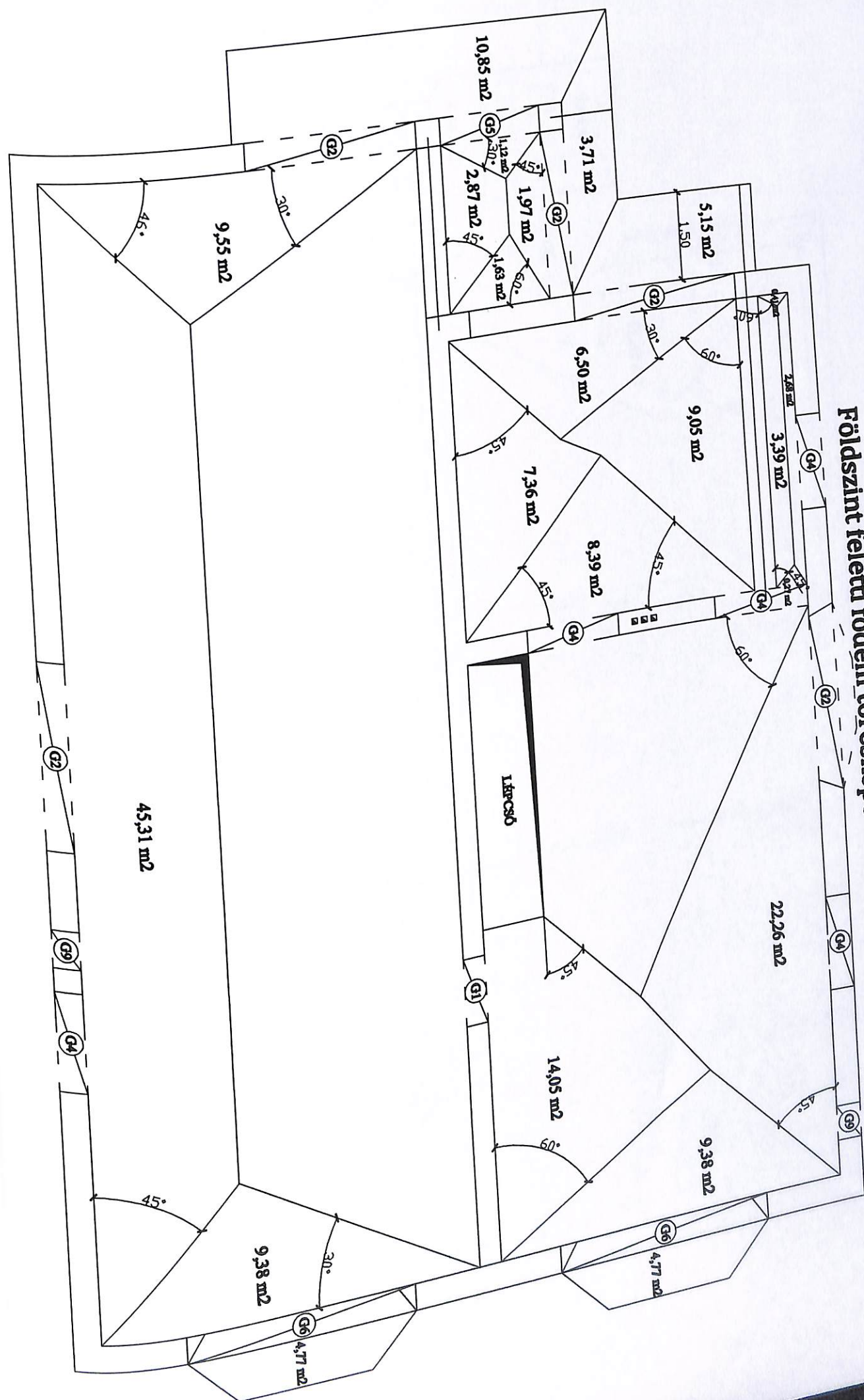
Tekintve, hogy a P1 jelű pillér vasalatlan beton pilléreként is nagy biztonsággal megfelel teherbírás szempontjából nem szükséges acélbetét alkalmazása. A beton zsugorodásából adódó repedések felvételére a keresztmetszet szerkesztési szabályoknak megfelelő minimális acélmennyiséggel is kialakítható. Ebben az esetben igény szerint a tervező felkereshető további vasalási tervek elkészítése végett.

Az épületben található másik, P2 jelű pillér is vasalatlan beton pilléreként kerülhet kialakításra, mivel keresztmetszete és kihajlási hossza is megegyezik a P1 jelű pillérével, valamint terhelése kisebb, mint a fent említett szerkezeté.

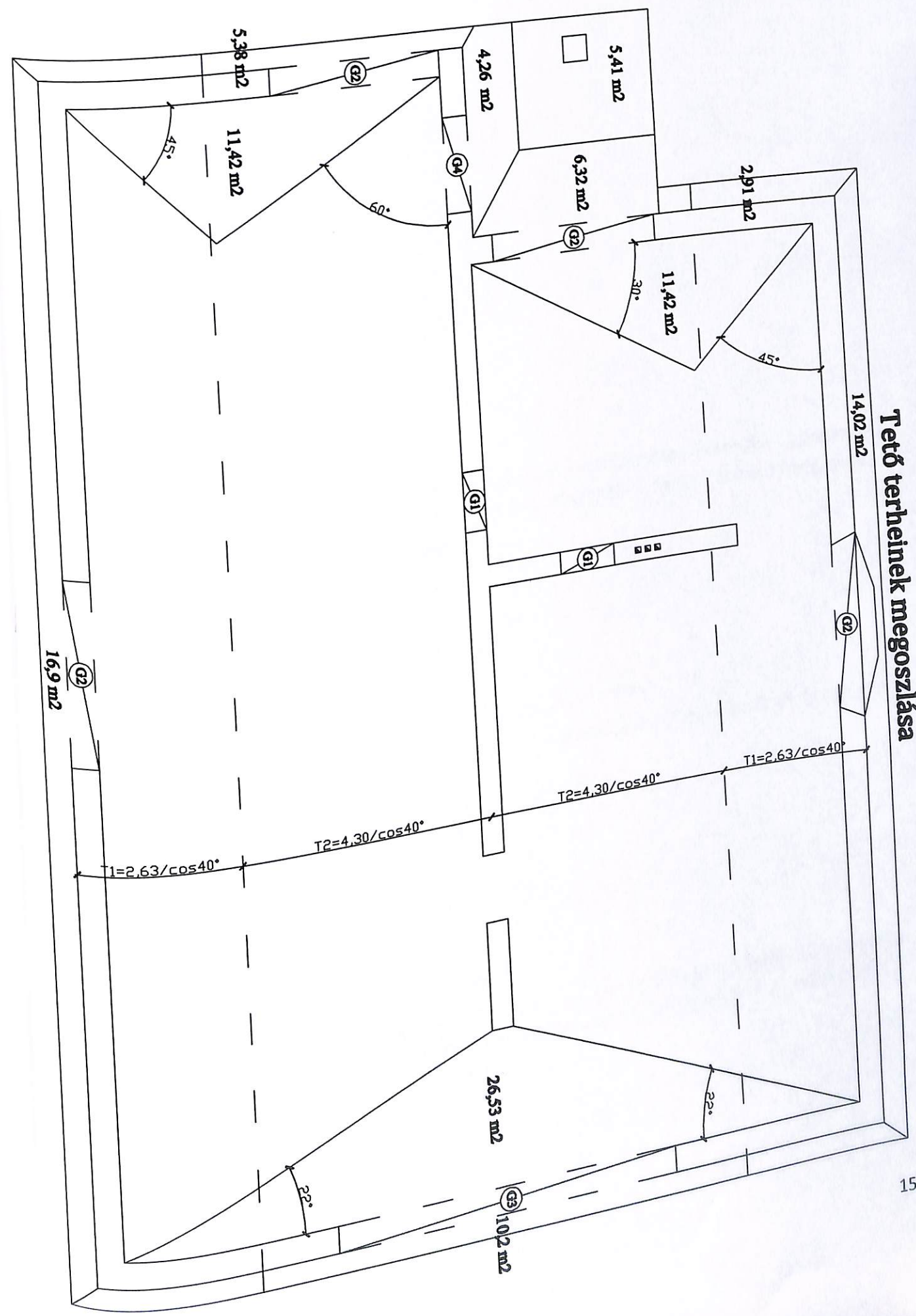
Pince feletti földm. törésképe



Földszint feletti földm. törésképe

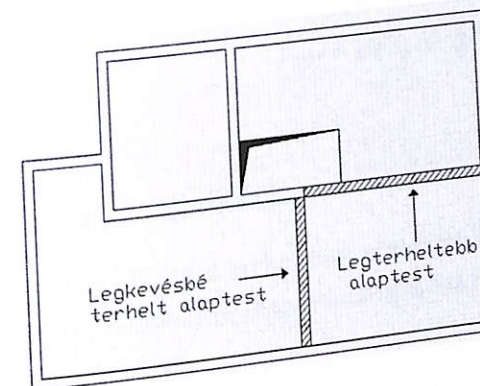


Tetőterheinek megoszlása



23.0 Alapozás statikai számítása

23.1. Alaptestek terhei



S1 jelű sávalap terhei:

Az S1 jelű alaptest terhei összetevődnek: Tetőszerkezetről+L1 lemeztől+ L2 lemeztől a jutó terhek + G11 jelű felülbordás födémgerenda támaszereje+ a 3 szinten végigmenő falazat önsúlya + az alaptest önsúlya

Alaptest önsúlya:

(1,3x0,7 keresztmetszettel számolva)

$$g_1 = 1,3 \cdot 0,7 \cdot 22 \cdot 1,2 = 24,02 \text{ kN/m}$$

$$g_2 = 173,59 \text{ kN/m} \text{ / lásd 21.1.2. F-2 jelű falszakasz terheit /}$$

S1 jelű sávalap mértékadó terhelése:

$$F_M = 197,61 \text{ kN/m}$$

S2 jelű legterheltebb sávalap terhei:

Az S2 jelű alaptest terhei összetevődnek: Tetőszerkezetről+L1 lemeztől+ L2 lemeztől a jutó terhek + G9 jelű felülbordás födémgerenda támaszereje+ a 3 szinten végigmenő falazat önsúlya + az alaptest önsúlya

Alaptest önsúlya:

(1,3x0,7 keresztmetszettel számolva)

$$g_1 = 1,3 \cdot 0,7 \cdot 22 \cdot 1,2 = 24,02 \text{ kN/m}$$

$g_2 = 249,03 \text{ kN/m}$ / lásd 21.1.2. a legterheltebb
falszakasz terheit/

S2 jelű sávalap mértékadó terhelése:

$$F_M = 273,61 \text{ kN/m}$$

S3 jelű sávalap terhei:

Az S3 jelű alaptest terhei összetevődnek: L1 lemeztől+ L2 lemeztől a jutó terhek + G10 jelű felülbordás födémgerenda támaszereje+ a 3 szinten végigmenő falazat önsúlya + az alaptest önsúlya

Alaptest önsúlya:

(1,3x0,7 keresztmetszettel számolva)

$$g_1 = 1,3 \cdot 0,7 \cdot 22 \cdot 1,2 = 24,02 \text{ kN/m}$$

$$g_2 = 185,72 \text{ kN/m} \text{ / lásd 21.1.3. /}$$

S3 jelű sávalap mértékadó terhelése:

$$F_M = 209,74 \text{ kN/m}$$

23.2. Alaptestek szélességi méretezése

S1 jelű alaptest „B” szélességének meghatározása:

$$F_M = 197,61 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$F_M \leq F_H$$

$$\left(\frac{F_M}{B} \leq \sigma_H \right) \quad \sigma_H = q \cdot \alpha$$

$$\left(\frac{F_M}{B} \leq q \cdot \alpha \right)$$

$$\alpha = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3$$

α_1 : a talajfeltárás megbízhatóságától függő tényező

α_2 : a nyírószilárdság meghatározásának biztonságát figyelembe vevő tényező

α_3 : az építmény és személyeket fenyegető veszélyeket figyelembe vevő tényező

$$\alpha = 0,7$$

$$q = a_b \cdot B \cdot \gamma_1 \cdot N_b \cdot i_b \cdot j_b + a \cdot (t \cdot \gamma_2 \cdot N_t \cdot i_t \cdot j_t + c \cdot N_c \cdot i_c \cdot j_c)$$

$$B_{\min} = 0,5 \text{ m}$$

$$\text{Feltételezünk: } B = 0,6 \text{ m}$$

a_b, a : alaki tényezők

$$a_b = 1 - \frac{B}{2 \cdot L} \quad a_b = 1 \quad \text{sávalap esetén}$$

$$a = 1 + \frac{B}{2 \cdot L} \quad a = 1 \quad \text{sávalap esetén}$$

i_b, i_t, i_c : a terhelő erő ferdeségétől függő csökkentő tényező

$$i_b = 1,0$$

$$i_t = 1,0$$

$$i_c = 1,0$$

j_b, j_t, j_c : a lejtős terep hajlásától függő csökkentő tényező

$$j_b = 1,0$$

$$j_t = 1,0$$

$$j_c = 1,0$$

N_b, N_t, N_c : teherbírási tényezők

$$\varphi = 13^\circ$$

$$N_t = e^{\pi \cdot \tan(\varphi)} \cdot \left(\tan\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) \right)^2$$

$$N_t = 9,336$$

$$N_b = (N_t + 1) \cdot \tan(\varphi)$$

$$N_b = 2,386$$

$$N_c = (N_t + 1) \cdot \text{ctg}(\varphi)$$

$$N_c = 44,769$$

γ_1 : az alaptest alatti talaj hatékony térfogatsúlya

γ_2 : az alapozási sík feletti talajrétegek hatékony térfogatsúlya

$\gamma = (\rho_t - \rho_v) \cdot g$ talajvíz alatti rétegek esetén

$\gamma = \rho \cdot g$ talajvíz feletti rétegek esetén

$$\gamma_1 = (2,2 - 1,0) \cdot 10$$

$$\gamma_2 = (1,6 \cdot 1,85 \cdot 10) + (0,9 \cdot 2,0 \cdot 10) + [(2,15 - 1,0) \cdot 0,6 \cdot 10] + [(2,2 - 1,0) \cdot 0,84 \cdot 10]$$

$$\gamma_1 = 12$$

$$\gamma_2 = 64,58$$

t : takarás (az alacsonyabbik térszint és az alapozási sík közötti különbség)

$$t = 0,8$$

$$c = 0$$

$$q = a_b \cdot B \cdot \gamma_1 \cdot N_b \cdot i_b \cdot j_b + a \cdot (t \cdot \gamma_2 \cdot N_t \cdot i_t \cdot j_t + c \cdot N_c \cdot i_c \cdot j_c)$$

$$q = 499,503 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\frac{F_M}{B} = 329,350 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_H = q \cdot \alpha$$

$$\sigma_H = 349,652$$

$$\frac{F_M}{B} \leq \sigma_H$$

$$F_H = \sigma_H \cdot B$$

$$F_H = 209,791 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad F_M = 197,610 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$F_H \geq F_M$ Tehát az alaptest szélessége megfelel.

S2 jelű alaptest „B” szélességének meghatározása:

$$F_M = 273,61 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$F_M \leq F_H$$

$$\left(\frac{F_M}{B} \leq \sigma_H \right) \quad \sigma_H = q \cdot \alpha$$

$$\left(\frac{F_M}{B} \leq q \cdot \alpha \right)$$

$$\alpha = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3$$

α_1 : a talajfeltárás megbízhatóságától függő tényező

α_2 : a nyírószilárdság meghatározásának biztonságát figyelembe vevő tényező

α_3 : az építmény és személyeket fenyegető veszélyeket figyelembe vevő tényező

$$\alpha = 0,7$$

$$q = a_b \cdot B \cdot \gamma_1 \cdot N_b \cdot i_b \cdot j_b + a \cdot (t \cdot \gamma_2 \cdot N_t \cdot i_t \cdot j_t + c \cdot N_c \cdot i_c \cdot j_c)$$

$$B_{\min} = 0,5 \text{ m}$$

Feltételezünk:

$$B = 0,9 \text{ m}$$

a_b, a : alakí tényezők

$$a_b = 1 - \frac{B}{2 \cdot L} \quad a_b = 1 \quad \text{sávalap esetén}$$

$$a = 1 + \frac{B}{2 \cdot L} \quad a = 1 \quad \text{sávalap esetén}$$

i_b, i_t, i_c : a terhelő erő ferdeségétől függő csökkentő tényező

$$i_b = 1,0$$

$$i_t = 1,0$$

$$i_c = 1,0$$

j_b, j_t, j_c : a lejtős terep hajlásától függő csökkentő tényező

$$j_b = 1,0$$

$$j_t = 1,0$$

$$j_c = 1,0$$

N_b, N_t, N_c : teherbírási tényezők

$$\varphi = 13^\circ$$

$$N_t = e^{\pi \cdot \tan(\varphi)} \cdot \left(\tan\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) \right)^2$$

$$N_t = 9,336$$

$$N_b = (N_t + 1) \cdot \tan(\varphi)$$

$$N_b = 2,386$$

$$N_c = (N_t + 1) \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)$$

$$N_c = 44,769$$

γ_1 : az alaptest alatti talaj hatékony térfogatsúlya

γ_2 : az alapozási sík feletti talajrétegek hatékony térfogatsúlya

$\gamma = (\rho_t - \rho_v) \cdot g$ talajvíz alatti rétegek esetén

$\gamma = \rho \cdot g$ talajvíz feletti rétegek esetén

$$\gamma_1 = (2,2 - 1,0) \cdot 10$$

$$\gamma_2 = (1,6 \cdot 1,85 \cdot 10) + (0,9 \cdot 2,0 \cdot 10) + [(2,15 - 1,0) \cdot 0,6 \cdot 10] + [(2,2 - 1,0) \cdot 0,84 \cdot 10]$$

$$\gamma_1 = 12$$

$$\gamma_2 = 64,58$$

t : takarás (az alacsonyabbik térszint és az alapozási sík közötti különbség)

$$t = 0,8$$

$$c = 0$$

$$q = a_b \cdot B \cdot \gamma_1 \cdot N_b \cdot i_b \cdot j_b + a \cdot (t \cdot \gamma_2 \cdot N_t \cdot i_t \cdot j_t + c \cdot N_c \cdot i_c \cdot j_c)$$

$$q = 508,094 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\frac{F_M}{B} = 304,011 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_H = q \cdot \alpha$$

$$\sigma_H = 355,666$$

$$\frac{F_M}{B} \leq \sigma_H$$

$$F_H = \sigma_H \cdot B$$

$$F_H = 320,099 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$F_M = 273,610 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$F_H \geq F_M$ Tehát az alaptest szélessége megfelel.

S3 jelű alaptest „B” szélességének meghatározása:

$$F_M = 209,74 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$F_M \leq F_H$$

$$\left(\frac{F_M}{B} \leq \sigma_H \right) \quad \sigma_H = q \cdot \alpha$$

$$\left(\frac{F_M}{B} \leq q \cdot \alpha \right)$$

$$\alpha = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3$$

α_1 : a talajfeltárás megbízhatóságától függő tényező

α_2 : a nyírószilárdság meghatározásának biztonságát figyelembe vevő tényező

α_3 : az építmény és személyeket fenyegető veszélyeket figyelembe vevő tényező

$$\alpha = 0,7$$

$$q = a_b \cdot B \cdot \gamma_1 \cdot N_b \cdot i_b \cdot j_b + a \cdot (t \cdot \gamma_2 \cdot N_c \cdot i_c \cdot j_c + c \cdot N_c \cdot i_c \cdot j_c)$$

$$B_{\min} = 0,5 \text{ m}$$

Feltételezünk:

$$B = 0,7 \text{ m}$$

a_b, a : alak tényezők

$$a_b = 1 - \frac{B}{2 \cdot L}$$

$$a_b = 1$$

sávalap esetén

$$a = 1 + \frac{B}{2 \cdot L}$$

$$a = 1$$

sávalap esetén

i_b, i_c : a terhelő erő ferdeségétől függő csökkentő tényező

$$i_b = 1,0$$

$$i_t = 1,0$$

$$i_c = 1,0$$

j_b, j_t, j_c : a lejtős terep hajlásától függő csökkentő tényező

$$j_b = 1,0$$

$$j_t = 1,0$$

$$j_c = 1,0$$

N_b, N_t, N_c : teherbírási tényezők

$$\varphi = 13^\circ$$

$$N_t = e^{\pi \cdot \tan(\varphi)} \cdot \left(\tan\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) \right)^2$$

$$N_t = 9,336$$

$$N_b = (N_t + 1) \cdot \tan(\varphi)$$

$$N_b = 2,386$$

$$N_c = (N_t + 1) \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)$$

$$N_c = 44,769$$

γ_1 : az alaptest alatti talaj hatékony térfogatsúlya

γ_2 : az alapozási sík feletti talajrétegek hatékony térfogatsúlya

$\gamma = (\rho_t - \rho_v) \cdot g$ talajvíz alatti rétegek esetén

$\gamma = \rho \cdot g$ talajvíz feletti rétegek esetén

$$\gamma_1 = (2,2 - 1,0) \cdot 10$$

$$\gamma_2 = (1,6 \cdot 1,85 \cdot 10) + (0,9 \cdot 2,0 \cdot 10) + [(2,15 - 1,0) \cdot 0,6 \cdot 10] + [(2,2 - 1,0) \cdot 0,84 \cdot 10]$$

$$\gamma_1 = 12$$

$$\gamma_2 = 64,58$$

t : takarás (az alacsonyabbik térszint és az alapozási sík közötti különbség)

$$t = 0,8$$

$$c = 0$$

$$q = a_b \cdot B \cdot \gamma_1 \cdot N_b \cdot i_b \cdot j_b + a \cdot (t \cdot \gamma_2 \cdot N_t \cdot i_t \cdot j_t + c \cdot N_c \cdot i_c \cdot j_c)$$

$$q = 502,367 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\frac{FM}{B} = 299,629 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_H = q \cdot \alpha$$

$$\sigma_H = 351,657$$

$$\frac{F_M}{B} \leq \sigma_H$$

$$F_H = \sigma_H \cdot B$$

$$F_H = 246,16 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad F_M = 209,74 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$F_H \geq F_M$ Tehát az alaptest szélessége megfelel.

23.3. Alaptestek magassági méretezése

S1 jelű sávalap magassági méretezése:

$$B = 0,6 \text{ m}$$

$$m = 0,5 \text{ m}$$

$$\sigma_h = 349,65 \text{ kN/m}^2 \text{ / lásd 23.2./}$$

$$\text{C12-16/FN}$$

$$\sigma_{hh} = 600 \text{ kN/m}^2$$

Alaptest magasságának meghatározása:

$$m \geq k \cdot \sqrt{3 \cdot \frac{\sigma_h}{\sigma_{hh}}} = 0,11 \cdot \sqrt{3 \cdot \frac{349,65}{600}} = 0,145$$

$$m = 0,145 < 0,50 \text{ m}$$

Ellenőrzés hajlításra:

$$M_m = \frac{\sigma_h \cdot 1 \cdot k^2}{2} = \frac{349,65 \cdot 1 \cdot 0,11^2}{2} = 2,12 \text{ kN/m}$$

$$M_H = 600 \frac{0,5^2 \cdot 1}{6} = 25 \text{ kN}$$

$M_H > M_m$ Az alaptest hajlításra megfelel.

Ellenőrzés nyírásra:

$$T_m = 349,65 \cdot 0,11 \cdot 1 = 38,46 \text{ kN}$$

$$T_H = 0,5 \cdot 1 \cdot 300 = 150 \text{ kN}$$

$T_H > T_m$ Az alaptest nyírásvizsgálatra megfelel.

S2 jelű sávalap magassági méretezése:

$$B = 0,9 \text{ m} > B_{\min} = 0,5 \text{ m}$$

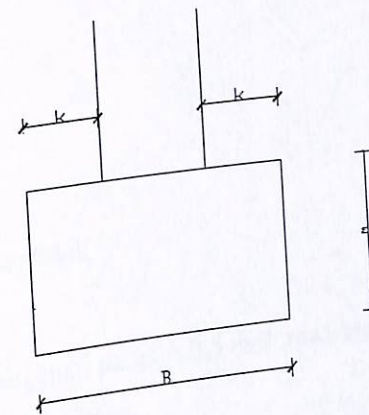
$$m = 0,5 \text{ m}$$

$$\sigma_h = 355,67 \text{ kN/m}^2 \text{ / lásd 23.2./}$$

$$\text{C12-16/FN}$$

$$\sigma_{hh} = 600 \text{ kN/m}^2$$

Alaptest magasságának meghatározása:



$$m \geq k \cdot \sqrt{3 \cdot \frac{\sigma_h}{\sigma_{hH}}} = 0,26 \cdot \sqrt{3 \cdot \frac{355,67}{600}} = 0,347$$

$$m = 0,347 < 0,50 \text{ m}$$

Ellenőrzés hajlításra:

$$M_m = \frac{\sigma_h \cdot l \cdot k^2}{2} = \frac{349,65 \cdot 1 \cdot 0,11^2}{2} = 2,12 \text{ kN/m}$$

$$M_H = 600 \cdot \frac{0,5^2 \cdot 1}{6} = 25 \text{ kN}$$

$M_H > M_m$ Az alaptest hajlításra megfelel.

Ellenőrzés nyírásra:

$$T_m = 349,65 \cdot 0,11 \cdot 1 = 38,46 \text{ kN}$$

$$T_H = 0,5 \cdot 1 \cdot 300 = 150 \text{ kN}$$

$T_H > T_m$ Az alaptest nyírásvizsgálatra megfelel.

Tekintve, hogy a legterheltebb sávalap esetén is elegendő az $m = 0,5$ méteres magassági méret, a többi sávalap azonos magassággal kerül kialakításra.

23.4. Alaptestek süllyedésvizsgálata

Az alaptestek süllyedés vizsgálatát Kany-Grasshof-féle közelítő módszerrel végeztem el. A legterheltebb sávalap süllyedése 2,64 mm, amely nem okoz jelentős teherátrendeződést a szerkezetben. Ennek megfelelően a süllyedési kritériumok teljesítése végett nem szükséges a az alaptest további szélességi méretének növelése.