SZAKDOLGOZAT

Sárközi István Zoltán

2015

Szent István Egyetem

Ybl Miklós Építéstudományi Kar

Budapest, XIV. kerület, Királyhida utca 1. szám alatt levő nyolc lakásos társasház méretezése

Sárközi István Zoltán

Építőmérnöki szak, Magasépítés szakirány

Konzulens: Müller Marianne

2015

SZENT ISTVÁN EGYETEM

Dr.Dombay Gábor PhD.
intézetigazgató, főiskolai tanár

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

SZAKDOLGOZAT KIÍRÁS
2015

Sárközi István Zoltán

Nappali Építőmérnök szakos
hallgató részére

A feladat címe: LXIV. számú feladat: Nyolc lakásos társasház, Budapest XIV.

Belső konzulens: Müller Marianne mestertanár

Külső konzulens: -

A szakdolgozat beadási határideje: 2015. június 05., péntek $12^{\underline{00}}$

Budapest, 2015. május 28.

Dr. Dombay Gábor
intézetigazgató

SZENT ISTVÁN
EGYETEM

Dr.Dombay Gábor PhD.
intézetigazgató, főiskolai tanár

YBL

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

Részletes feladatkiírás

Sárközi István Zoltán

Nappali Építőmérnök
hallgató részére

LXIV. számú feladat: Nyolc lakásos társasház, Budapest XIV.

című szakdolgozatához

1. Vázlattervek a számításhoz (ún. pozíciós tervek)

2. Részletes statikai számítás
   A fő tetőszerkezeti elemek vizsgálata
   A födémek, kijelölt vb. gerendák, pillérek, lépcsők méretezése
   Az alapok méreteinek meghatározása. A mennyiségi korlátok miatt a süllyedésszámítást nem kell elvégezni.
   A feladat bonyolultsága miatt a függőleges teherhordó falak vizsgálata hasonlóképpen nem része a szakdolgozatnak

3. Kiviteli tervek
   A kijelölt vasbeton födémek kiviteli terve a részletekkel
   A kijelölt vasbeton szerkezeti elemek (pillérek, kiváltógerendák) kiviteli terve
   A földszinti lépcső terve
   Alapozási terv 1:50 léptékben
   A tetőszerkezet tervét nem kell elkészíteni

4. Részletes tartószerkezeti műszaki leírás

Budapest, 2015. május 28.

Müller Marianne
belső konzulens

Tartalomjegyzék:

1. Tartószerkezeti műleírás ..... 7.
   1.1. Kiindulási adatok ..... 7.
   1.2. A statikai számítás célja ..... 7.
   1.3. Alapozás ..... 7.
   1.4. Felmenő szerkezetek ..... 7.
   1.5. Baleset és munkavédelem ..... 9.
   1.6. Tervezői nyilatkozat ..... 9.
2. A szakdolgozat megírásához felhasznált szabványok, irodalom és szoftverek ..... 11.
3. Zárófödém méretezése ..... 12.
   3.1. Zárófödém sík vasbetonlemez terhei ..... 12.
      3.1.1. Állandó terhek ..... 12.
      3.1.2. Hóteher ..... 12.
      3.1.3. Szélteher ..... 13.
      3.1.4. Teherkombinációk ..... 13.
   3.2. Fa szerkezetű tetőrész méretezése ..... 14.
      3.2.1. Állandó terhek ..... 14.
      3.2.2. Hóteher ..... 14.
      3.2.3. Szélteher ..... 15.
      3.2.4. Teherkombinációk ..... 15.
      3.2.5. Ferde tetőrészből falra jutó teher ..... 16.
4. Belső födémek terhei és igénybevételei ..... 18.
   4.1. Födém belső mezőinek terhei ..... 18.
      4.1.1. Födém belső mezőinek állandó terhei ..... 18.
      4.1.2. Födém belső mezőinek esetleges terhei ..... 18.
      4.1.3. Födém belső mezőinek teherkombinációi ..... 18.
   4.2. Erkélyek terhei ..... 19.
      4.2.1. Erkélyek állandó terhei ..... 19.
      4.2.2. Esetleges terhek ..... 19.
      4.2.3. Teherkombinációk ..... 19.
   4.3. Falak, falazatok terhei ..... 20.
   4.4. Ferde fa szerkezetű tetőrész méretezése ..... 22.
      4.4.1. Szarufa és talpgerenda méretezése ..... 22.
      4.4.2. A zárófödém és a lépcsőház födémje között levő ferde tetőszakasz terhei ..... 24.
   4.5. Lépcsőkarok terhei ..... 25.
      4.5.1. Lépcsőkarok lemezekre jutó terhei ..... 26.
      4.5.2. Lépcsőkar vastagságának szabad tervezése ..... 27.
   4.6. Lépcsőház zárófödémjének méretezése ..... 28.
      4.6.1. Lépcsőház zárófödémjének terhei ..... 28.
      4.6.2. Betonacél szükséglet tervezése ..... 30.
5. Vasbeton zárófödém méretezése ..... 31.
   5.1. Szabad tervezés ..... 31.
   5.2. Terhek ..... 31.

5.3. Betonacél szükséglet tervezése ..... 32.
6. Kiváltó szerkezetek méretezése, új oszlopok és gerendák elhelyezésének helyei az épületben ... 35.
6.1. O_I és O_H oszlopok közti gerenda vizsgálata földszint feletti födémnél ..... 35.
6.2. O_j és O_k oszlopok közti gerenda vizsgálata földszint feletti födémnél ..... 36.
6.3. O_c, O_b és O_d oszlopok közti gerendák szabad tervezése földszint feletti födémnél ..... 38.
6.4. O_c, O_b és O_d oszlopok közti gerendák szabad tervezése 1. emelet feletti födémnél ..... 40.
6.5. O_c és O_j oszlopok közti gerendák szabad tervezése földszint feletti födémnél ..... 41.
6.6. O_c és O_j oszlopok közti gerendák szabad tervezése 1. emelet feletti födémnél ..... 43.
7. Első emelet feletti födém méretezése ..... 44.
7.1. Első emelet feletti födém parciális leterhelésének figyelembevétele ..... 44.
7.2. Szabad tervezés ..... 47.
7.3. Átszúródás ellenőrzése ..... 48.
7.4. Betonacél szükséglet tervezése ..... 49.
8. Vasbeton lépcső betonacél szükségletének számítása ..... 55.
8.1. Vasbeton lépcsőkar betonacél szükségletének számítása ..... 55.
8.2. Vasbeton lépcsőpihenő betonacél szükségletének számítása ..... 56.
9. Földszint feletti födém méretezése ..... 57.
9.1. Földszint feletti födém parciális leterhelésének figyelembevétele ..... 57.
9.2. Lemez vastagságának felvétele legnagyobb nyomatékra való bevasalhatóság alapján ..... 58.
9.3. Átszúródás számítás ..... 58.
9.4. Betonacél szükséglet tervezése ..... 59.
10. Mélygarázs feletti födém méretezése ..... 64.
10.1. Mélygarázs feletti födém parciális leterhelésének figyelembevétele ..... 64.
10.2. Betonacél szükséglet tervezése ..... 65.
11. Oszlopok méretezése ..... 70.
11.1. „B"Oszlop vasalási méretezése ..... 72.
11.2. „A"Oszlop vasalási méretezése ..... 74.
11.3. „C"Oszlop vasalási méretezése ..... 75.
11.4. Az összes többi oszlop vasalási méretezése ..... 76.
12. Gerendák méretezése ..... 76.
12.1. „OG"„OB"„OD"Oszlopok közötti gerenda méretezése földszint feletti födémnél ..... 76.
12.1.1. Betonacél szükséglet tervezése „B"oszlop felett ..... 77.
12.1.2. Betonacél szükséglet tervezése „G" és „B"oszlopok közötti mezőben ..... 78.
12.1.3. Betonacél szükséglet tervezése „B" és „D"oszlopok közötti mezőben ..... 78.
12.1.4. Szélső oszlopok feletti befogási nyomaték vasszükséglete ..... 79.
12.1.5. Nyírási vasalás számítása B oszlop D oszlop felőli oldalán ..... 80.
12.1.6. Nyírási vasalás számítása B oszlop C oszlop felőli oldalán ..... 81.
12.1.7. Nyírási vasalás számítása D oszlop fölött ..... 81.
12.1.8. Nyírási vasalás számítása G oszlop fölött ..... 81.
12.2. „OG"„OB"„OD"Oszlopok közötti gerenda méretezése 1. emelet feletti födémnél ..... 82.
12.2.1. Betonacél szükséglet tervezése „B"oszlop felett ..... 83.
12.2.2. Betonacél szükséglet tervezése „G" és „B"oszlopok közötti mezőben ..... 83.
12.2.3. Betonacél szükséglet tervezése „B" és „D"oszlopok közötti mezőben ..... 84.
12.2.4. Szélső oszlopok feletti befogási nyomaték vasszükséglete ..... 84.
12.2.5. Nyírási vasalás számítása B oszlop D oszlop felőli oldalán ..... 84.

12.2.6. Nyírási vasalás számítása B oszlop C oszlop felőli oldalán ..... 85.
12.2.7. Nyírási vasalás számítása D oszlop fölött ..... 85.
12.2.8. Nyírási vasalás számítása C oszlop fölött ..... 85.
12.3. Vb fal„OB"„OD"Oszlopok közötti gerenda méretezése mélygarázs feletti födémnél ..... 86.
12.3.1. Betonacél szükséglet tervezése „B"oszlop felett ..... 87.
12.3.2. Betonacél szükséglet tervezése „G" és„B"oszlopok közötti mezőben ..... 87.
12.3.3. Betonacél szükséglet tervezése „B" és„D"oszlopok közötti mezőben ..... 88.
12.3.4. Szélső falak feletti befogási nyomaték vasszükséglete ..... 88.
12.3.5. Nyírási vasalás számítása B oszlop D oszlop felőli oldalán ..... 88.
12.3.6. Nyírási vasalás számítása B oszlop C oszlop felőli oldalán ..... 89.
12.3.7. Nyírási vasalás számítása D oszlop alatt ..... 90.
12.3.8. Nyírási vasalás számítása lépcsőház vasbeton falánál ..... 90.
12.4. G4 gerenda méretezése mélygarázs feletti födémnél ..... 90.
12.4.1. Vb fal„OB"„OD"Oszlopok közötti gerenda ellenőrzése lehajlásra ..... 92.
12.4.2. Betonacél szükséglet tervezése „E" támasz felett ..... 92.
12.4.3. Betonacél szükséglet tervezése „E" és „F" támaszok közötti mezőben ..... 93.
12.4.4. Lehajlás ellenőrzése kézi számítással „E" és „F" támaszok közötti mezőben ..... 94.
12.4.5. Betonacél szükséglet tervezése „A" és „B" támaszok közötti mezőben ..... 94.
12.4.6. Betonacél szüks. tervezése „B" és „E" támaszok közötti mértékadó nyomatékra ..... 94.
12.4.7. Betonacél szükséglet tervezése „B" támasz felett ..... 95.
12.4.8. Nyírási vasalás számítása B támasz F támasz felőli oldalán ..... 95.
12.4.9. Nyírási vasalás számítása „B" támasz baloldalán, „E" és „F"támasz felett ..... 96.
12.5. G5 gerenda méretezése mélygarázs feletti födémnél ..... 96.
12.5.1. G5 gerenda méretezése lehajlásra ..... 97.
12.5.2. G5 gerenda betonacél szükségletének tervezése mezőközépen ..... 97.
12.5.3. G5 gerenda betonacél szükségletének tervezése támaszoknál ..... 98.
12.5.4. Nyírási vasalás számítása támaszok felett ..... 98.
12.6. G6 gerenda méretezése mélygarázs feletti födémnél ..... 99.
12.6.1. G6 gerenda ellenőrzése lehajlásra ..... 99.
12.6.2. G6 gerenda betonacél szükségletének tervezése mezőközépen ..... 99.
12.6.3. G6 gerenda betonacél szükségletének tervezése támaszoknál ..... 100.
12.6.4. Nyírási vasalás számítása támaszok felett ..... 100.
12.7. G7 gerenda méretezése földszint feletti födémnél ..... 101.
12.7.1. G7 gerenda ellenőrzése lehajlásra ..... 102.
12.7.2. G7 gerenda betonacél szükségletének tervezése mezőközépen ..... 102.
12.7.3. G7 gerenda betonacél szükségletének tervezése támaszoknál ..... 103.
12.7.4. Nyírási vasalás számítása támaszok felett ..... 103.
12.8. G8 gerenda méretezése földszint feletti födémnél ..... 104.
12.8.1. G8 gerenda ellenőrzése lehajlásra ..... 104.
12.8.2. G8 gerenda betonacél szükségletének tervezése mezőközépen ..... 104.
12.8.3. G8 gerenda betonacél szükségletének tervezése támaszoknál ..... 105.
12.8.4. Nyírási vasalás számítása támaszok felett ..... 106.
12.9. G9 gerenda méretezése földszint feletti födémnél ..... 106.
12.9.1. G9 gerenda ellenőrzése lehajlásra ..... 106.
12.9.2. G9 gerenda betonacél szükségletének tervezése mezőközépen ..... 107.

12.9.3. G9 gerenda betonacél szükségletének tervezése támaszoknál....107.
12.9.4. Nyírási vasalás számítása „OF" oszlop felett....108.
12.9.5. Nyírási vasalás számítása „OE" oszlop felett....108.
12.10. G10 gerenda méretezése földszint feletti födémnél....108.
12.10.1. G10 gerenda ellenőrzése lehajlásra....108.
12.10.2. G10 gerenda betonacél szükségletének tervezése mezőközépen....109.
12.10.3. G10 gerenda betonacél szükségletének tervezése támaszoknál....110.
12.10.4. Nyírási vasalás számítása oszlopok felett....110.
12.11. G11 gerenda méretezése 1. emelet feletti födémnél....110.
12.11.1. G11 gerenda ellenőrzése lehajlásra....110.
12.11.2. G11 gerenda betonacél szükségletének tervezése mezőközépen....111.
12.11.3. G11 gerenda betonacél szükségletének tervezése támaszoknál....111.
12.11.4. Nyírási vasalás számítása oszlopok felett....112.
12.12. G12 gerenda méretezése 1. emelet feletti födémnél....112.
12.12.1. G12 gerenda terhei 1. módszer figyelembe vételével....112.
12.12.2. G12 gerenda nyomatéki igénybevételei Vb fal alkalmazása esetén....113.
12.12.3. G12 gerenda méretezése vb fal helyett gerenda alkalmazása esetén....113.
12.12.4. G12 gerenda nyomatéki igénybevételei, vb fal helyett gerenda alkalm. esetén....114.
12.12.5. G13 gerenda ellenőrzése lehajlásra....114.
12.12.6. G12 gerenda betonacél szükségletének számítása....115.
12.13. G13 gerenda méretezése zárófödémnél....115.
12.13.1. G13 gerenda terhei....116.
12.13.2. G13 gerenda ellenőrzése lehajlásra....116.
12.13.3. G13 gerenda betonacél szükségletének tervezése nyomatéki max. helyén....117.
12.13.4. G13 gerenda betonacél szüks. tervezése támaszoknál részleges befogásra....117.
12.13.5. Nyírási vasalás számítása „OC"oszlop felett....117.
12.13.6. Nyírási vasalás számítása két gerenda találkozásánál....118.
12.14. G14 gerenda méretezése 1. emelet feletti födémnél....118.
12.14.1. G14 gerenda ellenőrzése lehajlásra....119.
12.14.2. G14 gerenda betonacél szükségletének tervezése támasz felett....119.
12.14.3. G14 gerenda betonacél szükségletének tervezése mezőközépen....120.
12.14.4. G14 gerenda betonacél szüks. tervezése részleges befogásnál támasz felett....120.
12.14.5. Nyírási vasalás számítása „OF"oszlop felett....121.
12.14.6. Nyírási vasalás számítása „OE"oszlop felett....121.
12.15. G15 gerenda méretezése zárófödémnél....122.
12.15.1. G15 gerenda igénybevételei....122.
12.15.2. G15 gerenda betonacél szükségletének tervezése középső támasz felett....122.
12.15.3. G15 gerenda betonacél szükségletének tervezése jobboldali (10,75m fesztávú) mezőben....123.
12.15.4. G15 gerenda betonacél szükségletének tervezése bal(8,05m fesztávú)mezőben..123.
12.15.5. Nyírási vasalás számítása maximális igénybevétel helyén....124.
12.16. G16 gerenda méretezése zárófödémnél....124.
12.16.1. G16 gerenda igénybevételei....124.
12.16.2. G16 gerenda betonacél szükségletének tervezése mezőben....124.
12.16.3. G16 gerenda betonacél szükségletének tervezése a gerenda többi részén....125.

12.16.4. G16 gerenda nyírási betonacél szükségletének számítása ..... 125.
12.17. G17 és G18 gerenda méretezése zárófödémnél ..... 125.
12.17.1. G17 gerenda igénybevételei ..... 125.
12.18. G19 gerenda méretezése zárófödémnél ..... 125.
12.18.1. G19 gerenda betonacél szükségletének tervezése középső támasz felett ..... 126.
12.18.2. G19 gerenda alsó betonacél szükségletének tervezése mezőkben ..... 126.
12.18.3. Nyírási vasalás számítása jobb oldali támasznál ..... 127.
12.18.4. Középső támasz alatt levő tégla pillér megfelelőségének számítása ..... 127.
12.18.5. Jobb oldali támasz alatt levő tégla falazat megfelelőségének számítása ..... 128.
13. Kiváltók méretezése ..... 128.
13.1. Mértékadó legnagyobb terhű 60cm-es nyílást áthidaló kiváltó méretezése (A8) ..... 129.
13.2. Mértékadó legnagyobb terhű 75cm-es nyílást áthidaló kiváltó méretezése (A7) ..... 129.
13.3. Mértékadó legnagyobb terhű 100cm-es nyílást áthidaló kiváltó méretezése (A6) ..... 130.
13.4. Mértékadó legnagyobb terhű 200cm-es nyílást áthidaló kiváltó méretezése (A4) ..... 130.
13.5. Második legnagyobb terhű 200cm-es nyílást áthidaló kiváltó méretezése (A5) ..... 131.
13.6. 300cm-es nyílást áthidaló kiváltó méretezése (A3) ..... 131.
13.7. 200cm-es nyílást áthidaló kiváltó méretezése mélygarázs szintjén (A1,A2) ..... 133.
13.8. Belső 100cm-es nyílást áthidaló kiváltó méretezése. (A9) ..... 134.
13.9. 100cm-es nyílást áthidaló kiváltó méretezése OI oszlop mellett (A11) ..... 134.
14. Átszúródási vasalás tervezése ..... 135.
14.1. Átszúródási vasalás tervezése B oszlopnál zárófödém szintjén ..... 135.
14.2. Átszúródási vasalás tervezése A oszlopnál garázs feletti födém szintjén ..... 136.
14.3. Átszúródási vasalások számításának kivonata Schöck Bole programmal ..... 138.
15. F1 faltartó méretezése ..... 150.
15.1. F1 faltartó terhei és betonacél szükséglete ..... 150.
16. Alapozás méreteinek tervezése ..... 150.
16.1. Alapozásra jutó terhek ..... 150.
16.2. Alapozás méreteinek tervezése törő teherre ..... 153.
16.2.1. Talaj adatok ..... 153.
16.2.2. Mellé építésnél levő SA7 alaptest méretezése ..... 153.
16.2.3. SA10, SA12, alaptest méretezése ..... 154.
16.2.4. SA13 alaptest méretezése ..... 154.
16.2.5. SA14, SA15 és SA16 alaptest méretezése ..... 155.
16.2.6. Összes többi fal alatti alaptest méretezése ..... 155.
16.2.7. Pilléralap méretezése ..... 156.
17. Mellékletek ..... 157.
17.1. Garázs feletti födém pozíciós terve ..... 158.
17.2. Földszint feletti födém pozíciós terve ..... 159.
17.3. 1. emelet feletti födém és zárófödém pozíciós terve ..... 160.
17.4. Garázs feletti födém törésképe ..... 161.
17.5. Földszint feletti födém törésképe ..... 162.
17.6. 1. emelet feletti födém és zárófödém törésképe ..... 163.
17.7. Helyszínrajz ..... 164.
17.8. Fúrási szelvények ..... 165.
17.9. Alaptestek számozása és elhelyezkedése ..... 166.

1.TARTÓSZERKEZETI MŰLEÍRÁS

1.1.Kiindulási adatok:

Szintek száma: 3 lakó szint + mélygarázs .

Az épület tetején zöldtető létesül

Funkciók: A legalsó szint funkciója garázs,

A földszint, 1. és 2. emelet funkciója lakás.

Beépítettségi kategória: Az épület elhelyezkedése városi, IV. beépítettségi kategóriába tartozik.

Betonminőség: C20/25-XC1-16-F3

Betonacél: B500

Tető faanyaga: C24

Az építési terület Balti tenger feletti magassága: +109,36m

1.2 A statikai számítás célja:

A statikai számítás és a szakdolgozat célja a lehető legjobb megoldások keresése az épület szerkezeti kialakítására. Vagyis a statikai számításban elkészített szerkezeteknél mindig figyelembe vettem az egyszerű kivitelezhetőség, a korszerű technológiák alkalmazása, valamint a költséghatékonyság és a gyors szerelhetőség. Ezáltal a szakdolgozatot az előbb felsorolt tulajdonságok figyelembevételével készítettem el kiviteli terv szinten. A számítás vizsgálatának tárgya a Királyhida utca 1. szám alatti épület szerkezete.

1.3. Alapozás

Az épület alapozása 1994. májusában készített talajmechanikai szakvélemény alapján készült.

A javasolt alapozási módok közül a sáv- és pontalapokat választottam.

A teherviselő talaj sárga homoklisztes homok. A sávalapokat a 60 és 80 cm magas vasbeton alaptestként terveztem. A pont alapok magassága 100cm. A mélygarázs padlóját vasbeton szerkezetként kell kialakítani. Ez a vasalt aljzat csak a saját terheit adja át az altalajra.

Mivel 3,03m mélyre adta meg a talajmechanikai szakvélemény a mértékadó talajvízszintet és ez a pince padlóvonalának szintje alatt van, ezért 2 rétegű bitumenes lemez szigetelés megfelel.

Az alaptestek alsó síkja -3,00m-en helyezkedik el. Ez a teherbíró talajréteg felső síkja alatt 90cm-rel helyezkedik el. A mellé építésnél talajerősítést és a szomszédos épület alapozási síkjának -3,00m-re való levitelét kell elvégezni.

1.4. Felmenő szerkezetek

1. Vízszintes teherhordó szerkezetek

A pince, földszint, 1. emelet feletti födémek és a zárófödém két irányban teherviselő, monolit vasbeton lemezek, 20 cm szerkezeti vastagságban. A lépcsőház zárófödémje egy irányban teherviselő monolit vasbeton lemez, melynek vastagsága 15cm. A mélygarázsnál megszűnő falak kiváltása szintenként monolit vasbeton gerendával történik. A G19-es gerenda kivételével egyik G jelű gerendát sem szabad ráültetni téglafalazatra. A G1 és G2 gerendákat nem szabad ráültetni az alatta futó vasbeton falra.

A teherviselő falak egyenletes megoszlása miatt az épületet vízszintes erőhatásokra nem kell vizsgálni. A teherviselő falak födémszinteken monolit vasbeton födémmel megosztottak.

2. Függőleges teherhordó szerkezetek

Az épület földszinti, 1. emeleti és tetőtéri teherviselő főfalai 38 cm vtg. POROTHERM téglából készült falazatok.

Szükség szerint – terhelés függvényében – monolit vasbeton pilléreket kell beépíteni a pozíciós terveken bejelölt helyeken.

A pincefalak 30cm vtg. monolit vasbeton falak.

A Porotherm 30/24 hanggátló téglából készült falak ugyan teherviselő tulajdonságúak, de a szerkezeti modell miatt a falazat felett levő födémről ***nem lehet terheket átadni a hanggátló falaknak.*** Ezek a falak csak a saját önsúly terhüket hordhatják. Fontos hogy,

ezeket a falakat csak a födémek és ezekhez kapcsolódó monolit vasbeton gerendák kizsaluzása után szabad csak teljes magasságukig felfalazni.

A Porotherm és vasbeton falak vizsgálatától eltekintek, mivel ezek az épületen belül egyenletesen helyezkednek el. Ezen kívül a számításban vizsgált 38x47cm-es pillér nagyobb terhet kap és erre is megfelel, mint akármelyik Porotherm falnak a folyóméter terhe.

Az 1. emelet feletti, az építészterveken vasbetonfalként szereplő falak szerelt falakként készülnek.

3. Lépcső

A szintek között a teherviselő vasbeton falba benyúló félszinti pihenő és a lemezszélre támaszkodó kéttámaszú monolit vasbeton lépcsőkar biztosítja a közlekedést. A lemezvastagság félszinti pihenőnél 17 cm. A lépcsőkarok lemezvastagsága 14cm.

4. Térbeli merevség

Az épület térbeli merevségét a teherviselő főfalak és rájuk támaszkodó monolit vasbeton födémek a kiváltó gerendákkal együttdolgoztatva – megfelelően biztosítják.

A térbeli merevség vizsgálatától eltekintek a tartófalak egyenletes elhelyezkedése, az épület belsejében elhelyezkedő vázkitöltő falak és a jó merevítő tulajdonságokkal rendelkező épület belsejében elhelyezkedő monolit vasbeton lépcsőház miatt.

5. Tetőszerkezet

A tetőszerkezet két szerkezeti egységből áll össze: monolit vasbeton záródödémből és ennek a széleire ülő hagyományos fa szarufás tetőszerkezetből. A hőszigetelés a szarufák közé kerül elhelyezésre a faszerkezetű részen. A vasbeton záródödémmel rendelkező részen pedig a vasbeton záródödém fölé kerül a hőszigetelés. A ferde tetőrészeknél a belső síkot gipszkarton burkolat adja meg. A tetőhöz felhasznált faanyag minősége C24.

A talpszelement a vasbeton födémekhez kb. 2,00m-enként alapcsavarral kell lekötni.

1.5. Baleset és munkavédelem

A kivitelezési munkát felülvizsgált és érvényes engedéllyel rendelkező tervdokumentáció alapján lehet megkezdeni.
A Tervező a közreműködőkkel, szolgáltatókkal előzetesen egyeztetett tervdokumentációját a hatóságokkal a Beruházó engedélyezteti.
A munkavégzés során be kell tartani az 1993. évi XCIII. törvényben a munkavédelemről szóló előírásokat, kezelési és karbantartási utasítások munkavédelmi követelményeit. Bármely munkálatot csak a megfelelő képesítéssel rendelkező és naplóval igazolt balesetvédelmi oktatásban részesített dolgozó végezhet.

1.6. Tervezői nyilatkozat

Az egyes építményekkel, építési munkákkal és építési tevékenységekkel kapcsolatos építésügyi hatósági engedélyezési eljárásokra, és az építési hatósági ellenőrzésre szóló193/2009/ IX.15. számú kormányrendelet alapján az alábbi nyilatkozatot teszem. A tervdokumentáció összeállítása, és a szerkezetek méretezése során, a vonatkozó jogszabályok szerint, valamint az érvényes hatósági előírások, és a szakági szabványok szerint, azoknak megfelelően jártam el.

Továbbá figyelembe vettem a 191/2009/IX.15 kormányrendeletet az építőipari kivitelezési tevékenységről. Az építési munkahelyen és az építési folyamatok során megvalósítandó minimális munkavédelmi követelményekről szóló rendeletet.
Az alkalmazott műszaki megoldások megfelelnek az általános érvényű és eseti hatósági előírásoknak.
Kijelentem, hogy a szerzői jogokra vonatkozó törvény előírását jelen tervezői munka során betartottam.

Sárközi István

Sárközi István Zoltán

Budapest, 2015. május 15.

2. A szakdolgozat megírásához felhasznált szabványok, irodalom és szoftverek

Felhasznált szabványok:

- MSZ EN 1990:2011
- MSZ EN 1991-1-1:2005
- MSZ EN 1991-1-3:2005
- MSZ EN 1991-1-4:2005
- MSZ EN 1992-1-1:2010
- MSZ EN 1995-1-1
- MSZ EN 1996-1-1

Felhasznált Irodalom:

- Deák-Draskóczy-Dulácska-Kolár-Visnovitz: Vasbeton szerkezetek 2011. Terc
- Horváth Katalin Acélszerkezetek faszerkezetek II.2 2011. Terc
- Freund Péter: Segédletek a mechanika és Tartószerkezetek C. tárgyhoz 2010. Avernim Bt.
- http://www.wienerberger.hu/falazat/let%C3%B6lthet%C5%91-kiadv%C3%A1nyaink, Wienerberger alkalmazási és tervezési útmutató_2014
- http://www.wienerberger.hu/servlet/Satellite?pagename=Wienerberger/SR_Product/ProductStandard10&cid=1149600868857&sl=wb_hu_home_hu/&lpi=1149600863360
- Dr. Bartos Sándor, Králik Béla Mélyépítés III Alapozás

Felhasznált szoftverek:

- AxisVm12
- VbExpress
- AutoCad 2014
- Microsoft Excel
- Schöck Bole

3.Záródém méretezése

3.1.Záródém sík vasbetonlemez terhei

3.1.1Állandó terhek

Állandó terhek zöldtetősített részen:

Megnevezés	*V[m]*	*[kg/m3]*	*[kg/m2]*
Talajkeverék	0,51	1900	969
Drénlemez	0,04	-	-
2rtg bit. vtg. lemez	-	-	-
Lejtbeton	0,05	2000	100
Kőzetgyapot hőszig	0,2	200	40
Monolit vb. födém	0,2	2500	500
Vakolat	0,01	2200	22

∑gk=16,31KN/m2

Állandó terhek a konzolosan kiugró lemezrészen:

Megnevezés	*V[m]*	*[kg/m3]*	*[kg/m2]*
2rtg bit. vtg. lemez	-	-	-
Kőzetgyapot hőszig	0,2	200	40
Monolit vb. födém	0,2	2500	500

∑gk=5,40KN/m2

Bordák önsúlya:1,35*0,25*1,0*25=***8,44KN/m***

3.1.2.Hóteher

Karakterisztikus értéke: $1{,}25 \leq Sk = 0{,}25 * \left(1 + \frac{A}{100}\right) = 0{,}25 * (1 + \frac{110\ m}{100}) = 0{,}525\ kN/m^2$

$\rightarrow Sk = 1{,}25\ kN/m^2$

tető hóterhe: $P_S = \mu_i * Ce * Ct * Sk$

$\mu = 0{,}8$ alaki tényező 0° tetőhajláshoz

Ce = 1,0 csökkentő tényező szeles terepviszony

Ct = 1,0 hőmérséklet miatti csökkentő tényező.

$P_S = 0{,}8 * 1{,}0 * 1{,}0 * 1{,}25 = 1{,}0\ kN/m^2$

3.1.3.Szélteher

$W=C_p*q_p$

C_p=nyomási tényező

q_p = torlónyomás csúcsértéke = Ce(z)*qb

átlagos torlónyomás: qb= 0,25 kN/m^2

Ce(z)=helyszíntényező – referenciamagasságtól függ

Belső nyomás:

Referencia magasság: Zi≈10,0 m→Ce(zi) = 1,18

qp= 1,18*0,25 = 0,295kN/m^2

szívás: Pwb^-= -0,3*0,295 = - 0,089kN/m^2

nyomás: Pwb^+= +0,2*0,295 = + 0,059kN/m^2

Külső nyomás:

Referencia magasság: Zi≈11,0 m→Ce(zi) = 1,25

qp= 1,25*0,25 = 0,3125kN/m^2

Mivel a szélteher ebben az esetben a többi teherhez képest elenyésző. Egyszerűsítésképpen a biztonság javára a zöldtetővel rendelkező tetőfelületen H zóna terheivel, a konzolosan kilógó lemez felületén g zóna terheivel számolok.

C_{PE} összes zóna: +0,2→$P_{WK}=C_{PE}*qp=0,2*0,3125=0,063KN/m^2$

$\Sigma P_W=Pwb^-+P_{WK}=0,089+0,063=0,15KN/m^2$

3.1.4.Teherkombinációk

Zöldtetős tetőrész teherkombinációi:

$P_{edm}=1,35*gk+1,5*P_S+1,5*\psi_0*P_W=1,35*16,31+1,5*1,0+1,5*0,6*0,15=$***23,65kN/m²***

$P_{edm}=1,35*gk+1,5*P_w+1,5*\psi_0*P_s=1,35*16,31+1,5*0,15+1,5*0,5*1,0=23,00kN/m^2$

Konzolos lemez teherkombinációi:

$P_{edk}=1,35*gk+1,5*P_S+1,5*\psi_0*P_W=1,35*5,40+1,5*1,0+1,5*0,6*0,15=$***8,93kN/m²***

$P_{edk}=1,35*gk+1,5*P_w+1,5*\psi_0*P_s=1,35*5,40+1,5*0,15+1,5*0,5*1,0=8,27kN/m^2$

Az egyidejűségi tényező hóteher esetében: 0,5

szélteher esetében: 0,6

3.2.Fa szerkezetű tetőrész méretezése

3.2.1.Állandó terhek

Állandó terhek:

Megnevezés	*V[m]*	*[kg/m2]*
antracit bramach cserépfedés	-	60
cseréplléc	-	2,0
ellenléc	-	2,0
kőzetgyapot hőszig.	0,17	30
szarufa 10*15	-	12
lécváz	-	2,0
2rtg gipszkarton	0,025	25
		∑gk=1,33KN/m2

Megoszló teher vetületre vonatkoztatva: Tetőhajlás: 45°

$g_{kv=}\sum gk/\sin 45°=1{,}33*\cos 45°=$***0,94kN/m²***

3.2.2.Hóteher

Karakterisztikus értéke: $1{,}25 \leq Sk = 0{,}25 * \left(1 + \frac{A}{100}\right) = 0{,}25 * (1 + \frac{110\ m}{100}) = 0{,}525\ kN/m^2$

$\rightarrow Sk=1{,}25\ kN/m^2$

tető hóterhe: $S = \mu_i * Ce * Ct * Sk$

$\mu = 0{,}8*(2-\alpha/45)=0{,}8*(2-(45/30))=0{,}4$ 45°-os tetőhajláshoz

Ce = 1,0 csökkentő tényező szeles terepviszony

Ct = 1,0 hőmérséklet miatti csökkentő tényező.

$P_S= 0{,}4*1{,}0*1{,}0*1{,}25 = 0{,}5kN/m^2$

Felületre merőleges hóteher: $P_{\perp s}=P_S*\cos^2\alpha=0{,}5*\cos^2 45=0{,}25kN/m^2$

3.2.3.Szélteher

$W=C_p*q_p$

C_p=nyomási tényező

q_p = torlónyomás csúcsértéke = Ce(z)*qb

átlagos torlónyomás: qb= 0,25 kN/m^2

Ce(z)=helyszíntényező – referenciamagasságtól függ

Belső légnyomás:

Referencia magasság: Zi≈10,0 m→Ce(zi) = 1,18

qp= 1,18*0,25 = 0,295kN/m^2

szívás: Pwb^-= -0,3*0,295 = - 0,089kN/m^2

nyomás: Pwb^+= +0,2*0,295 = + 0,059kN/m^2

Külső nyomás:

Referencia magasság: Zi≈11,0 m→Ce(zi) = 1,25

qp= 1,25*0,25 = 0,3125kN/m^2

e=b vagy 2h a kettő közül a kisebb

b=***19,05m*** 2h=2*10=20m

e/10=19,05/10=1,9m

Szél szívás:

C_{PE}G zóna: -1,46→ P_W =C_{PE10} H*qp=1,46*0,3125=***0,46kN/m²***

C_{PE} F zóna: -1,12→P_W =C_{PE1} H*qp=1,12*0,3125=***0,35kN/m²***

Szél nyomás:

C_{PE1} G zóna=C_{PE1} F zóna= +0,7→ P_W =$C_{PEF,G}$*qp=0,7*0,3125=***0,22kN/m²***

3.2.4.Teherkombinációk

Szél szívás:

P_{edG}=1,00*g⊥k-1,5*P_W =1,00*0,94-1,5*(0,46+0,06)=***0,16kN/m²***

P_{edF}=1,00*g⊥k-1,5*P_W=1,00*0,94+1,5*(0,35+0,06)=***0,325kN/m²***

Mivel a szélszívás kisebb erőt fejt ki a szerkezetre, mint az önsúlyból származó erő, ezért szélszívásra nem kell méretezni a tetőt.

Szél nyomás:

P_{ed}=1,35*g⊥k+1,5*P_w+1,5*ψ_0*P⊥s =1,35*0,94+1,5*(0,22+0,089)+1,5*0,5*0,25=

=***<u>1,92kN/m²</u>***

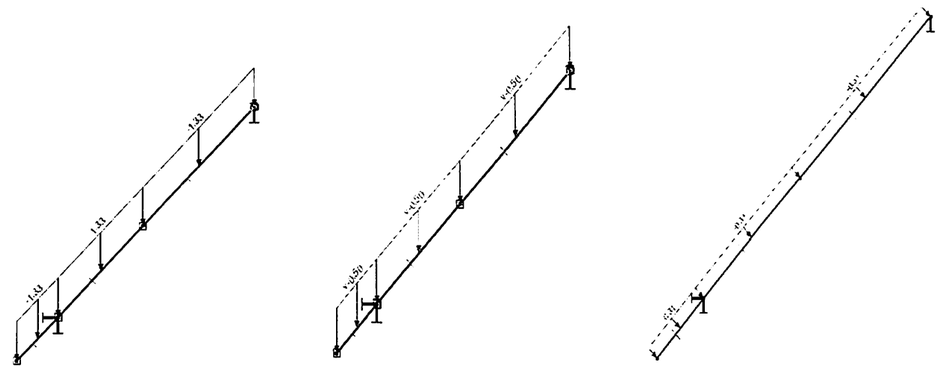
P_{ed}=1,35*g⊥k+1,5*P⊥s +1,5*ψ_0*P_w=1,35*0,94+1,5*0,25+1,5*0,6*(0,22+0,089)=

=***<u>1,92kN/m²</u>***

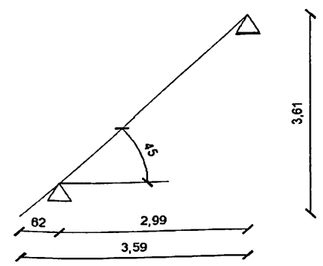
A szarufára merőleges teher: <u>1,96kN/m²</u>

3.2.5.Ferde tetőrészből falra jutó teher

Terhek: ***önsúly*** ***hó*** ***szél***



Statikai váz:



Önsúlyból származó alsó támasz igénybevételek:

$F_{ZAö}$=terhelési hossz*teher*teher erőkarja/támaszok

távolsága=(3,59*(1,35*1,33/Sin45)*(3,59/2))/2,99=***<u>5,47KN</u>***

1. Tehereset a szélteher a kiemelt:

Hóteherből származó támasz igénybevételek:

F_{ZhA}=(teher*teher erőkar)/támasz erőkarja=(1,5*0,5*0,5*3,59*(3,59/2))/2,99***=0,81KN***

Szélteherből származó alsó támaszerő:

F_{zszb}=-(konzolon levő teher erőkarja*szélteher*bizt.tényező)+(mezőben levő teher erőkarja* szélteher*bizt.tényező)/két támasz közti távolság

F_{zszb}=-(0,877*(0,877/2)*1,5*(0,22+0,089)+1,5*(0,22+0,089)*4,22*(4,22/2))/2,99=1,32KN

F_{zszA}=1,5*(0,22+0,089)*5,10*SIN 45)-1,32=***0,35KN***

2. Tehereset a hóteher a kiemelt:

F_{ZhA}=(1,5*0,5*3,59*(3,59/2))/2,99***=1,62KN***

Szélteherből származó alsó támaszerő:

F_{zszb}=-(0,877*(0,877/2)*1,5*0,6*(0,22+0,089)+

+1,5*0,6*(0,22+0,089)*4,22*(4,22/2))/2,99=0,78KN

F_{zszA}=1,5*0,6*(0,22+0,089)*5,10*SIN 45)-0,78=***0,21KN***

Mértékadó Z irányú terhe az „A" támasznak:

$\sum F_{ZA}$=5,47+1,62+0,21=7,30KN/m

Önsúlyból származó B támaszerő:

$F_{ZöB}$=(terhelési hossz*teher)-$F_{ZAö}$= 3,59*(1,35*1,33/sin45)-5,47=***3,65KN/m***

Hóteherből származó B támaszerő:

F_{Zh}=(hóteher*terhelő hossz)-A támaszerő=(1,5*0,5*0,5*3,59)-0,81=***0,54KN/m***

Szélteherből származó B támaszerő:

F_{zszb}=***1,32KN/m***

Mértékadó Z irányú terhe a B támasznak:

$\sum F_{Zb}$=3,65+0,54+1,32=5,51KN/m

4. Födémek terhei és igénybevételei

4.1.Födém belső mezőinek terhei

4.1.1. Födém belső mezőinek állandó terhei

Közbenső födémek rétegrend terhei (mértékadó):

Megnevezés	*V[m]*	*[kg/m3]*	*[kg/m2]*
kerámia járólap	0,01	-	17
ágyazó habarcs	0,01	2000	20
aljzatbeton	0,06	2200	132
kőzetgyapot hang szig.	0,02	100	2
Herakta hőszig.	0,05	-	7,5
Vakolat	0,01	2200	22

∑gk=2,01KN/m2

Vasbeton lemez önsúlya 20cm-es lemezvastagság esetén: $g_{vb}=(0,2*2500)/100=$***5,00KN/m²***

4.1.2.Födém belső mezőinek esetleges terhei

Hasznos teher: Funkció: Lakás→ $q_h=$***2,00KN/m²***

Elkent válaszfalteher: $q_v=$***2,0KN/m²***

Hasznos teher egyidejűségi tényező: $\psi_0=$***0,7***

Elkent válaszfalteher egyidejűségi tényező: $\psi_0=$***1,0***

4.1.3.Födém belső mezőinek Teherkombinációi

$P_{ED1}=1,35*(\sum gk+g_{vb})+1,5*q_h+1,5*\psi_0*q_v=1,35*(5,00+2,01)+1,5*2,0+(1,5*1*2)=$

=15,46KN/m²

$P_{ED2}=1,35*(\sum gk+g_{vb})+1,5*q_v+1,5*\psi_0*q_h=1,35*(5,00+2,01)+1,5*2,0+(1,5*0,7*2,0)=$

$=14,56KN/m^2$

Teher a tetővel fedett de nem használt lemezfelületeken:

$P_{ED3}=1,35*(\sum gk+g_{vb})=1,35*(5,00+2,01)=$***9,46KN/m²***

4.2.Erkélyek terhei

4.2.1.Erkélyek állandó terhei

Erkély rétegrendek terhei:

Megnevezés	*V[m]*	*[kg/m3]*	*[kg/m2]*
kerámia járólap	0,01	-	17
ágyazó habarcs	0,01	2000	20
aljzatbeton	0,05	2200	110
pur hab hőszig.	0,1	50	2
estrich lejtésképző	0,02	2000	40
Herakta hőszig.	0,05	-	7,5
Vakolat	0,01	2200	22

∑gk=2,19KN/m2

Vasbeton lemez önsúlya 20cm-es lemezvastagság esetén: $g_{vb20}=(0,2*2500)/100=$***5,00KN/m²***

Vasbeton lemez önsúlya 15cm-es lemezvastagság esetén: $g_{vb15}=(0,15*2500)/100=3,75KN/m^2$

4.2.2.Esetleges terhek

Hasznos teher: Funkció: Erkély→$q_h=3,00KN/m^2$

Hasznos teher egyidejűségi tényező: $\psi_0=0,7$

Hóteher: $1,0kN/m^2$

Szélteher: $0,295*0,2=0,06KN/m^2$

4.2.3.Teherkombinációk

20cm-es vb. födémhez tartozó mértékadó teher:

$P_{ED1}=1,35*(\sum gk+g_{vb})+1,5*q_h+1,5*\psi_0*P_S+1,5*\psi_0*P_W=$

$=1,35*(5,00+2,19)+1,5*3,0+1,5*0,5*1,0+1,5*0,6*0,06=$***15,01KN/m2***

15cm-es vb. födémhez tartozó mértékadó teher: (nem kerül egyik erkélynél sem beépítésre)

$P_{ED1}=1,35*(\sum gk+g_{vb})+1,5*g_h+1,5*\psi_0*P_S+1,5*\psi_0*P_W=$

$=1,35*(3,75+2,19)+1,5*3,0+1,5*0,5*1,0+1,5*0,6*0,06=$***13,32KN/m2***

4.3.Falak, Falazatok terhei

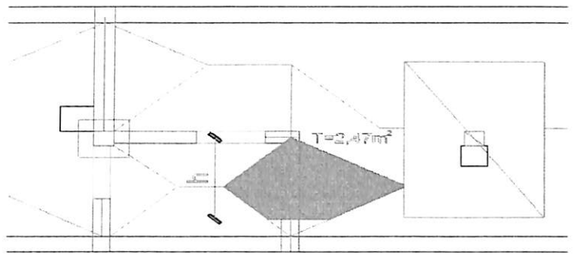
Az építészterveken a tetőtérben levő hosszirányú vasbeton falak helyett gipszkarton falak kerülnek beépítésre, mivel a vasbeton falak elvesztették teherviselő funkciójukat. A gipszkarton falak terhei az elkent válaszfal teherben vannak számításba véve.

Lemezre terhelő lépcsőházi vasbeton fal terhe:

Záródödémről származó terhek:

A záródödémről a falra lejutó teher felvétele AxisVm12 programmal összehangolt töréskép alapján történt.

Falra terhelő födémrész:



$P_{támasz}=(TxP_{edm})/h=(2,47x23,46)/1,5=$***38,63KN/m***

$P=1,35xVxhx\rho+P_{támasz}=1,35x0,25x2,90x2500x10^{-2}+38,63=$***63,10KN/m***

Téglafalból lemezre adódó teher: $P_t=1,35*((0,38*1,30*7,40)+(2*1*0,01*22))=$***5,53KN/m***

Porortherm 38N+F terhe 1m²-en:

MŰSZAKI ADATOK (kötőanyag függően)		**habarcs**	dimenzió
I. kategóriába tartozó LD égetett agyag falazóelem			
A TÉGLA JELLEMZŐI			
Hosszúság	l_u	250	mm
Szélesség (falazat vastagsága)	w_u	380	mm
Magasság	h_u	238	mm
Bruttó száraztestsűrűség	ρ	750	kg/m³
Számított elemtömeg	m	17	kg/db
A FALAZAT JELLEMZŐI			
Vakolatlan falvastagság	-	38	cm
Anyagszükséglet	-	16	db/m²
Számított száraz habarcs-igény, csak vízszintes felületre, az üregekbe kerülő habarcs nélkül	-	41,6	kg/m²
1 m² vakolatlan fal tömege (kezdő habarcságy nélkül, normál habarcs M3/TM)	m	318/291	kg/m²
Időnorma Dryfix és Profi falazat első sorára	-	-	óra/fm
Időnorma általános falnégyzetméterre	-	1,39	óra/m²

Porotherm 38N+F műszaki adat táblázat

Porotherm 38N+F-ből készült külső falazat terhei:

Megnevezés	*V[m]*	*[kg/m3]*	*[kg/m2]*
1m² vakolatlan falazat terhe	-	-	318
Belső oldali vakolat	0,01	2200	22
ragasztó	-	-	4
Eps hőszig.	0,05	15	0,75
Nemesvakolat	0,005	2100	10,5
			∑gk=3,55KN/m2

g_d=1,35*3,55=***4,80KN/m2***

Porotherm 30/24 hanggátló-ból készült külső falazat terhei: (Dryfix alkalmazásával)

Megnevezés	*V[m]*	*[kg/m3]*	*[kg/m2]*
1m² vakolatlan falazat terhe	0,3	1600	480
Belső oldali vakolat	2x0,01	2100	42
			∑gk=5,22KN/m2

g_d=1,35*5,22=***7,05KN/m2***

Dryfix ragasztó hab terhe elhanyagolható.

Kémény terhe garázs feletti födémre:

$g_{kémény}$=biztonsági tényező*kéménytégla vtg* kéménytégla térfogat súlya+bizt. tényező*vakolat vtg*vakolat térf. súly=1,35*0,05*17+1,35*0,01*22=***1,45KN/m***

$P_{edkémény}$= $g_{kémény}$*kémény magasság=1,45*11,08=***16,07KN/m***

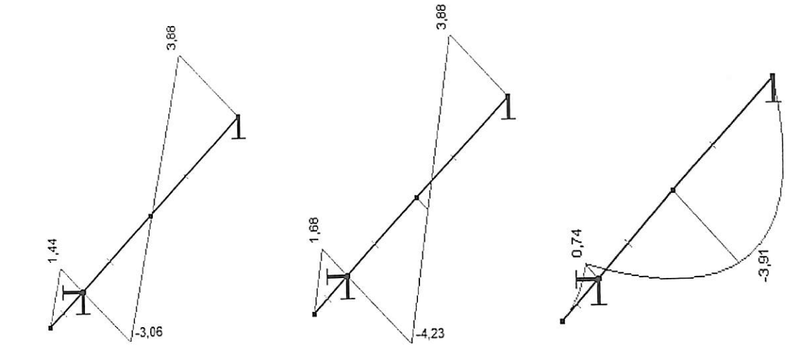
Ez a teher a kéményelem kerülete mentén hat a garázs feletti födémre.

4.4.Ferde fa szerkezetű tetőrész méretezése

4.4.1.Szarufa és talpgerenda méretezése

Faanyag: C24

Szarufát érő igénybevételek:



Normálerő Nyíróerő Nyomaték

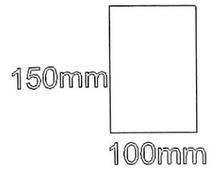
Szarufa méretezése tiszta nyomásra:

Szarufa méretei: 10cmx15cm

Szarufa osztása: 90cm-enként

Teheridőtartam osztály: hosszú távú→K_{mod}=0,6

Parciális biztonsági tényező: természetes fa→γ_m=1,30



$\sigma_{C0D} = 0{,}9\frac{N_{ED}}{\text{bxh}}$=(0,9*3,88*$10^3$)/(100*150)=0,23N/mm^2

$f_{c0d} = K_{mod}\,\text{x}\frac{f_{c0k}}{\gamma_{fa}}$=0,6*(21/1,30)=9,69N/mm^2

Mivel $\sigma_{c0d} < f_{c0d}$ ezért a szarufa megfelel tiszta nyomásra

Szarufa méretezése tiszta hajlításra:

$\sigma_{myd} = 0{,}9\frac{M_{ED}}{\frac{bx\,h^2}{6}}$ =(0,9x3,91*10^6)/((100*150^2)/6)=9,38N/mm^2

$f_{myd} = K_{mod}\,\text{x}\frac{f_{mk}}{\gamma_{fa}}$=0,6*(24/1,30)=11,08N/mm^2

Mivel $\sigma_{myd} < f_{myd}$ ezért a szarufa megfelel tiszta hajlításra

Szarufa méretezése tiszta nyírásra:

$\sigma_{vk} = 0{,}9\frac{V_{ED}}{\text{bxh}}$=(0,9x4,23*$10^3$)/(100*150)=0,25N/mm^2

$f_{vk} = K_{mod}$ x$\frac{f_{vk}}{\gamma_{fa}}$=0,6*(4,00/1,30)=1,85N/mm^2

Szarufa és talpszelemen kapcsolata:

Mivel $\sigma_{vk} < f_{vk}$ ezért a szarufa megfelel tiszta nyírásra.

Szarufa méretezése egyidejű nyomásra és

hajlításra:

Normálerő a maximális hajlító nyomaték

helyén=1,09KN

A_{sz}=bxh=100*150=15000mm^2

$I_{ysz} = \frac{bx\,h^3}{12}$=(100*150^3)/12=2,813*10^{7}mm^4

$i_{sz} = \sqrt{\frac{I_{ysz}}{A_{sz}}} = \sqrt{\frac{2,813x10^7}{15000}}$=43,30

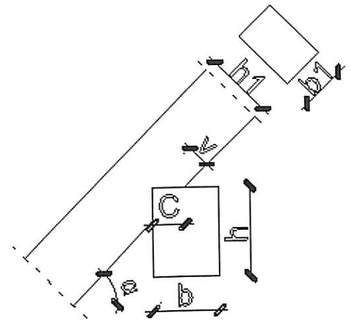
$\Delta_y = \frac{l_0}{i_{sz}}$=(4221/43,30)=97,48

$\Delta_{rel} = \frac{\Delta_y}{\Delta_e}$=(97,48/59)=1,65→$K_{cy}$=0,32

$\sigma_{C0D} = 0,9\frac{N_{ED}}{\text{bxh}}$=(0,9x1,09*10^3)/(100*150)=0,07N/mm^2

$\frac{\sigma_{c0d}}{K_{cy}\,x\,f_{c0d}} + \frac{\sigma_{myd}}{f_{myd}} = \frac{0,07}{0,32x9,69} + \frac{9,38}{11,08}$=0,87<1 ***Megfelel!***

A szarufa megfelel az igénybevételeknek.



Talpgerenda és szarufa kapcsolatának méretezése pecsétnyomásra A támasznál:

Talpgerenda méretei: b=150mm, h=200mm, α=45°

A talpszelemenre függőlegesen ható erő:(90cm-enkénti szarufa kiosztás)

F_{Aedz}=0,9x7,30KN=6,57KN

F_{Ardz}=cxbxf_{c90d}

$v \leq \frac{h}{4} = \frac{200}{4} = 50mm$

$c = \frac{v}{sin\alpha} = \frac{50}{sin45} = 71mm$

$f_{c90d} = \frac{f_{c90k}}{\gamma_m} x K_{mod} = \frac{2,5}{1,30} x0,6 = 1.15mm^2$

F_{Ardz}=71x150x1.15x10^{-3}=***12,25KN>F_{Aedz}***

A talpgerenda megfelel pecsétnyomásra.

Talpgerenda és szarufa kapcsolatának méretezése pecsétnyomásra „b" támasznál:

Talpgerenda méretei: b=150mm, h=150mm, α=45

A talpszelemenre függőlegesen ható erő 90cm-en: F_{Bedz}=0,9x5,51KN=5,00KN

$F_{Brdz}=cxbxf_{c90d}$

$$v \leq \frac{h}{4} = \frac{150}{4} = 37mm$$

$$c = \frac{v}{sin\alpha} = \frac{37}{sin45} = 52mm$$

f_{c90d}=1,15mm^2

F_{Brdz}=52x150x1.15x10^{-3}=***8,97KN>F_{Bedz}***

A talpgerenda megfelel pecsétnyomásra.

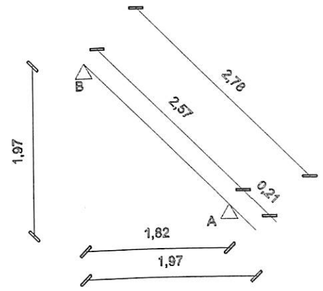
4.4.2 A zárófödém és a lépcsőház födémje között levő ferde tetőszakasz terhei

Statikai váz:

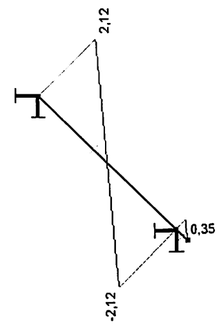
A terhek megegyeznek az ***3.2.4. részben*** felvett terhekkel.

Ezen tetőszakaszra: önsúly+hó+szélteher hat.

Faanyag: C24

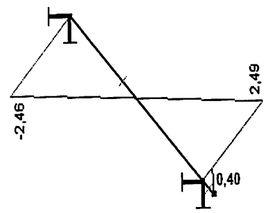


Szarufát érő igénybevételek:



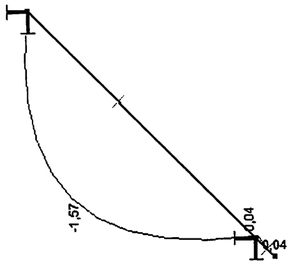
Normálerő

N_{Ed}*=2,12KN*



Nyíróerő

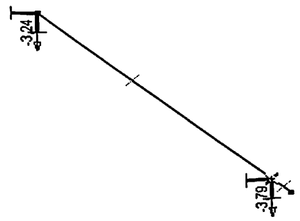
V_{ED}*=2,49KN*



Nyomaték

M_{ED}*=1,57KN*

Ezen igénybevételi értékek kisebbek a 4.4.1-es részben vizsgált igénybevételeknél és mivel ott is megfelelt a 15x10 cm-es szarufa, ezért itt is megfelel.



Mértékadó támaszerők: A=3,79KN/m *B=3,24KN/m*

Mivel a támaszerők kisebbek, mint a 4.4.1-es pontban ezért a talpszelemenek megfelelnek pecsétnyomásra.

4.5.Lépcsőkarok terhei

Lépcsőkar és pihenő rétegrendjének terhei:

Megnevezés	*V[mm]*	*[kg/m3]*	*[kg/m2]*
Greslap	7	2200	15,4
Ragasztó	6	2200	13,2
Kiegyenlítő	7	2200	15,4
			∑gk=0,44KN/m2

Lépcsőkarnál levő vasbeton lemez +1cm vtg. vakolat önsúlya 18cm-es lemezvastagság esetén: g_{vblk}=(0,18*2500)+(0,01*2200)/100=***4,72KN/m²***

Lépcső pihenőnél levő vasbeton lemez +1cm vtg. vakolat önsúlya 22cm-es lemezvastagság esetén: g_{vbp}=(0,22*2500)+(0,01*2200)/100=***5,72KN/m²***

1 lépcsőfok magassága:h_{lf}= ***16,7cm***

1 belépés távolsága: l_{lf}=***29cm***

Lépcsőkar meredeksége: α=arctg(h/l)=arctg(150/260)=***30°***

Lépcsőkar vetületi terhei: $P_{edl}=g_{vblk\perp}/\cos\alpha$=4,72/cos30=***5,45KN/m²***

Lépcsőkar burkolatainak terhei:

Burkolat vízszintes terhe: g_{vb}=***0,44KN/m²***

Burkolat függőleges terhe:$g_{bf}=((vtg*h_{lf})/l_{lf})*\delta$=((0,02x0,167)/0,29)x22=***0,25KN/m²***

Lépcsőfokok tömege: g_{lf}=(0,167/2)x25=**2,09KN/m²**

Hasznos teher: q_{kl}=***3,0KN/m²***

Vasbeton lépcsőkar összesített vetületi terhei:

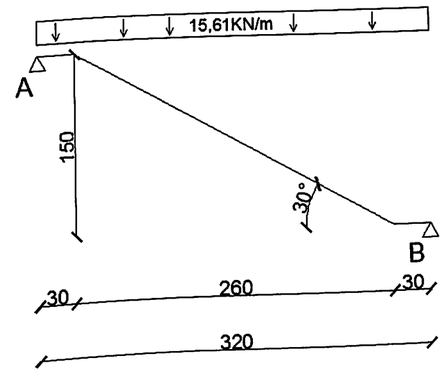
$P_{EDlk}=1,35x(P_{edl}+g_{vb}+g_{bf}+g_{lf})+1,5xg_{kl}$=1,35x(5,45+0,44+0,25+2,09)+1,5x3,0=***15,61KN/m²***

Vasbeton pihenő terhei:

$P_{EDlp}=1,35xg_{vbp}+1,5xq_{kl}$=1,35x(5,72+0,44)+1,5x3,0=***12,81KN/m²***

4.5.1.Lépcsőkarok lemezekre jutó terhei

Statikai váz:



$$P_{EDB} = \frac{3{,}20x\left(\frac{3{,}20}{2}\right)x15{,}61}{3{,}20} = 24{,}98KN/m$$

$$P_{EDA} = (3{,}20X15{,}61) - 24{,}98 = 24{,}98KN/m$$

A szerkezetben ébredő maximális nyomaték:

$M_{max}=(P_{edlk}*l^2)/8=(15{,}61*3{,}20^2)/8=$***19,98KNm***

4.5.2.Lépcsőkar vastagságának szabad tervezése

ξ=0,25

Feltételezett legnagyobb betonacél átmérő: ***12mm***

$$bxdx\xi xf_{cd}x\left(d-\frac{\xi xd}{2}\right) = M_{ed} = 1000x0{,}25xdx13{,}3x\left(d-\frac{0{,}25xd}{2}\right) = 16{,}88x10^6$$

d=67mm

$$c_{nom} \geq 10 + max\begin{cases} c_{minb} \\ c_{mindur} \\ 10mm \end{cases} = 10 + max\begin{cases} 12 \\ 15 \\ 10 \end{cases} = 25mm$$

h=d+c_{nom}+Φ/2=67+25+6=***98mm → h_{alk}=140mm***

Az alkalmazandó lépcsőkar vastagság 140mm a nagymértékű lehajlás és a repedések korlátozása érdekében.

Új teher és igénybevételek mértéke 140mm-es lemezvastagság esetén:

Lépcsőkarnál levő vasbeton lemez +1cm vtg. vakolat önsúlya 14cm-es lemezvastagság esetén: g_{vblk}=(lemez vtg.* vb térfogat súlya)+(vakolat vtg.*vakolat térfogat súlya)=(0,14*2500)+(0,01*2200)/100=***3,72KN/m²***

Lépcsőkar vetületi terhei: $g_{edl}=g_{vblk\text{-}L}/\cos\alpha$=3,72/cos30°=***4,30KN/m²***

P_{EDlk}=1,35x(P_{ekl}+g_{vb}+g_{bf}+g_{lf})+1,5xq_{kl}=1,35x(4,30+0,44+0,25+2,09)+1,5x3,0=***14,06KN/m²***

$$P_{EDB} = \frac{3{,}20x\left(\frac{3{,}20}{2}\right)x14{,}06}{3{,}20} = 22{,}50KN/m$$

$$P_{EDA} = (3{,}20X14{,}06) - 22{,}50 = 22{,}50KN/m$$

A szerkezetben ébredő maximális nyomaték:

$M_{ed}=(P_{EDlk}*l^2)/8=(14{,}06*3{,}20^2)/8=$***18,00KNm***

4.6.Lépcsőház zárófödémjének méretezése

4.6.1.Lépcsőház zárófödémjének terhei

Lépcsőház zárófödémjének terhei:

Megnevezés	*V[m]*	*[kg/m3]*	*[kg/m2]*
Horganylemezfedés	1rtg.	-	5,0
OSB lap	0,04	-	13,8
Kőzetgyapot hőszig.	0,17	150	25,5
Vakolat	0,01	2200	22
			∑gk=0,66KN/m2

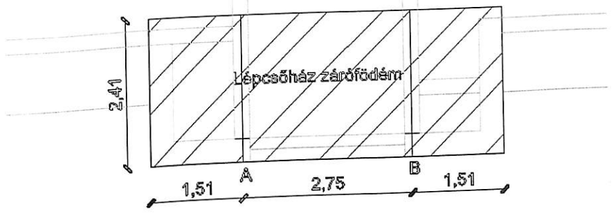
Vasbeton lemez önsúlya 15cm-es lemezvastagság esetén: g_{vbzf}=(0,15*2500)/100=***3,75KN/m²***

Tetőszerkezetből szélére jutó vonal menti teher: ***3,79KN/m***

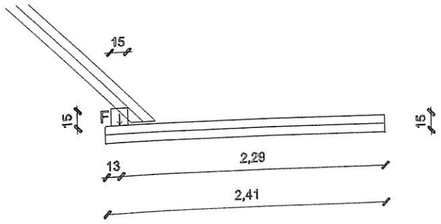
Felületi terhek összegzése:

P_{edl}=1,35* g_{vbzf} +1,5*P_S+1,5*ψ_0*P_W=1,35*(3,75+0,66)+1,5*1,0+1,5*0,6*0,15=***7,59kN/m²***

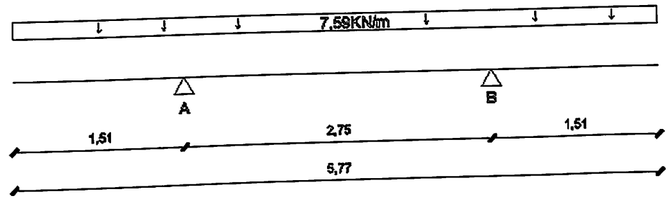
Tető elhelyezkedése:



Tetőre jutó vonal menti erő elhelyezkedése:



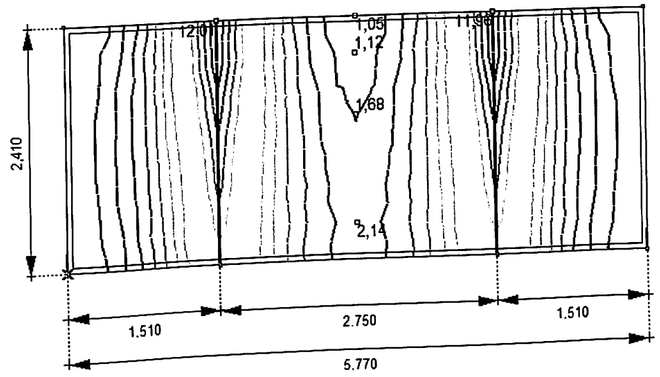
Statikai váz:



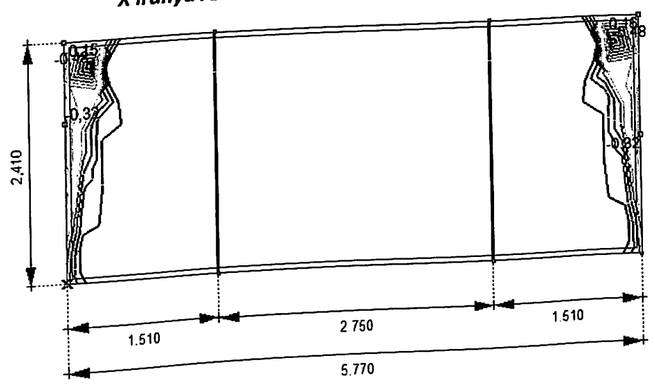
Talpszelemenről födémre jutó F erő=3,79KN/m

Födém igénybevételei: A számítás AxisVM12 program segítségével történt.

X irányú Axis szerinti pozitív nyomaték:



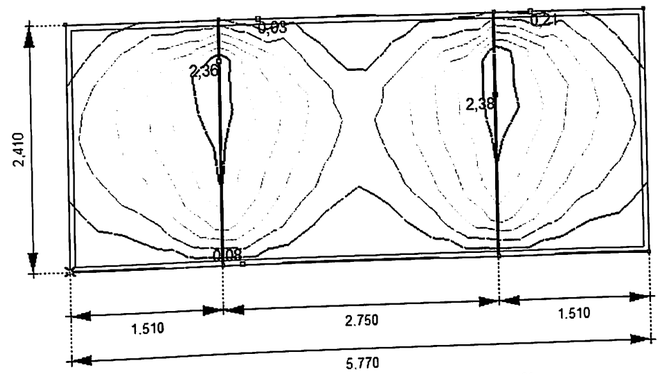
X irányú AxisVm szerinti negatív nyomaték:



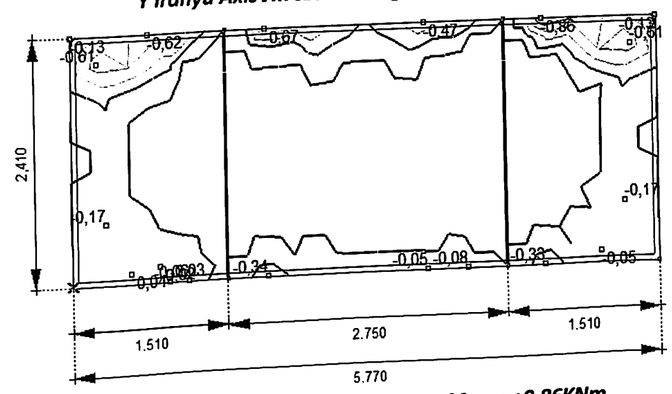
$-M_{xmax}$=-12,01KNm

$+M_{xmax}$=+0,48KNm

Y irányú AxisVm szerinti pozitív nyomaték:



Y irányú AxisVm szerinti negatív nyomaték:



$-M_{Ymax}$=-2,38KNm ***$+M_{ymax}$=+0,86KNm***

Az AxisVM12 a Hazánkban és az egyetemen megszokott nyomatéki előjelek ellenkezőjét használja.(Amit szokás szerint negatívval jelölünk azt az Axis pozitív előjellel jelöli).

4.6.2.Betonacél szükséglet tervezése

M_{ED}=-12,01KNm

Acél: **ϕ8**

$$c_{nom} \geq 10 + max\begin{cases} c_{minb} \\ c_{mindur} \\ 10mm \end{cases} = 10 + max\begin{cases} 8 \\ 15 = 25mm \\ 10 \end{cases}$$

d=h-(C_{nom}+ϕ/2)=150-(25+(8/2))=**121mm**

$$M_{ED} = b * x_c * f_{cd} * \left(d - \frac{x_c}{2}\right) = 12,01 * 10^6 = 1000 * x_c * 13,3 * \left(121 - \frac{x_c}{2}\right)$$

x_c=7,71mm

$x_{c\leq}x_{co\rightarrow}$ x_{co}=0,49*119=***58mm →7,71mm<58mm Megfelel!***

$$A_s = \frac{b * x_c * f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{1000 * 7,71 * 13,3}{435} = 236mm^2$$

$A_s \rightarrow A_{sprov}$=***251mm²*** →**ϕ8/200**

A_{smin}=0,0015*b*d=0,0015*1000*121=182mm²

$$x_c = \frac{435 * 251}{13,3 * 1000} = 8,21mm$$

$$M_{RD} = b * x_c * f_{cd} * \left(d - \frac{x_c}{2}\right) = 1000 * 8,21 * 13,3 * \left(121 - \frac{8,21}{2}\right) = 12,76KNm$$

$M_{RD} \geq M_{ED}$ Megfelel!

Mivel a -*M_{xmax} a záródódém legnagyobb nyomatéka és ehhez a nyomatékhoz is megfelel a minimális betonacél mennyiség ezért alul és felül is x és y irányokban mindenhol* ϕ8/200-as betonacél kiosztás alkalmazandó.

5.Vasbeton záródódém méretezése

5.1.Szabad tervezés

M_{max}=66,05KN/m

Ez a nyomaték oszlopnál jelenik meg, ezért azt feltételezem, hogy a lemezvastagság kétszeresén tudja a lemez ezeket a pontszerű terhekből származó igénybevételeket viselni.

b=2xh=2x200=400mm

ξ=0,3

Feltételezett legnagyobb betonacél átmérő: ***16mm***

$$bxdx\xi xf_{cd}x\left(d - \frac{\xi xd}{2}\right) = M_{ed} = 400x0,3xdx13,3x\left(d - \frac{0,3xd}{2}\right) = 66,05x10^6$$

d=221mm

$$c_{nom} \geq 10 + max\begin{cases} c_{minb} \\ c_{mindur} \\ 10mm \end{cases} = 10 + max\begin{cases} 16 \\ 15 = 26mm \\ 10 \end{cases}$$

h=d+c_{nom}+Φ/2=221+26+8=***255mm → h_{alk}=200mm***

Mivel a mértékadó teher oszlopnál lokálisan keletkezik, a 200mm-es lemezvastagságot alkalmazom.

5.2.Terhek

-Mx_{max}=-66,05KN/m

+Mx_{max}=15,40KN/m

-My_{max}=-37,54KN/m

+My_{max}=26,41KN/m

Végfalaknál levő részleges befogási nyomaték: (biztonság javára 0,15 helyett 0,2)

M_{vr}=+Mx_{max}*0,2=3,08KNm

5.3.Betonacél szükséglet tervezése

Mivel csak lokálisan az oszlopok közelében alakulnak ki kiugróan nagy igénybevételek, ezért ahol csak lehet a minimális vasalást alkalmazom hálószerűen és ahol lokálisan szükséges megerősítő vasalást kell alkalmazni.

Minimális betonacél mennyiség meghatározása:

Alkalmazandó betonacél: **ϕ12**

$$c_{nom} \geq 10 + max\begin{cases} c_{minb} \\ c_{mindur} = 10 + max\begin{cases} 12 \\ 15 = 25mm \\ 10 \end{cases} \\ 10mm \end{cases}$$

d=h-(C_{nom}+ϕ/2)=200-(25+(12/2))=**169mm**

A_{smin}=0,0015*b*d=0,0015*1000*169=***254mm²***

Mivel a fővasak minimális osztástávolsága ***300mm,*** ezért az alkalmazandó minimális betonacél mennyiség **ϕ12/300** → A_{sprov}=***377mm²*** (Ez a betonacél átmérő teszi lehetővé a legegyszerűbb bevasalhatóságot.)

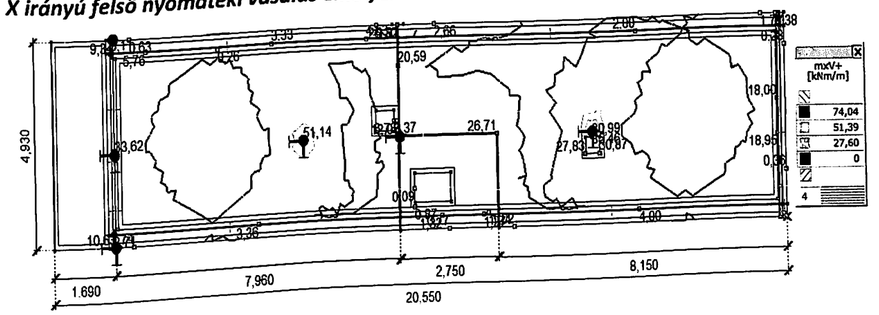
$$x_c = \frac{f_{yd} * A_S}{f_{cd} * b} = \frac{435 * 377}{13{,}3 * 1000} = 12{,}33mm$$

$$M_{RD} = b * x_c * f_{cd} * \left(d - \frac{x_c}{2}\right) = 1000 * 12{,}33 * 13{,}3 * \left(169 - \frac{12{,}33}{2}\right) = 26{,}70KNm$$

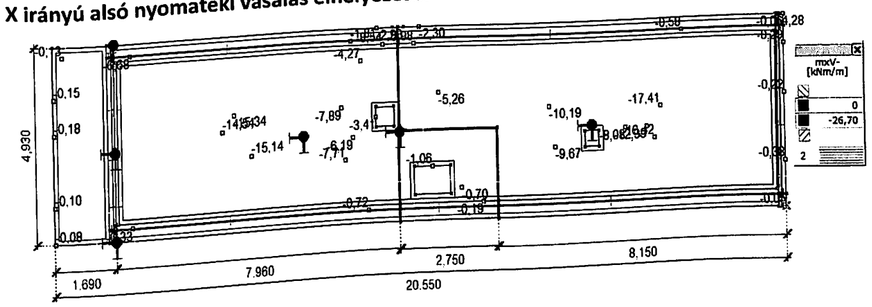
M_{Rd} értéke **ϕ12/150**- es betonacél kiosztás esetén: ***M_{Rd}=51,39KNm***

M_{Rd} értéke **ϕ12/150 + ϕ12/300** –as betonacél kiosztás esetén: ***M_{Rd}=74,05KNm***

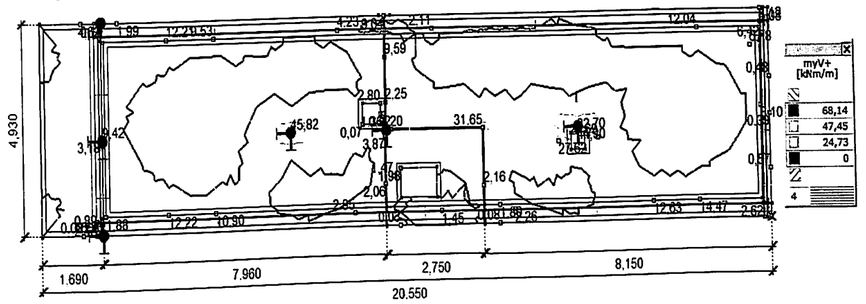
X irányú felső nyomatéki vasalás elhelyezése:



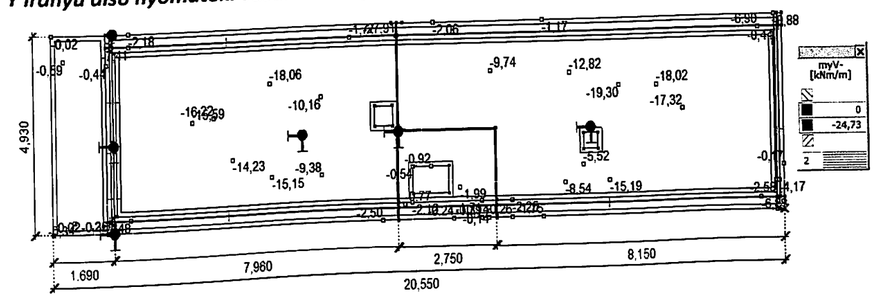
X irányú alsó nyomatéki vasalás elhelyezése:



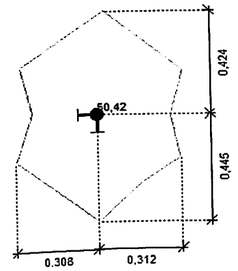
Y irányú felső nyomatéki vasalás elhelyezése:



Y irányú alsó nyomatéki vasalás elhelyezése:

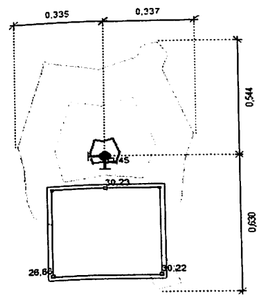


Alsó alkalmazandó vasmennyiség x és y irányban: ***ϕ12/300***
Felső vasalásánál ahol csak egy vonallánc látható a támasz körül ott **ϕ12/150** alkalmazandó,
„B" oszlopnál**ϕ12/150 + ϕ12/300** alkalmazandó.
ϕ12-es betonacél toldási hossza: l_{bd}=ϕ*c=12*47=564mm→ ***60cm***



X irányú felső acélsűrítés és acélméretek számítása:
A oszlopnál:

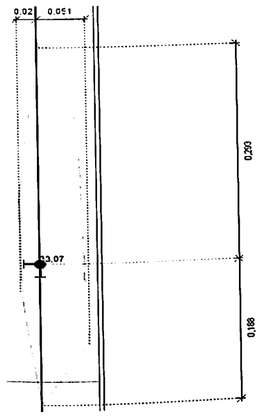
Erősítéshez szükséges vasak száma=(0,424+0,445)/0,3=3→ 4db
Betonacélok hossza=(0,308+0,312)+(2*0,6)=1,82m→ 1,90m



B oszlopnál:

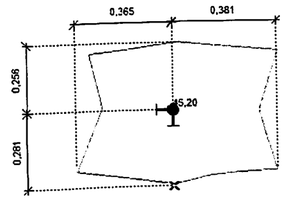
Erősítéshez szükséges vasak száma=(0,544+0,63)/0,15=8→ → 9db
Betonacélok hossza=(0,337+0,335)+(2*0,6)=1,88m→ 1,90m

Konzolosan kilógó lemezrésznél:



Erősítéshez szükséges vasak száma=(0,188+0,293)/0,3=2→ 3db
Betonacélok hossza=(0,021+0,051)+(2*0,6)=1,28m→ 1,45m
A betonacél hosszának számításakor a kerekítéseknél ügyelek arra, hogy minél kevesebb számú vassal megoldható legyen a szerkezet.

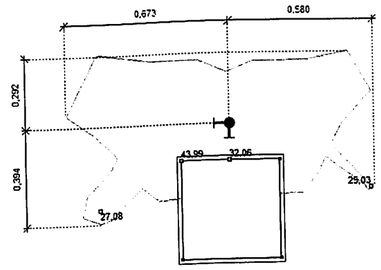
Y irányú felső acélsűrítés és acélméretek számítása:



A oszlopnál:

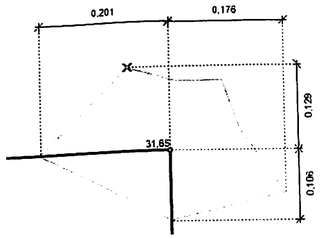
Erősítéshez szükséges vasak száma=(0,365+0,381)/0,3=3→ 4db
Betonacélok hossza=(0,281+0,256)+(2*0,6)=1,74m→ → 1,75m

B oszlopnál:



Erősítéshez szükséges vasak száma=(0,673+0,580)/0,3=5→ 6db
Betonacélok hossza=(0,394+0,292)+(2*0,6)=1,89m→ → 1,90m

Lépcsőházi sarok:



Erősítéshez szükséges vasak száma=(0,201+0,176)/0,3=2→ 3db
Betonacélok hossza=(0,105+0,129)+(2*0,6)=1,44m→ → 1,45m

6.Kiváltó szerkezetek méretezése, új oszlopok és gerendák elhelyezésének helyei az épületben

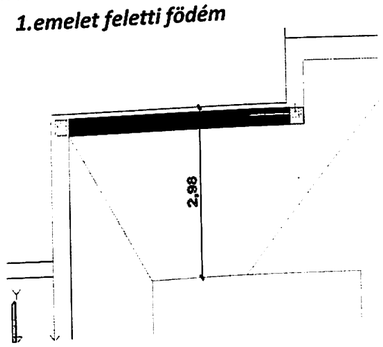
Mivel a mélygarázsban több teherhordó fal megszűnik ezért ezek kiváltásáról gondoskodni kell.
A hanggátló falak kiváltását már az 1. emelet feletti födémtől megkezdem. Ez szintenkénti gerenda behelyezésével történik.

6.1.O_I és O_H oszlopok közti gerenda vizsgálata földszint feletti födémnél:

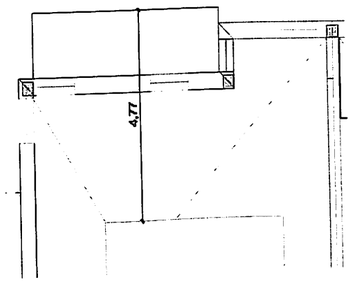
A vizsgálat célja kideríteni, hogy elég a földszint feletti födém alá elhelyezni ezt a kiváltót.

A terhek felvétele töréskép alapján történik:

1.emelet feletti födém



Földszint feletti födém



Terhek számítása:

P_{Ed}=4,77*15,46+2,98*15,46+(12,00-2,28)+7,3=***137,74KN/m***

M_{ED}= (P_{Ed} *l^2)/8=(137,74*5,25^2)/8=***474,56KNm***

Gerenda méretei: 500mmx350mm

Feltételezett legnagyobb betonacél átmérő: ***16mm***

$$c_{nom} \geq 10 + max\begin{cases} c_{minb} \\ c_{mindur} = 10 + max\begin{cases} 16 \\ 15 = 26mm \\ 10 \end{cases} \\ 10mm \end{cases}$$

d=500-26-8=***466mm***

$$M_{ED} = b * x_c * f_{cd} * \left(d - \frac{x_c}{2}\right) = 474,56 * 10^6 = 350 * x_c * 13,3 * \left(466 - \frac{x_c}{2}\right)$$

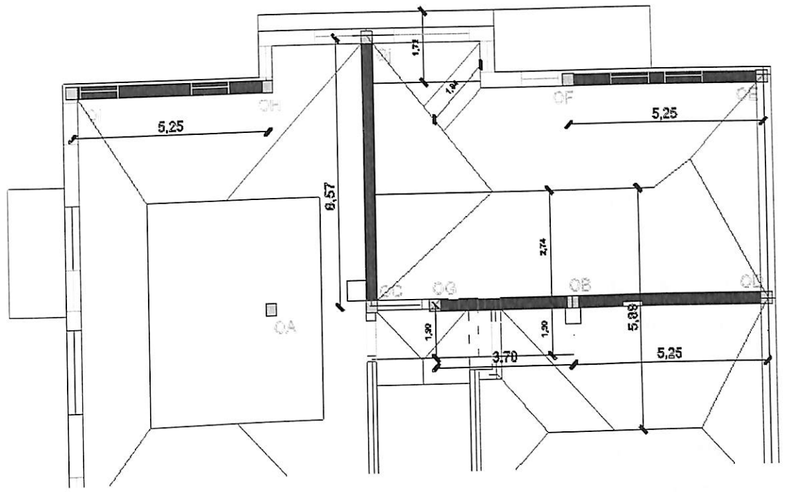
x_c=350mm

$x_{c\leq}x_{co\rightarrow}$ x_{co}=0,49*466=***228mm →350mm>228mm Nem felel meg!***

A legfelső szinttől be kell rakni ezt a gerendát, mivel a gerenda magasságát egyik irányba se lehet növelni.

A kiváltó gerendák elhelyezésével együtt új oszlopok létesítése is szükséges.

Kiváltó gerendák elhelyezkedése 1. emelet feletti födém szintjén:

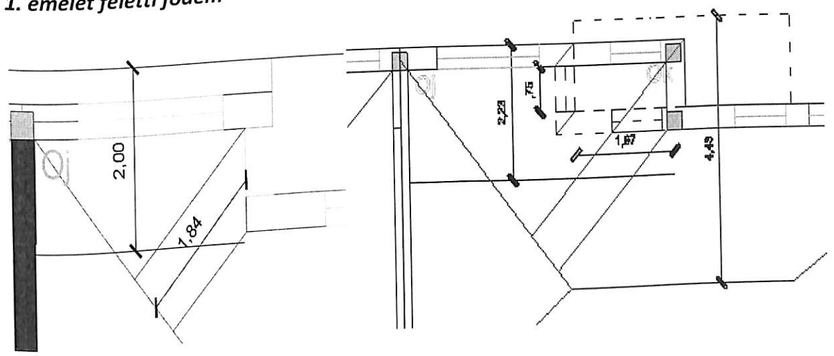


6.2. O_j és O_k oszlopok közti gerenda vizsgálata földszint feletti födémnél:

Terhek számítása töréskép alapján:

1. emelet feletti födém

Földszint feletti födém



2. emeletről lejutó terhek:

P_2=terhelősáv szélessége*födém teher=2,00*15,46=***30,92KN/m***

$P_{2.1}$=(1,84*15,46*0,56)/(1,97+0,38)=***6,78KN/m***

1. emeletről lejutó terhek:

$P_{ed1.1}$=terhelősáv szélessége*födém teher= 4,43*15,46=68,49KN/m ez a teher 1,97 m hosszan ébred, de szétosztom 2,35m-en az így kapott teher:

$P_{1.1b}$=(1,97/2,35)*68,49=***58,33KN/m***

$P_{1.1}$=terhelősáv szélessége*födém teher= 2,29*15,46=***35,40KN/m***

Falak terhei:

P_{f1}=1,35*(falazó habarccsal ellátott pth 38 N+F terhe)+(1,35* 1cm vakolat terhe)+(1,35*0,5cm nemes vakolat terhe)+(1,35*4kg ragasztó terhe)+(1,35*5cm szigetelés terhe)

P_{f1}=1,35*3,18+1,35*0,01*21+1,35*0,005*22+1,35*0,04+1,35*0,05*0,15=***4,80KN/m²***

Olyan falazatok esetén, ami felett gerenda helyezkedik el 30cm-es gerenda lelógást feltételezek.

2,5m magas fal esetén: P_{f1}=4,80*2,5=***12,00KN/m²***

A falazat alatt nem hat hasznos teher sem elkent válaszfalteher. Ezeket a számítás egyszerűsítése miatt levonom a falazat vonal menti terhéből, ellenben a törésképből kapott födémterhet kiviszem a födém széléig.

P_{h+v}=fal szélessége*bizt. tényező*q_h+ bizt. tényező*$q_{válaszfal}$= 0,38*1,5*2+1,5*2=***2,28KN/m***

Tetőről lejövő teher:

P_f=***7,30KN/m***

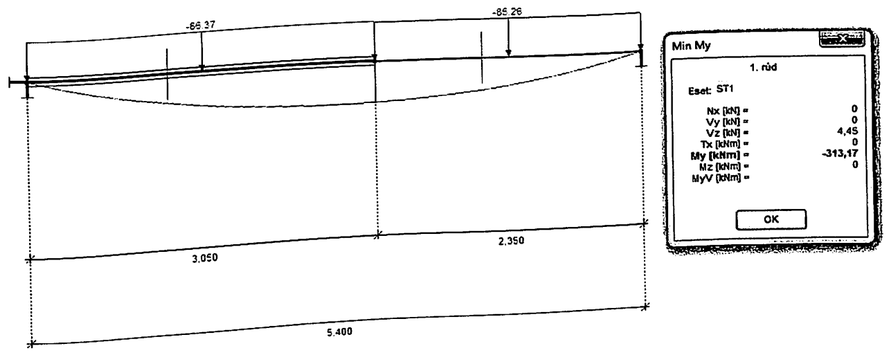
önsúly: g_g=1,35*0,3*0,3*2,5=***3,04KN/m***

Terhek összegzése:

2,35m-en működő teher: P_{edj}=58,33+(12,00-2,28)+6,78+7,30+3,04=***85,26KN/m***

3,05m-en működő teher: P_{edb}=30,92+35,40+10,63+7,30+3,04=***86,37KN/m***

Statikai váz:



M_{ed}=***313,17KNm***

Gerenda méretei: 500mmx300mm

Feltételezett legnagyobb betonacél átmérő: ***20mm***

d=500-(c_{nom}+Φ kengyel+Φ/2=500-(25+12+20/2)=***453mm***

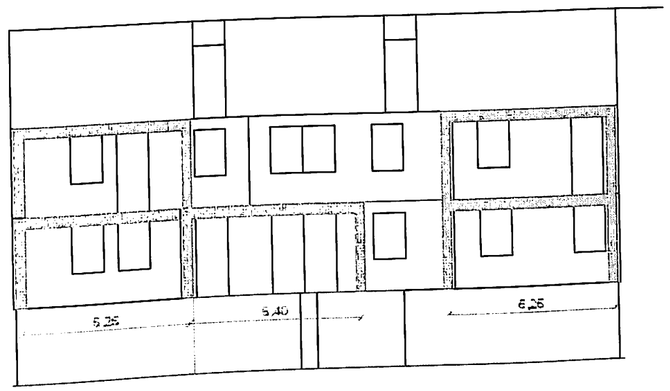
$$M_{ED} = b * x_c * f_{cd} x \left(d - \frac{x_c}{2}\right) = 313,17 * 10^6 = 300 * x_c * 13,3 * \left(453 - \frac{x_c}{2}\right)$$

x_c=***233,38mm***

$x_c \leq x_{co} \rightarrow$ x_{co}=0,49*453=***222mm*** →***233,38mm>222mm***

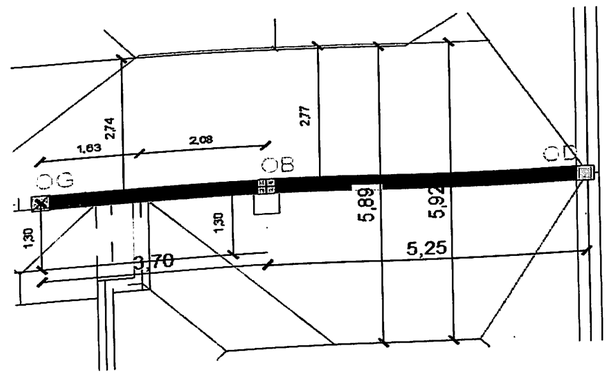
Nyomott acélbetétek elhelyezése szükséges a gerendában.

Kiváltó gerendák homlokzati nézete:



6.3. O_G, O_b és O_d oszlopok közti gerendák szabad tervezése földszint feletti födémnél:

Terhek:



Falazat súlya: P_{f1}=(1,35* pth 30 hang gátló tégla+(1,35*2*1cm vakolat+dryfix extra ragasztó hab tömege elhanyagolva)= q_{f1}=1,35*0,3*16+1,35*0,02*21=***7,05KN/m²***

P_f=falazat magassága* fal m^2 terhe= 2,5*7,05=***17,63KN/m***

Vb fal súlya: : P_{vbf}=bizt. tényező*fal magassága*fal vtg.*vb tömege=1,35*2,9*0,25*25=***24,47KN/m***

Gerenda önsúlya 40cm-es lelógást feltételezve: g_g=1,35*0,4*0,3*0,25=***4,05KN/m***

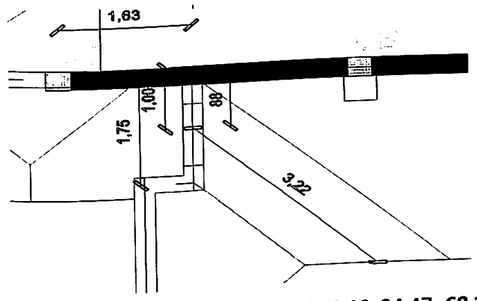
1,63m-es szakaszon a teher: P_1=terhelő terület*födém teher+ P_{vb}+ g_g

=(2,74+1,30)*15,46+24,47+4,05=***90,98KN/m***

2,07m-es szakaszon a teher: P_2=(2,77+1,30)*15,46+17,63+4,05=***84,65KN/m***

O_B-O_D szakaszon a teher: P_3=5,92*15,46+17,63+4,05=***113,25KN/m***

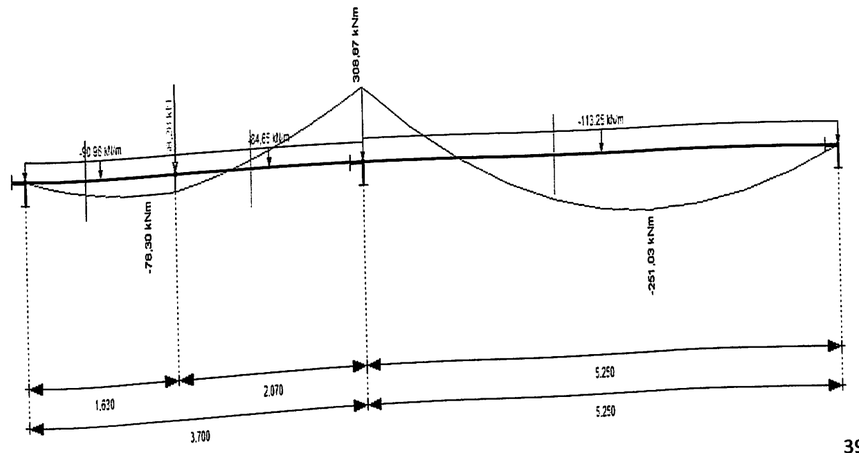
A gerendára hat koncentráltan a vasbeton fal terhe:



Koncentrált teher: F_k=3,22*0,88*15,46+24,47=***68,28KN***

Az igénybevételek számítása Axisban történt.

Igénybevételek:



M_{ed}=308,87KNm

b=300mm

ξ=0,35

Feltételezett legnagyobb betonacél átmérő: ***20mm***

$$bxdx\alpha\xi xf_{cd}x\left(d-\frac{\xi xd}{2}\right)=M_{ed}=300x0,35xdx13,3x\left(d-\frac{0,35xd}{2}\right)=308,87x10^{6}$$

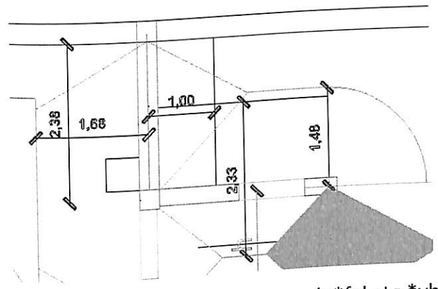
d=518mm

$$c_{nom}\geq 10+max\begin{cases}c_{minb}\\c_{mindur}=10+max\begin{cases}20\\15=30mm\\10\end{cases}\\10mm\end{cases}$$

h=d+c_{nom}+Φ/2=518+30+10=***558mm → h_{alk}=600mm***

6.4 O_G, O_b és O_d oszlopok közti gerendák szabad tervezése 1. emelet feletti födémnél

Terhek a tetőről:



Vb fal súlya: : $g_{vb}=\gamma_g$*fal magasság*fal vtg.*vb tömege=1,35*2,9*0,25*25=***24,47KN/m***

Tetőteher: P_t=(2,33*23,65+(1,48^2*3,14)/4)*23,65)/3,29=***67,47KN/m***

1,03m-es szakaszon a teher: q_1=(2,74+1,30)*15,46+24,47+3,04=***89,97KN/m →***

67,47+90,98=157,44KN/m

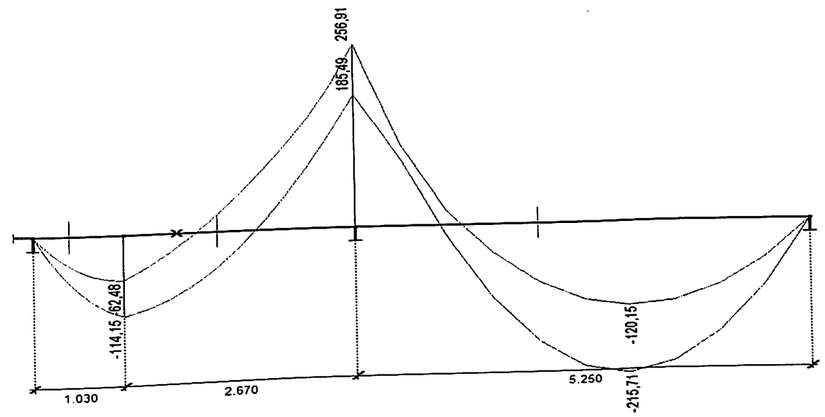
2,67m-es szakaszon a teher: P_2=(2,74+1,30)*15,46+3,04=***65,50KN/m***

O_B-O_D szakaszon a teher: P_3=5,89*15,46+3,04=***94,10KN/m***

4.3-as pontban részletezettek alapján:

Koncentrált teher: F_k=fal terhe*terhelési hossz=63,10*0,86=***54,27KN***

Igénybevételek:



M_{ed}=256,91KNm

b=300mm

ξ=0,35

Feltételezett legnagyobb betonacél átmérő: ***20mm***

$$bxdx\alpha\xi xf_{cd}x\left(d-\frac{\xi xd}{2}\right)=M_{ed}=300x0,35xdx13,3x\left(d-\frac{0,35xd}{2}\right)=256,91x10^{6}$$

d=473mm

$$c_{nom}\geq 10+max\begin{cases}c_{minb}\\c_{mindur}\\10mm\end{cases}=10+max\begin{cases}20\\15=30mm\\10\end{cases}$$

h=d+c_{nom}+Φ/2=473+30+10=***513mm*** → ***h_{alk}=500mm***

6.5. O_c és O_j oszlopok közti gerendák szabad tervezése földszint feletti födémnél:

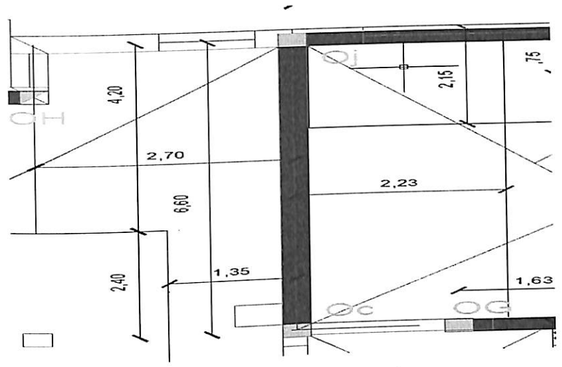
Terhek:

Önsúly 50cm-es lelógást feltételezve: g_g=1,35*0,5*0,3*25=***5,07KN/m***

2,40m-es szakaszon a teher: P_1=(1,35+2,23)*15,46+17,63+5,07=***78,09KN/m***

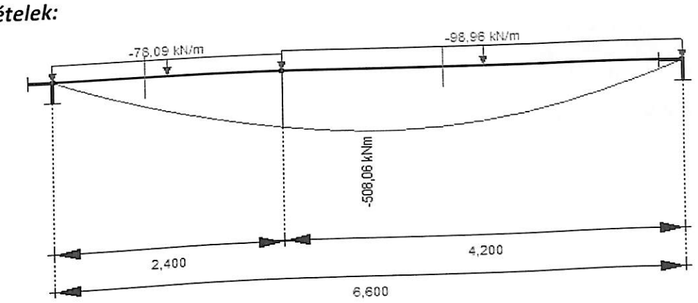
4,17m-es szakaszon a teher: P_2=terhelési sáv*födémteher+hanggátló fal terhe+gerenda önsúly=(2,70+2,23)*15,46+17,63+5,07=***98,96KN/m***

Terhek töréskép alapján:



Az igénybevételek számítása Axisban történt.

Igénybevételek:



M_{ed}=508,06KNm

b=300mm

ξ=0,35

Feltételezett legnagyobb betonacél átmérő: ***20mm***

$$b * d * \xi * f_{cd} * \left(d - \frac{\xi x d}{2}\right) = M_{ed} = 300x0,35xdx13,3x\left(d - \frac{0,35xd}{2}\right)$$

$$= 508,06x10^6$$

d=646mm

$$c_{nom} \geq 10 + max\begin{cases} c_{minb} \\ c_{mindur} \\ 10mm \end{cases} = 10 + max\begin{cases} 20 \\ 15 \\ 10 \end{cases} = 30mm$$

h=d+c_{nom}+Φ/2=665+30+10=***705mm → h_{alk}=700mm***

6.6. O_c és O_j oszlopok közti gerendák szabad tervezése 1. emelet feletti födémnél

Terhek:

A lemezből azonos teher jut rá, mint a 6.5.-ös pontban. A tégla falazat terhe 2,69m hosszan hat rá az oc oszlop oldalán.

Tetőből rájutó terhek: A számítása töréskép alapján történik.

P_{t1}=terhelősáv szélessége* zárófödémteher=3,38*23,65=***79,94KN/m***

Axis-ból gerenda nyíróerő alapján: Zöldtető gerendájának a terhe

A terveken szereplő hanggátló falat vasbetonra kellett cserélni mivel a hanggátló tégla nem bírná el a zöldtető koncentrált terhét.

P_{t2}=falra ülő gerenda terhe/fal hossza=(189,12+174,44)/2,69=***135,15KN/m***

Önsúly feltételezett lelógása a gerendának 70cm: g_g=1,35*0,7*0,3*25=***7,09KN/m***

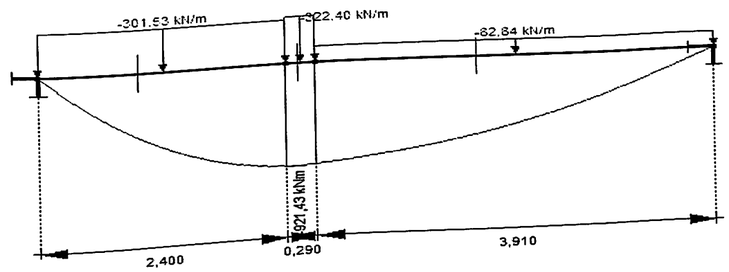
2,40 m-es szakasz terhei: P_1=79,94+135,15+(1,35+2,20)*15,46+24,47+7,09=***301,53KN/m***

0,29 m-es szakasz terhei: P_2=79,94+135,15+(2,70+2,20)*15,46+24,47+7,09=***322,40KN/m***

4,17m-es szakasz terhei: P_3=terhelő sáv*födémteher+ g_g=

=(2,70+2,20)*15,46+7,09=***82,84KN/m***

Igénybevételek:



M_{ed}=921,43KNm

b=300mm

ξ=0,4

Feltételezett legnagyobb betonacél átmérő: ***20mm***

$$bxdx\alpha\xi xf_{cd}x\left(d-\frac{\xi xd}{2}\right)=M_{ed}=300x0,4xdx13,3x\left(d-\frac{0,4xd}{2}\right)=921,43x10^6$$

d=850mm

$$c_{nom} \geq 10 + max\begin{cases} c_{minb} \\ c_{mindur} = 10 + max\begin{cases} 20 \\ 15 = 30mm \\ 10 \end{cases} \\ 10mm \end{cases}$$

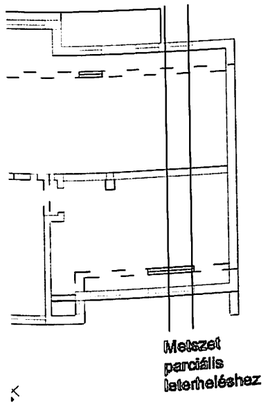
h=d+c_{nom}+Φ/2=852+30+10=***890mm → h_{alk}=900mm***

7. Első emelet feletti födém méretezése

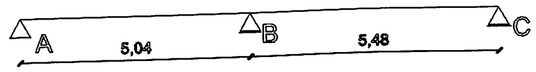
7.1 Első emelet feletti födém parciális leterhelésének figyelembevétele

Kimetszek egy 1 méter széles födémsávot és ezt mértékadó módokon leterhelem.

Kimetszett födémszakasz elhelyezkedése:



Statikai váz:

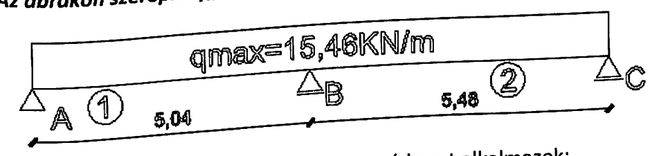


Totális leterheléshez tartozó igénybevételek:

Totális leterhelés: P_{max}=15,46KN/m

Az ábrákon szereplő q_{max}= P_{max}=$P_{edfödém}$ Ez a födém önsúly+ hasznos terhe.

Az ábrákon szereplő q_{cs}= P_{cs}=$g_{edfödém.}$ Ez a födém biztonsági tényezővel felszorzott önsúlya.



Az igénybevételek kiszámításához cross módszert alkalmazok:

$$K_1 = \frac{3}{4} * \frac{I}{l_1} = \frac{3}{4} * \frac{1}{5{,}04} = 0{,}149$$

I=1 mivel a vizsgált lemezrésznek mindenhol azonos az inerciája.

$$K_2 = \frac{3}{4} * \frac{I}{l_2} = \frac{3}{4} * \frac{1}{5{,}48} = 0{,}137$$

$\sum K = K_1 + K_2 = 0{,}149 + 0{,}137 = 0{,}286$

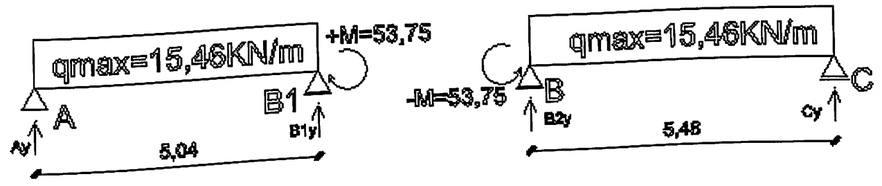
$\alpha_{B1} = (K_1 / \sum K) = 0{,}149 / 0{,}286 = \mathbf{0{,}521}$

$\alpha_{B2} = 1 - \alpha_{B1} = 1 - 0{,}521 = \mathbf{0{,}479}$

$-M^0_{B1} = -(q * l^2)/8 = -(15{,}46 * 5{,}04^2)/8 = -49{,}09 KN/m$

$+M^0_{B2} = -(q * l^2)/8 = -(15{,}46 * 5{,}48^2)/8 = +58{,}03 KN/m$

	B	
α	0,521	0,479
M^0	-49,09	+58,03
	-4,66	-4,28
∑M	***-53,75***	***+53,75***



$A_y = -((5{,}04 * (5{,}04/2) * 15{,}46) + 53{,}75)/5{,}04 = 28{,}29 KN$

$B_{1y} = (15{,}46 * 5{,}04) - 28{,}29 = 49{,}63 KN$

$x_0 = 28{,}29 / 15{,}46 = 1{,}83 m$

$M_{1max} = (28{,}29 * 1{,}83 - (1{,}83 * (1{,}83/2) * 15{,}46) = \mathbf{25{,}88 KNm}$

$C_y = ((5{,}48 * (5{,}48/2) * 15{,}46) - 53{,}75)/5{,}48 = 32{,}55 KN$

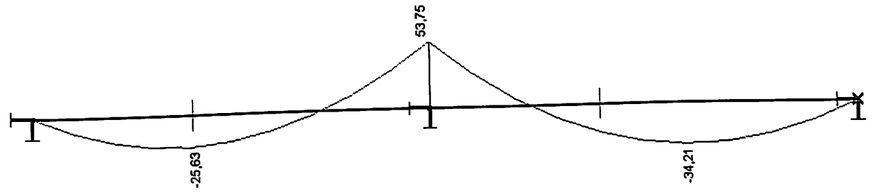
$B_{2y} = (15{,}46 * 5{,}48) - 32{,}55 = 52{,}17 KN$

$x_0 = 32{,}55 / 15{,}46 = 2{,}11 m$

$M_{1max} = -(32{,}55 * 2{,}11 + (2{,}11 * (2{,}11/2) * 15{,}46) = \mathbf{34{,}27 KNm}$

Összevetve az Axis számítás eredményeivel: ***Közel azonos eredményekhez jutottunk***

Nyomatéki igénybevételek:



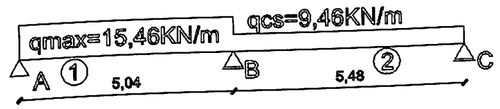
Tartó leterhelése parciálisan:

Csökkentett teher értéke:

$P_{EDcs}=1,35*(\sum gk+g_{vb})=1,35*(5,0+2,01)=$***9,46KN/m***

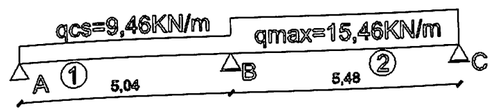
2.Tehereset:

Terhek eloszlás:

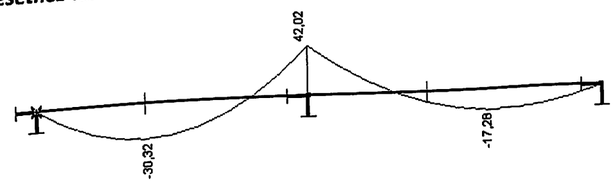


3.Tehereset:

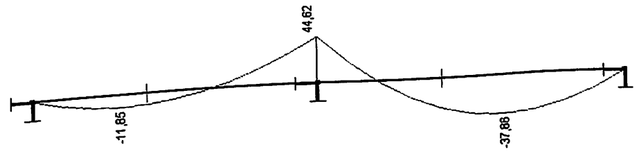
Terhek eloszlás:



2.Teheresethez tartozó nyomatéki ábra:



3.Teheresethez tartozó nyomatéki ábra:



2. teheresethez tartozó $M_{max.}$ helyének számítása:

M_{2max}=30,32KNm

Ay=***30,62KN***

x_0=Ay/q_{max}=30,62/15,46=1,98m

1. teheresethez tartozó nyomaték értéke ebben a pontban:

M_{1x}=(28,29*1,98-(1,98*(1,98/2)*15,46)=***25,71KNm***

$$\alpha_1 = \frac{M_{1x}}{M_{2max}} = \frac{25,71}{30,62} = 0,84$$

3. teheresethez tartozó M_{max} helyének számítása:

M_{3max}=37,86KNm

cy=***34,22KN***

x_0=cy/q_{max}=34,22/15,46=2,21m

1. teheresethez tartozó nyomaték értéke ebben a pontban:

M_{2x}=(32,55*2,21-(2,21*(2,21/2)*15,46)=***34,18KNm***

$$\alpha_2 = \frac{M_{2x}}{M_{3max}} = \frac{34,18}{37,86} = 0,90$$

α átlag számítása:

$$\alpha = \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2} = \frac{0,84 + 0,90}{2} = 0,87$$

A parciális leterhelés figyelembevételének érdekében a betonacél betétek teherbírását α tényezővel csökkenteni kell, vagy a nyomatéki igénybevételeket fel kell szorozni 1/ α értékkel.

7.2.Szabad tervezés

M_{max}=88,68KN/m

Ez a nyomaték oszlopnál jelenik meg, ezért azt feltételezem, hogy a lemezvastagság kétszeresén tudja a lemez a terheket viselni

b=2xh=2x200=400mm

ξ=0,3

Feltételezett legnagyobb betonacél átmérő: ***16mm***

$$bxdx\alpha\xi xf_{cd}x\left(d-\frac{\xi xd}{2}\right)=M_{ed}=400x0,3xdx13,3x\left(d-\frac{0,3xd}{2}\right)=88,68x10^{6}$$

d=256mm

$$c_{nom}\geq 10+max\begin{cases}c_{minb}\\c_{mindur}=10+max\begin{cases}16\\15=26mm\\10\end{cases}\\10mm\end{cases}$$

h=d+c_{nom}+Φ/2=256+26+8=***290mm → h_{alk}=200mm***

Mivel a mértékadó teher oszlopnál lokálisan keletkezik 200mm-es lemezvastagságot alkalmazok

Vizsgálat nagyobb felületen mértékadó nyomatékra:

$M_{mért}$=43,28KN/m

b=1000mm

ξ=0,2

Feltételezett legnagyobb betonacél átmérő: ***16mm***

$$bxdx\alpha\xi xf_{cd}x\left(d-\frac{\xi xd}{2}\right)=M_{ed}=1000x0,2xdx13,3x\left(d-\frac{0,2xd}{2}\right)=43,28x10^{6}$$

d=135mm

$$c_{nom}\geq 10+max\begin{cases}c_{minb}\\c_{mindur}=10+max\begin{cases}16\\15=26mm\\10\end{cases}\\10mm\end{cases}$$

h=d+c_{nom}+Φ/2=135+26+8=***169mm → h_{alk}=200mm***

7.3.Átszúródás számítás

Átszúródás vizsgálat a mértékadó „A" oszlopnál:

V_{ED0}=413,13KN

Feltételezett legnagyobb betonacél átmérő: ***16mm***

d=(d_1+d_2)/2=(166+150)/2=***158mm***

Oszlop oldalhosszai***: b=300mm***

$$V=0,6*\left(1-\frac{f_{ck}}{250}\right)=0,6*\left(1-\frac{20}{250}\right)=0,552$$

$V_{RDmax}=0,5*V*f_{cd}$=0,5*0,552*13,3=***3,67N/mm²***

$$V_{ED}=\frac{1,15*V_{ED0}}{4*b*d}=\frac{1,15*413,13*10^{3}}{4*300*158}=2,51N/mm^{2}$$

V_{ED}<V_{EDmax}→ A vasbeton keresztmetszet bevasalható nyírásra.

7.4.Betonacél szükséglet tervezése

Mivel a lemez felületének felső részén alakul ki húzás, ezért a lemez felső oldalán nem teljes felületen alkalmazok betonacél hálót. Csak ott alkalmazok vasalást, ahol muszáj.

A lemez alsó síkjánál az ***y*** irányú vasalás van alul és erre fekszik rá az ***x*** irányú.

Minimális betonacél mennyiség meghatározása:

Alkalmazandó betonacél: **ϕ12**

$$c_{nom} \geq 10 + max\begin{cases} c_{minb} \\ c_{mindur} = 10 + max\begin{cases} 12 \\ 15 = 25mm \\ 10 \end{cases} \\ 10mm \end{cases}$$

d=h-(C_{nom}+ϕ/2)=200-(25+(12/2))=**169mm**

A_{smin}=0,0015*b*d=0,0015*1000*169=***254mm²***

Mivel a fővasak minimális osztástávolsága ***300mm,*** ezért az alkalmazandó minimális betonacél mennyiség **ϕ12/300** → A_{sprov}=***377mm²*** (kisebb vasalási átmérő alkalmazása esetén több helyen kéne sűrűbb erősítővasalást alkalmazni)

$$x_c = \frac{f_{yd} * A_S}{f_{cd} * b} = \frac{435 * 377}{13{,}3 * 1000} = 12{,}33mm$$

$$M_{RD} = b * x_c * f_{cd} x\left(d - \frac{x_c}{2}\right) = 1000 * 12{,}33 * 13{,}3 * \left(169 - \frac{12{,}33}{2}\right) = 26{,}70KNm$$

A parciális leterhelés figyelembevétele miatt a figyelembe veendő nyomatéki ellenállás:

$M'_{rd}=\alpha*M_{rd}$=0,87*26,70=***23,23KNm***

Y irányú betonacél szükséglet tervezése alsó síknál

M_{ED}=30,39KNm

A parciális leterhelés figyelembevétele érdekében az M_{ED}-t megszorzom α tényező reciprokával

$M'_{ED}=(1/\alpha)*M_{ED}$=(1/0,87)*30,39=***34,93KNm***

Acél: **ϕ12**

$$c_{nom} \geq 10 + max\begin{cases} c_{minb} \\ c_{mindur} = 10 + max\begin{cases} 8 \\ 15 = 25mm \\ 10 \end{cases} \\ 10mm \end{cases}$$

d=h-(C_{nom}+ϕ/2)=200-(25+(12/2))=**169mm**

$$M_{ED} = b * x_c * f_{cd} x\left(d - \frac{x_c}{2}\right) = 34{,}93 * 10^6 = 1000 * x_c * 13{,}3 * \left(169 - \frac{x_c}{2}\right)$$

x_c=***16,32mm***

$x_{c\leq}x_{co\rightarrow}$ x_{co}=0,49*169=***58mm*** →***16,32mm<82mm*** ***Megfelel!***

$$A_s = \frac{b * x_c * f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{1000 * 16,32 * 13,3}{435} = 500mm^2$$

$A_s \rightarrow A_{sprov}$=***545mm²*** → **ϕ12/300,+ϕ8/300**

A_{smin}=0,0015*b*d=0,0015*1000*169=***254mm²***

$$x_c = \frac{435 * 541}{13,3 * 1000} = 17,83mm$$

$$M_{RD} = b * x_c * f_{cd} x \left(d - \frac{x_c}{2}\right) = 1000 * 17,83 * 13,3 * \left(121 - \frac{17,83}{2}\right) = 37,95KNm$$

$M_{RD} \geq M_{ED}$ **Megfelel!**

X irányban a ϕ12/300 betonacél teherbírása

d=***157mm***

M'_{rd}=***21,52KN***

X irányú betonacél szükséglet tervezése alsó síknál

M_{ED}=35,02KNm

$M'_{ED}=(1/\alpha)*M_{ED}$=(1/0,87)*35,02=***40,25KNm***

Acél: **ϕ12**

d=***157mm***

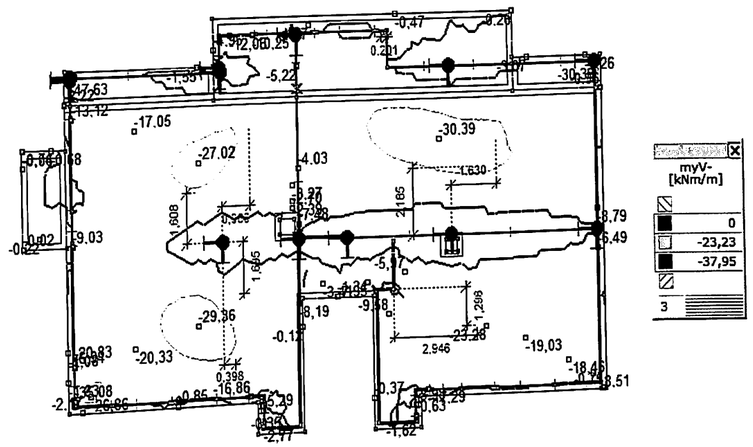
A_S=***631mm²***

$A_s \rightarrow A_{sprov}$=***754mm²*** → **ϕ12/300,+ϕ12/300**

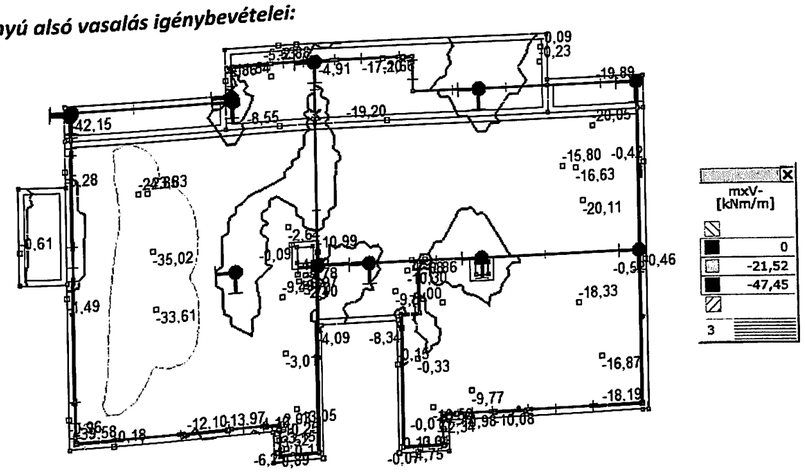
M_{Rd}=***47,45KNm***

A_{smin}=0,0015*b*d=0,0015*1000*157=***236mm²***

Y irányú alsó vasalás igénybevételei:



X irányú alsó vasalás igénybevételei:



Lemez felső részének betonacél szükséglete:

A parciális leterhelés hatását a lemez felső oldalán ébredő nyomatékoknál +0,5m betonacél hozzáadásával biztosítom a betonacél mindkét végén.

Y irányú betonacél szükséglet tervezése felső síknál

ϕ12/300-as kiosztás esetén:

Acél: **ϕ12**

d=***169mm***

M_{Rd}=***26,70KNm***

ϕ12/150-es kiosztás esetén:

M_{Rd}=***51,38KNm***

ϕ12/300-as + ϕ16/300-as kiosztás esetén:

d=***166mm***

A_S=***1047mm²***

M_{Rd}=***67,81KNm***

Betonacél szükséglet tervezése:

M_{ed}=***103,97KNm***

Acél: **ϕ16**

$$c_{nom} \geq 10 + max\begin{cases} c_{minb} \\ c_{mindur} = 10 + max\begin{cases} 16 \\ 15 = 26mm \\ 10 \end{cases} \\ 10mm \end{cases}$$

d=h-(C_{nom}+ϕ/2)=200-(26+(16/2))=**166mm**

$$M_{ED} = b * x_c * f_{cd} x\left(d - \frac{x_c}{2}\right) = 103,97 * 10^6 = 1000 * x_c * 13,3 * \left(166 - \frac{x_c}{2}\right)$$

x_c=***56,81mm***

$x_{cs} \leq x_{co} \rightarrow$ x_{co}=0,49*166=***81mm*** →***56,81mm<81mm Megfelel!***

$$A_s = \frac{b * x_c * f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{1000 * 56,81 * 13,3}{435} = 1738mm^2$$

$A_s \rightarrow A_{sprov}$=***2010mm²*** → **ϕ16/150,+ϕ16/300**

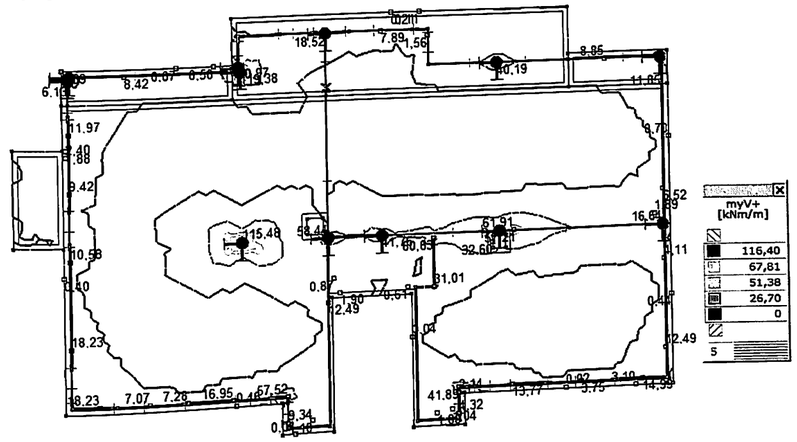
$$x_c = \frac{435 * 2010}{13,3 * 1000} = 65,74mm$$

$$M_{RD} = b * x_c * f_{cd} x\left(d - \frac{x_c}{2}\right) = 1000 * 65,74 * 13,3 * \left(166 - \frac{56,16}{2}\right)$$

$$= 116,40KNm$$

$M_{RD} \geq M_{ED}$ **Megfelel!**

Y irányú felső vasalás igénybevételei:



X irányú betonacél szükséglet tervezése felső síknál

ϕ12/300-as kiosztás esetén:

Acél: **ϕ12**

d=***157mm***

A_S=***377mm²***

M_{Rd}=***24,74KNm***

ϕ12/150-es kiosztás esetén:

Acél: **ϕ12**

d=***157mm***

A_S=***754mm²***

M_{Rd}=***47,45KNm***

ϕ12/300-as + ϕ16/150-as kiosztás esetén:

Acél: **ϕ12 + ϕ16**

d=***150mm***

A_S=***1717mm²***

M_{Rd}=***91,06KNm***

Betonacél szükséglet tervezése:

M_{ed}=103,09KNm

Acél: ϕ18

$$c_{nom} \geq 10 + max\begin{cases} c_{minb} \\ c_{mindur} = 10 + max\begin{cases} 16 \\ 15 = 26mm \\ 10 \end{cases} \\ 10mm \end{cases}$$

d=h-(C_{nom}+ϕ/2)=200-(26+16+(18/2))=**149mm**

$$M_{ED} = b * x_c * f_{cd} x\left(d - \frac{x_c}{2}\right) = 103,09 * 10^6 = 1000 * x_c * 13,3 * \left(149 - \frac{x_c}{2}\right)$$

x_c=67,15mm

$x_{cs} \leq x_{co} \rightarrow$ x_{co}=0,49*149=73mm →67mm<73mm *Megfelel!*

$$A_s = \frac{b * x_c * f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{1000 * 67,15 * 13,3}{435} = 2054mm^2$$

$A_s \rightarrow A_{sprov}$=2121mm² → ϕ18/120

$$x_c = \frac{435 * 2121}{13,3 * 1000} = 69,37mm$$

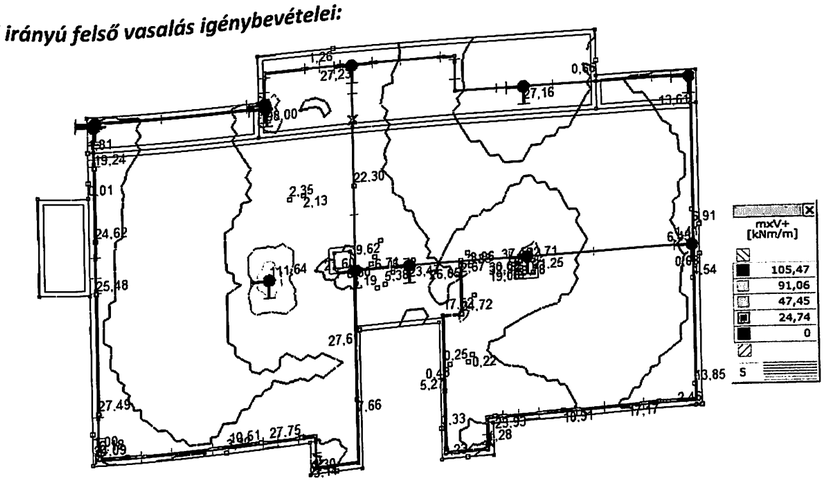
$$M_{RD} = b * x_c * f_{cd} x\left(d - \frac{x_c}{2}\right) = 1000 * 69,37 * 13,3 * \left(149 - \frac{69,37}{2}\right)$$

$$= 105,47KNm$$

$M_{RD} \geq M_{ED}$ **Megfelel!**

Amennyiben nem megy ϕ18-as betonacélt beszerezni akkor ϕ16/95-ös kiosztást kell alkalmazni ott ahova a ϕ18/120- betonacéloknak kéne kerülniük.

X irányú felső vasalás igénybevételei:



A nyomatékok közt láthatók a határnyomatéknál nagyobb értékek, de mivel az oszlop nem teljesen pontszerű támasz és a lemezen is valamelyest eloszlanak a terhek, ezért az oszlopnál levő nyomatéki értékek eloszlásánál azt feltételezem, hogy a lemezvastagság kétszeresén oszlanak el a nyomatékok.

8.Vasbeton lépcső betonacél szükségletének számítása:

8.1.Vasbeton lépcsőkar betonacél szükségletének számítása:

Mértékadó legnagyobb lépcsőkar mérete: L=(0,3*2+2,84)=3,44m

M_{ed}=(3,44 ^{2}*14,06)/8=***20,78KNm***

Acél: **ϕ8**

$$c_{nom} \geq 10 + max\begin{cases} c_{minb} \\ c_{mindur} = 10 + max\begin{cases} 8 \\ 15 = 25mm \\ 10 \end{cases} \\ 10mm \end{cases}$$

d=h-(C_{nom}+ϕ/2)=140-(25+(10/2))=**111mm**

$$M_{ED} = b * x_c * f_{cd} x\left(d - \frac{x_c}{2}\right) = 20,78 * 10^6 = 1000 * x_c * 13,3 * \left(111 - \frac{x_c}{2}\right)$$

x_c=15,10mm

$x_{cs} \leq x_{co} \rightarrow$ x_{co}=0,49*111=54,39***mm →15,10mm<54,39mm Megfelel!***

$$A_s = \frac{b * x_c * f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{1000 * 15,10 * 13,3}{435} = 462mm^2$$

$A_s \rightarrow A_{sprov}$=***503mm^2*** → **ϕ8/100**

$$x_c = \frac{435 * 503}{13,3 * 1000} = 16,45mm$$

$$M_{RD} = b * x_c * f_{cd} x\left(d - \frac{x_c}{2}\right) = 1000 * 16,45 * 13,3 * \left(111 - \frac{16,45}{2}\right) = 22,48KNm$$

$M_{RD} \geq M_{ED}$ Megfelel!

Vasalás számítása részleges befogásnál:

M_{ed}=0,15*20,72=3,11KNm

Acél: **ϕ8**

d=111mm

A_s=***65mm^2***

A_{smin}=0,0015*b*d=0,0015*1000*131=***197mm^2***

$A_s \rightarrow A_{sprov}$=***201mm^2*** → **ϕ8/250**

Elosztó vasalás távolsága: 400mm<3h=3*140=420

8.2.Vasbeton lépcsőpihenő betonacél szükségletének számítása:

Szerkesztés alapján a lemezvastagság: 17cm

Terhek:

17cm vb lemez+1cm vakolat: g_{vbp}=0,17*25+0,01*22=***4,47KN/m²***

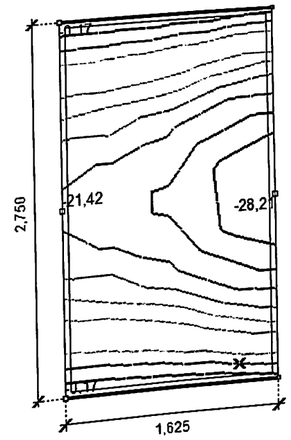
P_{EDlp}=1,35xg_{vbp}+1,5xq_{hlp}=1,35x(4,47+0,44)+1,5x3,0=***11,13KN/m²***

Lépcsőkarról:

A képen látható jobb felső saroktól a hosszabb él közepéig: 24,18KN/m vonal menti teher hat.

A képen látható bal alsó saroktól a hosszabb él közepéig a biztonság javára: 22,50KN/m teher hat.

Igénybevételek:



M_{ed}=28,21KNm

Acél: **ϕ10**

$$c_{nom} \geq 10 + max\begin{cases} c_{minb} \\ c_{mindur} \\ 10mm \end{cases} = 10 + max\begin{cases} 10 \\ 15 = 25mm \\ 10 \end{cases}$$

d=h-(C_{nom}+ϕ/2)=170-(25+(10/2))=**140mm**

$$M_{ED} = b * x_c * f_{cd} x\left(d - \frac{x_c}{2}\right) = 28,21 * 10^6 = 1000 * x_c * 13,3 * \left(140 - \frac{x_c}{2}\right)$$

x_c=16,07mm

$$A_s = \frac{b * x_c * f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{1000 * 15,78 * 13,3}{435} = 492mm^2$$

$A_s \rightarrow A_{sprov}$=***524mm²*** → **ϕ10/150**

Vasalás számítása részleges befogásnál:

M_{ed}=0,15*28,21=4,23KNm

Acél: **ϕ8**

d=***141mm***

A_s=***69,52mm²***

A_{smin}=0,0015*b*d=0,0015*1000*141=***212mm²***

$A_s \rightarrow A_{sprov}$=***252mm²*** → **ϕ8/200**

Elosztó vasalás távolsága: 400mm<3h=3*170=510

X irányú nyomatéki maximum:2,85KNm. Mivel ezt a lemezt egy irányban teherhordónak tekinthetjük ,ezért ezen nyomaték felvételére az elosztó vasalás elegendő. A vasbeton lépcső kiszerkesztése után néhány centiméter eltérés látható a korábban felvett értékekhez képest, ez a megváltozott lemezvastagságok miatt lépett fel.

9.Földszint feletti födém méretezése

9.1Földszint feletti födém parciális leterhelésének figyelembevétele

Ennél a födémnél is ugyanazon a helyen levő sávot vizsgáljuk. Az 1. emelet feletti és a földszint feletti födém parciális leterhelésének a statikai vázában az a különbség, hogy a földszint feletti födémnél pluszban van egy erkély, amely csökkenti a parciális leterhelésből származó nyomatékokat. Ezért a biztonság javára a korábban alkalmazott α=0,87 viszonyszámot alkalmazom ennél a födémnél is.

9.2.Lemez vastagságának felvétele legnagyobb nyomatékra való bevasalhatóság alapján

Y negatív nyomatéki maximum:

M_{ed}=97,67KNm

X irányú Acél:**ϕ16**

Y irányú Acél: **ϕ16**

$$c_{nom} \geq 10 + max\begin{cases} c_{minb} \\ c_{mindur} \\ 10mm \end{cases} = 10 + max\begin{cases} 16 \\ 15 - 5 = 21mm \\ 10 \end{cases}$$

$$M_{ED} = b * x_c * f_{cd} x \left(d - \frac{x_c}{2}\right) = 97,67 * 10^6$$

$$= 1000 * 0,49 * d * 13,3 * \left(d - \frac{0,49 * d}{2}\right)$$

d=***141mm***

h=141+21+16+8=186mm→***200mm***

9.3.Átszúródás számítás

Átszúródás vizsgálat a mértékadó „B" oszlopnál:

V_{ED0}=400,49KN

d=(d_1+d_2)/2=(171+155)/2=***163mm***

Oszlop oldalhosszai***: b=300mm***

$$V = 0,6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 * \left(1 - \frac{20}{250}\right) = 0,552$$

$V_{RDmax} = 0,5 * V * f_{cd}$=0,5*0,552*13,3=***3,67N/mm²***

Mivel a terhek nagy része az oszlopra három oldalán ül fel, ezért átszúródásnál három oldalt veszek figyelembe.

β=1,3

A β tényezőt 1,3-ra vettem fel, mivel a vizsgált oszlop nem a lemez szélén van, hanem egy 1,7m-es konzolosan kilógó erkélylemez is ráül.

$$V_{ED} = \frac{1,3 * V_{ED0}}{4 * b * d} = \frac{1,3 * 400,49 * 10^3}{3 * 300 * 163} = 3,55 N/mm^2$$

V_{ED}<V_{EDmax}→ A vasbeton keresztmetszet bevasalható nyírásra.

9.4.Betonacél szükséglet tervezése

X negatív nyomatéki maximum:

M_{ed}=97,67KNm

Acél: **ϕ16**

d=h-(C_{nom}+ϕ/2)=200-(20+14+8)=**158mm**

$$M_{ED} = b * x_c * f_{cd} x \left(d - \frac{x_c}{2}\right) = 97,67 * 10^6 = 1000 * x_c * 13,3 * \left(158 - \frac{x_c}{2}\right)$$

x_c=***56,62mm***

$x_{c\leq}x_{co\rightarrow}$ x_{co}=0,49*158=***75mm →57mm<75mm Megfelel!***

$$A_s = \frac{b * x_c * f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{1000 * 56,62 * 13,3}{435} = 1732 mm^2$$

$A_s \rightarrow A_{sprov}$=***2010mm²*** → **ϕ16/100**

$$x_c = \frac{435 * 2010}{13{,}3 * 1000} = 65{,}74mm$$

$$M_{RD} = b * x_c * f_{cd} x\left(d - \frac{x_c}{2}\right) = 1000 * 65{,}74 * 13{,}3 * \left(155 - \frac{65{,}74}{2}\right)$$

$$= 106{,}78KNm$$

$M_{RD} \geq M_{ED}$ **Megfelel!**

Y negatív nyomatéki maximum:

M_{ed}=104,65KNm

Acél: **ϕ14**

$$c_{nom} \geq 10 + max\begin{cases} c_{minb} \\ c_{mindur} = 10 + max\begin{cases} 14 \\ 15 - 5 = 20mm \\ 10 \end{cases} \\ 10mm \end{cases}$$

d=h-(C_{nom}+ϕ/2)=200-(20+7)=**173mm**

$$M_{ED} = b * x_c * f_{cd} x\left(d - \frac{x_c}{2}\right) = 104{,}65 * 10^6 = 1000 * x_c * 13{,}3 * \left(173 - \frac{x_c}{2}\right)$$

x_c=53,87mm

$x_{cs}x_{co} \rightarrow$ x_{co}=0,49*173=***84,77mm*** →***53,87mm<84,77mm*** ***Megfelel!***

$$A_s = \frac{b * x_c * f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{1000 * 53{,}87 * 13{,}3}{435} = 1647mm^2$$

$A_s \rightarrow A_{sprov}$=***1710mm²*** → **ϕ14/90**

$$x_c = \frac{435 * 1710}{13{,}3 * 1000} = 55{,}93mm$$

$$M_{RD} = b * x_c * f_{cd} x\left(d - \frac{x_c}{2}\right) = 1000 * 55{,}93 * 13{,}3 * \left(173 - \frac{55{,}93}{2}\right)$$

$$= 107{,}88KNm$$

$M_{RD} \geq M_{ED}$ **Megfelel!**

X irányú alsó vasalás:

ϕ10/250-es kiosztás esetén:

d=***175mm***

A_S=***314mm²***

M_{Rd}'=0,87*23,20=***20,18KNm***

M_{ED}=***33,72KNm***

M'_{ED}=***(1/ α)*M_{ED}***=(1/0,87)*33,72=***38,76KNm***

Acél: **ϕ10**

d=***175mm***

A_S=***536mm²***

$A_s \rightarrow A_{sprov}$=628***mm²*** → **ϕ10/125**

M_{Rd}=***45,00KNm***

Csökkentett Axisban figyelendő érték: M_{Rd}'=0,87*45,00=***39,15KNm***

M_{ED}=***25,27KNm***

M'_{ED}=***(1/ α)*M_{ED}***=(1/0,87)*25,27=***29,05KNm***

Acél: **ϕ10**

d=***175mm***

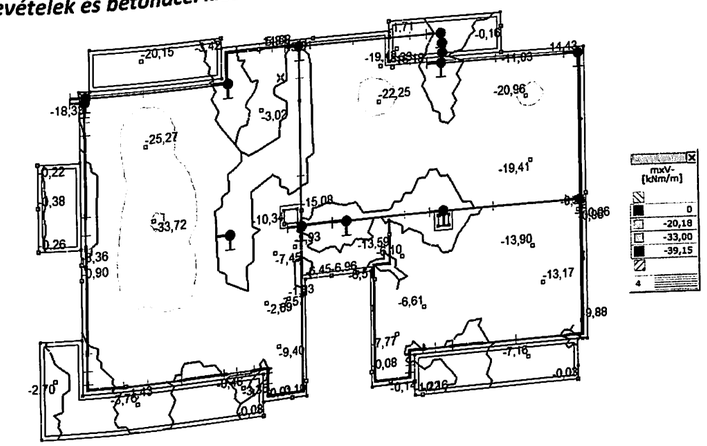
A_S=***343mm²***

$A_s \rightarrow A_{sprov}$=524***mm²*** → **ϕ10/150**

M_{Rd}=***37,94KNm***

Csökkentett Axisban figyelendő érték: M_{Rd}'=0,87*37,94=***33,00KNm***

Igénybevételek és betonacél kiosztások helyei X irányú alsó vasalásnál:



Y irányú alsó vasalás:

ϕ10/250-es kiosztás esetén:

d=***165mm***

A_S=***314mm²***

M_{Rd}'=0,87*21,84=***19,00KNm***

M_{ED}=25,28KNm

M'_{ED}=(1/ α)*M_{ED}=(1/0,87)*25,28=***29,06KNm***

Acél: **ϕ10**

d=***165mm***

A_S=***423mm²***

$A_s \rightarrow A_{sprov}$=524***mm²*** → **ϕ10/150**

M_{Rd}=***35,66KNm***

Csökkentett Axisban figyelendő érték: M_{Rd}'=0,87*35,66=***31,02KNm***

M_{ED}=31,15KNm

M'_{ED}=(1/ α)*M_{ED}=(1/0,87)*31,15=***35,81KNm***

Acél: **ϕ10**

d=***165mm***

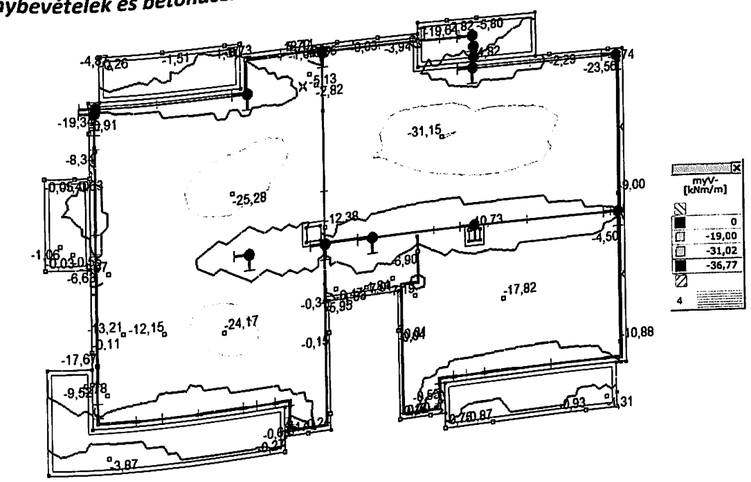
A_S=***526mm²***

$A_s \rightarrow A_{sprov}$=628***mm²*** → **ϕ10/125**

M_{Rd}=***42,27KNm***

Csökkentett Axisban figyelendő érték: M_{Rd}'=0,87*42,27=***36,77KNm***

Igénybevételek és betonacél kiosztások helyei Y irányú alsó vasalásnál:



Y irányú betonacél szükséglet tervezése lemez felső síkjánál:

ϕ10/200-as kiosztás esetén:

Acél: **ϕ10**

d=***175mm***

A_S=***393mm²***

M_{Rd}=***28,81KNm***

M_{ED}=***60,54KNm***

Acél: **ϕ14**

d=***173mm***

A_S=***878mm²***

$A_s \rightarrow A_{sprov}$=1026***mm²*** → **ϕ14/150**

M_{Rd}=***69,72KNm***

M_{ED}=***86,16KNm***

Acél: **ϕ14**

d=***173mm***

A_S=***1539mm²***

$A_s \rightarrow A_{sprov}$=1539***mm²*** → **ϕ14/100**

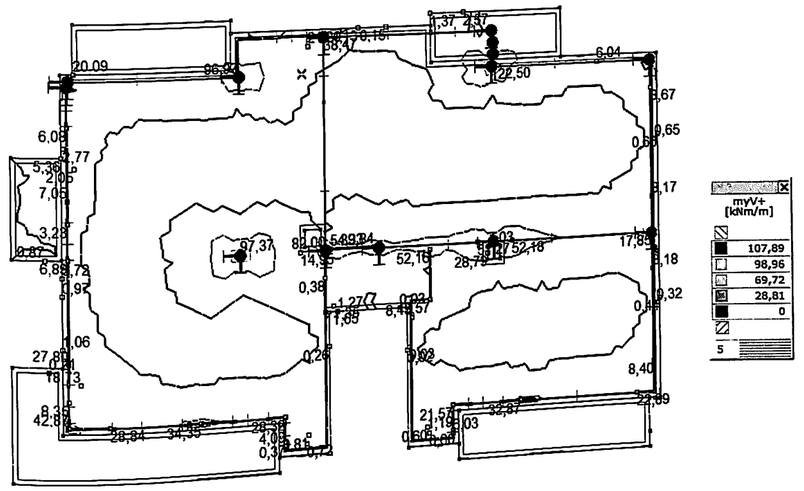
M_{Rd}=***98,96KNm***

M_{ED}=***104,65KNm***

$A_s \rightarrow A_{sprov}$=1710***mm²*** → **ϕ14/90**

M_{Rd}=***107,89KNm***

Igénybevételek és betonacél kiosztások helyei Y irányú felső vasalásnál:



X irányú betonacél szükséglet tervezése felső síknál:

ϕ10/200-as kiosztás esetén:

Acél: **ϕ10**

d=***165mm***

A_s=***393mm²***

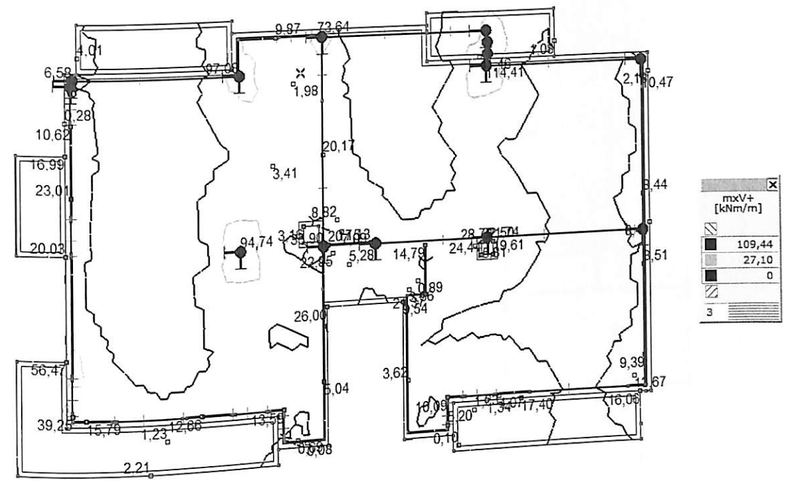
M_{Rd}=***27,10KNm***

M_{ED}=***97,67KNm***

$A_s \rightarrow A_{sprov}$=2011***mm²*** → **ϕ16/100**

M_{Rd}=***109,44KNm***

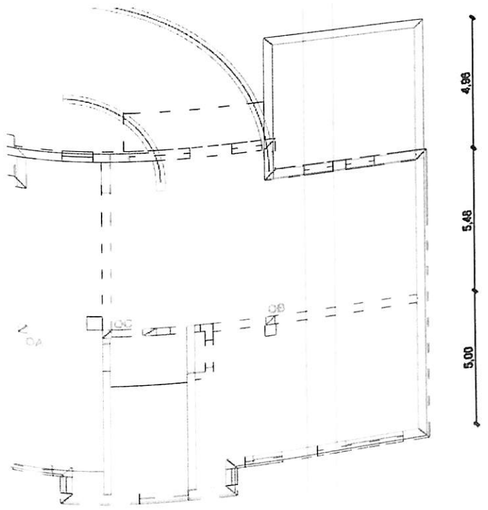
Igénybevételek és betonacél kiosztások helyei X irányú felső vasalásnál:



10.Mélygarázs feletti födém méretezése

10.1 Mélygarázs feletti födém parciális leterhelésének figyelembevétele

Metszet helye:



Terhek:

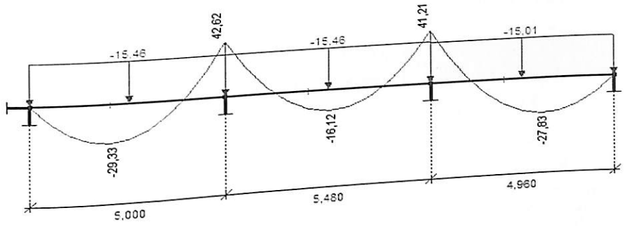
Belső mező max: ***15,46KN/m***

Belső mező Min: ***9,46KN/m***

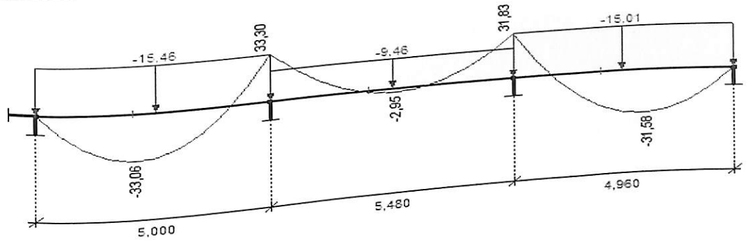
Erkély max: ***15,01KN/m***

Erkély min: P_{ED1}=1,35*(∑gk+g_{vb}) =1,35*(5,00+2,19)=***9,71KN/m***

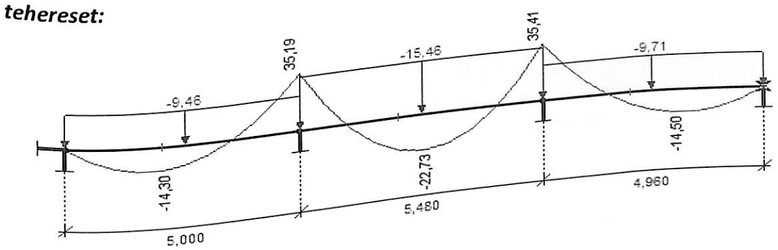
1. tehereset:



2. tehereset:



3. tehereset:



α Tényező számítása:

α=((29,33/33,06)+(27,83/31,58)+(16,12/22,73))/3=0,827 →***0,82***

α=0,82

10.2.Betonacél szükséglet tervezése

X irányú alsó vasalás:

ϕ12/300-as kiosztás esetén:

d=***174mm***

A_S=***377mm²***

M_{Rd}'=0,82*27,52=***22,56KNm***

M_{ED}=29,50Nm

M'_{ED}=(1/ α)*M_{ED}=(1/0,82)*29,50=***35,89KNm***

Acél: **ϕ12**

d=***174mm***

A_S=***498mm²***

$A_s \rightarrow A_{sprov}$=565***mm²*** → **ϕ12/200**

M_{Rd}=***40,49KNm***

Csökkentett Axisban figyelendő érték: M_{Rd}'=0,82*40,49=***33,20KNm***

M_{ED}=38,15Nm

M'_{ED}=(1/ α)*M_{ED}=(1/0,82)*38,15=***46,53KNm***

Acél: **ϕ12**

d=***174mm***

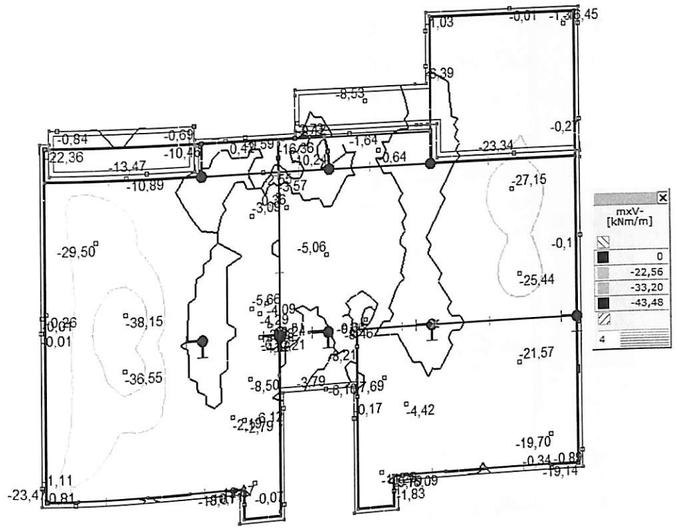
A_S=***654mm²***

$A_s \rightarrow A_{sprov}$=***754mm²*** → **ϕ12/150**

M_{Rd}=***53,03KNm***

Csökkentett Axisban figyelendő érték: M_{Rd}'=0,82*53,03=***43,48KNm***

Igénybevételek és betonacél kiosztások helyei X irányú alsó vasalásnál:



Y irányú alsó vasalás:

ϕ12/300-as kiosztás esetén:

d=***162mm***

A_S=***377mm²***

M_{Rd}'=0,82*25,56=***20,95KNm***

M_{ED}=***29,91Nm***

M'_{ED}=***(1/ α)*M_{ED}***=(1/0,82)*29,91=***36,48KNm***

Acél: **ϕ12**

d=***162mm***

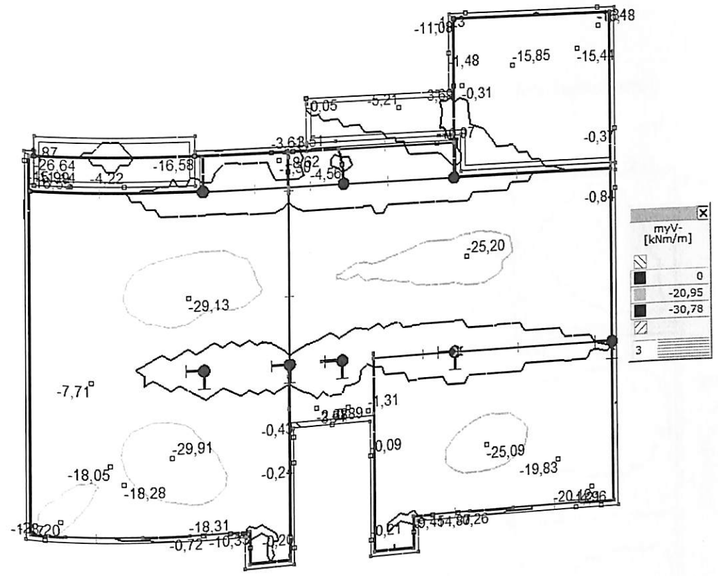
A_S=***548mm²***

$A_s \rightarrow A_{sprov}$=565***mm²*** → **ϕ12/200**

M_{Rd}=***37,55KNm***

Csökkentett Axisban figyelendő érték: M_{Rd}'=0,82*37,55=***30,78KNm***

Igénybevételek és betonacél kiosztások helyei Y irányú alsó vasalásnál:



Y irányú felső vasalás:

M_{ED}=99,31KNm

Acél: **ϕ16**

d=***171mm***

A_S=***1571mm²***

$A_s \rightarrow A_{sprov}$=1608***mm²*** → **ϕ16/125**

M_{Rd}=***101,21KNm***

M_{ED}=67,07KNm

Acél: **ϕ16**

d=***171mm***

A_S=***997mm²***

$A_s \rightarrow A_{sprov}$=1005***mm²*** → **ϕ16/200**

M_{Rd}=***67,57KNm***

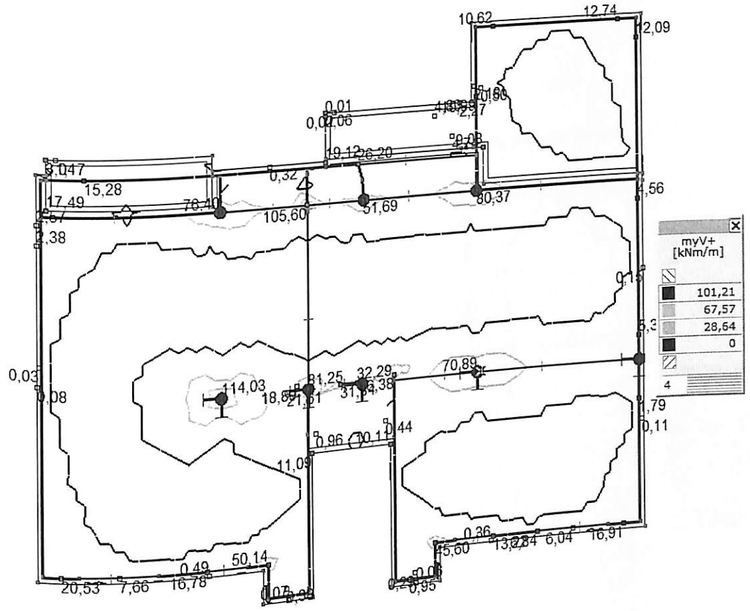
ϕ10/200-as kiosztás esetén:

d=***174mm***

A_S=***393mm²***

M_{Rd}=***28,64KNm***

Igénybevételek és betonacél kiosztások helyei Y irányú felső vasalásnál:



X irányú felső vasalás:

M_{ED}=98,77KNm

Acél: **ϕ16**

d=***155mm***

A_S=***1811mm²***

$A_s \rightarrow A_{sprov}$=2011***mm²*** → ***ϕ16/100***

M_{Rd}=***106,82KNm***

M_{ED}=61,56KNm

Acél: **ϕ16**

d=***155mm***

A_S=***1024mm²***

$A_s \rightarrow A_{sprov}$=1340***mm²*** → **ϕ16/150**

M_{Rd}=***76,41KNm***

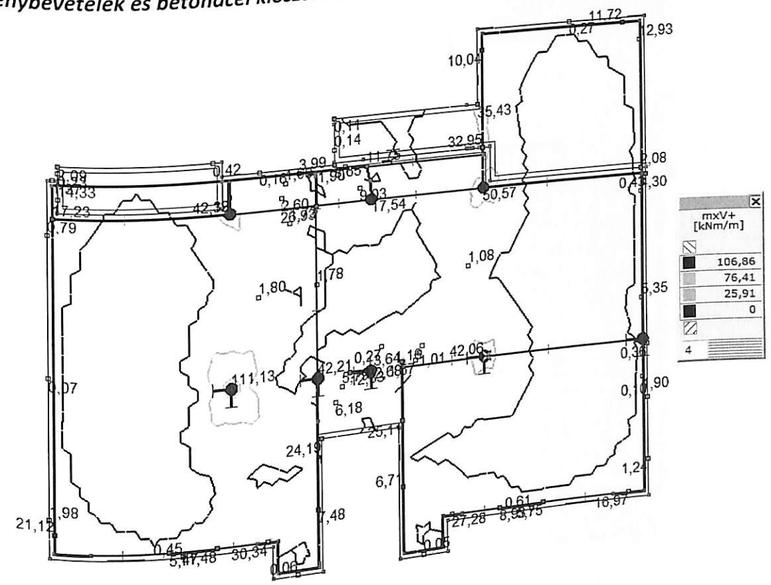
ϕ10/200-as kiosztás esetén:

d=***155mm***

A_S=393mm²

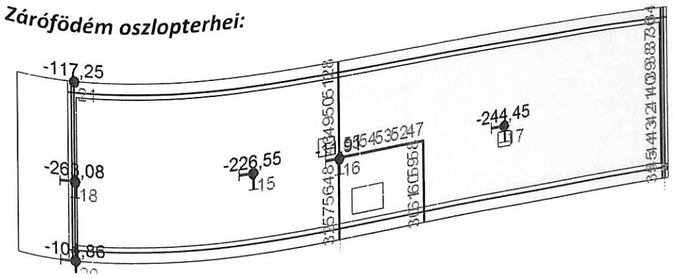
M_{Rd}=***25,91KNm***

Igénybevételek és betonacél kiosztások helyei X irányú felső vasalásnál:

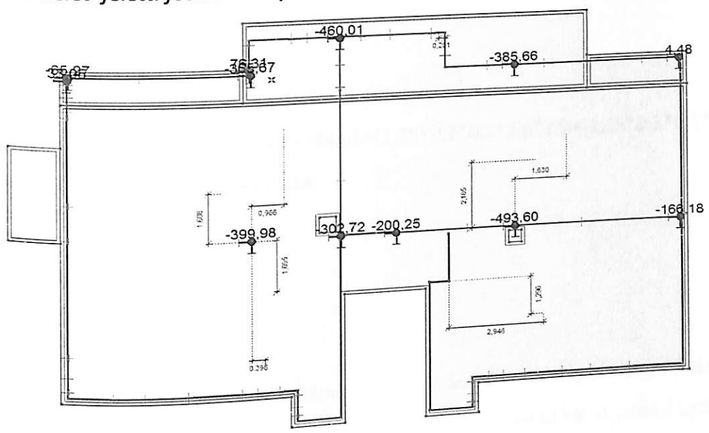


11.Oszlopok méretezése

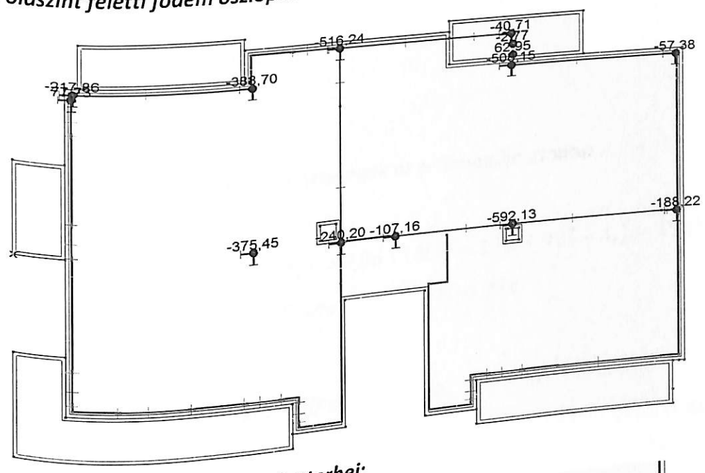
Zárófödém oszlopterhei:



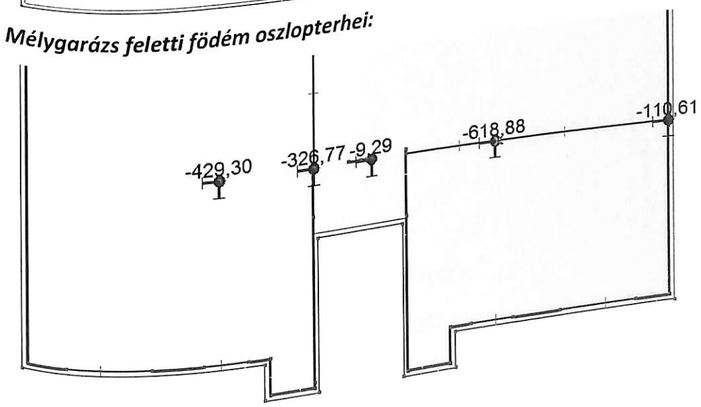
1. emelet feletti födém oszlopterhei:



Földszint feletti födém oszlopterhei:



Mélygarázs feletti födém oszlopterhei:



11.1 „B"Oszlop vasalási méretezése

Mélygarázs szintjén:

N_{ed}=3 szint terhei+zárófödém terhei+oszlop

önsúly=493,60+592,13+618,88+244,45+(1,35*0,3*0,3*2,9*25)+(1,35*0,3*0,3*2,8*2*25)+(1,35*0,3*0,3*2,35*25)=***1982,02KN***

l_0=l

Pincében

l_0=2,35+0,1=***2,45m***

l_0/h=2450/300=***8,17***

Amennyiben nem vesszük figyelembe a garázs padlójának megtámasztó hatását:

1m magas alaptesttel számolva és -3,0m-en levő alapozási síkkal. A szabad oszlop hossz 3,00m. Ezzel a hosszal is ugyanaz az ***α*** karcsúsági tényező igaz rá.

Földszinten és az 1. emeleten:

l_0=2,8+0,2=***3,00m***

l_0/h=3000/300=***10***

8,17 és 10 <12 ezért mindegyik oszlopnak az α tényezője azonos.

Interpolálás →α=0,86

$N_{ed} = \propto * \left(h * b * f_{cd} + f_{yd} * A_s\right) = 0{,}86 * (300^2 * 13{,}3 + 435 * A_s) = 1982{,}02 * 10^3$

$A_s = 2547mm^2$ → A_{sprov}=2579mm^2 → ***4 ϕ25+4 ϕ14***

Egyszerűsített ellenőrzés külpontosságra:

Kezdeti görbületből és másodrendű nyomatékból származó külpontosság (Alaptest felső síkjától nézve)

d_1=300-20-12-12=256mm

l_0=3000mm=***3,00m***

l_0/d=3000/256= ***11,72*** →interpolálás.→ ***0,141***=(e_i+e_2)/d_1

e_i+e_2=***36,10***mm

e= e_0+e_i+e_2=20+36,10=***56,10mm***

N_u'=f_{cd}*b*h+A_s*f_{yd}=300^2*13,3+435*2579=***2319KN***

M_s=A_{s1}*f_{yd}*z_s=1136*435*(300-2*44)=***104,76KNm***

N_{bal}=f_{cd}*b*x_{co}=13,3*300*0,49*256*10^{-3}=***500,51KN***

$\triangle M=N_{bal}*(h/2-x_{co}/2)=500,51*10^3*(300/2-126,42/2)=$***43,44KNm***

$M_{rd}=\triangle M+ M_s=104,76+43,44=$***148,20KNm***

$M_{ed}=e*N_{ed}=0,0561*(1982,02+1,35*0,3*0,3*0,7*25)=$***111,31KNm***

$M_{ed}<M_{rd}$

Az oszlop megfelel a külpontosságból ébredő igénybevételeknek.

Földszintnél:

N_{ed}=2 szint terhei+zárófödém terhei+oszlop önsúly=

=493,60+592,13+244,45+(1,35*0,3*0,3*2,9*25)+(1,35*0,3*0,3*2,8*2*25)=***1356kN***

l_0=l

Földszinten és az 1. emeleten:

l_0=2,8+0,2=***3,00m***

l_0/h=3000/300=***10***

10 <12

Interpolálás →α=0,86

$N_{ed} = \propto * \left(h * b * f_{cd} + f_{yd} * A_s\right) = 0{,}86 * (300^2 * 13{,}3 + 435 * A_s) = 1356 * 10^3$

$A_s = 873mm^2$ → A_{sprov}=905mm^2 →***8 ϕ12***

1. Emeletnél:

N_{ed}=1 belső födém terhe+zárófödém terhei+oszlop

önsúly=493,60+244,45+(1,35*0,3*0,3*2,9*25)+(1,35*0,3*0,3*2,8*25)=***755,36KN***

l_0=l

1. emeleten:

l_0=2,8+0,2=***3,00m***

l_0/h=3000/300=***10***

10 <12

Interpolálás →α=0,86

$N_{ed} = \propto * \left(h * b * f_{cd} + f_{yd} * A_s\right) = 0{,}86 * (300^2 * 13{,}3 + 435 * A_s) = 755{,}36 * 10^3$

$A_s = 0mm^2$ → A_{sprov}=452mm^2 →***4 ϕ12***

A szerkesztési szabály szerinti minimális vasmennyiség alkalmazandó.

2. Emeletnél:

N_{ed}=záróföldém terhei+oszlop önsúly=244,45+(1,35*0,3*0,3*2,9*25)=***253,26KN***

l_0=l

2. emeleten:

l_0=2,9+0,2=***3,10m***

l_0/h=3100/300=***10,34***

10,34<12

Interpolálás →α=0,86

$N_{ed} = \propto * (h * b * f_{cd} + f_{yd} * A_s) = 0{,}86 * (300^2 * 13{,}3 + 435 * A_s) = 253{,}26 * 10^3$

$A_s = 0mm^2$ → A_{sprov}=452mm² ***→4 ϕ12***

Szerkesztési szabály:

A_{smin}= max(0,003*A_c vagy 0,1*N_{ed}/f_{yd})= 0,003*300²=270mm² vagy

0,1*253,26*10³/435=58,22mm² → A_{smin}=270mm²

11.2 „A"Oszlop vasalási méretezése

Mélygarázsnál:

N_{ed}=3 belső födém terhei+záróföldém terhei+oszlop önsúly=226,49+399,98+375,45+429,03+(1,35*0,3*0,3*2,9*25)+(1,35*0,3*0,3*2,8*2*25)+(1,35*2,35*0,3*0,3*25)=***1464,18KN***

l_0=l

Mélygarázsnál:

l_0=2,35+0,1=***2,45m***

l_0/h=2450/300=***8,17***

8,17<12 (Ha az alaptest tetejéig vizsgálom az oszlop hosszát l_0/h akkor is kisebb, mint 12.

Interpolálás →α=0,86

$N_{ed} = \propto * (h * b * f_{cd} + f_{yd} * A_s) = 0{,}86 * (300^2 * 13{,}3 + 435 * A_s) = 1464{,}18 * 10^3$

$A_s = 1156mm^2$ → A_{sprov}=1257mm² ***→4 ϕ20***

Földszintnél:

N_{ed}=2 szint terhei+záróföd terhei+oszlop

önsúly=226,49+399,98+375,45+(1,35*0,3*0,3*2,9*25)+(1,35*0,3*0,3*2,8*2*25)=***1027,74kN***

l_0=l

Földszinten és az 1. emeleten:

l_0=2,8+0,2=3,00***m***

l_0/h=3000/300=***10***

10 <12

Interpolálás →α=0,86

$N_{ed} = \propto * \left(h * b * f_{cd} + f_{yd} * A_s\right) = 0{,}86 * (300^2 * 13{,}3 + 435 * A_s) = 1027{,}46 * 10^3$

$A_s = 0mm^2$ → A_{sprov}=452mm^2 ***→4 ϕ12***

Minimális vasalás alkalmazandó. Földszinttől fölfele ezt a vasalást kell alkalmazni.

11.3 „C"Oszlop vasalási méretezése

Mélygarázsnál:

N_{ed}=3 belső födém terhei+záróföd terhei+oszlop

önsúly=11,92+326,77+302,72+240,20+265,57+(1,35*0,3*0,3*2,9*25)+(1,35*0,3*0,3*2,8*2*25)+(1,35*2,35*0,3*0,3*25)=***1180,84KN***

l_0=l

Mélygarázsnál:

l_0=2,35+0,1=***2,45m***

l_0/h=2450/300=***8,17***

8,17 <12

Interpolálás →α=0,86

$N_{ed} = \propto * \left(h * b * f_{cd} + f_{yd} * A_s\right) = 0{,}86 * (300^2 * 13{,}3 + 435 * A_s) = 1180{,}84 * 10^3$

$A_s = 399mm^2$ → A_{sprov}=452mm^2 ***→4 ϕ12***

Földszintnél:

N_{ed}=2 szint terhei+záróföd terhei+oszlop önsúly=

=11,92+297,46+302,72+240,02+(1,35*0,3*0,3*2,9*25)+(1,35*0,3*0,3*2,8*2*25)=***879,89KN***

l_0=l

földszinten és az 1. emeleten:

l_0=2,8+0,2=3,00***m***

l_0/h=3000/300=***10***

10 <12

Interpolálás →α=0,86

$N_{ed} = \propto * \left(h * b * f_{cd} + f_{yd} * A_s\right) = 0{,}86 * (300^2 * 13{,}3 + 435 * A_s) = 879{,}89 * 10^3$

$A_s = 0mm^2$ → A_{sprov}=452mm² ***→4 ϕ12***

Minimális vasalás alkalmazandó. Földszinttől fölfele ezt a vasalást kell alkalmazni.

11.4 Az összes többi oszlop vasalási méretezése

Terhek:

OF=910,82KN

OJ=993,26KN

OH=771,38KN

OG=345,28KN

OD=380,22KN

OK=49,21KN

OI=300,14KN

OE=78,87KN

Ezeknél az oszlopoknál a ***4 ϕ12***-es minimális vasalás alkalmazandó.

12.Gerendák méretezése

12.1 „OG”„OB”„OD”Oszlopok közötti gerenda méretezése földszint feletti födémnél:

Terhek:

Totál terhek: (Részletesen kifejtve a 6.3-as pontban)

Vasbeton tömege:***2500kg/m³***

Falazat súlya: g_f=2,5*7,05=***17,63KN/m***

Vb fal súlya: g_{vbf}=1,35*2,9*0,25*25=***24,47KN/m***

Gerenda önsúlya 40cm-es lelógást feltételezve: $g_g=\gamma_g$*lelógó borda méretei*vb tömege=

=1,35*0,4*0,3*25=***4,05KN/m***

1,63m-es szakaszon a teher: P_{ed1}=terhelő

sáv*$P_{edlakás}$+g_{vbf}+g_g=(2,74+1,30)*15,46+24,47+4,05=***90,98KN/m***

2,07m-es szakaszon a teher: $P_{ed\,2}$=terhelő

sáv*$P_{edlakás}$+g_{pthfal}+g_g=(2,77+1,30)*15,46+17,63+4,05=***84,65KN/m***

O_B-O_D szakaszon a teher: $P_{ed\,3}$=terhelő sáv*födém teher+ g_f + g_g =

=5,92*15,46+17,63+4,05=***113,25KN/m***

Koncentrált teher: F_k=terhelő sáv*$P_{edlakás}$+g_{vbf}=3,22*0,88*15,46+24,47=***68,28KN***

Önsúly terhek parciális leterheléshez:

1,63m-es szakaszon a teher: P_{g1}=terhelő sáv*biztonsági tényezővel szorzott födém önsúly+

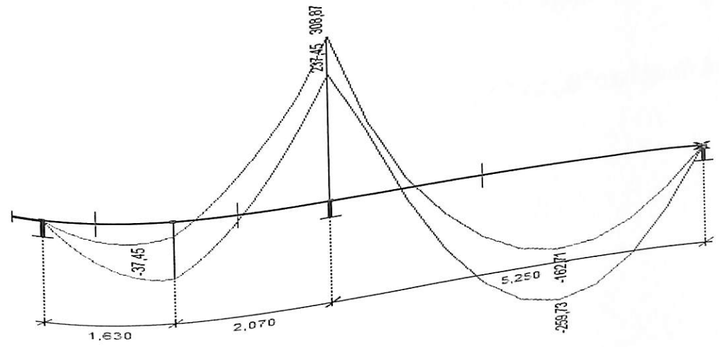
g_{vbf} + g_g =(2,74+1,30)*9,46+24,47+4,05=***66,74KN/m***

2,07m-es szakaszon a teher: $P_{g\,2}$=(2,77+1,30)*9,46+17,63+4,05=***60,18KN/m***

O_B-O_D szakaszon a teher: $P_{g\,3}$=5,92*9,46+17,63+4,05=***77,68KN/m***

Koncentrált teher: $F_{g\,k}$=3,22*0,88*9,46+24,47=***51,28KN***

Nyomatéki burkolóábra:



12.1.1.Betonacél szükséglet tervezése „B”oszlop felett

M_{ED}=***308,87KNm***

Acél: **ϕ20**

b=**300mm**

h=**600mm**

$$c_{nom} \geq 10 + max\begin{cases} c_{minb} \\ c_{mindur} = 10 + max\begin{cases} 14 \\ 15 = 25mm \\ 10 \end{cases} \\ 10mm \end{cases}$$

d=h-(C_{nom}+ϕ lemez vasalás+ϕ/2)=600-(25+16+10)=**549mm**

$$M_{ED} = b * x_c * f_{cd} x\left(d - \frac{x_c}{2}\right) = 308,79 * 10^6 = 300 * x_c * 13,3 * \left(549 - \frac{x_c}{2}\right)$$

x_c=166,14mm

$x_{c\leq}x_{co\rightarrow}$ x_{co}=0,49*549=***269mm*** →***164,38mm<269mm*** ***Megfelel!***

$$A_s = \frac{b * x_c * f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{1000 * 166,14 * 13,3}{435} = 1524mm^2$$

$A_s \rightarrow A_{sprov}$=***1571mm²*** → ***5ϕ20***

$$x_c = \frac{435 * 1571}{13,3 * 1000} = 171,27mm$$

$$M_{RD} = b * x_c * f_{cd} x\left(d - \frac{x_c}{2}\right) = 300 * 55,93 * 13,3 * \left(553 - \frac{171,27}{2}\right)$$

$$= 319,39KNm$$

$M_{RD} \geq M_{ED}$ **Megfelel!**

Szerkesztési szabályok:

Betonacélok közti távolság ellenőrzése:

a_{min}=max(ϕ vagy 20mm vagy d_g+5)=21mm

Távolságok összeadva: b'=25*2+12*2+20*5+21*6=300mm≤b=300mm ***Megfelel!***

12.1.2.Betonacél szükséglet tervezése „G" és „B"oszlopok közötti mezőben

M_{ED}=***105,53KNm***

Acél: **ϕ12**

b=**300mm**

h=**600mm**

d=***557mm***

A_s=***456mm²***

A_{sprov}=***565mm²*** →***5ϕ12***

12.1.3.Betonacél szükséglet tervezése „B" és „D"oszlopok közötti mezőben

M_{ED}=***259,73KNm***

Acél: **ϕ20**

b=**300mm**

h=**600mm**

d=***553mm***

A_s=***1229mm²***

A_{sprov}=***1257mm²*** ***→4ϕ20***

Repedéstágasság korlátozása egyszerűsített módszerrel:

Max repedéstágasság 0,3mm.

P_{ed}=15,46KN/m

P_{qp}=($\sum$gk+g_{vb})+ψ_2*g_h+ψ_2*g_v=(5,00+2,01)+0,3*2,0+(1,00*2)=***9,61KN/m²***

$$\sigma = f_{yd} * \frac{P_{qp}}{P_{ED}} * \frac{A_{sreg}}{A_{sprov}} = 435 * \frac{9,61}{15,46} * \frac{1229}{1257} = 264N/mm^2$$

Táblázatból: Nem felel meg repedéstágasságra.

5ϕ20 alkalmazása esetén:

$$\sigma = f_{yd} * \frac{P_{qp}}{P_{ED}} * \frac{A_{sreg}}{A_{sprov}} = 435 * \frac{9,61}{15,46} * \frac{1229}{1571} = 217N/mm^2$$

Vashányad=A_s/d*b=1571/300*553= 0,94%

Táblázatból: Megfelel ***5ϕ20-as betonacéllal*** ***Alkalmazandó → 5ϕ20***

12.1.4.Szélső oszlopok feletti befogási nyomaték vasszükséglete

M_{ED}=***259,73*0,15=38,96KNm***

Acél: **ϕ12**

b=**300mm**

h=**600mm**

d=***557mm***

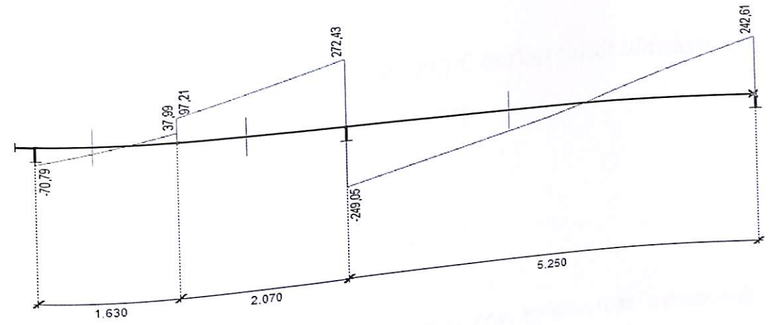
A_s=***164mm²***

A_{sprov}=***339mm²*** ***→3ϕ12***

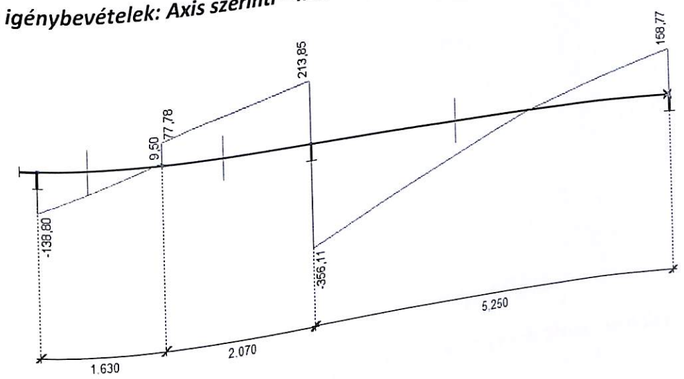
Elegendő a minimális vasalás alkalmazása.

12.1.5.Nyírási vasalás számítása „B" oszlop „D" oszlop felőli oldalán

Nyírási igénybevételek: Axis szerinti + maximum



Nyírási igénybevételek: Axis szerinti – maximum



$V_{EDred}= V_{ED}-0,5*d*p_{ed}=356,11-0,5*0,549*113,25=$***325,02KN***

d=549mm

z=0,9*d=0,9*549=494,1mm

$$v = 0,6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 * \left(1 - \frac{20}{250}\right) = 0,552$$

c=0,308

$V_{RDc}=c*b_w*d*f_{ctd}=0,308*300*549*1,0=50,72KN$

$V_{RDmax}=0,5*b_w*z*v*f_{cd}=0,5*300*0,552*494,1*13,3=544,12KN$ ***Megfelel a keresztmetszet bevasalható nyírásra.***

$V_{RD,s}=(z/S_s)*A_{sw}*f_{ywd}=325,02*10^3=(494,1/S_s)*226*435$

$S_s=149,45mm$ $\rightarrow S_{sprov}=$***ϕ12/125***

12.1.6.Nyírási vasalás számítása B oszlop C oszlop felőli oldalán

$V_{EDred}= V_{ED}-0,5*d*p_{ed}=272,43-0,5*0,549*84,65=249,19KN$

$d=549mm$

$z=0,9*d=0,9*549=494,1mm$

$V_{RD,s}=(z/S_s)*A_{sw}*f_{ywd}=249,19*10^3=(494,1/S_s)*226*435$

$S_s=194,93mm$ $\rightarrow S_{sprov}=$***ϕ12/150***

V_{edmax} és V_{RDc} ellenőrzését a legnagyobb tehernél elvégeztem, így ezt a többi számításnál nem végzem el, de figyelembe veszem.

12.1.7.Nyírási vasalás számítása „D" oszlop fölött

$V_{EDred}= V_{ED}-0,5*d*p_{ed}=242,61-0,5*0,557*113,25=211,07KN$

$d=557mm$

$z=0,9*d=0,9*557=501,3mm$

$V_{RD,s}=(z/S_s)*A_{sw}*f_{ywd}=211,07*10^3=(501,3/S_s)*226*435$

$S_s=233mm$ $\rightarrow S_{sprov}=$***ϕ12/200***

12.1.8.Nyírási vasalás számítása „G" oszlop fölött

$V_{EDred}= V_{ED}-0,5*d*p_{ed}=138,80-0,5*0,549*90,98=94,39KN \rightarrow$ 113,46KN-al számolok, így nem megyek alá a gerenda közepén ébredő nyíróerő értékének.

$d=549mm$

$z=0,9*d=0,9*549=494,1mm$

$V_{RD,s}=(z/S_s)*A_{sw}*f_{ywd}=113,46*10^3=(494,1/S_s)*226*435$

$S_s=438mm$ $\rightarrow S_{sprov}=$***ϕ12/300***

12.2. „OG”„OB”„OD”Oszlopok közötti gerenda méretezése 1. emelet feletti födémnél:

Terhek:

Terhek részletezése a 6.4.-es pontban található.

1,03m-es szakaszon a teher: P_{ed1}=(2,74+1,30)*15,46+24,47+3,04=***89,97KN/m → tetőről***

lejutó teher+ Ped1=***67,47+89,97=157,44KN/m***

$g_g=\gamma_g$*lelógó borda méretei*vb tömege=1,35*0,3*0,3*25=***3,04KN/m***

2,67m-es szakaszon a teher: P_{ed2}=terhelő sáv*$P_{edlakás}+g_g$=

=(2,74+1,30)*15,46+3,04=***65,50KN/m***

O_B-O_D szakaszon a teher: $P_{ed\,3}$= terhelő sáv*$P_{edlakás}+g_g$= 5,89*15,46+3,04=***94,10KN/m***

4.3.-as pontban részletezettek alapján:

Koncentrált teher: F_k=63,41*0,86=***54,53KN***

Önsúly terhek:

Zöldtető önsúly terhei: $P_{gm}=\gamma_g$ *$g_{zöldtető}$ =1,35*16,31=***22,02kN/m²***

$P_{támasz}$=(T x P_{gm})/h=(2,47x22,02)/1,5=***36,26KN/m***

$P=1,35xVxhx\rho+F_{támasz}$ = 1,35x0,25x2,90x2500x10^{-2}+36,26=***60,73KN/m***

Koncentrált teher: F_k=60,73*0,86=***52,23KN***

Tetőteher: P_t=(2,33*22,02+($1,48^2$*3,14)/4)*22,02)/3,29=***62,81KN/m***

Gerenda önsúlya: g_g=1,35*0,3*0,3*25=***3,04KN/m***

1,03m-es szakaszon a teher: P_1=(2,74+1,30)*9,46+24,47+3,04=***65,73KN/m →***

62,81+65,73=128,54KN/m

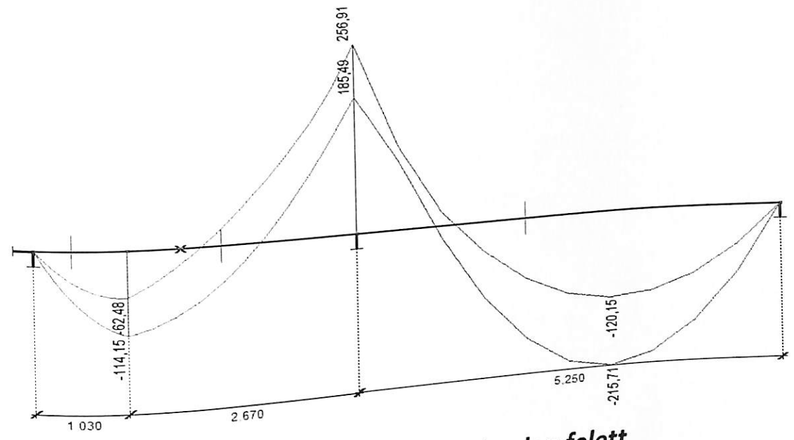
2,67m-es szakaszon a teher: P_2=(2,74+1,30)*9,46+3,04=***41,26KN/m***

O_B-O_D szakaszon a teher: P_3=terhelő sáv*$g_{lakás}+g_g$= 5,89*9,46+3,04=***58,76KN/m***

4.3.-as pontban részletezettek alapján:

Koncentrált teher: F_k=teher*terhelési hossz=63,41*0,86=***54,53KN***

Nyomatéki burkoló ábra:



12.2.1.Betonacél szükséglet tervezése „B"oszlop felett

M_{ED}=***256,91KNm***

Acél: **ϕ25**

b=**300mm**

h=**500mm**

d=h-(C_{nom}+ϕ lemez vasalás+ϕ/2)=500-(25+16+12,5)=**446mm**

A_s=***1662mm²***

A_{sprov}=***1963mm²*** ***→4ϕ25***

12.2.2.Betonacél szükséglet tervezése „G" és „B"oszlopok közötti mezőben

M_{ED}=***114,15KNm***

Acél: **ϕ12+ϕ16**

b=**300mm**

h=**500mm**

d=***445mm***

A_s=***640mm²***

A_{sprov}=***804mm²*** ***→4ϕ16***

12.2.3.Betonacél szükséglet tervezése „B" és „D"oszlopok közötti mezőben

M_{ED}=***215,71KNm***

Acél: **ϕ20**

b=**300mm**

h=**500mm**

d=***453mm***

A_s=***1298mm²***

A_{sprov}=***1571mm²*** ***→5ϕ20***

Repedéstágasságra táblázat alapján megfelel.

Alkalmazandó: 5ϕ20

12.2.4.Szélső oszlopok feletti befogási nyomaték vasszükséglete

M_{ED}=***215,71*0,15=32,36KNm***

Acél: **ϕ12**

b=**300mm**

h=**500mm**

d=***458mm***

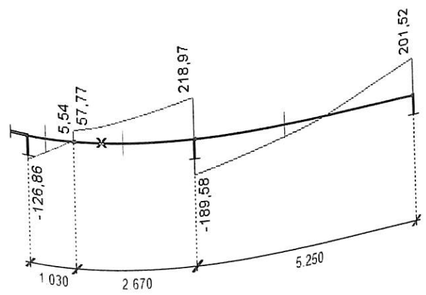
A_s=***166mm²***

A_{sprov}=***226mm²*** ***→2ϕ12***

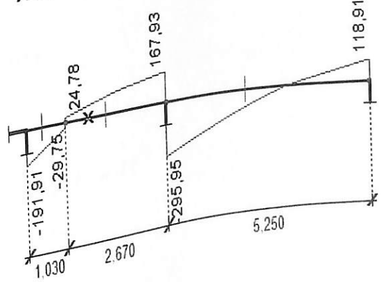
Elegendő a kontúr vasalás alkalmazása.

12.2.5.Nyírási vasalás számítása B oszlop D oszlop felőli oldalán

Axis szerinti + maximális nyíróerő:



Axis szerinti - maximális nyíróerő:



$V_{EDred}= V_{ED}-0,5*d*p_{ed}=295,95-0,5*0,446*94,10=$***275KN***

d=446mm

z=0,9*d=0,9*446=401,4mm

$$v = 0,6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 * \left(1 - \frac{20}{250}\right) = 0,552$$

c=0,327

$V_{RDc}=c*b_w*d*f_{ctd}=0,327*300*446*1,0=43,75KN$

$V_{RDmax}=0,5*b_w*z*v*f_{cd}=0,5*300*0,552*401,4*13,3=441,64KN$ Megfelel a keresztmetszet bevasalható nyírásra.

$V_{RD,s}=(z/S_s)*A_{sw}*f_{ywd}=275*10^3=(401,4/S_s)*226*435$

$S_s=144mm$ $\rightarrow S_{sprov}=$***ϕ12/125***

12.2.6.Nyírási vasalás számítása B oszlop G oszlop felőli oldalán

$V_{EDred}= V_{ED}-0,5*d*p_{ed}=218,97-0,5*0,446*65,5=204,36KN$

d=446mm

z=0,9*d=0,9*446=401,4mm

$V_{RD,s}=(z/S_s)*A_{sw}*f_{ywd}=204,36*10^3=(404,1/S_s)*226*435$

$S_s=193mm$ $\rightarrow S_{sprov}=$***ϕ12/150***

V_{edmax} és V_{RDc} ellenőrzését a legnagyobb tehernél elvégeztem így ezt a többi számításnál nem végzem el de figyelembe veszem.

12.2.7.Nyírási vasalás számítása D oszlop fölött

$V_{EDred}= V_{ED}-0,5*d*p_{ed}=201,52-0,5*0,457*94,10=180,02KN$

d=457mm

z=0,9*d=0,9*457=411,3mm

$V_{RD,s}=(z/S_s)*A_{sw}*f_{ywd}=180,02*10^3=(411,3/S_s)*226*435$

$S_s=224mm$ $\rightarrow S_{sprov}=$***ϕ12/200***

12.2.8.Nyírási vasalás számítása G oszlop fölött

$V_{EDred}= V_{ED}-0,5*d*P_{ed}=191,91-0,5*0,453*157,44=156,25KN$

d=453mm

$z=0,9*d=0,9*453=407,7mm$

$V_{RD,s}=(z/S_s)*A_{sw}*f_{ywd}=156,25*10^3=(407,7/S_s)*226*435$

$S_s=256mm \quad \rightarrow S_{sprov}=$***ϕ12/250***

12.3. Vb fal, „OB", „OD"Oszlopok közötti gerenda méretezése mélygarázs feletti födémnél:

Terhek:

Terhelő falazat magassága: 2,8-0,4-0,1=***2,30m*** G3 gerenda minimum 10 cm-t nyúlik a födémsíkja fölé.

Hanggátló falazat súlya: g_f=falazat magasság*m^2 tömeg= 2,3*7,05=***16,20KN/m***

Vb fal súlya: $g_{vbf}=\gamma_g$ *fal magasság*vtg.*vb tömeg=1,35*2,3*0,25*25=***19,41KN/m***

Gerenda önsúlya a födém mind 2 irányába 20cm-es kilógást feltételezve:

g_g=1,35*0,4*0,3*25=***4,05KN/m***

0,61m-es szakaszon a teher: $P_{ed\,1}$=terhelő sáv*$P_{edlakás}+g_{vbf}+g_g$=

=(2,74+1,92)*15,46+19,41+4,05=***95,50KN/m***

2,07m-es szakaszon a teher: $P_{ed\,2}$=(2,74+1,92)*15,46+16,20+4,05=***92,29KN/m***

O_B-O_D szakaszon a teher: $P_{ed\,3}$=5,73*15,46+16,20+4,05=***108,84KN/m***

Koncentrált teher: F_k=3,22*0,88*15,46+24,47=***68,28KN***

Önsúly terhek parciális leterheléshez:

0,61m-es szakaszon a teher: P_{g1}= terhelő sáv*$g_{edlakás}+g_{vbf}+g_g$=

=(2,74+1,92)*9,46+19,41+4,05=***67,54KN/m***

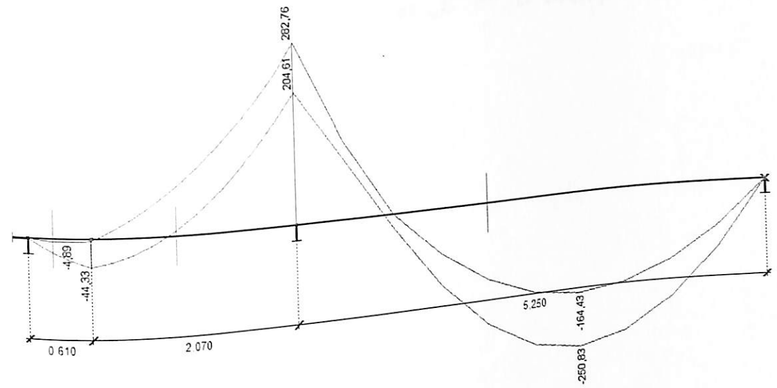
2,07m-es szakaszon a teher: P_{g2}=(2,74+1,92)*9,46+16,20+4,05=***64,33KN/m***

O_B-O_D szakaszon a teher: P_{g3}=5,73*9,46+16,20+4,05=***74,46KN/m***

Koncentrált teher: F_{gk}=3,22*0,88*9,46+24,47=***51,28KN***

Ezekkel a terhekkel 280KNm es nyomaték keletkezik a gerenda felső részén. E miatt a 20cm- es lelógású gerenda nem felel meg. Mivel lefele nem lehet növelni a gerendát ezért a lemez síkja fölé emelem 20 cm-el pluszba. Így egy 60 cm magas gerendát kapok.

Nyomatéki burkoló ábra:



12.3.1.Betonacél szükséglet tervezése „B"oszlop felett

M_{ED}=***282,76KNm***

Acél: **ϕ20**

b=**300mm**

h=**600mm**

d=h-(C_{nom}+ϕ lemez vasalás+ϕ/2)=600-(25+12+10)=**553mm**

A_s=***1357mm²***

A_{sprov}=***1571mm²*** →***5ϕ20***

12.3.2.Betonacél szükséglet tervezése „G" és „B"oszlopok közötti mezőben

M_{ED}=***44,33KNm***

Acél: **ϕ12**

b=**300mm**

h=**600mm**

d=***557mm***

A_s=***186mm²***

A_{sprov}=***339mm²*** →***3ϕ12***

A_{smin}=***250mm²***

12.3.3.Betonacél szükséglet tervezése „B" és „D"oszlopok közötti mezőben

M_{ED}=***250,83KNm***

Acél: **ϕ20**

b=**300mm**

h=**600mm**

d=***553mm***

A_s=***1179mm²***

A_{sprov}=***1257mm²*** ***→4ϕ20***

Repedéstágasságra táblázat alapján nem felel meg.

Alkalmazandó: 5ϕ20

12.3.4.Szélső falak feletti befogási nyomaték vasszükséglete

M_{ED}=***250,83*0,15=37,64KNm***

Acél: **ϕ12**

b=**300mm**

h=**600mm**

d=***557mm***

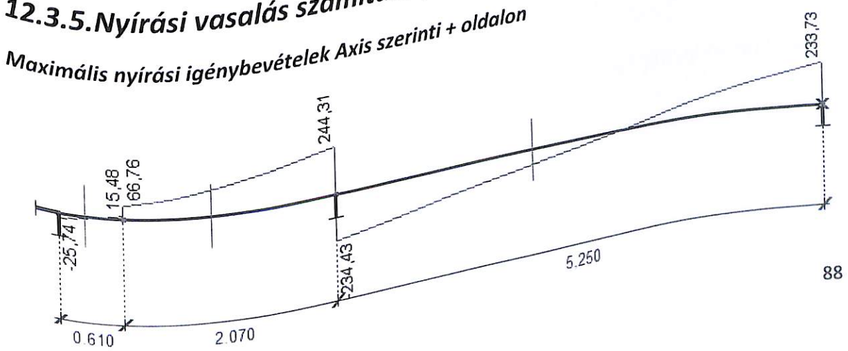
A_s=***158mm²***

A_{sprov}=***339mm²*** ***→3ϕ12***

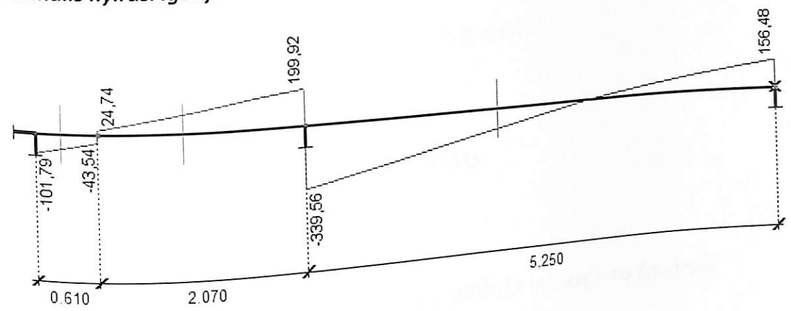
Elegendő a minimális vasalás alkalmazása.

12.3.5.Nyírási vasalás számítása „B" oszlop „D" oszlop felőli oldalán

Maximális nyírási igénybevételek Axis szerinti + oldalon



Maximális nyírási igénybevételek Axis szerinti - oldalon



$V_{EDred}= V_{ED}-0,5*d*P_{ed}=339,56-0,5*0,553*108,84=$***309,47KN***

d=553mm

z=0,9*d=0,9*553=497,7mm

$$v = 0,6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 * \left(1 - \frac{20}{250}\right) = 0,552$$

c=0,308

$V_{RDc}=c*b_w*d*f_{ctd}=0,308*300*553*1,0=51,09KN$

$V_{RDmax}=0,5*b_w*z*v*f_{cd}=0,5*300*0,552*497,7*13,3=548,08KN$ ***Megfelel a keresztmetszet bevasalható nyírásra.***

$V_{RD,s}=(z/S_s)*A_{sw}*f_{ywd}=309,47*10^3=(497,7/S_s)*226*435$

$S_s=158mm$ $\rightarrow S_{sprov}=$***ϕ12/150***

12.3.6.Nyírási vasalás számítása „B" oszlop „C" oszlop felőli oldalán

$V_{EDred}= V_{ED}-0,5*d*p_{ed}=244,31-0,5*0,553*92,29=$***237,68KN***

d=553mm

z=0,9*d=0,9*553=497,7mm

$V_{RD,s}=(z/S_s)*A_{sw}*f_{ywd}=237,68*10^3=(497,7/S_s)*226*435$

$S_s=223mm$ $\rightarrow S_{sprov}=$***ϕ12/200***

V_{edmax} és V_{RDc} ellenőrzését a legnagyobb tehernél elvégeztem így ezt a többi számításnál nem végzem el de figyelembe veszem.

12.3.7.Nyírási vasalás számítása „D" oszlop alatt

$V_{EDred}= V_{ED}-0,5*d*P_{ed}=233,73-0,5*0,557*108,84=$***203,41KN***

d=557mm

z=0,9*d=0,9*557=501,3mm

$V_{RD,s}=(z/S_s)*A_{sw}*f_{ywd}=201,54*10^3=(501,3/S_s)*226*435$

S_s=242mm $\rightarrow S_{sprov}=$***ϕ12/200***

12.3.8.Nyírási vasalás számítása lépcsőház vasbeton falánál

$V_{EDred}= V_{ED}-0,5*d*P_{ed}=101,79-0,5*0,557*95,50=$***75,19KN***

d=557mm

z=0,9*d=0,9*557=501,3mm

$V_{RD,s}=(z/S_s)*A_{sw}*f_{ywd}=73,19*10^3=(501,3/S_s)*226*435$

S_s=655mm $\rightarrow S_{sprov}=$***ϕ12/300***

12.4. G4 gerenda méretezése mélygarázs feletti födémnél:

Gerenda méretei:

b=300mm

h=400mm

Terhek:

$P_{edlakás}$***=15,46KN/m²***, ***Belső födém önsúly teher=*** $g_{lakás}$***=9,46KN/m²***, $P_{qplakás}$***=9,61KN/m²***

Porotherm falazat súlya: g_f=falazat magasság* m^2 teher= 2,5*4,80=***12,00KN/m***

A falazat alatt nem működik hasznos teher sem elkent válaszfal teher, a teraszajtókra való tekintettel a biztonság javára meghagyom a hasznos teher 80%-át.

$q_{f+h20}=(1,5*2+1,5*2*0,2)*0,38=$***1,37KN/m***

Gerenda önsúlya 20cm-es lelógást feltételezve: $g_g=1,35*0,2*0,3*25=$***2,03KN/m***

baloldali 5,25m-es szakaszon a teher: $P_{ed1}=2,85*15,46+(12,00-1,37)+2,03=$***56,72KN/m***

2,70m-es szakaszon a teher: P_{ed2}=terhelő sáv*$P_{edlakás}$+g_g= 2,85*15,46+2,03=***46,09KN/m***

1,77m-es szakaszon a teher: $P_{ed3}=1,75*15,46+2,03=$***29,09KN/m***

3,63m-es szakaszon a teher: $P_{ed4}=3,15*15,46+2,03=$***50,73KN/m***

jobboldali 5,25m-es szakaszon a teher: $P_{ed5}=4,30*15,46+(12,00-1,67)+2,03=$***79,14KN/m***

Önsúly terhek parciális leterheléshez:

baloldali 5,25m-es szakaszon a teher: P_{g1}=2,85*9,46+(12,00-1,37)+2,03=***39,62KN/m***

2,70m-es szakaszon a teher: P_{g2}=terhelő sáv*$g_{lakás}$*g_g=2,85*9,46+2,03=***28,99KN/m***

1,77m-es szakaszon a teher: P_{g3}=1,75*9,46+2,03=***18,59KN/m***

3,63m-es szakaszon a teher: P_{g4}=3,15*9,46+2,03=***31,83KN/m***

jobboldali 5,25m-es szakaszon a teher: P_{g5}=4,30*9,46+(12,00-1,37)+2,03=***53,34KN/m***

Kvázi állandó terhek lehajláshoz és repedéstágasság ellenőrzéséhez

baloldali 5,25m-es szakaszon a teher: P_{qp1}=2,85*9,61+10,63/1,35+2,03/1,35=***36,77KN/m***

2,70m-es szakaszon a teher: P_{qp2}=terhelő sáv*$P_{qplakás}$+g_g/γ_g=

=2,85*9,61+2,03/1,35=***28,89KN/m***

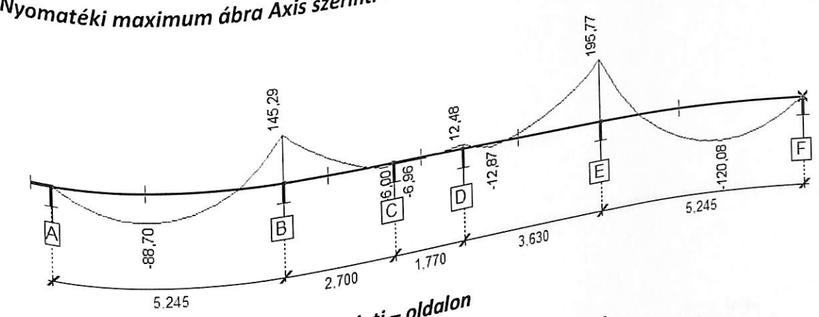
1,77m-es szakaszon a teher: P_{qp3}= terhelő sáv*$P_{qplakás}$+g_g/γ_g=

=1,75*9,61+2,03/1,35=***18,32KN/m***

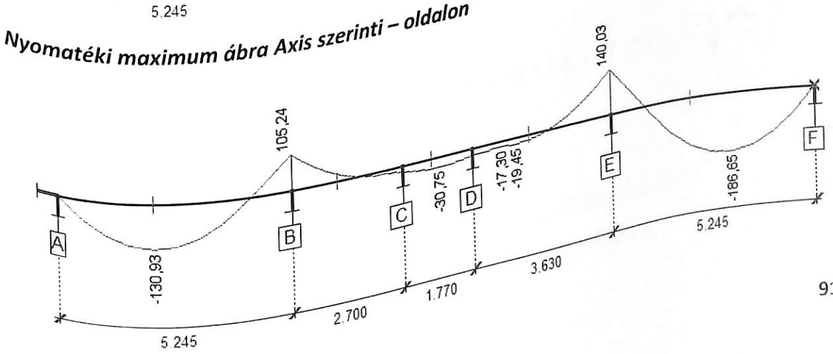
3,63m-es szakaszon a teher: P_{qp4}=3,15*9,61+2,03/1,35=***31,78KN/m***

jobboldali 5,25m-es szakaszon a teher: P_{qp5}=4,30*9,61+10,63/1,35+2,03/1,35=***50,70KN/m***

Nyomatéki maximum ábra Axis szerinti + oldalon



Nyomatéki maximum ábra Axis szerinti – oldalon

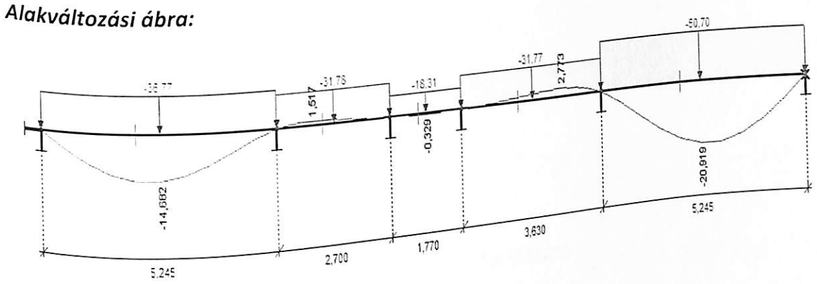


12.4.1. Vb fal „OB”„OD”Oszlopok közötti gerenda ellenőrzése lehajlásra

Legnagyobb megengedett lehajlás értéke: w_{eng}=L/250=5245/250=***20,98mm***

Lehajlás számítása AxisVm12-ben:

Alakváltozási ábra:



W_{max}=***20,92mm***<w_{eng} ***A gerenda megfelel lehajlásra!***

12.4.2.Betonacél szükséglet tervezése „E” támasz felett

M_{ED}=***195,77KNm***

Acél: **ϕ25**

Nyomott Acél: **ϕ12**

b=300mm

h=400mm

d_1=h-(C_{nom}+ϕ lemez vasalás+ϕ/2)=400-(20+16+12,5)=**351mm**

x_{c0}=0,49*351=171,99mm

x_c=192,66mm → x_c>x_{c0} **Szükség van méretezett nyomott vasalásra.**

d_2=C_{nom}+ϕ kengyel+ϕ/2=25+12+12/2=43mm

z=d_1-d_2=351-43=308mm

$$M_1 = b * x_{c0} * f_{cd} x \left(d - \frac{x_{c0}}{2}\right) = M_1 = 300 * 171,99 * 13,3 * \left(351 - \frac{171,99}{2}\right)$$

M_1=***181,86KNm***

$\Delta M = M_{ED} - M_1$=195,77-181,86=***13,91KNm***

A_{s2}=△M/(z*f_{yd})=13,91*10^6/(308*435)=***103,82mm²*** →A_{s2prov}=339mm² →***3ϕ12***

Kengyelek maximális távolsága E támasznál: S_{smax}=15*ϕ=15*12=***180mm***

A_{s1}=***1622mm²***

A_{sprov}=***1963mm²*** ***→4ϕ25***

12.4.3.Betonacél szükséglet tervezése „E" és „F" támaszok közötti mezőben

M_{ED}=***186,65KNm***

Acél: **ϕ25**

Nyomott Acél: **ϕ12**

b=300mm

h=400mm

d_1=h-(C_{nom}+ϕ lemez vasalás+ϕ/2)=400-(20+16+12,5)=**351mm**

x_{c0}=0,49*351=171,99mm

x_c=176,79mm → x_c>x_{c0} **Szükség van méretezett nyomott vasalásra.**

d_2=C_{nom}+ϕ kengyel+ϕ/2=25+12+12/2=43mm

Z=d_1-d_2=351-43=308mm

$$M_1 = b * x_{c0} * f_{cd} x \left(d - \frac{x_{c0}}{2}\right) = M_1 = 300 * 171,99 * 13,3 * \left(351 - \frac{171,99}{2}\right)$$

M_1=***181,86KNm***

ΔM=M_{ED}-M_1=186,65-181,86=***4,79KNm***

A_{s2}=ΔM/(z*f_{yd})=4,79*10^6/(308*435)=***35,75mm²*** →A_{s2prov}=339mm^2 →***3ϕ12***

Kengyelek maximális távolsága E támasznál: S_{smax}=15*ϕ=15*12=***180mm***

A_{s1}=***1622mm²***

A_{sprov}=***1963mm²*** ***→4ϕ25***

Repedéstágasság ellenőrzése:

$$\sigma = f_{yd} * \frac{P_{qp}}{P_{ED}} * \frac{A_{sreg}}{A_{sprov}} = 435 * \frac{9,61}{15,46} * \frac{1622}{1963} = 224 N/mm^2$$

Vashányad=A_s/d*b=1963/300*351= 1,86%

Táblázat→ biztonság javára interpolálás nélkül=27mm<25mm ***Megfelel!***

12.4.4.Lehajlás ellenőrzése kézi számítással „E" és „F" támaszok közötti mezőben

K=1,3

$$\beta = \frac{A_{sprov}}{A_{sreg}} * \frac{500}{f_{yk}} = \frac{1963}{1622} * \frac{500}{500} = 1,21$$

$$\alpha = \sqrt{0,5 * \beta * \frac{P_{ed}}{P_{qp}}} = \sqrt{0,5 * 1,21 * \frac{15,46}{9,61}} = 0,97$$

táblázat→$(l/d)_{eng}$=14

$(L/K)/d \leq \cap * (l/d)_{eng}$ → (5245/1,3)/351=11,50<0,97*14=13,58

Megfelel a gerenda lehajlásra!

12.4.5.Betonacél szükséglet tervezése „A" és „B" támaszok közötti mezőben

M_{ED}=***130,93KNm***

Acél: **ϕ20**

b=300mm

h=400mm

d=***353mm***

A_s=***1011mm²***

A_{sprov}=***1257mm²*** ***→4ϕ20***

Repedéstágasságra megfelel!

12.4.6.Betonacél szükséglet tervezése „B" és „E" támaszok közötti mértékadó nyomatékra

M_{ED}=***30,75KNm***

Acél: **ϕ12**

b=300mm

h=400mm

d=***357mm***

A_s=***205mm²***

A_{sprov}=***226mm²*** ***→2ϕ12***

12.4.7.Betonacél szükséglet tervezése „B" támasz felett

M_{ED}=***145,29KNm***

Acél: **ϕ20**

b=300mm

h=400mm

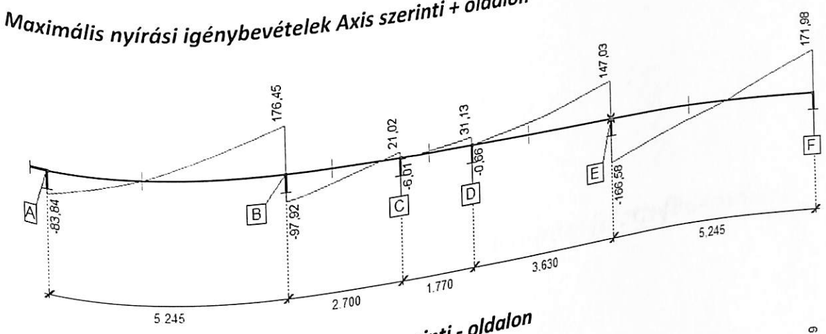
d=***353mm***

A_s=***1151mm²***

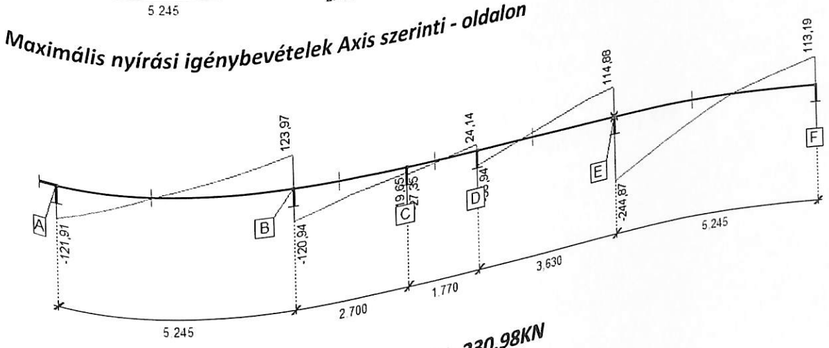
A_{sprov}=***1257mm²*** ***→4ϕ20***

12.4.8.Nyírási vasalás számítása B támasz F támasz felőli oldalán

Maximális nyírási igénybevételek Axis szerinti + oldalon



Maximális nyírási igénybevételek Axis szerinti - oldalon



V_{EDred}= V_{ED}-0,5*d*p_{ed}=244,87-0,5*0,351*79,14=***230,98KN***

d=351mm

z=0,9*d=0,9*351=315,9mm

$$\upsilon = 0{,}6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0{,}6 * \left(1 - \frac{20}{250}\right) = 0{,}552$$

c=0,354

$V_{RDc}=c*b_w*d*f_{ctd}=0,354*300*351*1,0=37,27KN$

$V_{RDmax}=0,5*b_w*z*v*f_{cd}=0,5*300*0,552*315,9*13,3=347,88KN$ Megfelel a keresztmetszet bevasalható nyírásra.

$V_{RD,s}=(z/S_s)*A_{sw}*f_{ywd}=230,98*10^3=(315,9/S_s)*226*435$

$S_s=134mm$ $\rightarrow S_{sprov}=$***ϕ12/125***

12.4.9.Nyírási vasalás számítása „B" támasz baloldalán, „E" és „F" támasz felett

$V_{ED}=$***176,45KN***

d=351mm

z=0,9*d=0,9*351=315,9mm

$V_{RD,s}=(z/S_s)*A_{sw}*f_{ywd}=176,45*10^3=(315,9/S_s)*226*435$

$S_s=176mm$ $\rightarrow S_{sprov}=$***ϕ12/150***

12.5. G5 gerenda méretezése mélygarázs feletti födémnél:

$L_{eff}=5,14+0,15+0,2=5,49m$

h=400mm

b=300mm

Terhek:

$P_{ed1}=P_{edfödém}*$Terhelő sáv$+g_{hfal}+g_{gerenda}=15,46*3,18+17,63+2,03=68,87KN/m$

$M_{ed}= P_{ed1}*l^2/8=68,87*5,49^2/8=259,46KNm$

T keresztmetszetként kell méretezni.

Terhek lehajlás és repedéstágasság ellenőrzéséhez:

$P_{qp1}=9,61*3,18+17,63/1,35+2,03/1,35=$***45,12KN/m***

12.5.1 G5 gerenda méretezése lehajlásra:

Iterációs számítás alapján a T keresztmetszet felső részének a szélessége minimálisan 120cm.

Szerkesztési szabályok ellenőrzése:

$l_o=0,85*L_{eff}=4,63m$

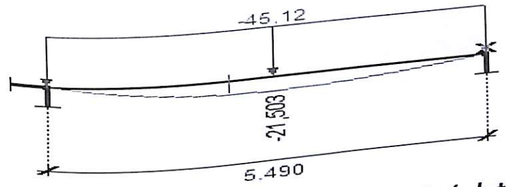
$b_{eff1}=b_{eff2}=$ min(6t vagy $0,2*l_0$)=min(6*0,2=1,2 vagy 0,2*4,63=0,926)=0,926

$b_{eff}=b_{eff1}+b_{eff2}+b_w=0,926*2+0,3=2,15m>1,20m$ ***Megfelel!***

$W_{eng}=L_{eff}/250=5490/250=$***21,96mm***

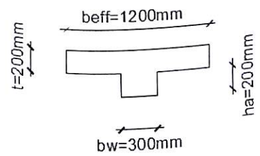
Lehajlás értéke:W=***21,50mm*** →$W_{eng}>W$ ***Megfelel lehajlásra!***

Tartó alakváltozása:



12.5.2. G5 gerenda betonacél szükségletének tervezése mezőközépen:

Keresztmetszet:



$M_{ED}=$***259,46KNm***

Acél: **ϕ20**

$b_w=300mm$

$h=400mm$

$t=200mm$

$b_{eff}=1200mm$

d számításánál 2 sorban lerakott acélbetétekkel számolva: alul 5db felette 2db

$d=h-(C_{nom}+\phi$ kengyel+acélbetétek súlyponti távolsága a kengyel szélétől)=400-(25+12+22)=**341mm**

$$M_{ED} = b * x_c * f_{cd} x \left(d - \frac{x_c}{2}\right) = 359,46 * 10^6 = 1200 * x_c * 13,3 * \left(341 - \frac{x_c}{2}\right)$$

x_c=***51,57mm***

$$A_s = \frac{b * x_c * f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{1200 * 51,57 * 13,3}{435} = 1892mm^2$$

$A_s \rightarrow A_{sprov}$=***2199mm²*** → ***7ϕ20***

Repedéstágasság ellenőrzése:

$$\sigma = f_{yd} * \frac{P_{qp}}{P_{ED}} * \frac{A_{sreg}}{A_{sprov}} = 435 * \frac{9,61}{15,46} * \frac{1892}{2199} = 233N/mm^2$$

Vashányad=A_s/d*b=2199/300*341= 2,14%

Táblázat→ ϕ_{max}'=33mm→T keresztmetszet esetén ezt 15% al csökkenteni kell.

ϕ_{max} =33-0,15*33=28mm<20mm ***Megfelel!***

12.5.3. G5 gerenda betonacél szükségletének tervezése támaszoknál:

M_{ED}=***259,46*0,15=38,92KNm***

Acél: ϕ12

b=300mm

h=400mm

d=342mm

A_s=***274mm²***

A_{sprov}=***339mm²*** →***3ϕ12***

12.5.4.Nyírási vasalás számítása támaszok felett

V_{ED}=(5,49*68,87)/2=189,05

V_{EDred}= V_{ED}-0,5*d*P_{ed1}=189,05-0,5*0,342*68,87=***177,27KN***

d=342mm

z=0,9*d=0,9*342=***307,8mm***

$$\upsilon = 0,6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 * \left(1 - \frac{20}{250}\right) = 0,552$$

c=0,357

$V_{RDc}=c*b_w*d*f_{ctd}=0,357*300*342*1,0=$***36,63KN***

$V_{RDmax}=0,5*b_w*z*v*f_{cd}=0,5*300*0,552*307,8*13,3=338,96KN$ ***Megfelel a keresztmetszet bevasalható nyírásra.***

$V_{RD,s}=(z/S_s)*A_{sw}*f_{ywd}=177,27*10^3=(307,8/S_s)*226*435$

$S_s=170mm$ $\rightarrow S_{sprov}=$***ϕ12/150***

12.6. G6 gerenda méretezése mélygarázs feletti födémnél:

$L_{eff}=3,53+0,15+0,2=3,88m$

h=400mm

b=300mm

Terhek:

A falazat alatt nem működik hasznos teher sem elkent válaszfal teher, a teraszajtókra való tekintettel a biztonság javára meghagyom a hasznos teher 80%-át.

$q_{f+h20}=(1,5*2+1,5*2*0,2)*0,38=$***1,37KN/m***

$P_{ed1}=P_{edfödém}*$Terhelő sáv$+g_{hfal}+g_{gerenda}=15,46*2,15+(12,00-1,37)+2,03=$***45,90KN/m***

$M_{ed}= P_{ed1}*l^2/8=45,90*3,88^2/8=$***86,37KNm***

Terhek lehajlás és repedéstágasság ellenőrzéséhez:

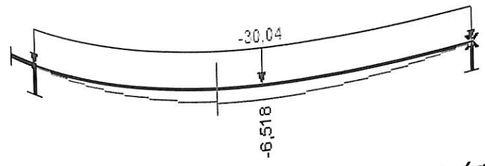
$P_{qp2}=9,61*2,15+10,63/1,35+2,03/1,35=$***30,04KN/m***

12.6.1. G6 gerenda ellenőrzése lehajlásra:

$W_{eng}=L_{eff}/250=3880/250=$***15,52mm***

Lehajlás értéke:W=***6,52mm*** $\rightarrow W_{eng}>W$ ***Megfelel lehajlásra!***

Tartó alakváltozása:



12.6.2. G6 gerenda betonacél szükségletének tervezése mezőközépen:

$M_{ED}=$***86,37KNm***

Acél: **ϕ16**

b=300mm

h=400mm

d=***355mm***

A_s=***618mm²***

A_{sprov}=***804mm²*** ***→4ϕ16***

Repedéstágasság ellenőrzése:

$$\sigma = f_{yd} * \frac{P_{qp}}{P_{ED}} * \frac{A_{sreg}}{A_{sprov}} = 435 * \frac{9,61}{15,46} * \frac{618}{804} = 208N/mm^2$$

Vashányad=A_s/d*b=804/300*355= 0,75%

ϕ_{max}=24mm>ϕ=16mm ***Megfelel!***

12.6.3. G6 gerenda betonacél szükségletének tervezése támaszoknál:

M_{ED}=***86,36*0,15=12,95KNm***

Acél: **ϕ12**

b=300mm

h=400mm

d=***358mm***

A_s=***84mm²***

A_{sprov}=***226mm²*** ***→2ϕ12***

A_{smin}=358*300*0,0015=***162mm²***

12.6.4.Nyírási vasalás számítása támaszok felett

V_{ED}=(3,88*45,90)/2=89,05KN

V_{EDred}= V_{ED}-0,5*d*P_{ed}=89,05-0,5*0,358*45,90=76,72KN

d=358mm

z=0,9*d=0,9*358=322,2mm

$V_{RD,s}$=(z/S_s)*A_{sw}*f_{ywd}=76,72*10^3=(307,8/S_s)*226*435

S_s=412mm ***→S_{sprov}=ϕ12/250***

12.7. G7 gerenda méretezése földszint feletti födémnél:

Terhek:

2. emeletről lejutó terhek:

P_{ed2}=2,00*15,46=***30,92KN/m***

$P_{ed2.1}$=terhelő sáv*$P_{edlakás}$*terhelő hossz/teher terhelő hossza 1. emleten=

=(1,84*15,46*0,56)/(1,97+0,38)=***6,78KN/m***

1. emeletről lejutó terhek:

$P_{ed1.1}$=4,43*15,46=68,49KN/m ez a teher 1,97 m hosszan ébred, de szétosztom 2,35m-en az

így kapott teher: $q_{1.1b}$=(1,97/2,35)*68,49=***57,42KN/m***

$P_{ed1.1}$=2,23*15,46=***34,48KN/m***

Falak terhei:

g_f=2,50*4,80=***12,00KN/m***

q_{vf+h20}=(1,5*2+1,5*2*0,2)*0,38=***1,37KN/m***

g_f-q_{vf+h20}=12,00-1,37=***10,63KN/m***

P_{edf2}=(0,75*10,63)/(1,97+0,38)=***3,39KN/m***

Tetőről lejövő teher:

$P_{edtető}$=***7,30KN/m***

önsúly: g_g=1,35*0,3*0,3*2,5=***3,04KN/m***

Terhek összegzése:

2,35m-en működő teher: P_{edj}=57,42+10,63+6,78+7,30+3,04=***85,26KN/m***

3,05m-en működő teher: P_{edb}=30,92+34,48+10,63+7,30+3,04=***86,37KN/m***

Terhek lehajlás és repedéstágasság ellenőrzéséhez:

2. emeletről lejutó terhek:

P_{qp2}=terhelő sáv*$P_{qplakás}$= 2,00*9,61=***19,22KN/m***

$P_{qp2.1}$=(1,84*9,61*0,56)/(1,97+0,38)=***4,21KN/m***

1. emeletről lejutó terhek:

$P_{qperkély}$=erkély önsúlya+ψ_2*q_h= (5,00+2,19)+0,3*3=***8,09KN/m***

$P_{qp1.1}$=2,70*9,61+1,73*8,09=39,94KN/m ez a teher 1,97 m hosszan ébred, de szétosztom

2,35m-en az így kapott teher: $q_{1.1b}$=(1,97/2,35)*39,94=***33,48/m***

$P_{qp1.1}$=2,23*9,61=***21,43KN/m***

Falak terhei:

P_{qpf}=0,38*2,8*7,4=***7,87KN/m***

Tetőről lejövő teher:

P_{qpt}=***4,1KN/m***

önsúly: P_{qpg}=0,3*0,3*2,5=***2,25KN/m***

Terhek összegzése:

2,35m-en működő teher: P_{qpj}=33,48+7,87+4,1+2,25+4,21=***51,91KN/m***

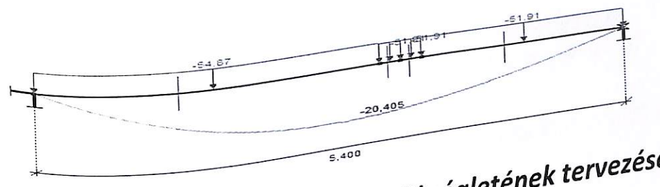
3,05m-en működő teher: P_{qpb}=21,43+19,22+7,87+4,1+2,25=***54,87KN/m***

12.7.1. G7 gerenda ellenőrzése lehajlásra:

$W_{eng}=L_{eff}/250$=5400/250=***21,6mm***

Lehajlás értéke:W=***20,40mm*** →W_{eng}>W ***Megfelel lehajlásra!***

Tartó alakváltozása:



12.7.2. G7 gerenda betonacél szükségletének tervezése

mezőközépen:

M_{ED}=***313,17KNm***

Acél: **ϕ20+ϕ12**

b=300mm

h=500mm

A húzott betonacélok 2 sorban helyezkednek el.

d_1=h-(C_{nom}+ϕ kengyel+súlypont átlag)=500-(25+12+14)=**439mm**

x_{c0}=0,49*439=215,11mm

x_c=249,94mm → x_c>x_{c0} **Szükség van méretezett nyomott vasalásra.**

$d_2=C_{nom}$+ϕ kengyel+ϕ/2=20+12+12/2=38mm

$Z=d_1-d_2$=439-38=401mm

$$M_1 = b * x_{c0} * f_{cd} x \left(d - \frac{x_{c0}}{2}\right) = M_1 = 300 * 215,11 * 13,3 * \left(439 - \frac{315,11}{2}\right)$$

M_1=***241,56KNm***

$\Delta M = M_{ED} - M_1$=313,17-241,56=***71,61KNm***

$A_{s2}=\Delta M/(z*f_{yd})$=71,61*$10^6$/(401*435)=***410mm²*** →A_{s2prov}=452mm^2 →***4ϕ12***

Kengyelek maximális távolsága E támasznál: $S_{smax}=15*\phi=15*12$=***180mm***

A_{s1}=***2292mm²***

A_{sprov}=***2312mm²*** →***7ϕ20+1ϕ12***

ξ_{c0}'=***2,11***<ξ_c=xc/d_2=252,38/38=***6,64*** Képlékeny állapotba kerülnek a nyomott acélbetétek is. ***Megfelel!***

Repedéstágasság ellenőrzése:

$$\sigma = f_{yd} * \frac{P_{qp}}{P_{ED}} * \frac{A_{sreg}}{A_{sprov}} = 435 * \frac{9,61}{15,46} * \frac{2292}{2312} = 268 N/mm^2$$

Vashányad=A_s/d*b=2312/300*439= 1,75%

Táblázat→ biztonság javára interpolálás nélkül=20mm≥20mm ***Megfelel!***

12.7.3. G7 gerenda betonacél szükségletének tervezése támaszoknál:

M_{ED}=***313,17*0,15=46,97KNm***

Acél: **ϕ12**

b=300mm

h=500mm

d=***464mm***

A_s=***239mm²***

A_{sprov}=***339mm²*** →***3ϕ12***

A_{smin}=464*300*0,0015=***209mm²***

12.7.4.Nyírási vasalás számítása támaszok felett

V_{EDred}= V_{ED}-0,5*d*p_{ed}=232,63-0,5*0,464*86,37=***216,65KN***

d=464mm

z=0,9*d=0,9*464=417,6mm

$V_{RD,s}=(z/S_s)*A_{sw}*f_{ywd}=76,72*10^3=(417,6/S_s)*226*435$

S_s=189mm $\rightarrow S_{sprov}=$***ϕ12/150***

12.8. G8 gerenda méretezése földszint feletti födémnél:

Terhek:

P_{ed1}=(födémteher+fal terhe-(elkent válaszfal+hasznos teher 20% falazat alatt)+gerenda önsúly)=3,00*15,46+1,73*15,01+(12,00-1,37)+3,04=86,01KN/m

Terhek lehajlás és repedéstágasság ellenőrzéséhez:

$P_{qperkély}$=(5,00+2,19)+0,3*3=8,09KN/m

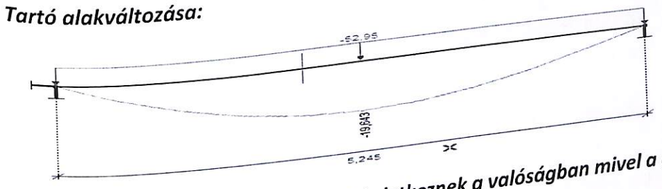
P_{qp2}=3,00*9,61+1,73*8,09+10,63/1,35+3,03/1,35=52,95KN/m

12.8.1. G8 gerenda ellenőrzése lehajlásra:

$W_{eng}=L_{eff}/250=5245/250=$***20,98mm***

Lehajlás értéke:W=***19,64mm*** $\rightarrow W_{eng}>W$***Megfelel lehajlásra!***

Tartó alakváltozása:



Megjegyzés: Ennél kisebb lehajlások keletkeznek a valóságban mivel a gerenda mind két oldalán részleges befogás található,ezen kívül együtt dolgozik a födémmel, így valamekkora T keresztmetszetként dolgozik lehajlásra.

12.8.2. G8 gerenda betonacél szükségletének tervezése mezőközépen:

$M_{ED}= P_{ed1}*l^2/8=86,01*5,245^2/8=295,77KNm$

Acél: **ϕ20**

b=300mm

h=500mm

d_1=h-(C_{nom}+ϕ kengyel+súlypont átlag)=500-(25+12+12)=**441mm**

x_{c0}=0,49*441=216,09mm

x_c=226,00mm → x_c>x_{c0} **Szükség van méretezett nyomott vasalásra.**

$d_2=C_{nom}+\phi$ kengyel$+\phi/2$=20+14+12/2=40mm

$Z=d_1-d_2$=441-40=401mm

$$M_1 = b * x_{c0} * f_{cd} x \left(d - \frac{x_{c0}}{2}\right) = M_1 = 300 * 216,09 * 13,3 * \left(439 - \frac{216,09}{2}\right)$$

M_1=***285,35KNm***

$\Delta M = M_{ED} - M_1$=295,77-285,35=***10,42KNm***

$A_{s2}=\Delta M/(z*f_{yd})$=10,42*$10^6$/(401*435)=***59,74mm²*** →A_{s2prov}=226mm² →***2ϕ12***

Kengyelek maximális távolsága E támasznál: $S_{smax}=15*\phi=15*12$=***180mm***

A_{s1}=***2073mm²***

A_{sprov}=***2199mm²*** →***7ϕ20+1ϕ12***

ξ_{c0}'=***2,11***<ξ_c=xc/d_2=226/40=***5,65*** Képlékeny állapotba kerülnek a nyomott acélbetétek is,

Megfelel!

Repedéstágasság ellenőrzése:

Biztonság javára P_{qp}=9,61KN/m

$$\sigma = f_{yd} * \frac{P_{qp}}{P_{ED}} * \frac{A_{sreg}}{A_{sprov}} = 435 * \frac{9,61}{15,46} * \frac{2073}{2199} = 255 N/mm^2$$

Vashányad=A_s/d*b=2199/300*441= 1,66%

Táblázat→ biztonság javára interpolálás nélkül=20mm≥20mm ***Megfelel!***

12.8.3. *G8 gerenda betonacél szükségletének tervezése támaszoknál:*

M_{ED}=***295,77*0,15=44,37KNm***

Acél: **ϕ12**

b=300mm

h=500mm

d=460mm

A_s=**227mm²**

A_{sprov}=**339mm²** →***3ϕ12***

A_{smin}=464*300*0,0015=***209mm²***

12.8.4.Nyírási vasalás számítása támaszok felett

V_{ED}= P_{ed1}*l/2=86,01*5,245/2=***225,56KN***

V_{EDred}= V_{ED}-0,5*d*p_{ed}=225,56-0,5*0,460*86,01=205,78KN

d=460mm

z=0,9*d=0,9*460=414mm

$V_{RD,s}$=(z/S_s)*A_{sw}*f_{ywd}=205,78*10^3=(414/S_s)*226*435

S_s=197mm →S_{sprov}=***ϕ12/150***

12.9. G9 gerenda méretezése földszint feletti födémnél:

Terhek:

2,29m-es szakasz terhe: P_{ed1}=(födémteher+fal terhe+gerenda önsúly)=3,00*15,46+1,73*15,01+10,63+3,04=86,01KN/m

2,955m-es szakasz terhe: P_{ed2}=(födémteher+fal terhe+gerenda önsúly)=2,10*15,46+10,63+3,04=46,14KN/m

Terhek lehajlás és repedéstágasság ellenőrzéséhez:

$P_{qperkély}$=(5,00+2,19)+0,3*3=8,09KN/m

2,29m-es szakasz terhe: P_{1qp}=t. sáv*$P_{qplakás}$+ t. sáv*$P_{qperkély}$+g_{fal}/γ_g+g_g/γ_g=3,00*9,61+1,73*8,09+10,63/1,35+3,04/1,35=***52,95KN/m***

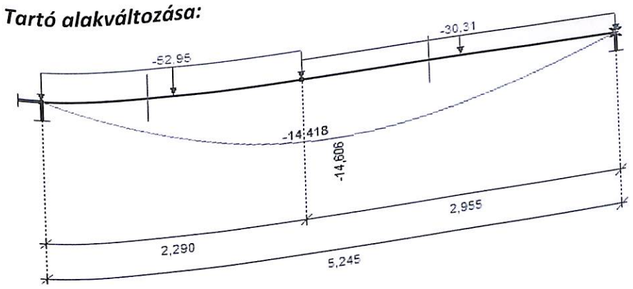
2,955m-es szakasz terhe:P_{2qp}=2,10*9,61+10,63/1,35+3,04/1,35=***30,31KN/m***

12.9.1. G9 gerenda ellenőrzése lehajlásra:

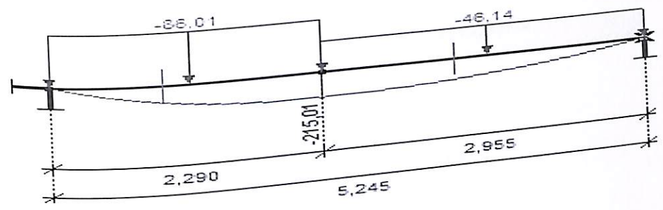
W_{eng}=L_{eff}/250=5245/250=***20,98mm***

Lehajlás értéke:W=***14,42mm*** →W_{eng}>W ***Megfelel lehajlásra!***

Tartó alakváltozása:



12.9.2. G9 gerenda betonacél szükségletének tervezése mezőközépen:



M_{ED}=***215,01KNm***

Acél: **ϕ20**

b=300mm

h=500mm

d=***453mm***

A_s=***1292mm²***

A_{sprov}=***1571mm²*** ***→5ϕ20***

Repedéstágasság ellenőrzése:

Biztonság javára P_{qp}=9,61KN/m

$$\sigma = f_{yd} * \frac{P_{qp}}{P_{ED}} * \frac{A_{sreg}}{A_{sprov}} = 435 * \frac{9,61}{15,46} * \frac{1292}{1571} = 222N/mm^2$$

Vashányad=A_s/d*b=1571/300*453= 1,15%

Táblázat→ biztonság javára interpolálás nélkül=22mm≥20mm ***Megfelel!***

12.9.3. G9 gerenda betonacél szükségletének tervezése támaszoknál:

M_{ED}=***215,01*0,15=32,25KNm***

Acél: **ϕ12**

b=300mm

h=500mm

d=***460mm***

A_s=***165mm²***

A_{sprov}=***226mm²*** →***2ϕ12***

A_{smin}=460*300*0,0015=***208mm²***

12.9.4.Nyírási vasalás számítása „OF" oszlop felett

V_{EDred}= V_{ED}-0,5*d*P_{ed1}=192,37-0,5*0,460*86,01=***172,59KN***

d=460mm

z=0,9*d=0,9*460=414mm

$V_{RD,s}$=(z/S_s)*A_{sw}*f_{ywd}=172,59*10^3=(414/S_s)*226*435

S_s=235mm →S_{sprov}=***ϕ12/200***

12.9.5.Nyírási vasalás számítása „OE" oszlop felett

V_{EDred}= V_{ED}-0,5*d*P_{ed2}=140,93-0,5*0,460*46,14=***130,32KN***

d=460mm

z=0,9*d=0,9*460=414mm

$V_{RD,s}$=(z/S_s)*A_{sw}*f_{ywd}=130,32*10^3=(414/S_s)*226*435

S_s=312mm →S_{sprov}=***ϕ12/250***

12.10. G10 gerenda méretezése földszint feletti födémnél:

L_{eff}=6,57m

Terhek:

Önsúly 50cm-es lelógást feltételezve: g_g=1,35*0,5*0,3*25=***5,07KN/m***

2,40m-es szakaszon a teher: P_{ed1}=t. sáv*$P_{edlakás}$+g_{fal}+g_g=

=(1,35+2,23)*15,46+17,63+5,07=***78,09KN/m***

4,17m-es szakaszon a teher: P_{ed2}=(2,70+2,23)*15,46+17,63+5,07=***98,96KN/m***

Önsúly terhek lehajlás számításához:

Önsúly 50cm-es lelógást feltételezve: g_{pqg}=0,5*0,3*25=***3,75KN/m***

2,40m-es szakaszon a teher: P_{qp1}=(1,35+2,23)*9,61+17,63/1,35+3,57=***51,12KN/m***

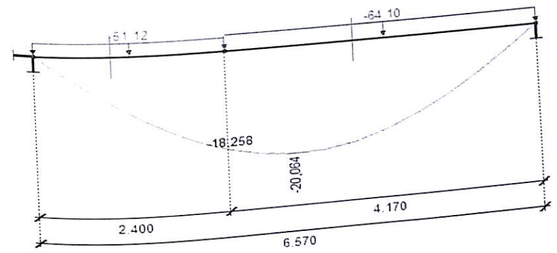
4,17m-es szakaszon a teher: P_{qp2}=(2,70+2,23)*9,61+17,63/1,35+3,57=***64,10KN/m***

12.10.1. G10 gerenda ellenőrzése lehajlásra:

W_{eng}=L_{eff}/250=6570/250=***26,28mm***

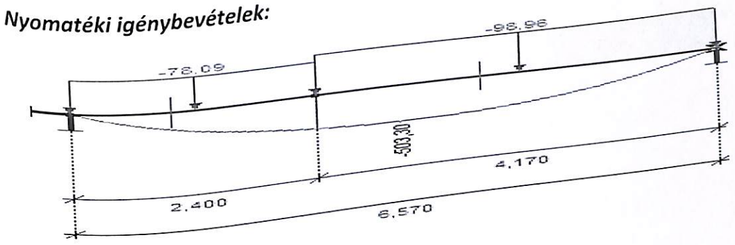
Lehajlás értéke:W=***20,06mm*** →W_{eng}>W ***Megfelel lehajlásra!***

Tartó alakváltozása:



12.10.2. G10 gerenda betonacél szükségletének tervezése mezőközépen:

Nyomatéki igénybevételek:



M_{ed}=503,30KNm

Acél: **ϕ20+ϕ12**

b=300mm

h=700mm

Az acélbetétek elhelyezése egymás felett 2 sorban történik: 5 ϕ20 alsó sorban,2ϕ20+1ϕ12 felette levő sorban.

d=c_{nom}+ϕ kengyel+acélbetétek súlypontjának távolsága a kengyel szélétől=***641mm***

x_c=242,75mm x_{c0}=0,49*641=314,09mm $x_c<x_{c0}$

A_s=***2227mm²***

A_{sprov}=***2312mm²*** ***→7ϕ20+1ϕ12***

Repedéstágasság ellenőrzése:

Biztonság javára P_{qp}=9,61KN/m

$$\sigma = f_{yd} * \frac{P_{qp}}{P_{ED}} * \frac{A_{sreg}}{A_{sprov}} = 435 * \frac{9,61}{15,46} * \frac{2227}{2312} = 260 N/mm^2$$

Vashányad=A_s/d*b=2312/300*641=1,2%

Táblázat→ interpolálás=ϕ_{max}= 20,8mm≥ ϕ= 20mm ***Megfelel!***

12.10.3. G10 gerenda betonacél szükségletének tervezése támaszoknál:

M_{ED}=***503,3*0,15=75,50KNm***

Acél: **ϕ12**

b=300mm

h=700mm

d=*700-(c_{nom}+ϕ* lemezvasalás+ϕ/2)=700-(25+2*14+12/2)=***641mm***

A_s=***277mm²***

A_{sprov}=***339mm²*** ***→3ϕ12***

A_{smin}=641*300*0,0015=***289mm²***

12.10.4.Nyírási vasalás számítása oszlopok felett

V_{EDred}= V_{ED}-0,5*d*P_{ed1}=315,94-0,5*0,641*98,96=284,22KN

d=641mm

z=0,9*d=0,9*641=576,9mm

$V_{RD,s}$=(z/S_s)*A_{sw}*f_{ywd}=284,22*10^3=(576,9/S_s)*226*435

S_s=199mm →S_{sprov}=***ϕ12/150***

12.11. G11 gerenda méretezése 1. emelet feletti födémnél:

L_{eff}=5,245m

Terhek:

P_{ed1}=t. sáv*$P_{edlakás}$+$g_{38N+ffal}$+g_g=2,90*15,46+10,63+3,04=***58,50KN/m***

Csökkentett terhek lehajlás számításához:

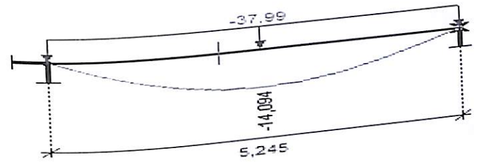
P_{1qp}= t. sáv*$P_{qplakás}$+$g_{38N+ffal}$/γ_g+g_g/γ_g= 2,90*9,61+10,63/1,35+3,04/1,35=***37,99KN/m***

12.11.1. G11 gerenda ellenőrzése lehajlásra:

$W_{eng}=L_{eff}/250=5245/250=$***20,98mm***

Lehajlás értéke:W=***20,06mm*** →W_{eng}>W ***Megfelel lehajlásra!***

Tartó alakváltozása:



12.11.2. G11 gerenda betonacél szükségletének tervezése mezőközépen:

$M_{ED}=$ ***$P_{ed1}*l^2/8=58,50*5,245^2/8=201,17KNm$***

Acél: **ϕ20**

b=300mm

h=500mm

d=***453mm***

$A_s=$***$1192mm^2$***

$A_{sprov}=$***$1257mm^2$*** →***4ϕ20***

Repedéstágasság ellenőrzése:

Biztonság javára P_{qp}=9,61KN/m

$$\sigma = f_{yd} * \frac{P_{qp}}{P_{ED}} * \frac{A_{sreg}}{A_{sprov}} = 435 * \frac{9,61}{15,46} * \frac{1192}{1257} = 256N/mm^2$$

Vashányad=A_s/d*b=1257/300*453= 0,92%

Táblázat→ interpolálás ϕ_{max}= 20,45mm≥ ϕ= 20mm ***Megfelel!***

12.11.3. G11 gerenda betonacél szükségletének tervezése támaszoknál:

$M_{ED}=$***201,17*0,15=30,18KNm***

Acél: **ϕ12**

b=300mm

h=500mm

d=**460*mm***

A_s=***154mm²***

A_{sprov}=***226mm²*** →***2ϕ12***

12.11.4.Nyírási vasalás számítása oszlopok felett

$V_{ED}=(P_{ed}*l)/2=(58,50*5,245)/2=$***153,42KN***

$V_{EDred}= V_{ED}-0,5*d*p_{ed}=153,42-0,5*0,460*58,20=140,03KN$

d=460mm

$z=0,9*d=0,9*460=414mm$

$V_{RD,s}=(z/S_s)*A_{sw}*f_{ywd}=140,03*10^3=(414/S_s)*226*435$

S_s=290mm →S_{sprov}=***ϕ12/250***

12.12. G12 gerenda méretezése 1. emelet feletti födémnél:

L_{eff}=**6,57m**

Két lehetőséget vizsgálok meg a terheknek a G12-es gerendára való terheléséhez:
1.Lehetőség: A terhek levitelét a zöldtetőről 24cm vastag monolit vasbeton fallal teszem és erre a hangszigetelés javítására oldalanként 3-3cm kőzetgyapot kerül hangszigetelés céljából, majd gipszkarton.
2. lehetőség a terheket egy tört tengelyű (13-as számú) gerendával viszem a most vizsgált 12-es számú gerendára.

12.12.1. G12 gerenda terhei 1. módszer figyelembevételével:

Terhek:

A szabadtervezésben felvetthez képest csökkentem a zöldtetőről lejutó terheket.

P_{t1}=t.sáv*$P_{edzöldt}$= 2,3*23,65=***54,40KN/m***

Axis-ból gerenda nyíróerő alapján: Zöldtető gerendájának a terhe

A terveken szereplő hang gátló falat vasbetonra kellett cserélni mivel a hang gátló tégla nem bírná el a zöldtető koncentrált terhét.

$P_{t2}=(189,12+174,44)/2,69=$***135,15KN/m***

Önsúly feltételezett lelógása a gerendának 70cm: $g_g=1,35*0,7*0,3*25=$***7,09KN/m***

2,40 m-es szakasz terhei: P_{ed1}=54,40+135,15+(1,35+2,20)*15,46+24,51+7,09=***275,99KN/m***

0,29 m-es szakasz terhei: P_{ed2}=54,40+135,15+(2,70+2,20)*15,46+24,51+7,09=***296,86KN/m***

1,69m-es szakasz terhei: P_{ed3}=(2,70+2,20)*15,46+17,63+7,09=***101,68KN/m***

2,19m-es szakasz terhei: P_{ed4}=(2,70+2,20)*15,46+7,09=***82,84KN/m***

Kvázi állandó terhek lehajlás számításához:

P_{qpzt}=16,31KN/m^2

α=p_{qpzt}/p_{ed}=16,31/23,65=0,69

P_{qpt1}=2,3*16,31=***37,51KN/m***

P_{pqt2}=(189,12*0,69+174,44*0,69)/2,69=***93,26KN/m***

Önsúly feltételezett lelógása a gerendának 70cm: g_{gqp}=0,7*0,3*25=***5,25KN/m***

2,40 m-es szakasz terhei:

P_{qp1}=37,51+93,26+(1,35+2,20)*9,61+24,47/1,35+5,25=***188,26KN/m***

0,29 m-es szakasz terhei:

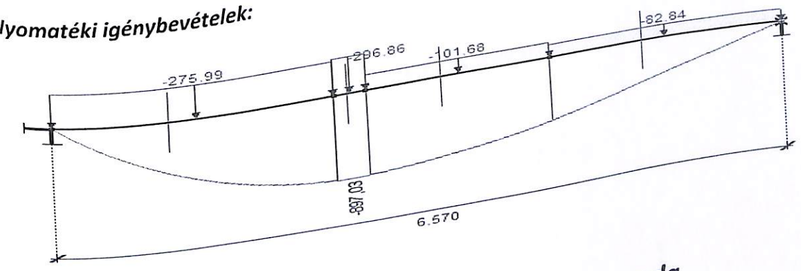
P_{qp2}=37,51+93,26+(2,70+2,20)*9,61+24,47/1,35+5,25=***201,23KN/m***

1,69m-es szakasz terhei: P_{qp3}=(2,70+2,20)*9,61+17,63/1,35+5,25=***65,78KN/m***

2,28m-es szakasz terhei: P_{qp3}=(2,70+2,20)*9,61+5,25=***52,34KN/m***

12.12.2. G12 gerenda nyomatéki igénybevételei Vb fal alkalmazása esetén:

Nyomatéki igénybevételek:



M_{ed}=897,03KNm

12.12.3.G12 gerenda méretezése vb fal helyett gerenda alkalmazása esetén:

Terhek:

Hanggátló fal: P_{fh}=2,4*7,05=***16,92KN/m***

Önsúly feltételezett lelógása a gerendának 70cm: g_g=1,35*0,7*0,3*25=***7,09KN/m***

2,40 m-es szakasz terhei: P_{ed1}=(1,35+2,20)*15,46+16,92+7,09=***78,89KN/m***

2,46m-es szakasz terhei: P_{ed2}=(2,70+2,20)*15,46+16,92+7,09=***99,76KN/m***

1,71m-es szakasz terhei: P_{ed3}=(2,70+2,20)*15,01+7,09=***80,64KN/m***

Kvázi állandó terhek lehajlás számításához:

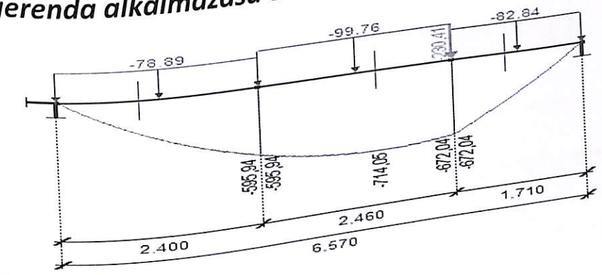
$P_{qpkerkély}$=8,06KN/m^2

2,40 m-es szakasz terhei: P_{qp1}=(1,35+2,20)*9,61+16,92/1,35+7,09/1,35=***51,89KN/m***

2,46m-es szakasz terhei: P_{qp2}=(2,70+2,20)*9,61+16,92/1,35+7,09/1,35=***64,87KN/m***

1,71m-es szakasz terhei: P_{qp3}=(2,70+2,20)*8,06+7,09/1,35=***44,75KN/m***

12.12.4. G12 gerenda nyomatéki igénybevételei vb fal helyett gerenda alkalmazása esetén:



M_{ed}=714,05KNm

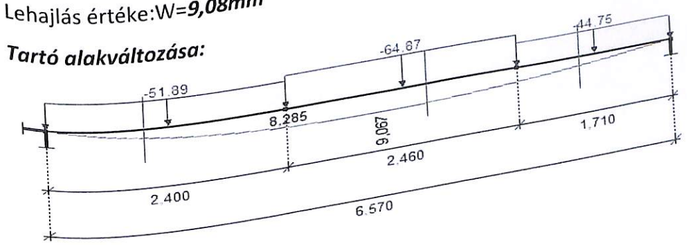
A G13-as gerenda segítségével viszem le a G12-es gerendára a zöldtető terheit.(Nem pedig vasbeton fallal)

12.12.5 G13 gerenda ellenőrzése lehajlásra:

$W_{eng}=L_{eff}/250$=6570/250=***26,28mm***

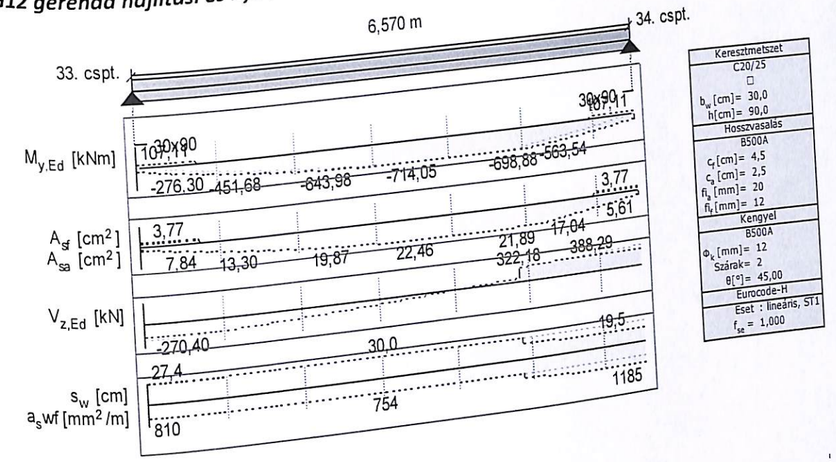
Lehajlás értéke:W=***9,08mm*** →W_{eng}>W ***Megfelel lehajlásra!***

Tartó alakváltozása:

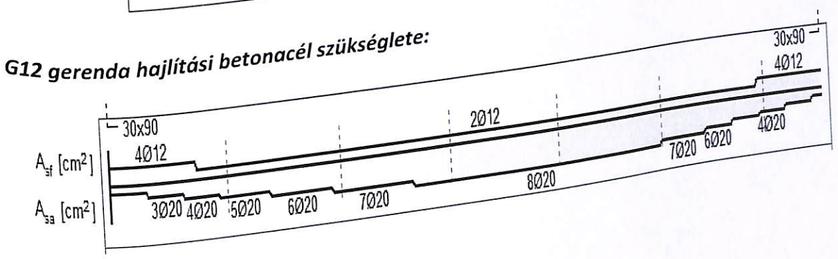


12.12.6. G12 gerenda betonacél szükségletének számítása:

G12 gerenda hajlítási és nyírási betonacél szükséglete:



G12 gerenda hajlítási betonacél szükséglete:



12.13. G13 gerenda méretezése zárófödémnél:

12.13.1 G13 gerenda terhei:

Terhek:

h=750mm

b=300mm

P_{edt1}=2,3*23,65=***54,40KN/m***

F_{t1}=(189,12+174,44)=***363,56KN***

Gerenda súlya vízszintes részen: g_{g1}= 1,35*0,55*0,3*25=***5,57KN/m***

Gerenda súlya ferde részen: g_{g1}=1,35*0,75*0,3*25=***7,60KN/m***

Önsúly terhek lehajlás számításához:

P_{qpzt}=16,31KN/m^2

$\alpha = P_{qpzt}/P_{ed} = 16,31/23,65 = 0,69$ (α = arányszám P_{qp} értékek számításához)

$P_{qpt1} = 2,3*16,31 = \mathbf{37,51KN/m}$

P_{qpt2} = teher*α = (189,12*0,69+174,44*0,69) = **250,86KN**

Gerenda súlya vízszintes részen: g_{qpg1} = gerenda méretek*vb tömeg = 0,55*0,3*25 = **4,13KN/m**

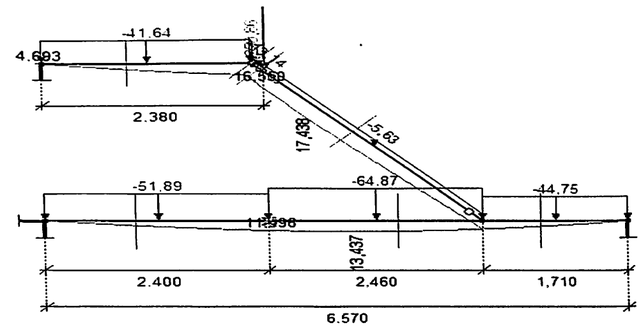
Gerenda súlya ferde részen: g_{qpg1} = gerenda méretek*vb tömeg 0,75*0,3*25 = **5,63KN/m**

12.13.2. G13 gerenda ellenőrzése lehajlásra:

$W_{eng} = L_{eff}/250 = 4820/250 = \mathbf{19,28mm}$

Lehajlás értéke: W = **17,44mm** → $W_{eng} > W$ ***Megfelel lehajlásra!***

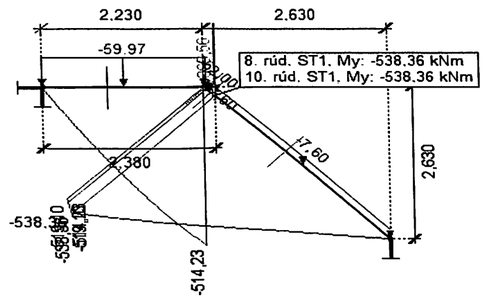
Tartó alakváltozása:



12.13.3. G13 gerenda betonacél szükségletének tervezése nyomatéki maximum helyén:

Betonacél szükséglet tervezése AxisVM12 segítségével:

Nyomatéki igénybevételek:



M_{ed}=538,36KNm

Acél: ϕ20

b=300mm

h=750mm

d=691mm

x_c=236mm x_{c0}=0,49*703=345mm $x_c<x_{c0}$

A_s=2159mm²

A_{sprov}=2199mm² →7ϕ20

12.13.4. G13 gerenda betonacél szükségletének tervezése támaszoknál részleges befogásra:

M_{ed}=538,36*0,15=80,75KNm

Acél: ϕ12

b=300mm

h=750mm

d=707mm

x_c=29,23mm

A_s=269mm²

A_{sprov}=339mm² →3ϕ12

A_{smin}=318mm²

12.13.5.Nyírási vasalás számítása „OC”oszlop felett

V_{EDred}= V_{ED}-0,5*d*P_{ed}=297,46-0,5*0,707*59,97=276,26KN

d=707mm

z=0,9*d=0,9*453=636,30mm

$V_{RD,s}$=(z/S_s)*A_{sw}*f_{ywd}=276,26*10^3=(636,30/S_s)*226*435

S_s=226mm →S_{sprov}=ϕ12/200

12.13.6.Nyírási vasalás számítása két gerenda találkozásánál

V_{ED}=***162,92KN***

d=707mm

z=0,9*d=0,9*453=636,30mm

$V_{RD,s}=(z/S_s)*A_{sw}*f_{ywd}=162,92*10^3=(636,30/S_s)*226*435$

S_s=383mm $\rightarrow S_{sprov}$=***ϕ12/300***

12.14. G14 gerenda méretezése 1. emelet feletti födémnél:

h=500

b=300

Terhek:

Koncentrált teher a konzolvégétől 15cm-re: F_k=***1,84*0,59*15,46=16,78KN***

Megoszló teher konzolon: P_{edk}=(terhelő terület*$P_{edlakás}$) +(terhelő terület*$P_{ederkély}$)+

+Tetőteher=2,85*15,46+1,58*15,01+7,30=***75,08KN/m***

2,29m-es szakasz terhe: P_{ed1}= P_{ed2}

2,955m-es szakasz terhe:

P_{ed3}=(terhelőterület*$P_{edlakás}$)+Tetőteher=2,1*15,46+7,30=***39,77KN/m***

Önsúly terhek parciális leterheléshez

$P_{gerkély}$=1,35*(5,00+2,19)=***9,71KN/m²***

$P_{gtető}$=***5,71KN/m***

Koncentrált teher a konzolvégétől 15cm-re: F_{gk}=1,84*0,59*9,46=***10,27KN***

Megoszló teher konzolon: P_{gk}=2,85*9,46+1,58*9,71+4,6=***48,01KN/m***

2,29m-es szakasz terhe: P_{g2}= P_{g1}

2,955m-es szakasz terhe: P_{g2}=(terhelőterület*$P_{glakás}$)+Tetőteher=2,1*9,46+5,71=***25,58KN/m***

Kvázi állandó terhek lehajlás ellenőrzéséhez

$P_{qperkély}$=8,06KN/m²

$P_{qptető}$=4,60KN/m

Koncentrált teher a konzolvégétől 15cm-re: F_k=t. mező*$P_{qplakás}$= 1,84*0,59*9,61=***10,43KN***

Megoszló teher konzolon: P_{qpk}=2,85*9,61+1,58*8,01+4,6=***44,72KN/m***

2,29m-es szakasz terhe: P_{qp2} = P_{qp1}

2,955m-es szakasz terhe: P_{qp2}=(terhelőterület*$P_{qplakás}$)+Tetőteher=2,1*9,61+4,6=***24,78KN/m***

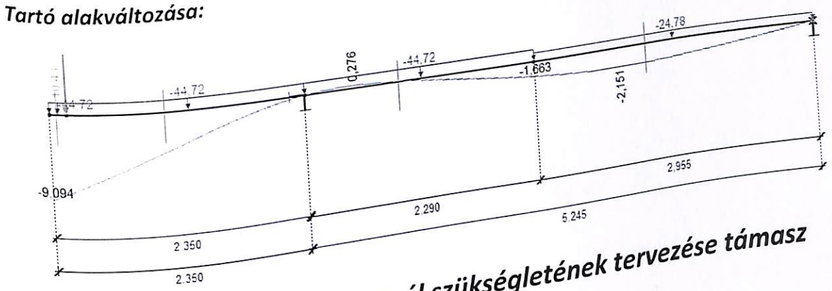
12.14.1. G14 gerenda ellenőrzése lehajlásra:

$W_{eng}=L_{eff}/250=2350/250=$***9,40mm***

Szelvény: Lehajlásra 60 cm felső oldalú T szelvényként számolva.

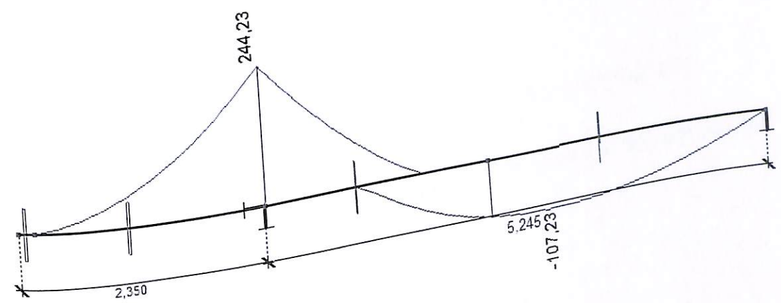
Lehajlás értéke:W=***9,09mm*** →W_{eng}>W ***Megfelel lehajlásra!***

Tartó alakváltozása:



12.14.2. G14 gerenda betonacél szükségletének tervezése támasz felett:

Nyomatéki igénybevételek:



M_{ed}=244,23KNm

Acél: **ϕ20**

b=300mm

h=500mm

d=449mm

x_c=167,61mm

x_{c0}=0,49*449=220mm

$x_c<x_{c0}$

A_s=***1537mm²***

A_{sprov}=***1571mm²*** ***→5ϕ20***

12.14.3. G14 gerenda betonacél szükségletének tervezése mezőközépen:

M_{ed}=107,23KNm

Acél: **ϕ16**

b=300mm

h=500mm

d=455mm

x_c=65,16mm x_{c0}=0,49*445=218,05mm $x_c<x_{c0}$

A_s=***598mm²***

A_{sprov}=***804mm²*** ***→4ϕ16***

Repedéstágasság ellenőrzése:

Biztonság javára P_{qp}/P_{ed}

átlag=(($P_{qplakás}/P_{edlakás}$)+($P_{qperkély}/P_{ederkély}$))/2=((9,61/15,46)+(8,09/15,01))/2=0,58

$$\sigma = f_{yd} * \text{Pqp/Ped átlag} * \frac{A_{sreg}}{A_{sprov}} = 435 * 0{,}58 * \frac{598}{804} = 188 N/mm^2$$

Vashányad=A_s/d*b=804/300*445= 0,6%

Táblázat→ interpolálás nélkül biztonság javára=ϕ_{max}= 23mm≥ ϕ= 16mm ***Megfelel!***

12.14.4. G14 gerenda betonacél szükségletének tervezése részleges befogásnál támasz felett:

M_{ed}=107,23*0,15=16,08KNm

Acél: **ϕ12**

b=300mm

h=500mm

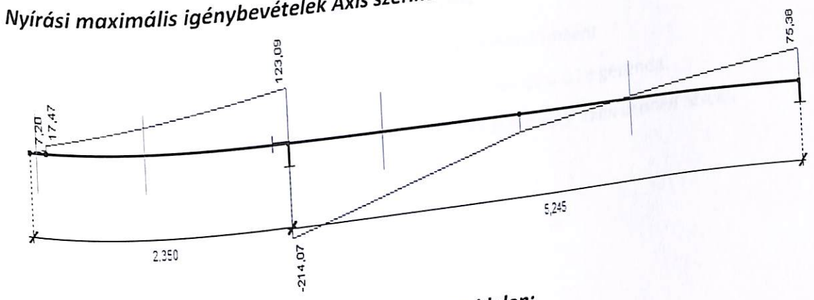
d=453mm

A_s=***82,41mm²***

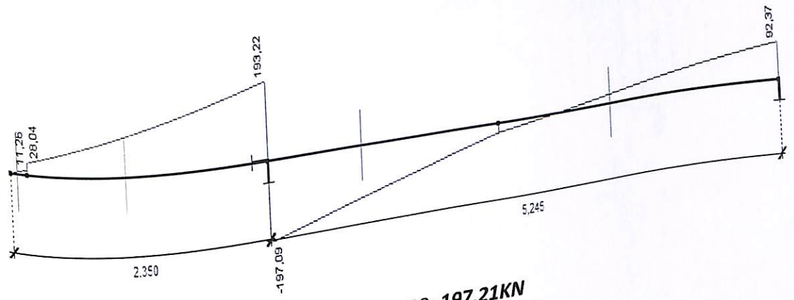
A_{sprov}=***226mm²*** ***→2ϕ16***

6.14.5.Nyírási vasalás számítása „OF”oszlop felett

Nyírási maximális igénybevételek Axis szerinti-oldalon:



Nyírási maximális igénybevételek Axis szerinti+oldalon:



$V_{EDred}= V_{ED}-0,5*d*p_{ed}=214,07-0,5*0,449*75,08=$***197,21KN***

d=449mm

z=0,9*d=0,9*449=404,1mm

$V_{RD,s}=(z/S_s)*A_{sw}*f_{ywd}=197,21*10^3=(404,1/S_s)*226*435$

S_s=201mm →S_{sprov}=***ϕ12/200***

12.14.6.Nyírási vasalás számítása „OE”oszlop felett

$V_{EDred}= V_{ED}-0,5*d*p_{ed}=92,37-0,5*0,453*39,77=83,36KN$

d=453mm

z=0,9*d=0,9*453=407,7mm

$V_{RD,s}=(z/S_s)*A_{sw}*f_{ywd}=83,36*10^3=(407,7/S_s)*226*435$

S_s=480mm →S_{sprov}=***ϕ12/250***

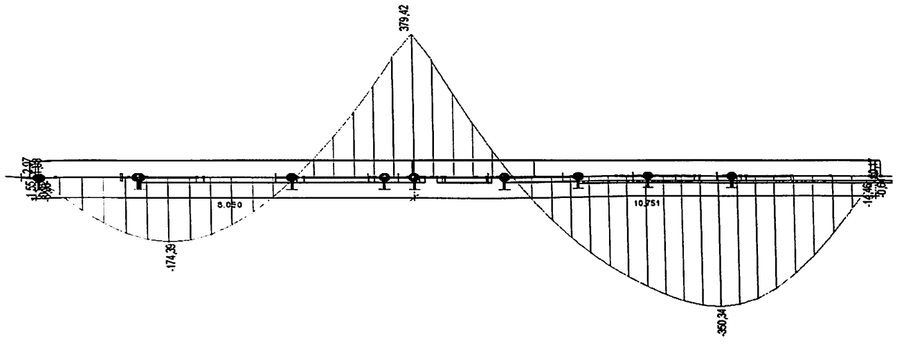
12.15. G15 gerenda méretezése zárófödémnél:

12.15.1. G15 gerenda igénybevételei:

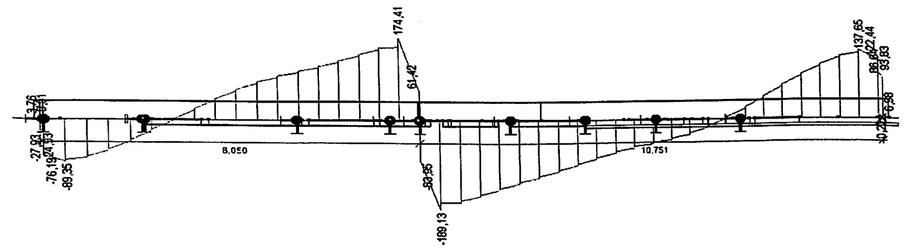
A gerendára jutó terhek számítása AxisVm12 programmal történt.

A gerenda támaszai: Szélső Porotherm fal, G13 gerenda és a G19 gerenda.

Nyomatéki Igénybevételek: (A képen szereplő támaszok nem ezen modell részei)



Nyíróerő Igénybevételek:



h=1200mm

b=250mm

12.15.2. G15 gerenda betonacél szükségletének tervezése középső támasz felett:

M_{ed}=379,40KNm

Acél: **ϕ16**

b=250mm

h=1200mm

d=1155mm

A_s=***778mm²***

A_{sprov}=***804mm²*** ***→4ϕ16***

12.15.3. G15 gerenda betonacél szükségletének tervezése jobboldali (10,75m fesztávú) mezőben:

M_{ed}=***350,34KNm***

Acél: **ϕ16**

b=250mm

h=1200mm

d=1143mm

A_s=***735mm²***

A_{sprov}=***804mm²*** ***→4ϕ16***

12.15.4. G15 gerenda betonacél szükségletének tervezése baloldali (8,05m fesztávú) mezőben:

M_{ed}=***174,46KNm***

Acél: **ϕ12**

b=250mm

h=1200mm

d=1145mm

A_s=***358mm²***

A_{sprov}=***452mm²*** ***→4ϕ12***

A_{smin}=0,0015*1145*250=429mm²

12.15.5.Nyírási vasalás számítása maximális igénybevétel helyén

V_{ED}= ***189,13KN***

d=1155mm

z=0,9*d=0,9*1155=1039,5mm

$V_{RD,s}=(z/S_s)*A_{sw}*f_{ywd}=189,13*10^3=(1039,5/S_s)*226*435$

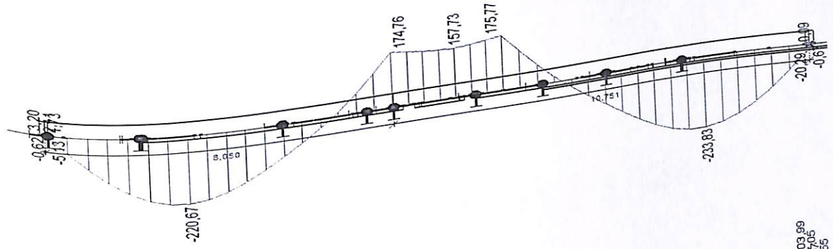
S_s=540mm $\rightarrow S_{sprov}=$***ϕ12/300*** ***A tartó teljes hosszán ez a vasalás alkalmazandó.***

12.16. G16 gerenda méretezése zárófödémnél:

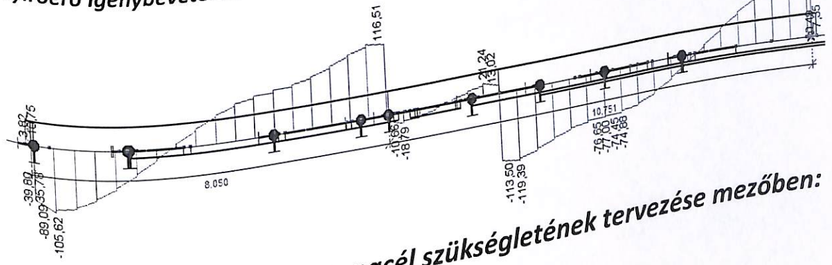
12.16.1. G16 gerenda igénybevételei:

A gerenda támaszai: Szélső Porotherm fal, lépcsőház 2 vasbeton fala, G19 gerenda.

Nyomatéki Igénybevételek: (A képen szereplő támaszok nem ezen modell részei)



Nyíróerő Igénybevételek:



12.16.2. G16 gerenda betonacél szükségletének tervezése mezőben:

M_{ed}=233,83KNm

Acél: **ϕ16**

b=250mm

h=1200mm

d=1143mm

A_s=***484mm²***

A_{sprov}=***603mm²*** ***→3ϕ16***

12.16.3. G16 gerenda betonacél szükségletének tervezése a gerenda többi részén:

A gerenda többi részén a minimális ***4ϕ12***-es vasalás alkalmazandó a 12.15.-ös pontban számoltak alapján

12.16.4. G16 gerenda nyírási betonacél szükségletének számítása:

A 12.15-ös pontban számoltak alapján a minimális ***ϕ12/300***-as kengyelezés alkalmazandó.

12.17. G17 és G18 gerenda méretezése zárófödémnél:

12.17.1. G17 gerenda igénybevételei:

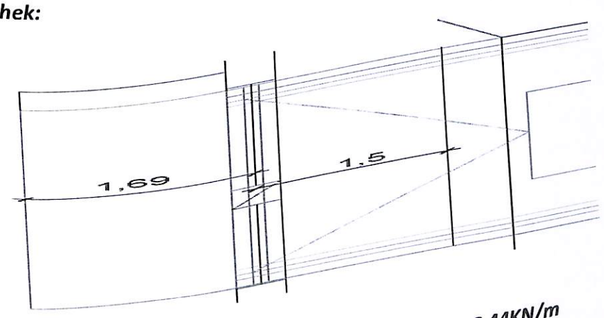
Mértékadó nyomatéki igénybevétel: ***38,56KNm***

Mértékadó nyírási igénybevétel: ***97,05KN***

A korábban számoltak alapján a minimális 4ϕ12-es hosszvasalás és ϕ12/300-as kengyelezés alkalmazandó.

12.18. G19 gerenda méretezése zárófödémnél:

Terhek:



$P_{edkonzol}$***=8,93KN/m²***

120cm magas borda önsúlya: g_{b1}=1,35*1,0*0,25*25=***8,44KN/m***

33*50cm-es borda önsúlya: g_{b2}=1,35*0,33*0,3*25=***3,34KN/m***

Megoszló teher: P_{ed1}=t. sáv*$P_{edzöldt}$+ t. sáv*$P_{edkonzol}$+g_{b1}+ g_{b2}=

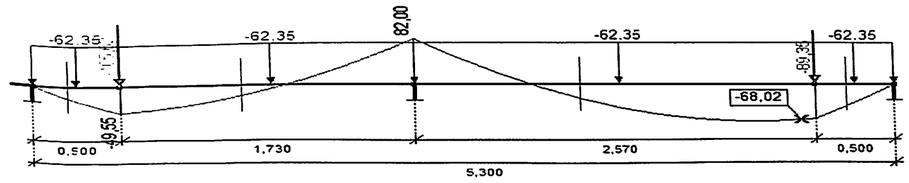
=1,50*23,65+1,69*8,93+8,44+3,34=***62,35KN/m***

Koncentrált erők felvétele AxisVM program segítségével történt.

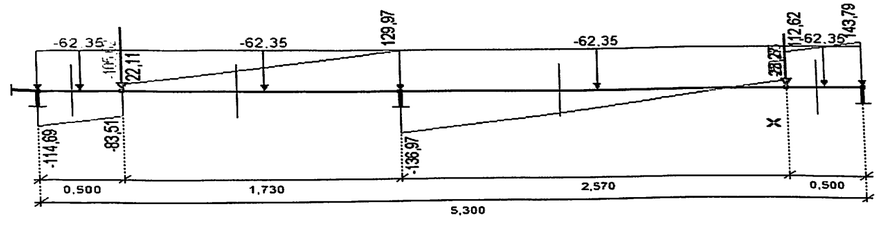
Bal oldali koncentrált erő: F_b=105,62KN

Jobb oldali koncentrált erő: F_j=89,35KN

Nyomatéki igénybevételek:



Nyírási igénybevételek:



12.18.1. G19 gerenda betonacél szükségletének tervezése középső támasz felett:

M_{ed}=82,00KNm

Acél: **ϕ12**

b=330mm

h=500mm

d=457mm

A_s=***432mm²***

A_{sprov}=***452mm²*** ***→4ϕ12***

12.18.2. G19 gerenda alsó betonacél szükségletének tervezése mezőkben:

M_{ed}=68,02KNm

Acél: **ϕ12**

b=330mm

h=500mm

d=457mm

A_s=***356mm²***

A_{sprov}=***452mm²*** →***4ϕ12***

12.18.3.Nyírási vasalás számítása jobb oldali támasznál

$V_{EDred}= V_{ED}-0,5*d*p_{ed}=143,79-0,5*0,457*62,35=$***129,54KN***

d=457mm

$z=0,9*d=0,9*457=411,3mm$

$V_{RD,s}=(z/S_s)*A_{sw}*f_{ywd}=129,54*10^3=(411,3/S_s)*226*435$

S_s=312mm →S_{sprov}=***ϕ12/300***

ϕ12/300-as kengyel kiosztás alkalmazandó a teljes gerendán mivel ez a maximális kengyeltávolság.

12.18.4. Középső támasz alatt levő tégla pillér megfelelőségének számítása:

N_{ed}=gerenda támaszereje+ pillér önsúly=266,94+(1,35*4,8*0,47*2,9)=***275,74KN***

Pillér méretei: 380x470mm

Pillér magassága 2,9m

f_k=***3,67N/mm²***

A falazat ezen vizsgált részén tervezett összetételű habarcsot kell alkalmazni!

$f_d=f_k/\gamma_M$=3,67/1,5=***2,44N/mm²***

Pillér vizsgálata a pillér alján és tetején:

$$e_i = max\begin{pmatrix}\frac{l}{450}\\0{,}05*t\end{pmatrix} = max\begin{pmatrix}\frac{2900}{450}\\0{,}05*380\end{pmatrix} = 19mm$$

$$\phi_i = 1-\frac{2*e_i}{t} = 1-\frac{2*19}{380} = 0{,}9$$

$N_{rd}=\phi_i*A*f_d=0,9*380*470*2,44=$***392,20KN*** $N_{ed}<N_{rd}$ ***Megfelel!***

Pillér vizsgálata a tartó közepén:

e_m=l/450=2900/450=6,44mm

λ_c=2900/380=7,63<15 ezért e_k=0mm

$$e_{mk} = max\begin{pmatrix} e_m + e_k \\ 0{,}05 * t \end{pmatrix} = max\begin{pmatrix} 6{,}44 + 0 \\ 0{,}05 * 380 \end{pmatrix} = 19mm$$

$$A_1 = 1 - \frac{2 * e_{mk}}{t} = 1 - \frac{2 * 19}{380} = 0{,}9$$

$$u = \frac{\frac{h_{ef}}{t_{ef}} - 2}{23 - 37 * \frac{e_{mk}}{t}} = \frac{\frac{2900}{380} - 2}{23 - 37\frac{19}{380}} = 0{,}27$$

$\Phi_m = A_1 * e^{\frac{-u^2}{2}}$=0,9*$e^{\frac{-0{,}27^2}{2}} = 0{,}867$

$N_{rd}=\phi_m*A*f_d$=0,867*380*470*2,44=***377,82KN*** $N_{ed}<N_{rd}$ ***Megfelel!***

Fontos, hogy megfelelő szilárdságú falazó habarcsot kell alkalmazni!

12.18.5. Jobb oldali támasz alatt levő tégla falazat megfelelőségének számítása:

Felfekvés méretei: 330x300mm

Falazat karakterisztikus nyomószilárdsága M3 szilárdságú habarcs esetén: f_k=***3,67N/mm²***

f_k érték: Porotherm alkalmazástechnikai útmutató 52.o

A falazat ezen vizsgált részén tervezett összetételű habarcsot kell alkalmazni!

$f_d=f_k/\gamma_M$=3,67/1,5=***2,44N/mm²***

σ=***(F/A)***=143,79*10^3/(330*300)=***1,45N/mm²*** $<\sigma_{Rd}$=***2,44N/mm²*** ***Megfelel!***

Fontos, hogy megfelelő szilárdságú falazó habarcsot kell alkalmazni!

13.Kiváltók méretezése

13.1. Mértékadó legnagyobb terhű 60cm-es nyílást áthidaló kiváltó méretezése (A8)

Terhek:

Födém terhei: P_1=(terhelő terület*$P_{edlakás}$)=0,7*15,46=10,82KN/m

Falazatról rájutó terhek: Létrejön átboltozódás, mivel a fölötte levő fal parapet magassága 180cm. Feltételezhetően alkalmazott áthidaló Phoroterm A-12.

Áthidaló feletti felfalazás terhe: P_2=(1,35*(falazat szélesség*kmt tömege+habarcshézagok száma*hézag vtg.*falazat szélesség*habarcs tömege))*felfalazás magassága=1,35*((0,38*18,5)+(0,38*0,01*15*21))*0,235=2,61KN/m

Födémre ülő falazat tömege:

P_3=(falazat tömege* átboltozódás magassága*(2/3)=4,80*0,86*(2/3)=***2,75KN/m***

Áthidaló tömege: P_4=1,35*3*0,14=***0,57KN/m***

$P_{ed}=P_1+P_2+P_3+P_4$=10,82+2,61+2,75+0,57=***16,75KN/m***

P_{rd} értéke táblázatból:

P_{rd}=3*8,26=24,78KN/m ***$P_{rd}>P_{ed}$ Megfelel!***

Alkalmazandó nyílásáthidaló: 3db 1m hosszú Phoroterm A-12-es áthidaló.

13.2. Mértékadó legnagyobb terhű 75cm-es nyílást áthidaló kiváltó méretezése (A7)

Terhek:

Födém terhei: P_1=(terhelő terület*$P_{edlakás}$)=1,3*15,46=20,01KN/m

Áthidaló feletti felfalazás terhe 13.1.-es pont alapján: P_2=2,61KN/m

Áthidaló tömege: P_3=1,35*3*0,14=***0,57KN/m***

$P_{ed}=P_1+P_2+P_3$=20,01+2,61+0,57=***23,19KN/m***

P_{rd} értéke táblázatból:

P_{rd}=3*8,26=24,78KN/m ***$P_{rd}>P_{ed}$ Megfelel!***

Alkalmazandó nyílásáthidaló: 3db 1m hosszú Phoroterm A-12-es áthidaló.

(A10) A másik 75cm-es fesztávot áthidaló áthidaló gerenda monolit vasbetonból készül b=300mm lelógása a födémtől 300mm. Nyomatéki vasszükséglete: ***ϕ12***-es betonacélok a kengyelek sarkaiban.

Kengyelezés: ***ϕ12/300***

13.3. Mértékadó legnagyobb terhű 100cm-es nyílást áthidaló kiváltó méretezése (A6)

Terhek:

Födém terhei: P_1=(terhelő terület*$P_{edbelső födém}$)+(terhelő terület*$P_{ederkély}$)=2,8*15,46+1,50*15,01=***54,67KN/m***

Tető terhe: P_2=***7,30KN/m***

Ráfalazás terhe: P_3= 1,35*((0,38*0,065*18,5)+(2*0,01*21*0,38))=***0,83KN/m***

Áthidaló terhe: P_4=1,35*4*0,34=***1,84KN/m***

$P_{ed}=P_1+P_2+P_3+P_4$=54,67+7,30+0,83+1,84=***64,64KN/m***

P_{rd}=4*25,89=103,56KN/m ***$P_{rd}>P_{ed}$ Megfelel!***

Alkalmazandó nyílásáthidaló: 4db 150cm hosszú Porotherm elemmagas áthidaló minden külső falon levő 2m-es fesztávú nyílás fölött.

13.4. Mértékadó legnagyobb terhű 200cm-es nyílást áthidaló kiváltó méretezése (A4)

Terhek:

Födém terhei: P_1=(terhelő terület*$P_{edbelső födém}$)+(terhelő terület*$P_{ederkély}$)=2,80*15,46+1,50*15,01=***65,80KN/m***

Áthidaló feletti födémre ülő falazat terhe: P_2=4,80*1,00=***4,80KN/m***

Ráfalazás terhe: P_3= 1,35*((0,38*0,065*18,5)+(2*0,01*21*0,38))+0,14=***0,97KN/m***

Áthidaló terhe: P_4=1,35*4*0,34=***1,84KN/m***

$P_{ed}=P_1+P_2+P_3+P_4$=65,80+4,8+0,97+1,84=***73,41KN/m***

P_{rd}=4*16,38=65,52KN/m ***$P_{rd}<P_{ed}$ Nem felel meg! Monolit Vb gerendaként kell méretezni.***

Gerenda önsúly: P_5=1,35*0,3*0,3*25=***3,04KN/m***

$P_{ed}=P_1+P_2+P_5$=65,80+4,8+3,04=***73,64KN/m***

M_{ed}=(2,25²*73,07)/8=***46,60KNm***

L_{eff}=***2,25m*** b=***300mm*** h=***500mm***

d=***457mm***

A_s=***241mm²***

A_{sprov}=***339mm²*** →***3ϕ12***

13.5. Második legnagyobb terhű 200cm-es nyílást áthidaló kiváltó méretezése (A5)

Terhek:

Födém terhei: P_1=(terhelő terület*$P_{edbelső födém}$)+(terhelő terület*$P_{ederkély}$)=2,08*15,46+1,50*15,01=***54,67KN/m***

P_2,P_3,P_4 terhek a 13.4-es pont alapján.

$P_{ed}=P_1+P_2+P_3+P_4$=54,67+4,80+0,97+1,84=***62,28KN/m***

P_{rd}=4*16,38=65,52KN/m ***$P_{rd}>P_{ed}$ Megfelel!***

Alkalmazandó nyílásáthidaló: 4db 250cm hosszú Phoroterm elemmagas áthidaló minden külső falon levő 2m-es fesztávú nyílás fölött.

13.6. 300cm-es nyílást áthidaló kiváltó méretezése (A3)

Terhek:

2m-es áthidalt nyílás feletti áthidalóra jutó terhek:

Födém terhei: P_1=(terhelő terület*$P_{edbelső födém}$)=2,08*15,46=***32,16KN/m***

Tető terhe: P_2=***7,30KN/m***

Ráfalazás terhe: P_3=4,8*0,37=***1,78KN/m***

Áthidaló terhe: P_4=1,35*4*0,34=***1,84KN/m***

$P_{ed}=P_1+P_2+P_3+P_4$=31,16+7,30+1,78+1,84=***42,08KN/m***

Tartóból lejövő koncentrált erő: F=1,125*42,08=***47,34KN***

3m-es áthidalt nyílás feletti áthidalóra jutó terhek 2m-es nyílás alatti szakaszon:

Födém terhei: P_5=2,08*15,46+1,50*15,01=***54,67KN/m***

Mivel a tartó terhei nagyvalószínűséggel nagyobbak annál, hogy phoroterm áthidalót lehessen alkalmazni, ezért a vasbeton gerenda súlyát veszem figyelembe.

Gerenda önsúly: 13.4-es pont alapján P_6=***3,04KN/m***

$P_{ed2}=P_5+P_6$=54,67+3,04=***57,71KN/m***

1m-es szakasz terhe:

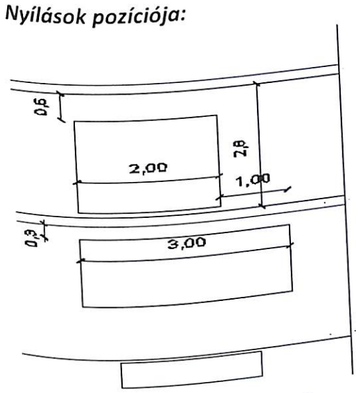
Falazat súlya: P_7=4,8*2,8=***13,44KN/m***

$P_{ed3}=P_5+ P_6+P_7+P_2+P_1$=54,67+3,04+13,44+7,30+32,16=***110,61KN/m***

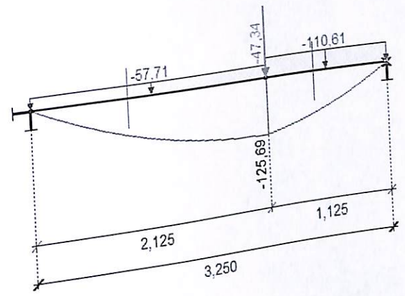
Elemmagas áthidaló teherbírása: M_{rdph}=4*10,14=40,56KNm<M_{ed}=***125,59KNm Nem felel***

meg Porotherm áthidalóval.

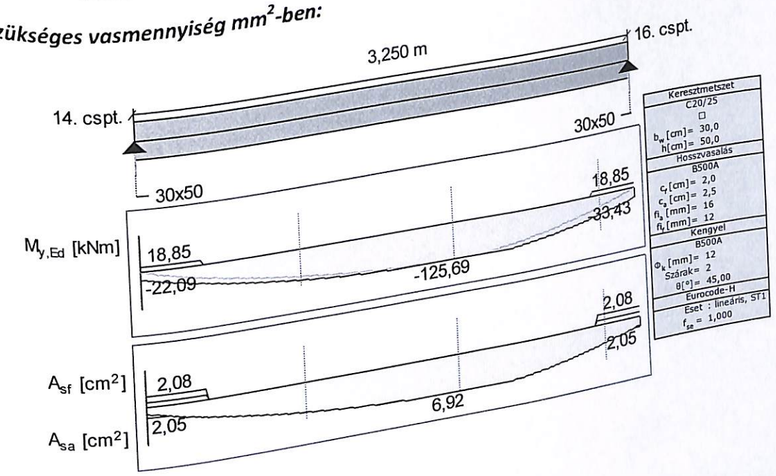
Nyílások pozíciója:



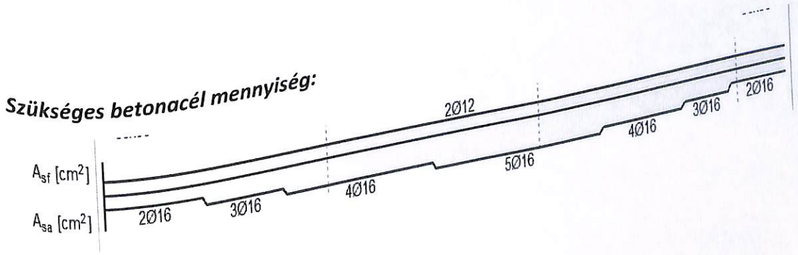
Nyomatéki igénybevétel:



Szükséges vasmennyiség mm²-ben:



Szükséges betonacél mennyiség:



13.7. 200cm-es nyílást áthidaló kiváltó méretezése mélygarázs szintjén (A1,A2)

Terhek:

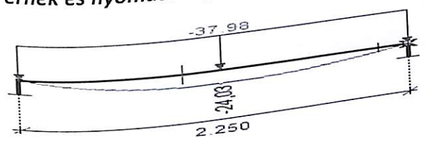
Födém terhei: P_1=(terhelő terület*$P_{edbelső födém}$)=2,11*15,46=***32,62KN/m***

Falazat súlya: P_2=4,80*1,00=***4,80KN/m***

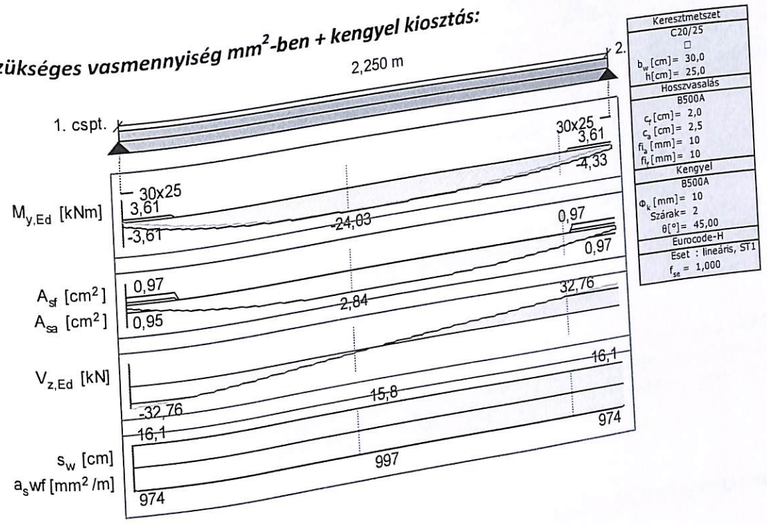
Lelógó gerenda önsúly: P_3=1,35*0,05*0,3*25=***0,51KN/m***

P_{ed}=P_1+ P_2+P_3=33,24+4,23+0,51=***37,98KN/m***

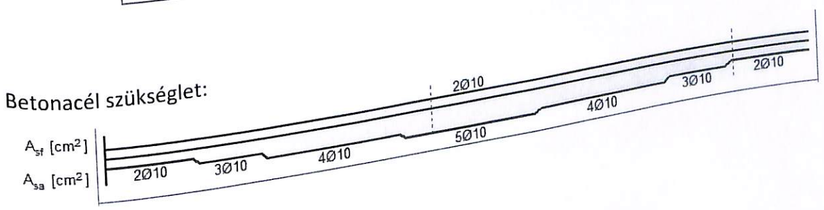
Terhek és nyomatéki igénybevétel:



Szükséges vasmennyiség mm²-ben + kengyel kiosztás:



Betonacél szükséglet:



13.8. Belső 100cm-es nyílást áthidaló kiváltó méretezése. (A9)

Nyíláskiváltónak a falba egy 25x25 cm es gerendának a vasalását kell behelyezni.

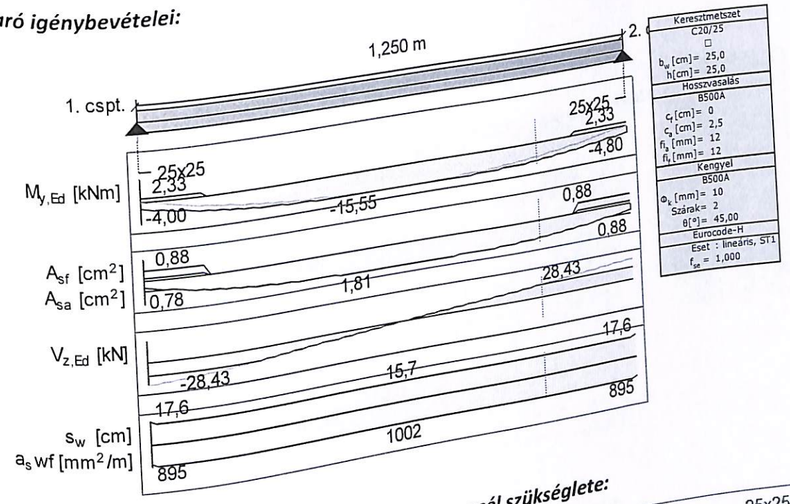
Terhek számítása törésképből.

Terhek:

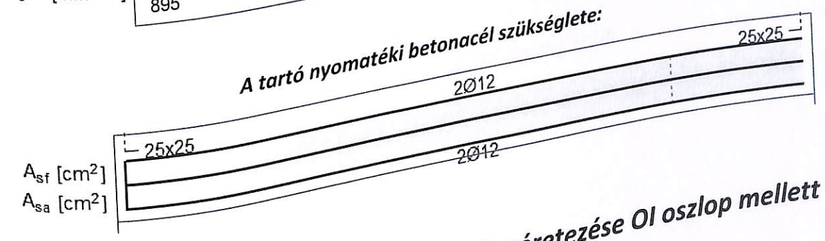
F_1= terhelő mező szélessége*teher intenzitása)+fal tömege tömege=(3,22+1,60)*15,46)+

+24,47*(0,6/2,9)=***79,60KN***

Taró igénybevételei:



A tartó nyomatéki betonacél szükséglete:



13.9. 100cm-es nyílást áthidaló kiváltó méretezése Ol oszlop mellett (A11)

Ennél a nyílásnál a nyílás és az oszlop közötti kis távolság miatt nem lehet Porotherm nyílás áthidalót alkalmazni ezért muszáj itt monolit vasbetonból készíteni ezt.

Terhek:

Födém terhei: P_1=(terhelő terület*$P_{edbelső födém}$)=1,00*15,46=***15,46KN/m***

Falazat súlya: P_2=4,80*1,00=***4,80KN/m***

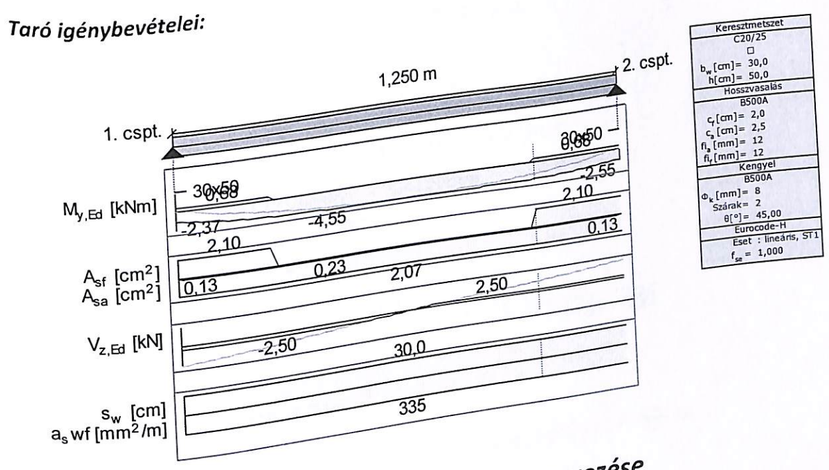
Lelógó gerenda önsúly: P_3=1,35*0,3*0,3*25=***3,04KN/m***

$P_{ed}=P_1+P_2+P_3$=15,46+4,80+3,04=***23,30KN/m***

A tartó nyomatéki betonacél szükséglete:



Taró igénybevételei:



14.Átszúródási vasalás tervezése

14.1.Átszúródási vasalás tervezése B oszlopnál zárófödém szintjén

Átszúródás vizsgálat a mértékadó B oszlopnál:

V_{ED0}=244,45KN

d=(d_1+d_2)/2=(169+157)/2=***163mm***

Oszlop oldalhosszai***: b=300mm***

$$V = 0{,}6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0{,}6 * \left(1 - \frac{20}{250}\right) = 0{,}552$$

$V_{RDmax} = 0{,}5 * V * f_{cd}$=0,5*0,552*13,3=***3,67N/mm^2***

$$V_{ED} = \frac{1{,}15 * V_{ED0}}{4 * b * d} = \frac{1{,}15 * 244{,}45 * 10^3}{3 * 300 * 163} = 1{,}92 N/mm^2$$

V_{ED}<V_{EDmax}→ A vasbeton keresztmetszet bevasalható nyírásra.

Nyírási acélszükséglet számítása: Dornis vasalás alkalmazásával.

$u_1 = (3 * b) + (2 * \pi * d) = (3 * 300) + (2 * \pi * 163) = 1924mm$

$V_{ED} = \frac{1{,}15 * V_{ED0}}{u_1 * d} = \frac{1{,}15 * 244{,}45 * 10^3}{1924 * 163} = \mathbf{0{,}9 N/mm^2}$

c érték számításhoz betonacél mennyiségnek mind két irányban **ϕ12/150**-es betonacél kiosztást veszek figyelembe, hogy „A" oszlopra is alkalmazható legyen a kiszámolt vaskiosztás.

$\varphi_X = \varphi_Y = \frac{A_s}{d * b} = \frac{754}{163 * 1000} * 100 = 0{,}463\%$

$\varphi_x \rightarrow$ interpol.$\rightarrow c = 0{,}49$

$V_{RDc} = c * f_{ctd} = 0{,}49 * 1{,}0 = 0{,}49$

$u_{out} = \frac{1{,}15 * V_{ED0}}{c * d} = \frac{1{,}15 * 244{,}45 * 10^3}{0{,}49 * 163} = \mathbf{3520mm}$

$r = \frac{u_{out} - 2 * \frac{b}{2}}{\pi} = \frac{3520 - 2 * 150}{\pi} = 1025mm$

$r' = r - \frac{b}{2} - 1{,}5 * d = 1025 - \frac{300}{2} - 1{,}5 * 163 = \mathbf{631mm}$

S_{rmax}=0,75*d=0,75*163=122,25mm S_r=***120mm***

f_{ywef}=250+0,25*d=250+0,25*163=290,75N/mm^2

$V_{ED1} = 0{,}75 * V_{RDc} + 1{,}5 * \frac{d}{S_r} * A_{sw} * f_{ywef} * \frac{1}{u_1 * d} = 1{,}03 =$

$= 0{,}75 * 0{,}49 + 1{,}5 * \frac{163}{120} * A_{sw} * 290{,}75 * \frac{1}{1924 * 163}$

A_{sw}=***282mm^2***

Alkalmazandó átmérő:**ϕ10 → 79mm^2**

282/79=4db → 4dbdorni elég lenne

Szerkesztési szabály ellenőrzése: Dorni távolsága az oszlop szélétől: ***50mm***

Dornik száma egy sugáron 6 db 120mm-enként

Dornik közti legnagyobb táv 2d=2*163=326mm

$K = \frac{(150 + 50 + 5 * 120) * \pi + 2 * 150}{326} = 9 \rightarrow 10db$

1 sugáron 6 db, egy körön 10 db dornit kell alkalmazni→ ez összesen egy oszlop felett 60db dorni.

14.2.Átszúródási vasalás tervezése A oszlopnál garázs feletti födém szintjén

Átszúródás vizsgálat a mértékadó B oszlopnál:

V_{ED0}=426,03KN

d=(d_1+d_2)/2=(172+156)/2=***164mm***

Oszlop oldalhosszai***: b=300mm***

$$V = 0{,}6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0{,}6 * \left(1 - \frac{20}{250}\right) = 0{,}552$$

$V_{RDmax} = 0{,}5 * V * f_{cd}$=0,5*0,552*13,3=***3,67N/mm²***

$$V_{ED} = \frac{1{,}15 * V_{ED0}}{4 * b * d} = \frac{1{,}15 * 426{,}03 * 10^3}{4 * 300 * 164} = \mathbf{2{,}49 N/mm^2}$$

V_{ED}<V_{EDmax}→ A vasbeton keresztmetszet bevasalható nyírásra.

Nyírási acélszükséglet számítása: Dornis vasalás alkalmazásával.

$$u_1 = (4 * b) + (2 * 2 * \pi * d) = (4 * 300) + (2 * 2 * \pi * 164) = 3260\text{mm}$$

$$V_{ED} = \frac{1{,}15 * V_{ED0}}{u_1 * d} = \frac{1{,}15 * 426{,}03 * 10^3}{3260 * 164} = \mathbf{0{,}92 N/mm^2}$$

X: **ϕ16/125**

Y: **ϕ16/100**

$\varphi_X = 1608mm^2$

$\varphi_Y = 2011mm^2$

$$\varphi = \frac{A_s}{d * b} = \sqrt{\frac{1608}{164 * 1000} * \frac{2011}{164 * 1000}} * 100 = 1{,}10\%$$

φ_x→ interpol.→c=0,648

$V_{RDc} = c * f_{ctd} = 0{,}648 * 1{,}0 = 0{,}648$

$$u_{out} = \frac{1{,}15 * V_{ED0}}{c * d} = \frac{1{,}15 * 426{,}03 * 10^3}{0{,}648 * 164} = \mathbf{3610mm}$$

$$r = \frac{u_{out}}{\pi * 2} = \frac{3610}{\pi * 2} = 575mm$$

$$r' = r - \frac{b}{2} - 1{,}5 * d = 575 - \frac{300}{2} - 1{,}5 * 164 = \mathbf{179mm}$$

S_{rmax}=0,75*d=0,75*163=122,25mm S_r=***120mm***

f_{ywef}=250+0,25*d=250+0,25*164=291N/mm²

$$V_{ED1} = 0{,}75 * V_{RDc} + 1{,}5 * \frac{d}{S_r} * A_{sw} * f_{ywef} * \frac{1}{u_1 * d} = 0{,}92 =$$

$$= 0{,}75 * 0{,}648 + 1{,}5 * \frac{164}{120} * A_{sw} * 291 * \frac{1}{3610 * 164}$$

A_{sw}=***431mm²***

Alkalmazandó átmérő:**ϕ10 → 79mm²**

431/79=6db → 6db dorni kell 1 körön

Szerkesztési szabály ellenőrzése: Dorni távolsága az oszlop szélétől: ***50mm***

Dornik száma egy sugáron 2 db 120mm-enként

Dornik közti legnagyobb táv 2d=2*164=328mm

$$K = \frac{(150 + 50 + 2 * 120) * \pi * 2}{328} = 9 \rightarrow 10db$$

1 sugáron 2 db, egy körön 10 db dornit kell alkalmazni→ ez összesen egy oszlop felett 20db dorni.

14.3.Átszúródási vasalások számításának kivonata Schöck Bole programmal:

„A” oszlop pice feletti födémnél megnevezés csak a mértékadó teher helyét jelöli. Három ilyen átszúródási vasalás készül. 1 a mélygarázs, 1 a földszint és 1 az első emelet feletti födém és az ***„A”*** oszlop találkozásánál.

Átszúródási vasalások tervszámai:

„A” oszlop átszúródási vasalása Mélygarázs feletti födémtől 1. emelet feletti födémig: ***D1***

„H” oszlop 1. emeleti födém felett: ***D3***

Földszint feletti födém „H” és „F” oszlopnál: ***D4***

„A” oszlopnál zárófödém szintjén: ***D5***

„B” oszlopnál zárófödém szintjén: ***D2***

Teher
Átszúródó erő V_{Ed} = 426 kN
Dinamikus rész $V_{Ed,dyn}$ = 0 kN
Tehernövelő faktor β = 1,15

Geometria - Belső oszlop Négyszög
Oszlop szélesség a = 300 mm
Oszlop vastagság b = 300 mm
Lemezvastagság h = 200 mm
Statikai magasság d = 163 mm
Betontakarás felül/alul co; cu = 20; 20 mm

Anyagminőség
Beton C20/25 (f_{ck} = 20,0 N/mm²)
Betonacél B500 (f_{yk} = 500 N/mm²)
Vasalási fok $\rho=(\rho_x\cdot\rho_y)^{1/2}=(1,10\cdot1,10)^{1/2}$ = 1,10 %
A_{sx} = 17,9 cm²/m (~ø20/175 mm): A_{sy} = 17,9 cm²/m (~ø20/175 mm)
A vasalást a külső átszúródási vonalon túl "Uout" le kell horgonyozni
Alsó vasalás esetleges tönkremenetel ellen szerint: V_{Ed} / 1,4 / f_{yk} = 6,1 cm²

Átszúródás ellenőrzése EC2 + ETA szabvány szerint
Faktor κ $\kappa = \min\{1+(200/d)^{1/2}; 2\} = 2,00$
Lemezvastagság hatása $\eta = 1+(d-200)/1000$ {min 1,0; max 1,6} = 1,00
Faktor $C_{Rd,c}$ $C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c$ = 0,12
Minimális betonteherbírás $v_{min} = (0,0525/\gamma_c)\cdot\kappa^{3/2}\cdot f_{ck}^{1/2}$ = 442,7 kN/m²
Beton teherbírás $v_{Rd,c} = \max\{C_{Rd,c}\cdot\kappa\cdot(\rho\cdot f_{ck})^{1/3}; v_{min}\}$ = 672,5 kN/m²

Alátámasztás széle u_0
u_0 = 1,200 m
Átszúródási vonal hossza $v_{Rd,c,max,u0} = 0,5\cdot\nu\cdot f_{cd}$ = 3680,0 kN/m²
Beton teherbírás $V_{Rd,c,max,u0} = v_{Rd,c,max,u0}\cdot d\cdot u_0$ = 719,8 kN
Beton teherbírás

Kritikus átszúródási vonal u_{crit}
Kritikus távolság a_{crit} =2,0d = 326 mm
Átszúródási vonal hossza u_{crit} = 3,248 m
Felveendő nyíróerő $V_{Ed,ß} = ß\cdot V_{Ed}$ = 489,9 kN
Beton teherbírás $V_{Rd,c,crit} = v_{Rd,c}\cdot d\cdot U_{crit}$ = 356,1 kN
Maximális teherbírás $V_{Rd,max,crit} = V_{Rd,c,crit,(CRdc=0,12)}\cdot 1,96$ = 697,9 kN

$\min\{V_{Rd,c,crit}; V_{Rd,c,max,u0}\}$ = 356,1kN ≤ $V_{Ed,ß}$=489,9kN ≤ $V_{Rd,max,crit}$=697,9kN

Átszúródási vasalás szükséges, választott:

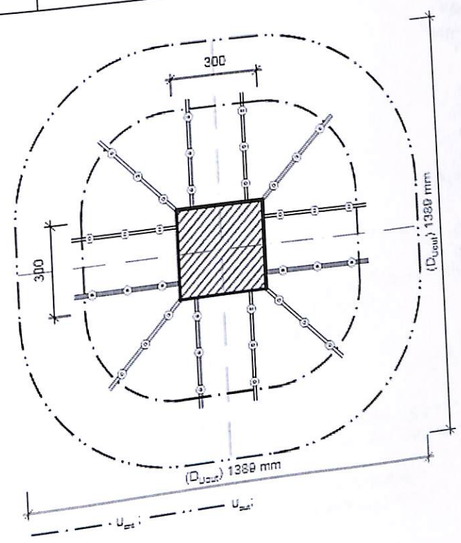
12x Schöck BOLE 10/160-3/A360-CV20

Az acél teherbírás ellenőrzése
$V_{Ed,ß}$=489,9kN ≤ $V_{Rd,sy,crit}=m_c\cdot n_p\cdot A_{s,I}\cdot f_{yd}/\eta$=820kN

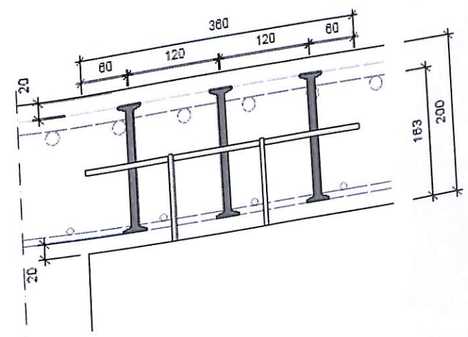
Külső átszúródási vonal u_{out} (vorh ls = 1,5d)
ls = 300 mm
A vasalt terület hossza u_{out} = 4,621 m
Átszúródási vonal hossza $ß_{red}$ = ß = 1,15
Tehernövelő faktor $V_{Ed,out} = ß_{red}\cdot V_{Ed}$ = 489,9 kN
Felveendő nyíróerő $v_{Rd,c,out} = \max\{C_{Rd,c,out}\cdot\kappa\cdot(\rho\cdot f_{ck})^{1/3}; v_{min}\}$ = 672,5 kN/m²
Beton teherbírás $V_{Rd,c,out} = v_{Rd,c,out}\cdot d\cdot u_{out}$ = 506,6 kN
Beton teherbírás

$V_{Ed,out}$=489,9kN ≤ $V_{Rd,c,out}$=506,6kN

Az átszúródássi vasalás hossza elegendő



12x Schöck BOLE 10/160-3/A360-CV20



Teher

Átszúródó erő V_{Ed} = 277 kN
Dinamikus rész $V_{Ed,dyn}$ = 0 kN
Tehernövelő faktor β = 1,40

Geometria - Szélső oszlop Négyszög

Oszlop szélesség a = 300 mm
Oszlop vastagság b = 300 mm
Lemezvastagság h = 200 mm
Statikai magasság d = 159 mm
Betontakarás felül/alul c_o; c_u = 25; 25 mm

Anyagminőség

Beton C20/25 (f_{ck} = 20,0 N/mm²)
Betonacél B500 (f_{yk} = 500 N/mm²)
Vasalási fok $\rho=(\rho_x \cdot \rho_y)^{1/2}=(0{,}94 \cdot 0{,}94)^{1/2}$ = 0,94 %

A_{sx} = 14,9 cm²/m (~ø20/210 mm): A_{sy} = 14,9 cm²/m (~ø20/210 mm)

A vasalást a külső átszúródási vonalon túl "Uout" le kell horgonyozni

Alsó vasalás esetleges tönkremenetel ellen szerint: V_{Ed} / 1,4 / f_{yk} = 4,0 cm²

Átszúródás ellenőrzése EC2 + ETA szabvány szerint

Faktor κ $\kappa = \min\{1+(200/d)^{1/2}; 2\}$ = 2,00
Lemezvastagság hatása $\eta = 1+(d-200)/1000$ {min 1,0; max 1,6} = 1,00
Faktor $C_{Rd,c}$ $C_{Rd,c} = 0{,}18/\gamma_c$ = 0,12
Minimális betonteherbírás $v_{min} = (0{,}0525/\gamma_c) \cdot \kappa^{3/2} \cdot fck^{1/2}$ = 442,7 kN/m²
Beton teherbírás $v_{Rd,c} = \max\{C_{Rd,c} \cdot \kappa \cdot (\rho \cdot f_{ck})^{1/3}; v_{min}\}$ = 638,2 kN/m²

Alátámasztás széle u_0

Átszúródási vonal hossza u_0 = 0,900 m
Beton teherbírás $v_{Rd,c,max,u0} = 0{,}5 \cdot v \cdot f_{cd}$ = 3680,0 kN/m²
Beton teherbírás $V_{Rd,c,max,u0} = v_{Rd,c,max,u0} \cdot d \cdot u_0$ = 526,7 kN

Kritikus átszúródási vonal u_{crit}

Kritikus távolság a_{crit} =2,0d = 318 mm
Átszúródási vonal hossza u_{crit} = 1,999 m
Felveendő nyíróerő $V_{Ed,\beta} = \beta \cdot V_{Ed}$ = 387,8 kN
Beton teherbírás $V_{Rd,c,crit} = v_{Rd,c} \cdot d \cdot U_{crit}$ = 202,9 kN
Maximális teherbírás $V_{Rd,max,crit} = V_{Rd,c,crit,(CRdc=0,12)} \cdot 1{,}96$ = 397,6 kN

$\min\{V_{Rd,c,crit}; V_{Rd,c,max,u0}\}$ = 202,9kN ≤ $V_{Ed,\beta}$=387,8kN ≤ $V_{Rd,max,crit}$=397,6kN

Átszúródási vasalás szükséges, választott:

11x Schöck BOLE 10/150-7/A770-CV25

Az acél teherbírás ellenőrzése $V_{Ed,\beta}$=387,8kN ≤ $V_{Rd,sy,crit}=m_o \cdot n_o \cdot A_{s,I} \cdot f_{yd}/\eta$=751kN

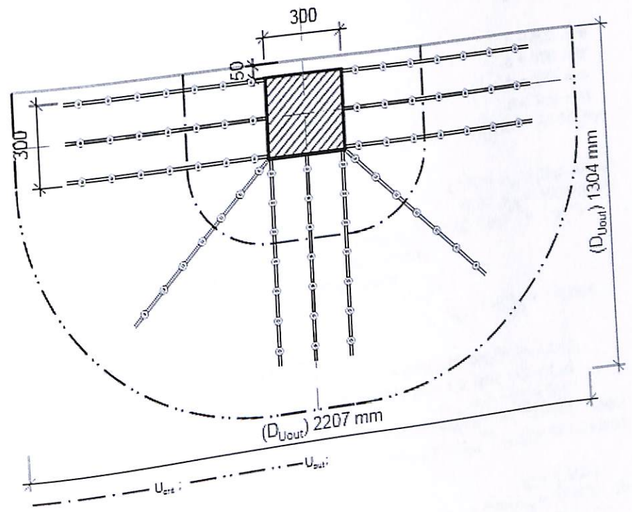
Külső átszúródási vonal u_{out} (vorn ls + 1,5d)

ls = 715 mm
A vasalt terület hossza u_{out} = 3,996 m
Átszúródási vonal hossza β_{red} = β = 1,40
Tehernövelő faktor $V_{Ed,out} = \beta_{red} \cdot V_{Ed}$ = 387,8 kN
Felveendő nyíróerő $v_{Rd,c,out} = \max\{C_{Rd,c,out} \cdot \kappa \cdot (\rho \cdot f_{ck})^{1/3}; v_{min}\}$ = 638,2 kN/m²
Beton teherbírás $V_{Rd,c,out} = v_{Rd,c,out} \cdot d \cdot u_{out}$ = 405,4 kN
Beton teherbírás

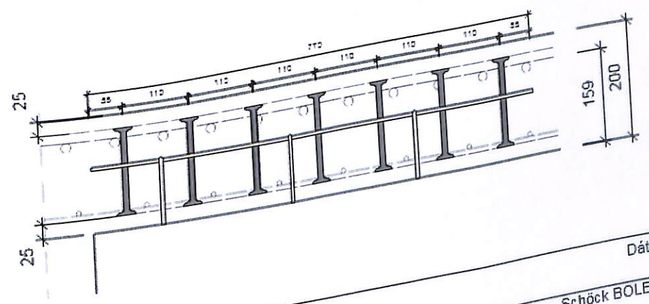
$V_{Ed,out}$=387,8kN ≤ $V_{Rd,c,out}$=405,4kN

Az átszúródássi vasalás hossza elegendő

-/-



11x Schöck BOLE 10/150-7/A770-CV25



Teher
Átszúródó erő V_{Ed} = 401 kN
Dinamikus rész $V_{Ed,dyn}$ = 0 kN
Tehernövelő faktor (manuális) β = 1,30

Geometria - Szélső oszlop Négyszög
Oszlop szélesség a = 300 mm
Oszlop vastagság b = 300 mm
Lemezvastagság h = 200 mm
Statikai magasság d = 165 mm
Betontakarás felül/alul co; cu = 20; 20 mm

Anyagminőség
Beton C20/25 (f_{ck} = 20,0 N/mm²)
Betonacél B500 (f_{yk} = 500 N/mm²)
Vasalási fok $\rho=(\rho_x\cdot\rho_y)^{1/2}=(1,06\cdot1,06)^{1/2}$ = 1,06 %
A_{sx} = 17,5 cm²/m (~ø20/160 mm): A_{sy} = 17,5 cm²/m (~ø20/180 mm)
A vasalást a külső átszúródási vonalon túl "Uout" le kell horgonyozni
Alsó vasalás esetleges tönkremenetel ellen szerint: V_{Ed} / 1,4 / f_{yk} = 5,7 cm²

Átszúródás ellenőrzése EC2 + ETA szabvány szerint
Faktor κ κ = min{1+(200/d)^1/2; 2} = 2,00
Lemezvastagság hatása η = 1+(d-200)/1000 {min 1,0; max 1,6} = 1,00
Faktor $C_{Rd,c}$ $C_{Rd,c}$ = 0,18/γ_c = 0,12
Minimális betonteherbírás v_{min} = (0,0525/γ_c)·$\kappa^{3/2}$·$f_{ck}^{1/2}$ = 442,7 kN/m²
Beton teherbírás $v_{Rd,c}$ = max{$C_{Rd,c}\cdot\kappa\cdot(\rho\cdot f_{ck})^{1/3}$; v_{min}} = 664,2 kN/m²

Alátámasztás széle u_0
Átszúródási vonal hossza u_0 = 0,900 m
Beton teherbírás $V_{Rd,c,max,u0}$ = 0,5·ν·f_{cd} = 3680,0 kN/m²
Beton teherbírás $V_{Rd,c,max,u0}$ = $v_{Rd,c,max,u0}\cdot d\cdot u_0$ = 546,6 kN

Kritikus átszúródási vonal u_{crit}
Kritikus távolság a_{crit} =2,0d = 330 mm
Átszúródási vonal hossza u_{crit} = 2,537 m
Felveendő nyíróerő $V_{Ed,ß}$ = ß·V_{Ed} = 521,3 kN
Beton teherbírás $V_{Rd,c,crit}$ = $v_{Rd,c}\cdot d\cdot u_{crit}$ = 278,0 kN
Maximális teherbírás $V_{Rd,max,crit}$ = $V_{Rd,c,crit,(CRdc=0,12)}\cdot1,96$ = 545,0 kN

min{$V_{Rd,c,crit}$; $V_{Rd,c,max,u0}$} = 278,0kN ≤ $V_{Ed,ß}$=521,3kN ≤ $V_{Rd,max,crit}$=545,0kN

Átszúródási vasalás szükséges, választott:

10x Schöck BOLE 10/160-8/A960-CV20

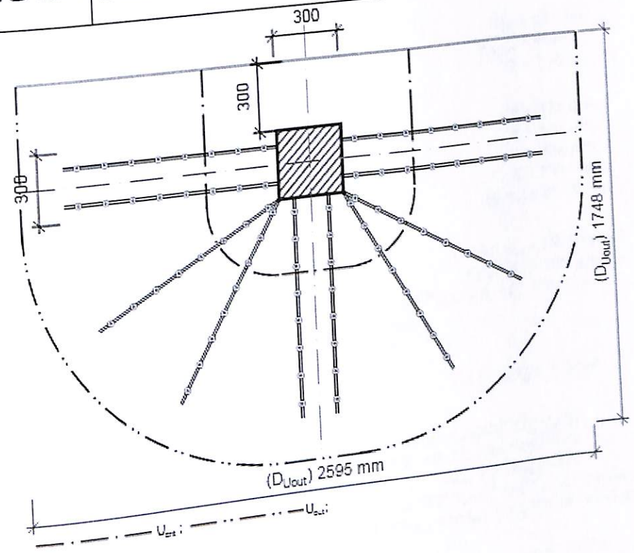
Az acél teherbírás ellenőrzése
$V_{Ed,ß}$=521,3kN ≤ $V_{Rd,sy,crit}$=$m_b\cdot n_b\cdot A_{s,l}\cdot f_{yd}/\eta$=683kN

Külső átszúródási vonal u_{out} (vorh ls < 1,5d)
A vasalt terület hossza ls = 900 mm
Átszúródási vonal hossza u_{out} = 5,105 m
Tehernövelő faktor $ß_{red}$ = ß = 1,30
Felveendő nyíróerő $V_{Ed,out}$ = $ß_{red}\cdot V_{Ed}$ = 521,3 kN
Beton teherbírás $v_{Rd,c,out}$ = max{$C_{Rd,c,out}\cdot\kappa\cdot(\rho\cdot f_{ck})^{1/3}$; v_{min}} = 664,2 kN/m²
Beton teherbírás $V_{Rd,c,out}$ = $v_{Rd,c,out}\cdot d\cdot u_{out}$ = 559,5 kN

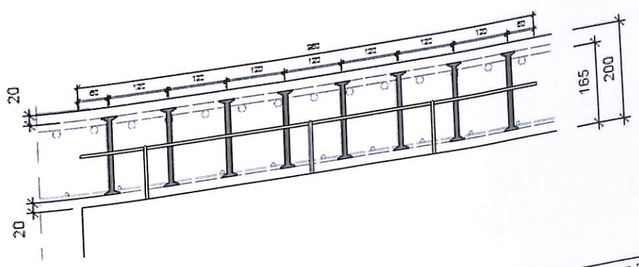
$V_{Ed,out}$=521,3kN ≤ $V_{Rd,c,out}$=559,5kN

Az átszúródássi vasalás hossza elegendő

-/-



10x Schöck BOLE 10/160-8/A960-CV20



Teher
Átszúródó erő V_{Ed} = 227 kN
Dinamikus rész $V_{Ed,dyn}$ = 0 kN
Tehernövelő faktor β = 1,15

Geometria - Belső oszlop Négyszög
Oszlop szélesség a = 300 mm
Oszlop vastagság b = 300 mm
Lemezvastagság h = 200 mm
Statikai magasság d = 163 mm
Betontakarás felül/alul co; cu = 20; 20 mm

Anyagminőség
Beton C20/25 (f_{ck} = 20,0 N/mm²)
Betonacél B500 (f_{yk} = 500 N/mm²)
Vasalási fok $\rho=(\rho_x\cdot\rho_y)^{1/2}=(0{,}46\cdot0{,}46)^{1/2}$ = 0,46 %
A_{sx} = 7,5 cm²/m (~ø20/419 mm): A_{sy} = 7,5 cm²/m (~ø20/419 mm)
A vasalást a külső átszúródási vonalon túl "Uout" le kell horgonyozni
Alsó vasalás esetleges tönkremenetel ellen szerint: V_{Ed} / 1,4 / f_{yk} = 3,2 cm²

Átszúródás ellenőrzése EC2 + ETA szabvány szerint
Faktor κ $\kappa = \min\{1+(200/d)^{1/2}; 2\}$ = 2,00
Lemezvastagság hatása $\eta = 1+(d-200)/1000$ {min 1,0; max 1,6} = 1,00
Faktor $C_{Rd,c}$ $C_{Rd,c} = 0{,}18/\gamma_c$ = 0,12
Minimális betonteherbírás $v_{min} = (0{,}0525/\gamma_c)\cdot\kappa^{3/2}\cdot f_{ck}^{1/2}$ = 442,7 kN/m²
Beton teherbírás $v_{Rd,c} = \max\{C_{Rd,c}\cdot\kappa\cdot(\rho\cdot f_{ck})^{1/3}; v_{min}\}$ = 502,9 kN/m²

Alátámasztás széle u_0
Átszúródási vonal hossza u_0 = 1,200 m
Beton teherbírás $v_{Rd,c,max,u0} = 0{,}5\cdot v\cdot f_{cd}$ = 3680,0 kN/m²
Beton teherbírás $V_{Rd,c,max,u0} = v_{Rd,c,max,u0}\cdot d\cdot u_0$ = 719,6 kN

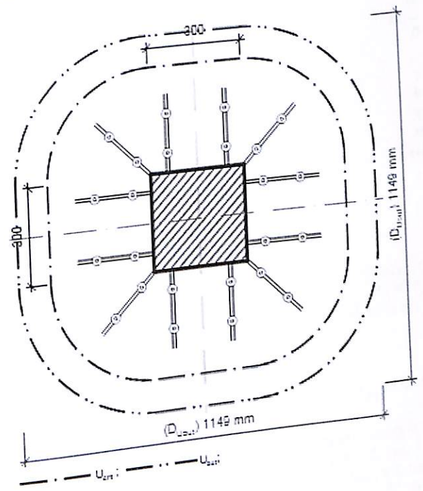
Kritikus átszúródási vonal u_{crit}
Kritikus távolság a_{crit} =2,0d = 326 mm
Átszúródási vonal hossza u_{crit} = 3,248 m
Felveendő nyíróerő $V_{Ed,ß} = ß\cdot V_{Ed}$ = 261,1 kN
Beton teherbírás $V_{Rd,c,crit} = v_{Rd,c}\cdot d\cdot U_{crit}$ = 266,3 kN
Maximális teherbírás $v_{Rd,max,crit} = v_{Rd,c,crit,(CRdc=0,12)}\cdot 1{,}96$ = 521,9 kN

$V_{Ed,ß}$=261,1kN ≤$V_{Rd,c,crit}$=266,3kN
Nincs szükség átszúródási vasalásra választott

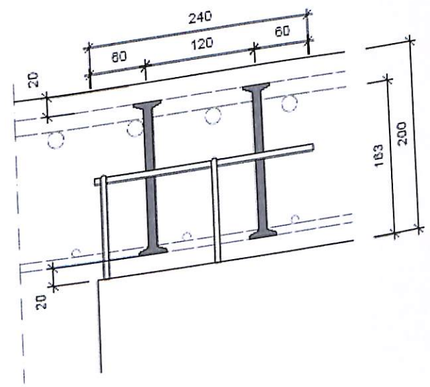
12x Schöck BOLE 10/160-2/A240-CV20

Az acél teherbírás ellenőrzése
$V_{Ed,ß}$=261,1kN ≤ $V_{Rd,sy,crit}=m_c\cdot n_c\cdot A_{s,l}\cdot f_{yd}/\eta$=820kN
Külső átszúródási vonal u_{out} (vorh ls = 1,5d) ls = 180 mm
A vasalt terület hossza u_{out} = 3,867 m
Átszúródási vonal hossza $ß_{red} = ß$ = 1,15
Tehernövelő faktor $V_{Ed,out} = ß_{red}\cdot V_{Ed}$ = 261,1 kN
Felveendő nyíróerő $v_{Rd,c,out} = \max\{C_{Rd,c,out}\cdot\kappa\cdot(\rho\cdot f_{ck})^{1/3}; v_{min}\}$ = 502,9 kN/m²
Beton teherbírás $V_{Rd,c,out} = v_{Rd,c,out}\cdot d\cdot u_{out}$ = 317,0 kN
Beton teherbírás
$V_{Ed,out}$=261,1kN ≤ $V_{Rd,c,out}$=317,0kN
Az átszúródássi vasalás hossza elegendő

-/-



12x Schöck BOLE 10/160-2/A240-CV20



Dátum: 2015.05.16.

Schöck BOLE Verzió : 2.10.04

-/-

Teher

Átszúródó erő	V_{Ed} = 245 kN
Dinamikus rész	$V_{Ed,sym}$ = 0 kN
Tehernövelő faktor	β = 1,15

Geometria - Belső oszlop Négyszög

Oszlop szélesség	a = 300 mm
Oszlop vastagság	b = 300 mm
Lemezvastagság	h = 200 mm
Statikai magasság	d = 163 mm
Betontakarás felül/alul	co; cu = 20; 20 mm

Áttörések

Nr	X	Y	l1	l2
1	0	-350	400	400

Anyagminőség

Beton	C20/25 (f_{ck} = 20,0 N/mm²)
Betonacél	B500 (f_{yk} = 500 N/mm²)
Vasalási fok	$\rho=(\rho_x \cdot \rho_y)^{1/2}=(0,57 \cdot 0,57)^{1/2}$ = 0,57 %

A_{sx} = 9,3 cm²/m (~ø20/338 mm): A_{sy} = 9,3 cm²/m (~ø20/338 mm)
A vasalást a külső átszúródási vonalon túl "Uout" le kell horgonyozni
Alsó vasalás esetleges tönkremenetel ellen szerint: V_{Ed} / 1,4 / f_{yk} = 3,5 cm²

Átszúródás ellenőrzése EC2 + ETA szabvány szerint

Faktor κ	$\kappa = \min\{1+(200/d)^{1/2}; 2\}$ = 2,00
Lemezvastagság hatása	$\eta = 1+(d-200)/1000$ {min 1,0; max 1,6} = 1,00
Faktor $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c$ = 0,12
Minimális betonteherbírás	$v_{min} = (0,0525/\gamma_c) \cdot \kappa^{3/2} \cdot fck^{1/2}$ = 442,7 kN/m²
Beton teherbírás	$v_{Rd,c} = \max\{C_{Rd,c} \cdot \kappa \cdot (\rho \cdot f_{ck})^{1/3}; v_{min}\}$ = 540,1 kN/m²

Alátámasztás széle u_0

Átszúródási vonal hossza	u_0 = 0,825 m
Beton teherbírás	$v_{Rd,c,max,u0} = 0,5 \cdot \nu \cdot f_{cd}$ = 3680,0 kN/m²
Beton teherbírás	$V_{Rd,c,max,u0} = v_{Rd,c,max,u0} \cdot d \cdot u_0$ = 719,8 kN

Kritikus átszúródási vonal u_{crit}

Kritikus távolság	a_{crit} =2,0d = 326 mm
Átszúródási vonal hossza	u_{crit} = 2,284 m
Átszúródási vonal csökkenése áttörés miatt	$\Delta u_{crit,om}$ = 0,965 m
Felveendő nyíróerő	$V_{Ed,0} = ß \cdot V_{Ed}$ = 281,8 kN
Beton teherbírás	$V_{Rd,c,crit} = v_{Rd,c} \cdot d \cdot U_{crit}$ = 201,1 kN
Maximális teherbírás	$V_{Rd,max,crit} = V_{Rd,c,crit,(CRdc=0,12)} \cdot 1,96$ = 394,1 kN

$\min\{V_{Rd,c,crit}; V_{Rd,c,max,u0}\}$ = 201,1kN ≤ $V_{Ed,0}$=281,8kN ≤ $V_{Rd,max,crit}$=394,1kN

Átszúródási vasalás szükséges, választott:

8x Schöck BOLE 10/160-3/A360-CV20

Az acél teherbírás ellenőrzése

$V_{Ed,0}$=281,8kN ≤ $V_{Rd,sy,crit}$=$m_c \cdot n_c \cdot A_{s,l} \cdot f_{yd}/\eta$=546kN

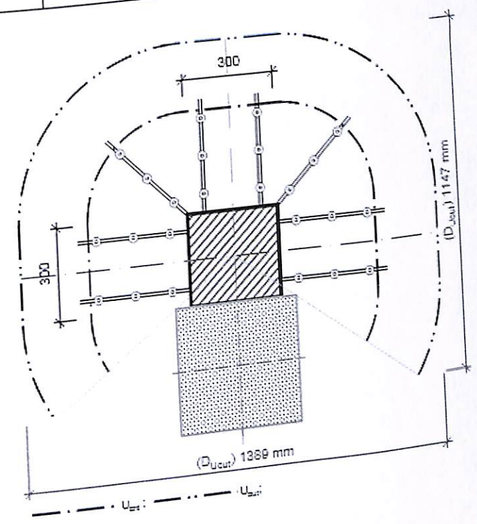
Külső átszúródási vonal u_{out} (vorh ls < 1,6d)

A vasalt terület hossza	ls = 300 mm
Átszúródási vonal hossza	u_{out} = 3,251 m
Tehernövelő faktor	$ß_{red}$ = ß = 1,15
Felveendő nyíróerő	$V_{Ed,out} = ß_{red} \cdot V_{Ed}$ = 281,8 kN
Beton teherbírás	$v_{Rd,c,out} = \max\{C_{Rd,c,out} \cdot \kappa \cdot (\rho \cdot f_{ck})^{1/3}; v_{min}\}$ = 540,1 kN/m²
Beton teherbírás	$V_{Rd,c,out} = v_{Rd,c,out} \cdot d \cdot u_{out}$ = 286,3 kN

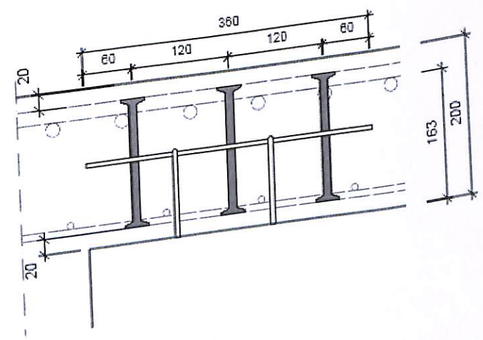
$V_{Ed,out}$=281,8kN ≤ $V_{Rd,c,out}$=286,3kN

Az átszúródássi vasalás hossza elegendő

-/-



8x Schöck BOLE 10/160-3/A360-CV20



Dátum: 2015.05.16.

Schöck BOLE Verzió : 2.10.04

-/-

Kimutatás pozíciók szerint

Pozíció neve	BOLE típus	Poz. Száma	db/ poz.
A oszlop pince feletti födémnél	Schöck BOLE 10/160-3/A360-CV20	3	12
H oszlop 1. emelet feletti födémnél	Schöck BOLE 10/150-7/A770-CV25	1	11
Földszint feletti födém H és F oszlopnál	Schöck BOLE 10/160-8/A960-CV20	2	10
A oszlopnál zárófödém szintjén	Schöck BOLE 10/160-2/A240-CV20	1	12
B oszlopnál a záróföd*ém szintjén*	Schöck BOLE 10/160-3/A360-CV20	1	8

Összegzés

BOLE típus	db
	44
Schöck BOLE 10/160-3/A360-CV20	11
Schöck BOLE 10/150-7/A770-CV25	20
Schöck BOLE 10/160-8/A960-CV20	12
Schöck BOLE 10/160-2/A240-CV20	

15.F1 faltartó méretezése:

Az F1 falnál levő falszakasz terhe túl nagy ahhoz, hogy a födémre terhelve a födém még gazdaságosan bevasalható legyen. Ezért az F1 falat faltartóvá alakítom és ez a faltartó veszi majd fel az igénybevételeket.

15.1.F1 faltartó terhei és betonacél szükséglete:

Terhek számítása törésképből.

Terhek:

F_1=szintek száma*(faltartóra terhelő falszakasz hossza*terhelő mező szélessége*teher intenzitása)+fal tömege=2*(0,88*(3,22+1,80)*15,46)+2*0,88*24,47=***179,66KN***

F_2=szintek száma*(faltartó hossza*terhelő mező szélessége*teher intenzitása)+fal tömege=2*(0,6*2,18*15,46)+2*0,6*24,47=***69,81KN***

Ébredő nyomatéki igénybevétel:

$M_{ed}=F_1$*erőkar+F*erőkar=179,66*0,6+69,81*0,3=***128,74KNm***

A nyomatékot felvevő belső erők karja: h=belmagasság+ födém vtg./2+födém alja és húzott vas távolsága)=280+10+14=306cm=3,04m

$A_{sreg}=(M/h)/f_{yd}=(128,74*10^6/3040)/435=$***98mm²***

Mivel a szegővasak sarkaiba kell 1-1 szál vas ezért:

$A_{sprov}=$***226mm²*** ***→2ϕ12***

16.Alapozás méreteinek tervezése

16.1.Alapozásra jutó terhek

SA1 alaptest terhe:

Tető terhei: P_1=(114,69+143,79+266,94)/11,87=44,26KN/m

2. emeleti födém: P_2=13,44+(2,175*15,46+0,4*1,5*15,01)=56,07KN/m

1. emeleti födém: P_3=13,44+(2,175*15,46+0,55*1,5*15,01)=59,45KN/m

Földszinti födém+Garázs fal önsúly: P_4=23,79+13,44+(2,175*15,46)=70,84KN/m

$P_{ed}=P_1+P_2+P_3+P_4$=44,26+56,07+59,45+70,84=***230,62KN/m***

SA2 alaptest terhe:

Tető terhei: P_1=7,30KN/m

2. emeleti födém: P_2=2,50*15,46=38,65KN/m

1. emeleti födém: P_3=13,44+(2,80*15,46+1,5*15,01)=79,24KN/m

Földszinti födém+Garázs fal önsúly: P_4=23,79+13,44+(2,20*15,46)=71,24KN/m

$P_{ed}=P_1+P_2+P_3+P_4$=7,30+38,65+79,24+71,24=***196,43KN/m***

SA3, SA4 és SA5 alaptest terhe:

2. emeleti födém: P_1=13,44+0,7*15,46=24,26KN/m

1. emeleti födém: P_2= P_1=24,26KN/m

Földszinti födém+Garázs fal önsúly: P_3=23,79+13,44+(0,8*15,46)=51,60KN/m

$P_{ed}=P_1+P_2+P_3$=24,26+24,26+51,60=***100,12KN/m***

SA6 alaptest terhe:

Tető terhei: P_1=7,30KN/m

2. emeleti födém: P_2=(2,00*15,46)=30,92KN/m

1. emeleti födém: P_3=13,44+(2,00*15,46+1,5*15,01)=66,88KN/m

Földszinti födém+Garázs fal önsúly: P_4=23,79+13,44+(2,0*15,46)=68,25KN/m

$P_{ed}=P_1+P_2+P_3+P_4$=7,30+30,92+66,88+68,25=***173,35KN/m***

SA7 alaptest terhe:

A záródödém által átadott terhek megszerzése Axis-ból történik.

Tető terhei: P_1=(196,05*0,5+126,20*0,5+75,59*3,9)/11,87=38,41KN/m

2. emeleti födém: P_2=13,44+(2,0*15,46)=44,36KN/m

1. emeleti födém: P_3= P_2=44,36KN/m

Földszinti födém+Garázs fal önsúly: P_4=23,79+13,44+(2,0*15,46)=68,15KN/m

Mértékadó D oszlopról lejutó teher: P_5=380,22/((2,35+0,5)*2)=66,85KN/m

$P_{ed}=P_1+P_2+P_3+P_4+P_5$=38,41+44,36+44,36+68,15+66,85=***219,37KN/m***

SA8 alaptest terhe:

Földszinti födém+Garázs fal önsúly: P_{ed}=23,79+(2,65*15,01)=***63,57KN/m***

SA9 alaptest terhe:

Földszinti födém+Garázs fal önsúly: P_{ed}=23,79+((1,0+1,7)*15,01)=***64,32KN/m***

SA10 alaptest terhe:

1. emeleti födém: P_1=13,44*0,75+(1,94*0,75*15,46)=32,97KN/m

Földszinti födém+Garázs fal önsúly: P_2=23,79+(1,0*15,01)=38,80KN/m

F és K oszlopról lejutó teher+ garázs feletti födém gerendájának nyírása:

P_3=910,82+49,21+247,93+89,05/1,5=864,67KN/m

$P_{ed}=P_1+P_2+P_3$ =32,97+38,80+864,67=***936,44KN/m***

SA11 alaptest terhe:

Tető terhei: P_1=7,30KN/m

2. emeleti födém: P_2=1,9*15,46=29,37KN/m

1. emeleti födém: P_3=13,44+29,37=42,81KN/m

Földszinti födém+Garázs fal önsúly: P_4=23,79+13,44+(0,7*15,46)=48,05KN/m

Mértékadó J oszlopról lejutó teher: P_5=(2/3)*993,26/(2,35+1,6)*2)=83,82KN/m

$P_{ed}=P_1+P_2+P_3+P_4+P_5$=7,30+29,37+42,81+48,05+83,82=***211,35KN/m***

SA12 alaptest terhe:

2. emeleti födém: P_1=1,3*15,46=20,10KN/m

1. emeleti födém: P_2=13,44+1,3*15,46=33,54KN/m

Földszinti födém+Garázs fal önsúly: P_3=23,79+13,44+(1,0*15,46)=52,69KN/m

Mértékadó H oszlopról lejutó teher+gerenda terhei: P_4=771,38+250,71/1,4=730,06KN/m

$P_{ed}=P_1+P_2+P_3+P_4$ =20,10+33,54+52,69+730,06=***836,39KN/m***

SA13 alaptest terhe:

Földszinti födém+Garázs fal önsúly: P_1=23,79+(1,0*15,46)=39,25KN/m

Mértékadó J oszlopról lejutó teher+gerenda terhei:

P_2=(1/3)*993,26+189,05+48,27/1,13=547,51KN/m

$P_{ed}=P_1+P_2$ =39,25+503,47=***542,72KN/m***

SA14 alaptest terhe:

Földszinti födém+Garázs fal önsúly: P_1=23,79+(1,0*15,46)=39,25KN/m

P_2=0,5*189,05+391,10/1,4=346,88KN/m

$P_{ed}=P_1+P_2$ =39,25+346,88=***386,13KN/m***

SA15alaptest terhe:

Lépcső terhei: P_1=(0,4*79,1+1,225*24,56)/1,625)*3=113,96KN/m

Zárófödém terhe: P_2=35,00KN/m

Falak terhei: P_3=1,35*0,25*((2*2,8)+2,9+2,35)*25=91,55KN/m

Födémek terhei: P_4=2,1*15,46*2+1,6*15,46=89,67KN/m

$P_{ed}=P_1+P_2+P_3+P_4$ =113,96+35,00+91,55+89,67=***330,18KN/m***

SA16alaptest terhe:

Lépcső terhei: P_1=(0,4*79,1+1,225*24,56)/1,625)*3=113,96KN/m

Zárófödém terhe: P_2=35,00KN/m

Falak terhei: P_3=1,35*0,25*((2*2,8)+2,9+2,35)*25=91,55KN/m

Födémek terhei: P_4=1,35*15,46+1,1*15,46*2=54,88KN/m

$P_{ed}=P_1+P_2+P_3+P_4$ =113,96+35,00+91,55+54,88=***295,39KN/m***

PA1 Mértékadó oszlopteher:

F=***1952,54KN***

16.2.Alapozás méreteinek tervezése törő teherre

16.2.1.Talaj adatok:

Sárga homoklisztes homok:

Testsűrűség: 1,9t/m^3

Belső súrlódási szög: 25°

Kohézió: c=0

Talaj határfeszültség alapértéke: 280KN/m^2

Összenyomódási modulus: 25MN/m^2

16.2.2.Mellé építésnél levő SA7 alaptest méretezése:

Alaptest méretének közelítő meghatározása: As=-1,90m

F=szerkezet terhe + alaptest önsúly=219,37+(1,35*0,85*0,5*25)=***233,71KN***

Alaptest méretének meghatározása törő képlettel:

$N_q=(e^{\Pi*tg\gamma})*tg^2(45+\gamma/2)=(e^{\Pi*tg25})*tg^2(45+25/2)$= 10,66

$N_\gamma=2*(N_q-1)*tg\gamma=2*(10,66-1)*tg25=9,01$

$q'=0,5*1,9*10=9,5KN/m^2$

$233,71 \leq B*(9,5*10,66)+(0,5*19*B*9,01)$

$233,71 \leq 101,27B/1,4+85,60B^2/1,4$

B=1,45m törőképlet alapján

B_{eff}=0,3+2*8=***0,46m*** B_{eff}***<B így nem felel meg.***

Alaptest szélessége amennyiben az alapozási síkot levisszük -3,00m-re: ***B=84cm>B_{eff}***

Nem felel meg! (Számításhoz szükséges adatok a 16.2.3.-as pont alapján)

Talajerősítést és a szomszédos épület alapozási síkjának lejjebbvitelét kell elvégezni a mellé építésnél.

B_{alk}=0,8m

16.2.3.SA10, SA12, alaptest méretezése:

Alaptest méretének közelítő meghatározása:

As=-3,00m

B=Alaptest szélessége

F=szerkezet terhe + alaptest önsúly=

=936,44+(1,35*1,10*0,3*25)+(1,35*0,8*2,6*25)=***1019,15KN***

q'=1,6*19=30,4

1001,6≤B*(30,4*10,66)+(0,5*19*B*9,01)

1001,6≤324,06B/1,4+85,60B^2/1,4

B=2,59m →***B_{alk}=2,60m***

c_1=1+t+2,0/4=1+1,6+2,0/4=1,15

c_2=1

$\sigma_h = c_1 * c_2 * \sigma_a$ =1,15*1*280=322KN/m^2

σ_0=F/A≤σ_h

σ_0=F/A=1019,15/(2,60*1,78)=220,21KN/m^2<σ_h ***Megfelel!***

Méretezett vasalással ellátott alaptest szükséges!

16.2.4.SA13 alaptest méretezése:

Alaptest méretének közelítő meghatározása:

As=-3,00m

B=Alaptest szélessége

F=szerkezet terhe + alaptest önsúly=542,72+(1,35*1,10*0,3*25)+(1,35*0,6*1,85*25)=***591,32KN***

q'=1,6*19=30,4

635,36≤B*(30,4*10,66)+(0,5*19*B*9,01)

591,32≤324,06B/1,4+85,60B^2/1,4

B=1,75m →***B_{alk}=1,75m***

c_1=1+t+B/4=1+1,6+1,75/4=1,09

c_2=1

$\sigma_h = c_1 * c_2 * \sigma_a$ =1,09*1*280=305KN/m^2

F/A=591,32/(1,75*1,13)=299KN/m^2<σ_h ***Megfelel!***

Méretezett vasalással ellátott alaptest szükséges!

16.2.5.SA14, SA15 és SA16 alaptest méretezése:

Alaptest méretének közelítő meghatározása:

As=-3,00m

B=Alaptest szélessége

F=szerkezet terhe + alaptest

önsúly=386,13+(1,35*1,10*0,3*25)+(1,35*0,6*1,35*25)=***424,60KN***

q'=1,6*19=30,4

424,60≤B*(30,4*10,66)+(0,5*19*B*9,01)

424,60≤324,06B/1,4+85,60B^2/1,4

B=1,35m →***B_{alk}=1,35m***

c_1=1+t+B/4=1+1,6+1,35/4=0,99

c_2=1

$\sigma_h = c_1 * c_2 * \sigma_a$ =0,99*1*280=277KN/m^2

F/A=424,60/(1,35*1,0)=314KN/m^2>σ_h ***Nem felel meg!***

B=1,5m

c_1=1+t+B/4=1+1,6+1,5/4=1,03

c_2=1

$\sigma_h = c_1 * c_2 * \sigma_a$ =1,03*1*280=288KN/m^2

F/A=427,67/(1,5*1,0)=285KN/m^2<σ_h ***Megfelel!***

B_{alk}=1,5m

16.2.6. Összes többi fal alatti alaptest méretezése:

Alaptest méretének közelítő meghatározása:

As=-3,00m

B=Alaptest szélessége

F=szerkezet terhe + alaptest

önsúly=236,37+(1,35*1,1*0,3*25)+(1,35*0,6*1,0*25)=***267,76KN***

q'=1,6*19=30,4

267,76≤B*(30,4*10,66)+(0,5*19*B*9,01)

267,76≤324,06B/1,4+85,60B^2/1,4

B=0,92m →***B_{alk}=1,00m***

c_1=1+t+B/4=1+1,6+1/4=0,9

c_2=1

$\sigma_h = c_1 * c_2 * \sigma_a$ =0,9*1*280=252KN/m^2

F/A=267,76/1,0=267,76KN/m^2>σ_h ***Nem felel meg!***

B=1,1m

c_1=1+t+B/4=1+1,6+1,1/4=0,925

c_2=1

$\sigma_h = c_1 * c_2 * \sigma_a$ =0,925*1*280=259KN/m^2

F/A=269,79/(1,10*1,0)=245,26KN/m^2<σ_h ***Megfelel!*** (F érték növelt alaptestre vonatkozik)

B_{alk}=1,1m (SA1 alaptestnél)

Többinél: Mértékadó: SA11

211,35+(1,35*1,1*0,3*25)+(1,35*0,6*1,0*25)=***242,74KN***

F/A=211,35/1=211,35KN/m^2<σ_h ***Megfelel!*** σ_h=252KN/m^2

B_{alk}=1,00m Az összes többi sávalapnál

16.2.7. Pilléralap méretezése:

Alaptest méretének közelítő meghatározása:

As=-3,00m

B=Alaptest szélessége

F=oszlop terhe + alaptest

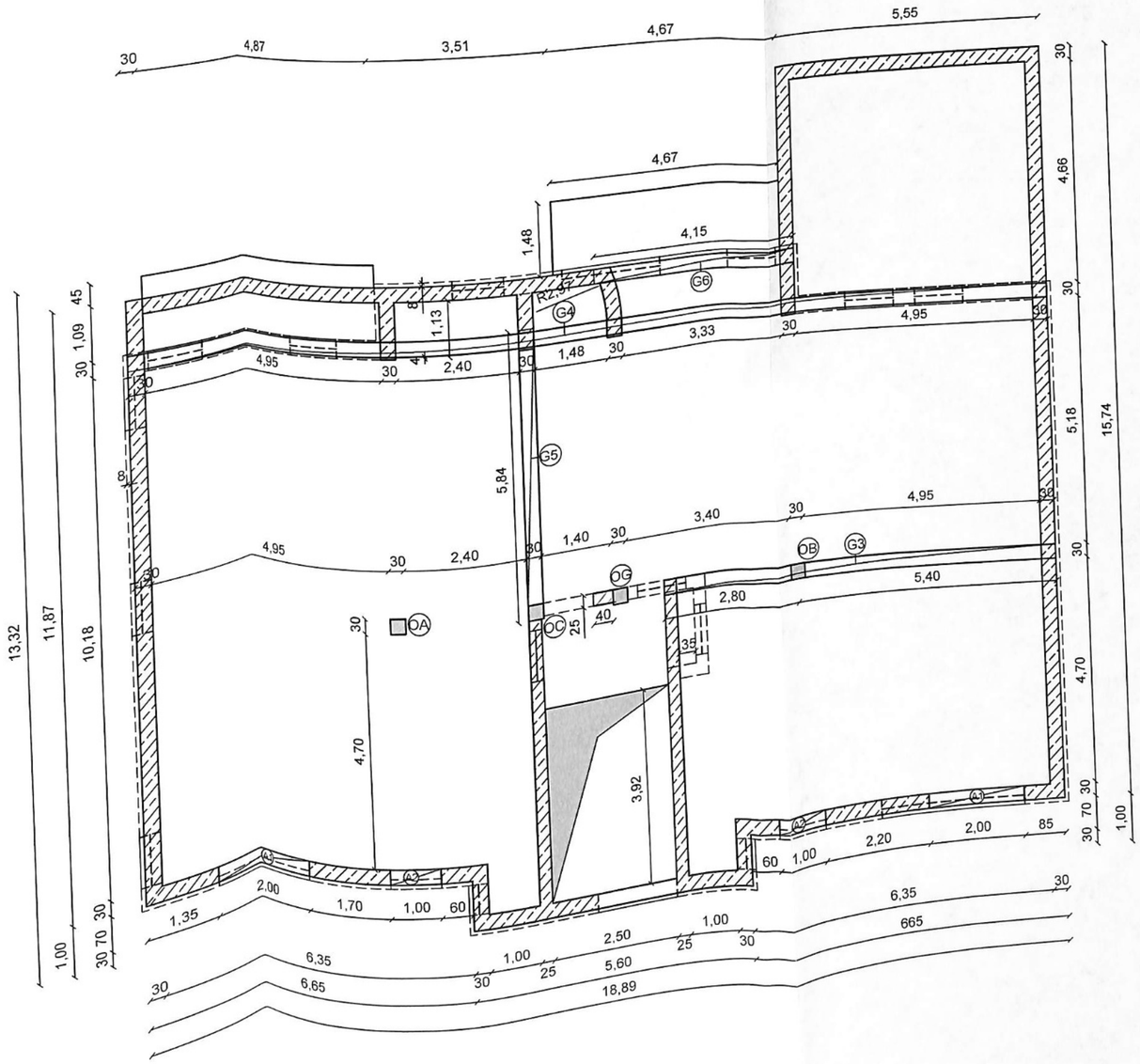
önsúly=1952,54+(1,35*0,7*0,3*0,3*25)+(1,35*1,0*2,4*2,4*25)=***2149,07KN***

q'=1,6*19=30,4

S_γ=1-0,3*(B/L)=1-(0,3*(1/1)=0,7

S_q=1+(B/L)*SINϕ=1+SIN25°=1,42

Garázs feletti födém pozíciós terve M=1:100



:Vasbeton

:Födém felett levő nyílás jelölése

:Födém alatt levő nyílásáthidaló jelölése

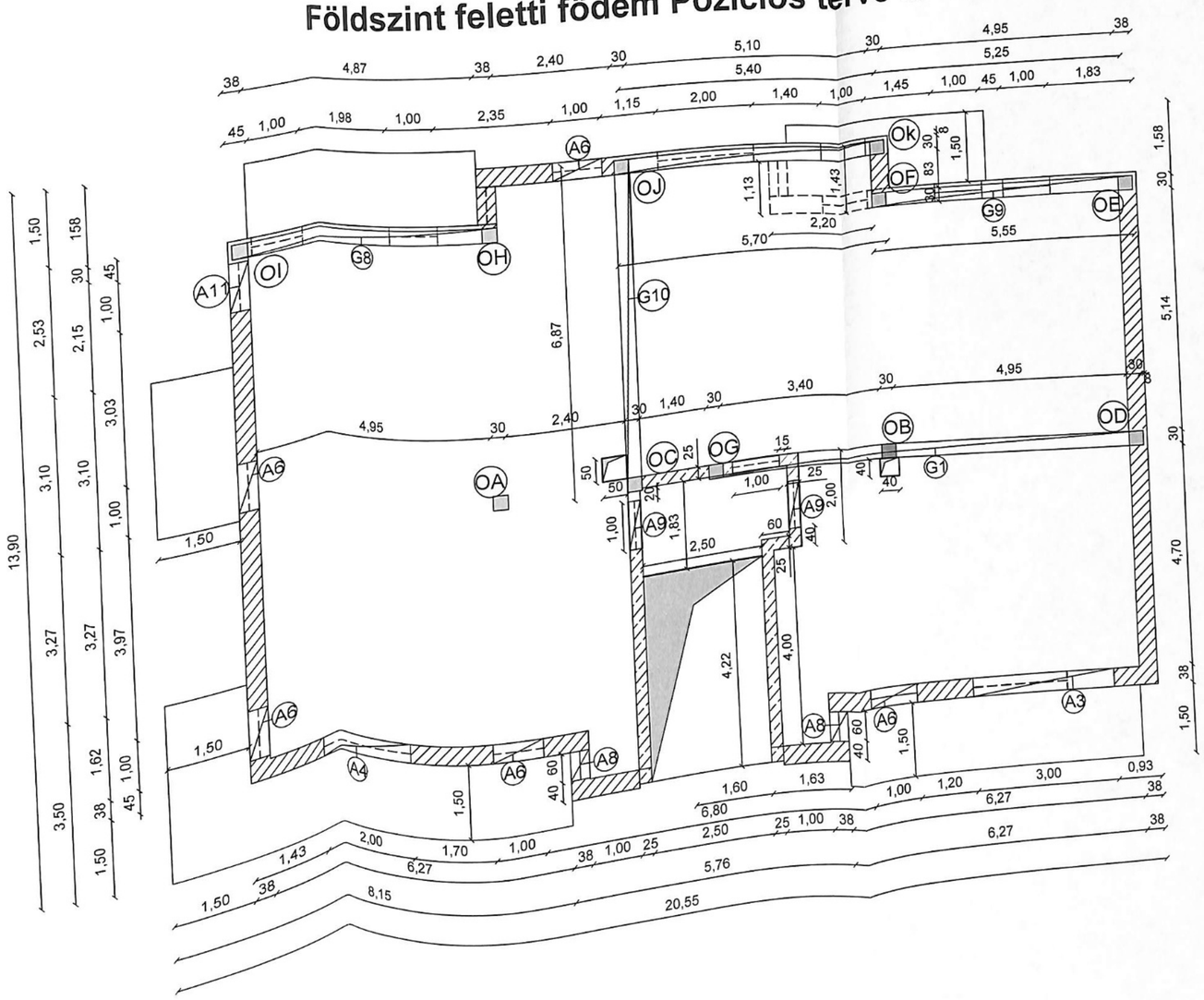
Megjegyzés:
+0,00=109,36mBf
Födém alsó síkja: +0,90m

SZIE-YMÉK		
8 lakásos társasház	Budapest, XIV. ker. Királyhida u. 1.	
Garázs feletti födém pozíciós terve		1:100
Sárközi István Zoltán	2015.05.[redacted]	P1

AUTODESK TERMEK OKTATASI VERZIOJAVAL KESZULT

AUTODESK TERMEK OKTATASI VERZIOJAVAL KESZULT

Földszint feletti födém Pozíciós terve M=1:100



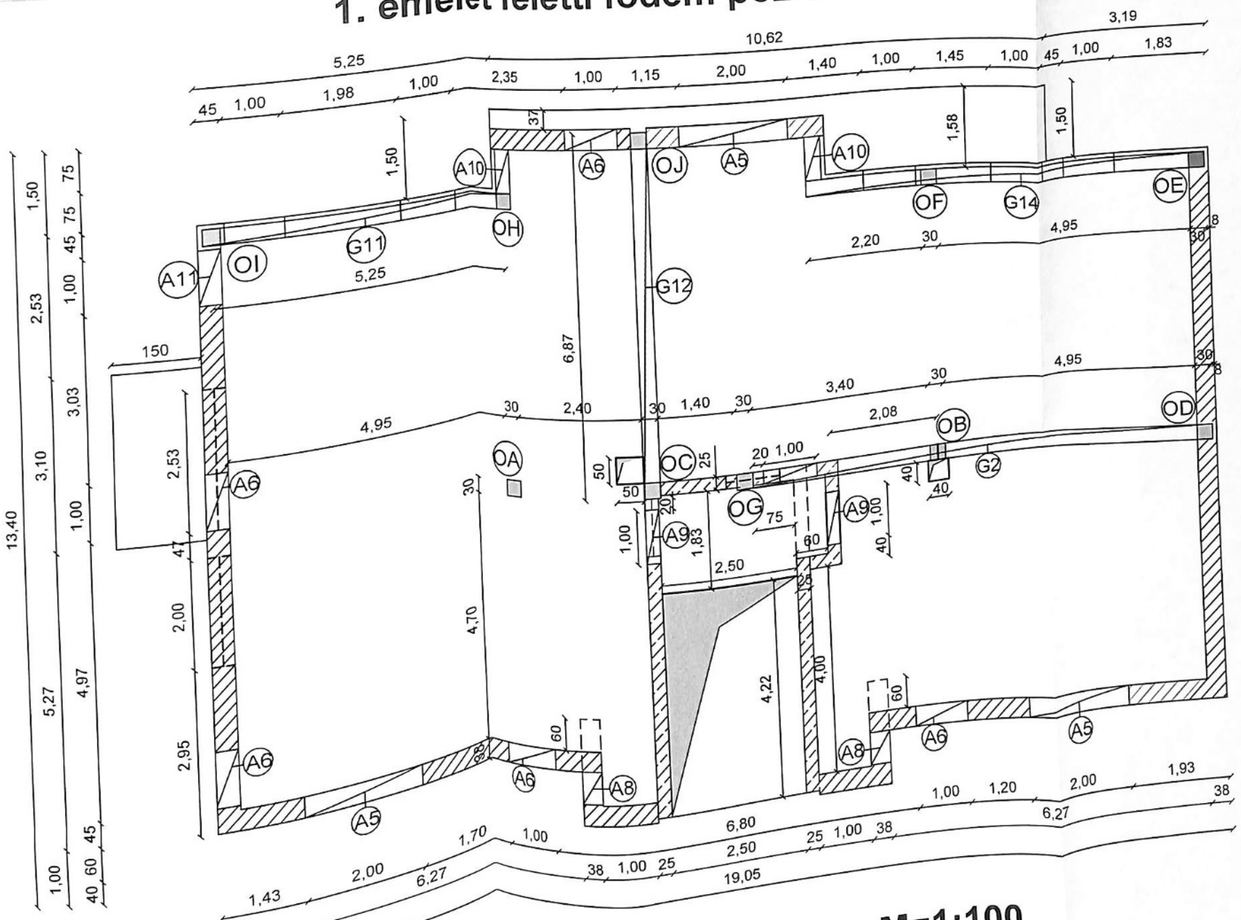
Megjegyzés:
+0,00=109,36mBf
Födém alsó síkja: +3,90m

SZIE-YMÉK			
8 lakásos társasház	Budapest, XIV. ker. Királyhida u. 1.		
Földszint feletti födém pozíciós terve			1:100
Sárközi István Zoltán		2015.05.2[redacted] Tel:	P2

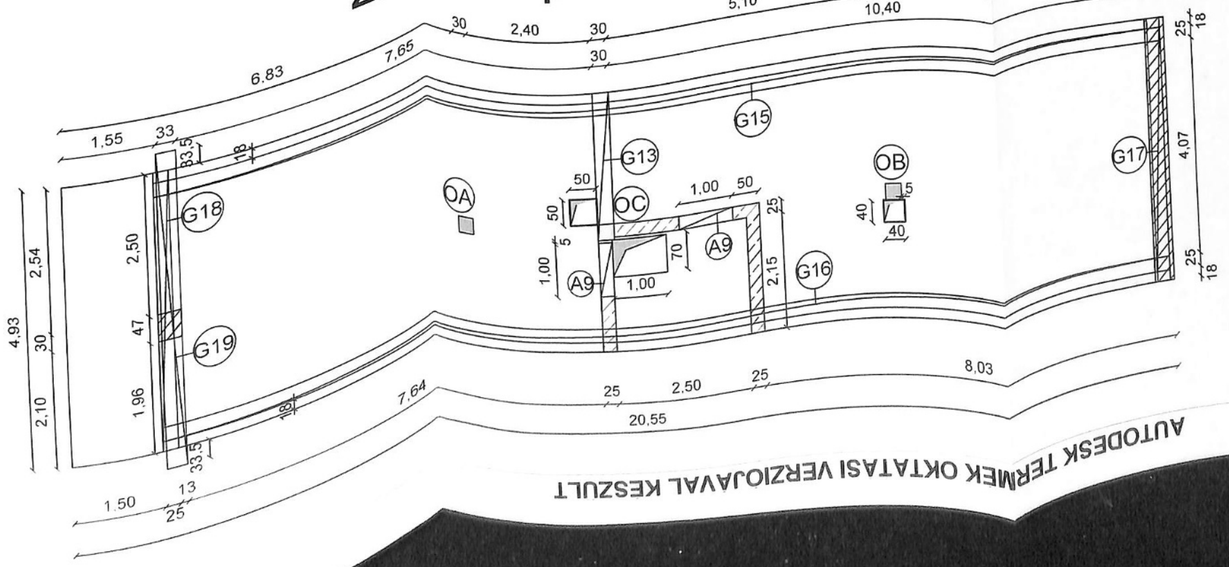
AUTODESK TERMÉK OKTATÁSI VERZIÓJAVAL KÉSZÜLT

AUTODESK TERMEK OKTATASI VERZIOJAVAL KESZULT

1. emelet feletti födém pozíciós terve M=1:100



Zárófödém pozíciós terve M=1:100



:Porotherm tégla 38 N+F

:Vasbeton

:Födém felett levő nyílás jelölése

:Födém alatt levő nyílásáthidaló jelölése

:Gerenda alatt levő nyílás külön áthidalást nem igényel

Megjegyzés:
+0,00=109,36mBf
Az 1. emelet feletti födém alsó síkja: +6,90m
A Zárófödém alsó síkja: +10,00m

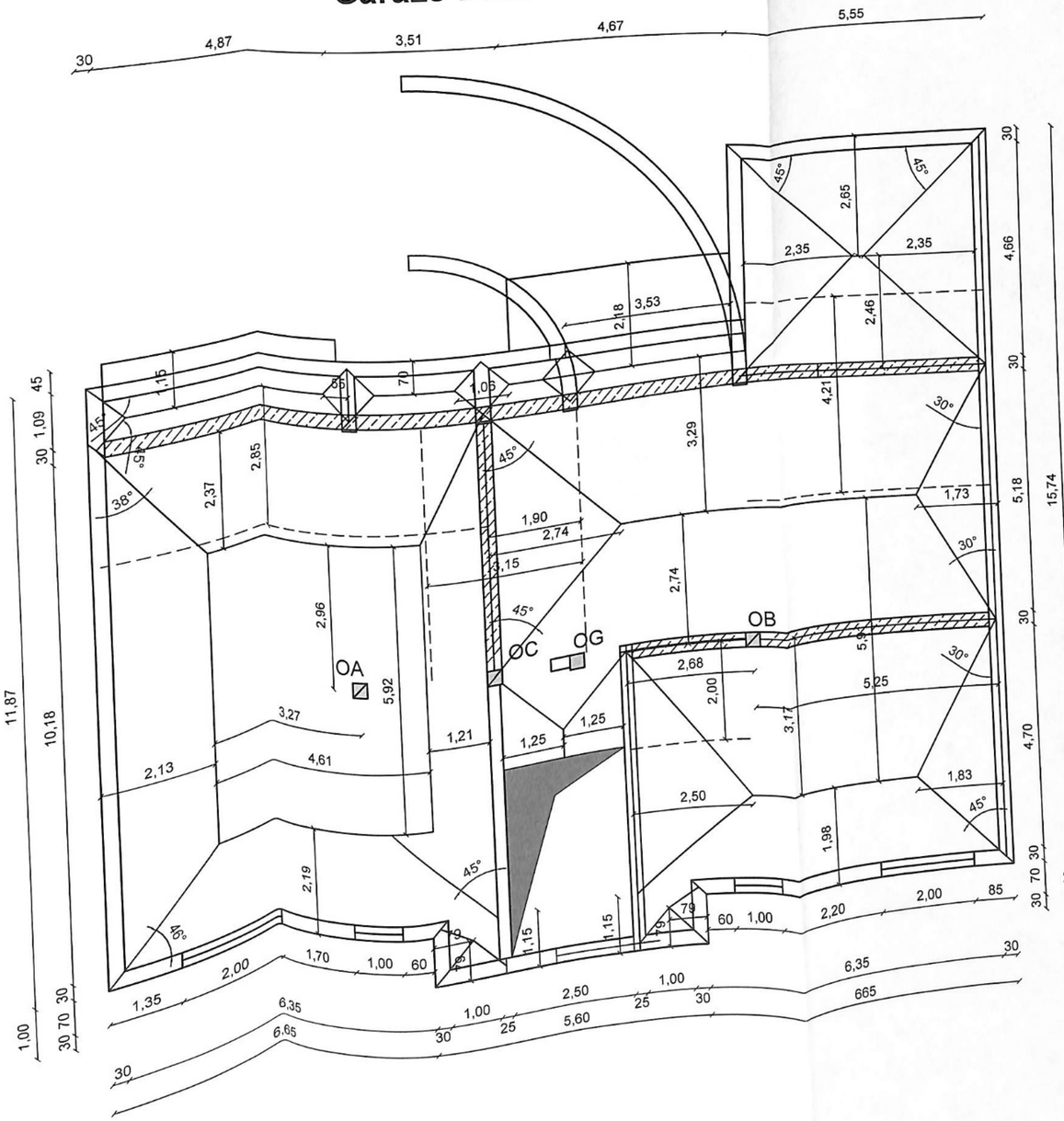
SZIE-YMÉK		
8 lakásos társasház	Budapest, XIV. ker. Királyhida u. 1.	
1. emelet feletti födém és záróföldém pozíciós terve		1:100
Sárközi István Zoltán	2015.04	[redacted]3

AUTODESK TERMEK OKTATASI VERZIOJAVAL KESZULT

AUTODESK TERMEK OKTATASI VERZIOJAVAL KESZULT

AUTODESK TERMEK OKTATASI VERZIOJAVAL KESZULT

Garázs feletti födém törésképe M=1:100



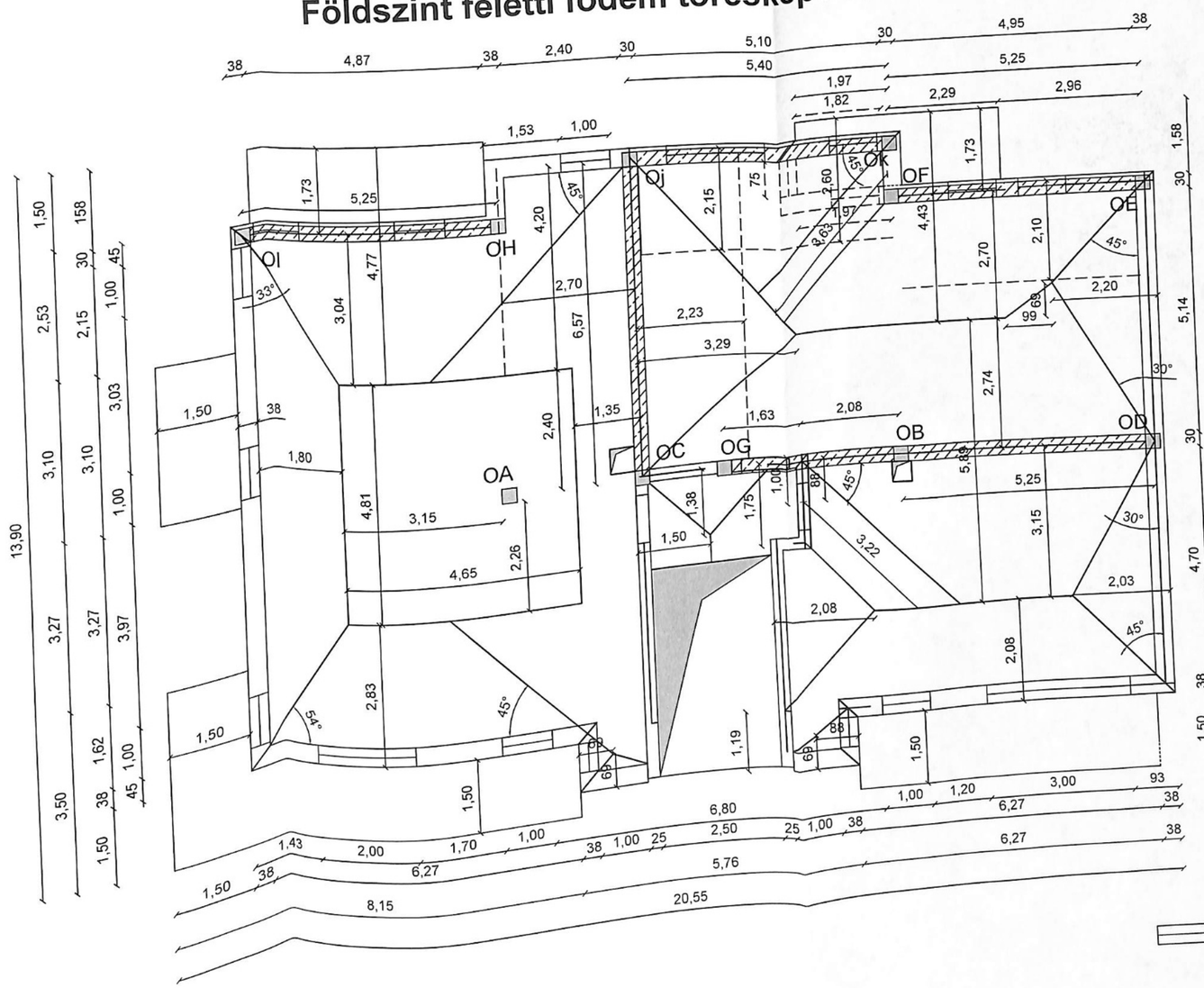
Megjegyzés:
A töréskép felvétele a szögek és arányokra vonatkozó szabályok és az AxisVm12 eredmények figyelembevételével készült

SZIE-YMÉK		
8 lakásos társasház	Budapest, XIV. ker. Királyhida u. 1.	
Garázs feletti födém törésképe		1:100
Sárközi István Zoltán		2015.04. [redacted]

AUTODESK TERMEK OKTATASI VERZIOJAVAL KESZULT

AUTODESK TERMEK OKTATASI VERZIOJAVAL KESZULT

Földszint feletti födém törésképe M=1:100



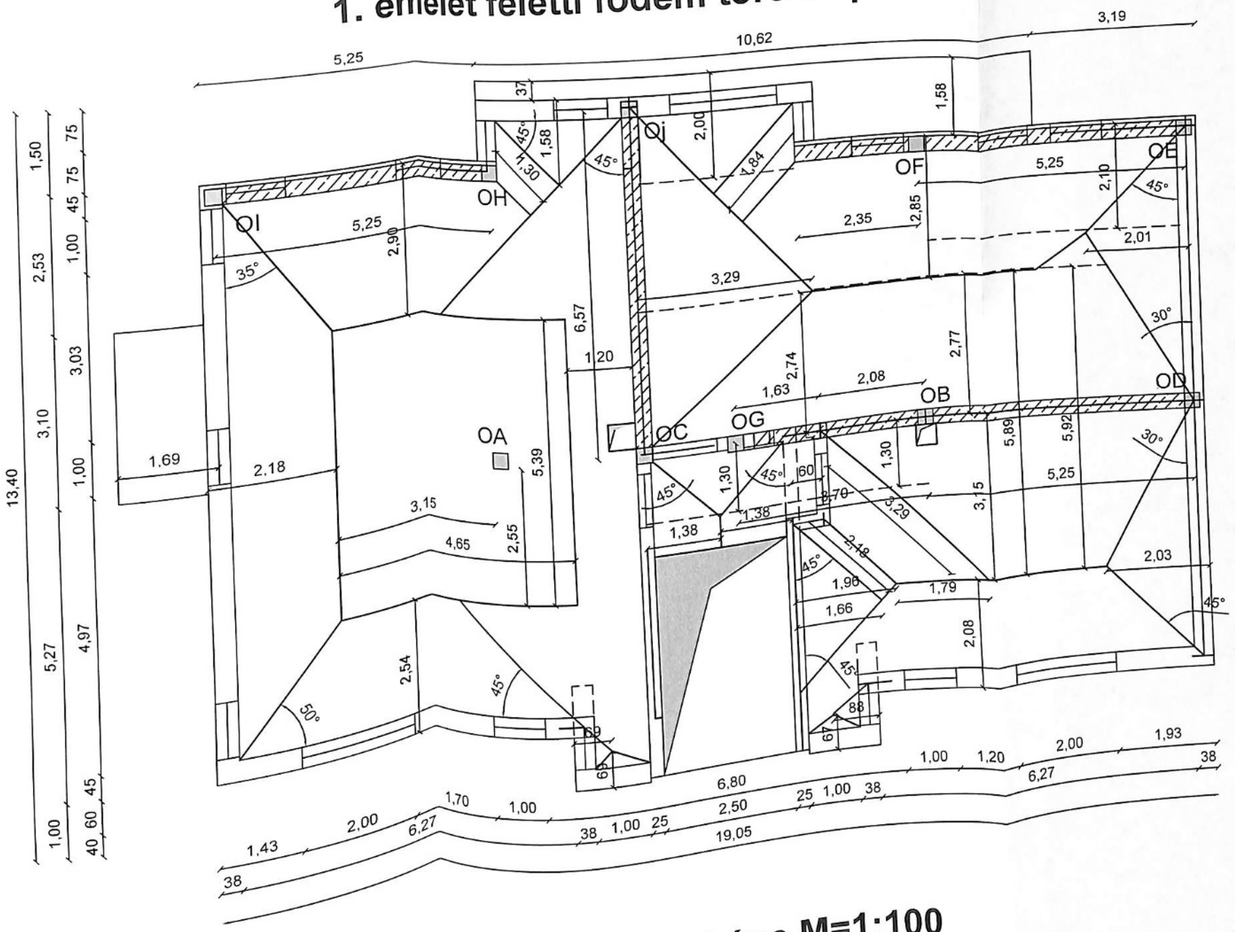
Megjegyzés:
A törésképe felvétele a szögek és arányokra vonatkozó szabályok és az AxisVm12 eredmények figyelembevételével készült

SZIE-YMÉK		
8 lakásos társasház	Budapest, XIV. ker. Királyhida u. 1.	
Földszint feletti födém törésképe		1:100
Sárközi István Zoltán		2015.04. [redacted]

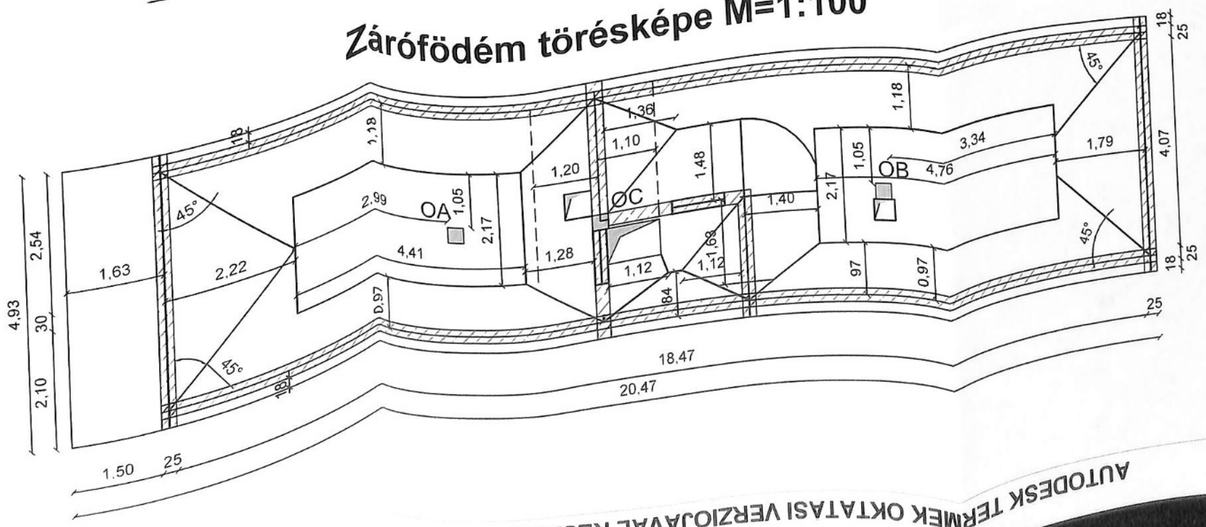
AUTODESK TERMEK OKTATASI VERZIOJAVAL KESZULT

AUTODESK TERMEK OKTATASI VERZIOJAVAL KESZULT

1. emelet feletti födém törésképe M=1:100



Záródödém törésképe M=1:100



:Födém alatt levő nyílás jelölése

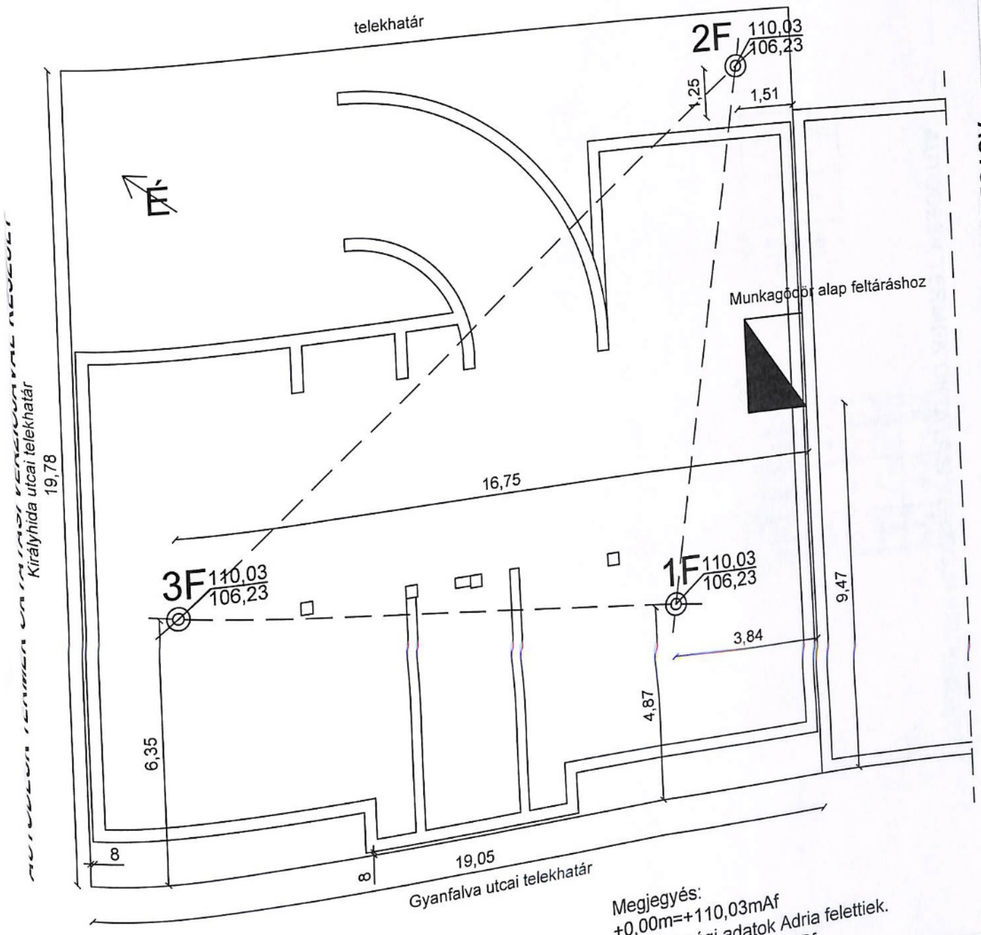
Megjegyzés:
A töréskép felvétele a szögek és arányokra vonatkozó szabályok és az AxisVm12 eredmények figyelembevételével készült

SZIE-YMÉK			
8 lakásos társasház	Budapest, XIV. ker. Királyhida u. 1.		
1. emelet feletti födém és záródödém törésképe			1:100
Sárközi István Zoltán		2015.04.[redacted]	T3

AUTODESK TERMEK OKTATASI VERZIOJAVAL KESZÜLT

AUTODESK TERMEK OKTATASI VERZIOJAVAL KESZULT

Helyszínrajz M=1:150



Kutatófurás ideje: 1994.05.10.

Magasság és nyugalmi talajvízszint Balti felett magasságban megadva.

Szintezési alappont: Béke tér 12. templomon levő 1893 számú magassági jel.

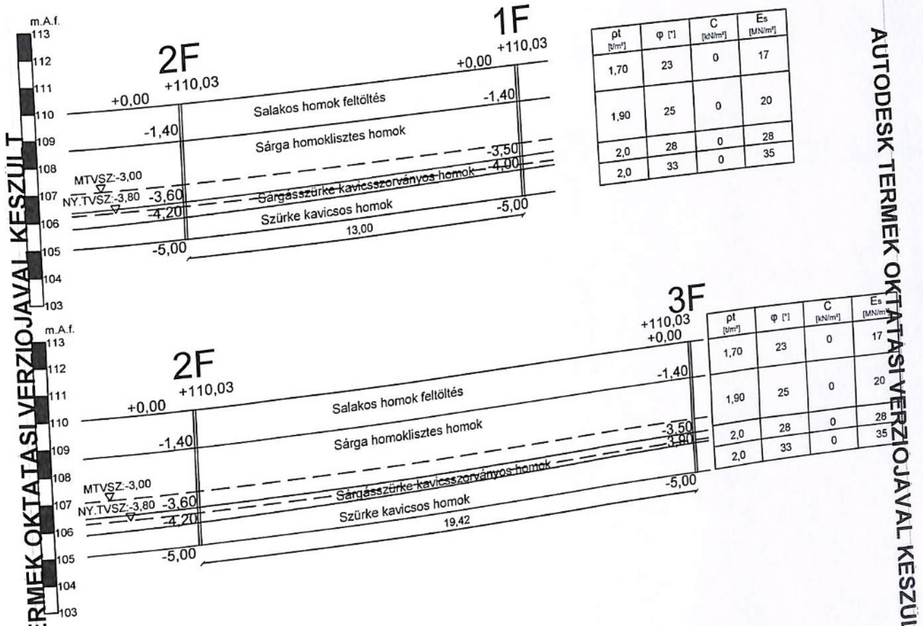
Megjegyés:
+0,00m=+110,03mAf
A magassági adatok Adria felettiek.
+110,03mAf=+109,36mBf

SZIE-YMÉK		
8 lakásos társasház	Budapest, XIV. ker. Királyhida u. 1.	1:150
Helyszínrajz		H1
Sárközi István Zoltán	2015.04.2[redacted]	

AUTODESK TERMEK OKTATASI VERZIOJAVAL KESZULT

AUTODESK TERMEK OKTATASI VERZIOJAVAL KESZULT

Fúrási szelvények M=1:200



ρt [t/m³]	φ [°]	C [kN/m²]	Es [MN/m²]
1,70	23	0	17
1,90	25	0	20
2,0	28	0	28
2,0	33	0	35

Megjegyés:
+0,00m=+110,03mAf
A magassági adatok Adria felettiek.
+110,03mAf=+109,36mBf

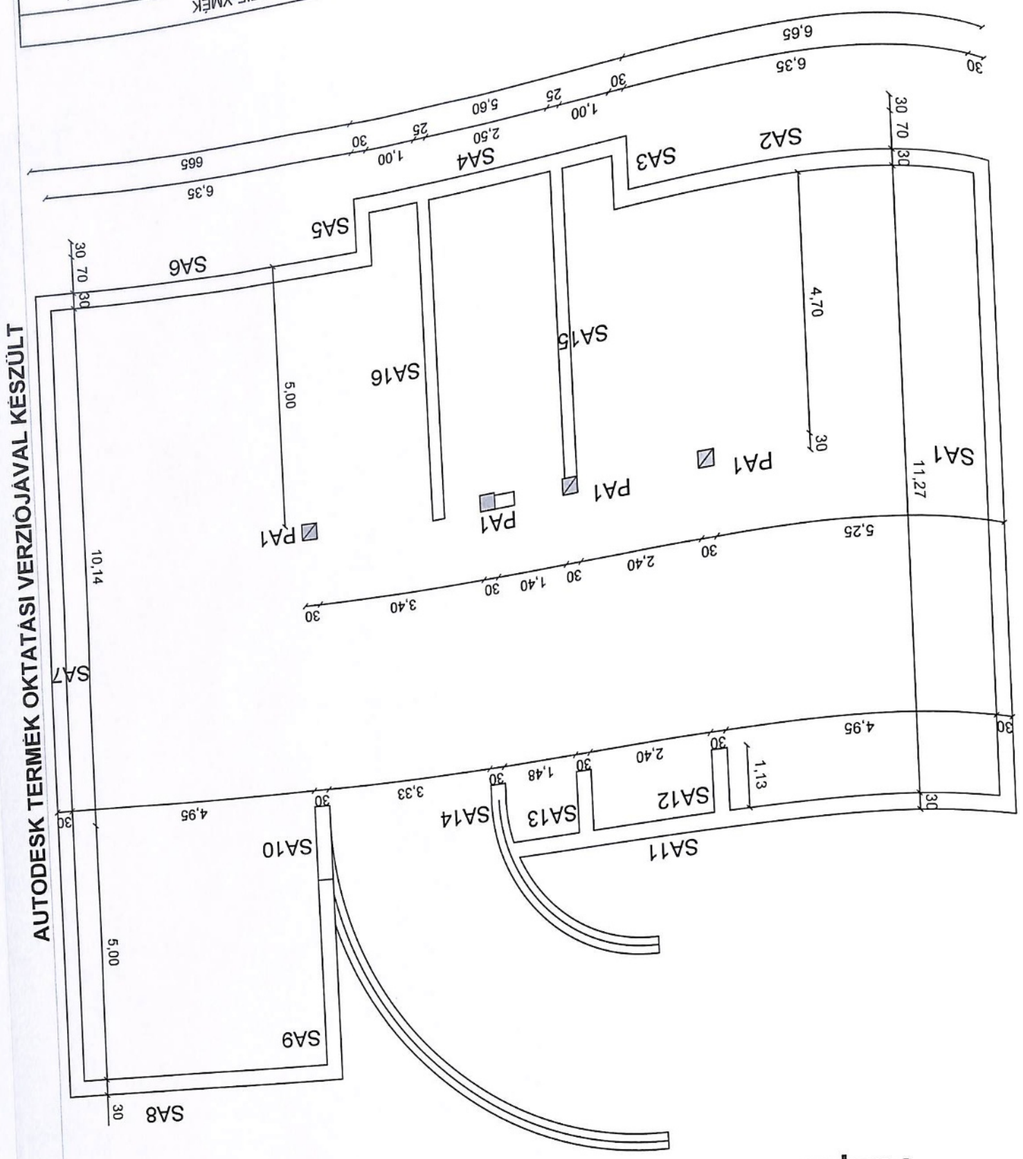
SZIE-YMÉK		
8 lakásos társasház	Budapest, XIV. ker. Királyhida u. 1.	1:200
Fúrási szelvények		F1
Sárkozi István Zoltán	2015.[redacted]	

AUTODESK TERMEK OKTATASI VERZIOJAVAL KESZULT

AUTODESK TERMEK OKTATASI VERZIOJAVAL KESZULT

AUTODESK TERMÉK OKTATÁSI VERZIÓJÁVAL KÉSZÜLT

SZIE-YMÉK		
Budapest, XIV. ker. Királyhida u. 1.	8 lakásos társasház	Sárközi István Zoltán
1:100	Alapteslek szàmozàsa és helye	
A1	[redacted] 2015.04.	



Alaptestek szàmozàsa és helye M=1:100

AUTODESK TERMÉK OKTATÁSI VERZIÓJÁVAL KÉSZÜLT