



TALLINNA TEHNIKAÜLIKOOL  
INSENERITEADUSKOND  
Ehituse ja arhitektuuri instituut

**13-KORRUSELISE BÜROOHOONE  
KANDEKONSTRUKTSIOONIDE ANALÜÜS**  
**ANALYSIS OF LOAD BEARING STRUCTURES OF THE 13-  
STOREY BUILDING**

MAGISTRITÖÖ

Üliõpilane: Aleksey Ponomarev  
/nimi/

Üliõpilaskood 177552EAEI

Juhendaja: Johannes Pello, lektor  
/nimi, amet/

(Tiitellehe pöördel)

## **AUTORIDEKLARATSIOON**

Olen koostanud lõputöö iseseisvalt.

Lõputöö alusel ei ole varem kutse- või teaduskraadi või inseneridiplomit taotletud. Kõik töö koostamisel kasutatud teiste autorite tööd, olulised seisukohad, kirjandusallikatest ja mujalt pärinevad andmed on viidatud.

".....".....201... .

Autor:

/ allkiri /

Töö vastab bakalaureusetöö/magistritööle esitatud nõuetele

".....".....201... .

Juhendaja:

/ allkiri /

Kaitsmisele lubatud

".....".....201... .

Kaitsmiskomisjoni esimees .....

/ nimi ja allkiri /

## **Lihtlitsents lõputöö reprodutseerimiseks ja lõputöö üldsusele kättesaadavaks tegemiseks<sup>1</sup>**

Mina Aleksey Ponomarev (sünnikuupäev: 27.03.1998 )

1. Annan Tallinna Tehnikaülikoolile tasuta loa (lihtlitsentsi) enda loodud teose 13-korruselise büroohoone kandekonstruktsioonide analüüs, mille juhendaja on Johannes Pello;

1.1 reprodutseerimiseks lõputöö säilitamise ja elektroonse avaldamise eesmärgil, sh Tallinna Tehnikaülikooli raamatukogu digikogusse lisamise eesmärgil kuni autoriõiguse kehtivuse tähtaja lõppemiseni;

1.2 üldsusele kättesaadavaks tegemiseks Tallinna Tehnikaülikooli veebikeskkonna kaudu, sealhulgas Tallinna Tehnikaülikooli raamatukogu digikogu kaudu kuni autoriõiguse kehtivuse tähtaja lõppemiseni.

2. Olen teadlik, et käesoleva lihtlitsentsi punktis 1 nimetatud õigused jäävad alles ka autorile.

3. Kinnitan, et lihtlitsentsi andmisega ei rikuta teiste isikute intellektuaalomandi ega isikuandmete kaitse seadusest ning muudest õigusaktidest tulenevaid õigusi.

---

<sup>1</sup>*Lihtlitsents ei kehti juurdepääsupiirangu kehtivuse ajal, välja arvatud ülikooli õigus lõputööd reprodutseerida üksnes säilitamise eesmärgil.*

*(allkiri)*

*(kuupäev)*

# LÕPUTÖÖ ÜLESANNE

**Üliõpilane:** Aleksey Ponomarev, üliõpilaskood 177552EAEI

Õppekava, peeriala EAEI02/17 - Ehitiste projekteerimine ja ehitusjuhtimine

**Juhendaja(d):** Lektor Johannes Pello, tel 509685

**Konsultant:** -

## Lõputöö teema:

13-KORRUSELISE BÜROOHOONE KANDEKONSTRUKTSIOONIDE ANALÜÜS

ANALYSIS OF LOAD BEARING STRUCTURES OF THE 13-STOREY BUILDING

## Lõputöö põhieesmärgid:

1. Reaalse hoone kandekonstruktsioonide skeemi valik
2. Konstruktsioonidele mõjuvate koormuste määramine, sisejõudude leidmine
4. Konstruktsioonide dimensioneerimine

## Lõputöö etapid ja ajakava:

Nr	Ülesande kirjeldus	Tähtaeg
1.	Hoone kandekonstruktsioonide skeemi valik	15.02.22
2.	Konstruktsioonide modelleerimine ja sisejõudude leidmine.	15.03.22
3.	Konstruktsioonide dimensioneerimine, jooniste koostamine	01.05.22

**Töö keel:** eesti keel      **Lõputöö esitamise tähtaeg:** 23.mai 2022.a

**Üliõpilane:** Aleksey Ponomarev ..... 1.veebruar 2022.a

**Juhendaja:** Johannes Pello ..... 1.veebruar 2022.a

**Konsultant:** ..... "....." .....201....a

**Programmijuht:** ..... "....." .....201....a

# SISUKORD

GRAAFILINE OSA.....	8
SISSEJUHATUS .....	9
1.    METOODIKA .....	10
1.1 Hoone tutvustus .....	10
1.2 Arvutusmeetodi kirjeldus .....	10
1.3 Arvutusalused.....	12
2.    KOORMUSED .....	14
2.1 Kasuskoormused.....	14
2.1.1 Lumekoormus .....	14
2.1.2 Tuulekoormus .....	16
3.    10. TÜÜP KORRUSE MONOLIITNE RAUDBETOONIST VAHELAEPLAADI ARVUTUS. .....	18
3.1 Kasuskoormused.....	18
3.1.1 Kandvad siseseinad .....	18
3.1.2 Kerged vaheseinad .....	18
3.1.3 Vahelaed .....	18
3.1.4 Katuslagi.....	19
3.1.5 Trepid .....	19
3.1.6 Postid RBP-11 ... RBP-15.....	19
3.1.7 Kasuskoormus bürooruumidel .....	19
3.2 Normatiivsed ja arvutuslikud koormused 10. korruse seinale ja postile .....	20
3.2.1 Telg 7 vahemikus C-D (-1210mm) .....	20
3.3 Normatiivsed ja arvutuslikud koormused 10. korruse vahelaele .....	21
3.3.1 Kandvad siseseinad .....	21
3.3.2 Kerged vaheseinad .....	21
3.4 Armatuurvõrgu monoliitne raudbetoonplaadile arvutamine .....	22
3.4.1 Armatuuri pindala arvutus alapinnas.....	23
3.4.2 Armatuuri pindala arvutus ülalpinna.....	26
3.5 Plaadi põikjõukindluse kontroll .....	28

3.5.1	Läbisurumisarvutus RBP-11 telje B ja 5; E ja 5 ristpunktis.....	29
3.5.2	Läbisurumisarvutus RBP-15 telje B ja 6 (+1250mm) ristpunktis.....	35
3.6	Lisa pikiarmatuur suurima paindemomendiga piirkondadele .....	43
3.6.1	Telje C ja 7 ristumine .....	43
3.7	Pragudekindluse kontroll .....	48
3.7.1	Kaudne pragudekontroll .....	53
3.7.2	Prao avanemislaiuse arvutus.....	61
3.8	10. korruse vahelae läbipainde kontroll .....	63
4	TERASTALA TT-01 ARVUTUS .....	66
4.1	Ristlõike valik .....	67
4.2	Ristlõikeklassi määramine .....	68
4.3	Ristlõike plastne põikjõukandevõime .....	68
4.4	Painutatud varda ristlõike kandevõime.....	69
4.5	Paindemomendi ja põikjõu koosmõju.....	71
4.6	Tala seina nihkestabiilsus .....	73
4.7	Tala läbipaine .....	73
4.8	Nurkõmblus.....	75
5	POSTID TELJE B JA 6 (+1038mm) RISTPUNKTIS.....	78
5.1	Koormused postile .....	78
5.1.1	Postiosa omakaal .....	78
5.1.2	Vahelaest tulev koormus .....	78
5.2	Posti sisejõud .....	79
5.3	Posti pikiarmatuuri dimensioneerimine.....	80
5.3.1	Posti RBP-15 arvutus 9. korrusel .....	80
5.3.2	Posti RBP-17 arvutus 1. korrusel .....	90
5.4	Posti pikiarmatuuri dimensioneerimine.....	93
5.5	Posti põikarmatuuri dimensioneerimine .....	94
5.6	Posti pikiarmatuuri ankurdus .....	94
6	TELJE B JA 6 (+1038mm) RISTPUNKTIDE ALL POSTVUNDAMENT .....	96
6.1	Vundamendi taldmiku laiuste arvutus .....	96

6.2 Vundamendi tala mõõtmed.....	97
6.3 Vundamendi mõõtmete määramine .....	98
6.3.1 Kandevõime kontroll .....	99
6.3.2 Vundamendi kõrguse määramine läbisurumisarvutusest.....	100
6.3.3 Põikarmatuurita postvundamendi läbisurumiskandevõime .....	101
6.4 Vundamendi paindearmatuuri arvutus .....	103
KOKKUVÕTE .....	105
SUMMARY.....	107
KASUTATUD INFO.....	109

## **GRAAFILINE OSA**

Jooniste loetelu:

EK-1 PÄRNU MNT 113 ARHITEKTUURNE PLAAN JA VAADE LÕUNAST

EK-2 10.KORRUSE VAHELAGE, RAKETISE JA KANDEKONSTRUKTSIOONIDE PLAAN

EK-3 POSTIDE RBP-15/16/17 JA VUNDAMENDI ARMEERING

EK-4 10.KORRUSE VAHELAGE, ALA- JA ÜLAPINNA ARMEERINGU PLAAN



## SISSEJUHATUS

Antud magistritöös käsitletakse Tallinnas aadressil Pärnu mnt 113 ehitatavat ärihoonet, mille peamiseks kasutusotstarbeks on büroohoone, millele sekundeerivad toitlustusettevõtete pinnad ning kaubandus- ja teeninduspinnad. Ärihoone arhitektuuri projekteerijaks on Arhitektuuribüroo Pluss OÜ [1].

Töö eesmärgiks on hoone kandekonstruktsioonide arvutamine ja konstrueerimine.

Lisaks sellele, töö oli viidud läbi eesmärgiga kasutada võimalikult vähe kapitali, kuid järgides kõike seaduslike ehitusstandardeid. Samuti töö tegemisel arvestati hoone visuaalse osa säilatamisega. Magistritöö teema valik on motiveeritud järgmisega: Kuna hoone on töö kirjutamise seisuga ehitamise faasis, on võimalus probleemide tekkimisel kasutada käesolevat magistritööd vigade leidmiseks ja esiletoomiseks. Antud töö on aktuaalne seetõttu, et antud tüüpi hoonete aktuaalsuse kasvu tõttu on võimalus vajadusel pöörata käesoleva töö olemasolevate arvutuste juurde.

Käesolev magistritöö jaguneb oma sisu poolest nelja ossa. Töö esimeses osas leitakse antud hoone teatud osade mõjuvad alalis- ja muutuvkoormused. Töö teises osas kasutati arvutiprogramme hoone osade mudeldamiseks. Selle tulemusena leitakse olulisi andmeid püstitatud küsimuste lahendamiseks. Töö kolmandas osas konstruktsiooniarvutusega dimensioneeritakse ja kontrollitakse konstruktsiooni-elementide kande- ja kasutuspiiriseisundeid. Neljas osa seisneb tehniliste jooniste vormistamises.

Töös arvutatud konstruktsioonid tuginevad Arhitektuuribüroo Pluss OÜ poolt koostatud arhitektuursele põhiprojektile [1] ja OÜ REI Geotehnika ehitusgeoloogilistele uuringutele [3]. Antud töö tegemisel autor kasutab erinevaid põhimõtteid kõrghoonete ehituskonstruktsioonide projekteerimisel ja ehitamisel. Kogu hoone on projekteeritud kasutusea kategooria 4 ning kasutusiga 50 aastat.

# 1. METOODIKA

## 1.1 Hoone tutvustus

Projekteeritav 13-korruseline ärihoone asub Tallinnas, Pärnu mnt 113 / Rapla tn 1 kinnistul. Hoone suhtelisele kõrgusmärgile  $\pm 0,00$  vastab absoluutkõrgus +22,04 m.

Hoone karkassi jäikuse tagavad koostöös raudbetoonist kandeseinad, suletud kontuuri moodustavad liftišahtide ja trepikodade seinad ning vahelaed, mis seotakse ühtseks tervikuks. Vahelaed kannavad vertikaal- ja horisontaalkoormused üle hoone vertikaalsetele kandetarinditele, mis omakorda kannavad koormused üle vundamendil.

Seinad valatakse monoliitset raudbetoonist või ka osaliselt monteeritakse raudbetoelementidest. Enamasti on seinte paksuseks 200 mm, välja arvatud 1.korruse välisseinad, mille kandva osa paksus on 150 mm.

Hoone vahelaed valatakse monoliitset raudbetoonist paksusega 300mm. Postide ja lühemate seinte peale toetamisel võidakse vajadusel kasutada kapiteele läbisurumisjõu vastuvõtmiseks.

Büroo-osa mittekäidava katuslae kandekonstruktsiooniks on 300 mm-ne monoliitne raudbetoonplaat. Selle peal hüdroisolatsiooniks kolmekordne SBS-kiht ning kallete andmiseks kergkruus (0...200 mm). Kaldekihi peal on 270 mm paksune kiht soojustust. Ülemises kihis on tuulutussooned, mis jäävad ülapinda ja selle peal risti asetsevate tuulutussoontega 30 mm-ne jäiga mineraalvilla kiht (sooned alumises pinnas). Sooned peavad katkematult jooksma peatuulutuskanalitesse. [1]

Nii marsid kui podestid on monteeritavad raudbetoelemendid. Podestid toetuvad trepikoja seintele spetsiaalsete peitkonsoolidega. Kõik sõlmed monolitiseeritakse.

Konstruktsiooniterase kasutatavad materjalid peavad vastama EVS-EN 1993-1-1:2005+NA:2006 ja EVS-EN 1090- 2:2008+A1:2011 esitatud nõuetele. [2]

## 1.2 Arvutusmeetodi kirjeldus

Antud töös analüüsitakse raudbetootarindite erinevad osad. Kajastatakse 10. korruse monoliitsete raudbetoonist vahelagi, postid telje B ja 6 (+1038mm) ristpunktis ja telje B ja 6 (+1038mm) ristpunktide all postvundament. Selle kandetarindite uurimine annab ülevaade terve hoone konstrueerimise loogikaast.

10. korruse vahelae arvutamiseks määratakse kõik plaatidele mõjuvad alalised- ja muutuvkoormused. Edasi määratakse osavarutegurid kandepiirseisundis alalise ja ajutise arvutusolukorras ning koostatakse koormuskombinatsioonid. Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022 programmi abil mudeldatakse vahelagi, kannatakse koormused eelarvutatud osade peale. Saadud tulemusi kasutatakse põhi- ja konstruktiivse armatuuri dimensioneerimisel. Vastavalt maksimaalsele paindemomentidele plaadi üla- ja alapinnas, leitakse suurim pikiarmatuuri ristlõikepindalad. Pikiarmatuuri minimaalne pindala tõmbetsoonis võrreldakse valitud armatuurivarraste ristlõikepindalaga. Plaadi armatuuriks valitakse armatuurivardad mõlemas suunas. Suure paindemomendi väärtusega kohadele arvutatakse lisaarmatuuri, mille leidmiseks määratakse eraldi kohad erinevate paindemomendi suurusega. Ühel seina nurgakohal arvutakse ja nähakse ette lisa terastala.

Põikjõukindluse kontroll teostatakse kõige kriitilisemas kohas 10. korruse vahelae toe kohal. Kontrollitakse plaadi läbisurumiskandevõime toepunktides. Iga toepunkti baaskontrollperimeetril mõjuvad nihkepinget võrreldakse baaskontrollõikes arvutusliku nihkepingega. Purunemine toimub kaldpragudega määratletud ruumilises lõikes. Purunemislõike kuju ja purunemise iseloom sõltuvad oluliselt põikarmatuuri olemasolust. Vajadusel lisatakse PSB põikjõuarmatuur. On esitatud PSB armatuuri paigaldamise ja konstrueerimise nõuded. LISA 7

Kontrollitakse monoliitsest vahelaest pragude tekkimise võimalust. Pragudekindluse kontrolli teostamisel määrakse nende avanemislaius. [5, lk 474]

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022 programmi abil määratakse kõige suuremad vahelae läbipainded. Konstruktsiooni läbipaine ei tohi kahjustada selle nõuetekohast funktsioneerimist või välimust. Andmed võrreldatakse lubatud piirläbipainde suhega. Läbipainde soovitavaks piirsurusest võetakse andmed Ehituskonstruktori käsiraamatust. [4, lk 428]

Telje B ja 6 (+1038mm) ristpunktis postis mõjuvad koormused leitakse eelnevalt leitud vahelaeplaadi toereaktsioonide postile kandmise abil. Edasi arvutakse pikijõu ekstsentrilisus tõmbearmatuuri raskuskeskme suhtes ja otsustakse kas on vaja 2. järku ekstsentrilisust arvesse võtta või mitte. Leiakse arvutuslik moment tõmbearmatuuri raskuskeset läbiva telje suhtes. Teostakse posti kandevõime kontroll. Lisaks dimensioneeritakse põikarmatuur ja kontrollitakse vundamendile armatuuri ankurdus.

Telje B ja 6 ristumispunkti all postivundamendi arvutus teostatakse OÜ REI Geotehnika ehitusgeoloogilise uuringu aruande uuringupunkti PP 1/LP3 andmete põhjal: LISA 6 ja tabel 6.1. [3]. Saadud tulemusi kasutatakse vundamendi taldmiku mõõtmete.

Kandevõime kontrollimisel arvutakse pinnase tugevusest sõltuv vundamendi kandevõime talle normaali suunas ja võrreldakse kandepiir seisundis vundamenditallale mõjuv arvutusliku normaaljõuga. Järgmiseks etapiks on läbisurumiskandevõime kontroll vundamendi läbisurumise suhtes posti servast. Tulemused täpsustakse ja viimasena teostakse vundamendi paindearmatuuri arvutus ja ankurdus.

Kõik arvutused teostatakse vastavalt Betoonkonstruktsioonide arvutamise ja Ehituskonstruktori raamatust toodud juhistele. [4] [5] Betoon- ja raudbetootarindite projekteerimisel, valmistamisel ja paigaldamisel tuli järgida kõiki projekti üldosas esitatud, kasutatud ja viidatud normdokumente, määrusi, käesolevat ehituskirjeldust koos graafilise materjaliga ja head ehitustava. Nõuded betoonkonstruktsioonide keskkonnaklasside kohta on täpsemalt antud konstruktsioonitüüpide joonistel ja plaanidel.

## 1.3 Arvutusalsused

Tehnilised põhinõuded hoone konstruktsioonidele:

- Projekteeritud kasutusea kategooria 4 (50 aastat).
- Koormuskombinatsioonid ning osavaru- ja kombinatsioonitegurite kasutamine asjakohastes koormuskombinatsioonides vastavalt standardile EVS EN 1990:2002/A1:2006/AC:2010.
- Hoone kuulub tulepüsivusklassi TP-1. Põlemiskoormus alla  $600 \text{ MJ/m}^2$ , v.a. 1.k kaubanduspinnad ning prügiruum ( $600\text{-}1200 \text{ MJ/m}^2$ ).
- Hoone kandekonstruktsioonide tulepüsivus: Maapealsed korrused üldjuhul R120; Prügiruum 180; Trepid ja mademed trepikodades TR-1 ja TR-2 R60; Trepid ja mademed lahtises trepikojas TR-3 R30. Konstruktsioonide tulepüsivus tagatakse raudbetoondetailide gabariitide ja betoonist kaitsekihiga, teraskonstruktsioonide puhul tulekaitse värviga või spetsiaalsete materjalidega.
- Raudbetoonkonstruktsioonide keskkonnaklassidena arvestatakse järgmisi:
  - 1) Vundamendid XC3.
  - 2) Suletud köetav hoone maht:
    - Postid XC1
    - Talad ja monoliitsed osad XC1
  - 3) Ülessõidu ramp sein ja piire XC3, XD2, XF2.
  - 4) Parkimiskorrused:
    - Postid XC3, XD2, XF2

Talad ja monoliitsed osad XC3.

- 5) Teraskonstruksioonide keskkonnaklassid:  
kõetud ruumid C1

Käesolevas töös kõik raudbetoonkonstruksioonid projekteeritakse betoonist C30/37. Armatuuri klass – B500B. Konstruksiooniterase tugevusklass on S355 ja arvutuslik voolupiir on  $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$ . Ehitusterase elastsusmoodul  $E = 210\,000 \text{ N/mm}^2$  ja mahumass  $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$ . Nõuded keevitusmaterjalidele on toodud standardis EN 1993-1-8. Kõik vajalikud betooni tugevus- ja deformatsiooniomadused; armatuuriterase norm- ja arvutustugevused on esitatud LISAs 1 tabelis 1.1 ja 1.2 Ehituskonstruktorigi käsiraamatus toodud juhiste. [4]

Armatuuri korrosioonikaitse tagamine ja betooni kahjustuste vältimine võib nõuda kõrgemat betooni tugevusklassi kui on vajalik konstruksiooniarvutusel. Plaadi nimekaitsekiht:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \tag{1.1}$$

kus,

$c_{min}$  – minimaalne kaitsekiht  $c_{min} = 15 \text{ mm}$ ,

$\Delta c_{dev}$  – kaitsekihi lubatav hälve  $\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$ .

Käesolevas töös raudbetoonitardite puhul kasutatakse kaitsekihiks:

$$c_{nom} = 25 \text{ mm}$$

Betonimisel vastu ebatasast pinda tuleks nimi kaitsekihti suurendada, võttes projekteerimisel arvesse ebatasasuse määrale vastavat hälvet. Käesolevas töös vundamendi keskkonnaklassiks vundamentide puhul on XC3. Taldmiku armatuuri kaitsekiht 50 mm, külgedest 35 mm. [4, lk 277] [10]

## 2. KOORMUSED

Kõik alljärgnevalt esitatud koormused on normatiivsed. Koormuskombinatsioonid ning osavaru- ja kombinatsioonitegurite kasutamine asjakohastes koormuskombinatsioonides vastavalt standardile EVS EN 1990:2002/A1:2006/AC:2010. [9]

Kandepiirseisundid seostuvad konstruktsiooni purunemise, staatilise tasakaalu kaotuse, stabiilsuse kaotuse või muude kahjustustega, millest tulenevad konstruktsiooni kandevõime kaotus ja oht inimestele.

Kasutuspiirseisundid lähtuvad konstruktsiooni normaalse kasutamise nõuetest, inimeste mugavusest ja ehitiste välimusest. Osavaruteguriks kandepiirseisundis alalises ja ajutises arvutusolukorras võetakse  $\gamma_G = 1,2$  ja  $\gamma_Q = 1,5$ .

Kõik arvutuskõormused kandepiirseisundi koormuskombinatsioonides on alaliste koormuste puhul ebasoodsad  $\gamma_G \cdot g_k$  ja sõltumatu muutuvkoormuste puhul  $\gamma_Q \cdot q_k$ .

### 2.1 Kasuskoormused

Kasuskoormus on muutuvkoormus inimeste, mööbli, teisaldatavate vaheseinte, ladustatud kaupade, seadmete, liiklusvahendite jms kaalust.

Bürookorrustel toimub jagunemine erinevate pindade vahel arusaadavalt ja ruumisäästvalt otse kompaktselt liftihallist. Kõrghoone mahu trepikojad paiknevad selle kesktuumas, mis tagab rendipindadele vaated ümbrusele tervel korruse perimeetril. Antud ülesehituse juures on korruse büroopindade jagunemine võimalik teostada mistahes soovitud viisil. Näidispindadel arhitektuur joonisel [1] on ära toodud võimalikud üksusesisesed jaotused, mis annavad aimu, mil viisil oleks võimalik otstarbekalt ruumi jagada. Ruumid on rühmitatud funktsiooni järgi LISAs 2 tabelis 2.1.

#### 2.1.1 Lumekoormus

Lumekoormus on muutuvkoormus. Lumekoormuse määramisel on arvestatud katuse kuju ning lume võimalikku paiknemist katusel tuulevaikse ja tuulise ilmaga. Esitatud lumekoormuse hulka kuulub ka lume sees või all olev vesi ja jäide. Katuse lumekoormuse normsuurus määratakse valemiga:



## 2.1.2 Tuulekoormus

Tuulekiiruse baasväärtus:  $V_{ref} = 21 \text{ m/s}$

### SEINTE TUULEKOORMUS - TUULE SUUND RISTI HOONE PIKEMA KÜLJEGA

Hoone parapeti kõrgus maapinnast:  $h \approx 44,7\text{m}$

Hoone plaanilised mõõtmed: 1.-4.korrus  $b \approx 35\text{m}$ ,  $d \approx 31\text{m}$ , 5.- 13.korrus  $b \approx 35\text{m}$ ,  $d \approx 17\text{m}$

Maastikutüüp III: Maastik, mis on kaetud ühtlase taimkatte või ehitistega või üksikute takistustega, mille vahekaugus ei ole suurem 20-kordsest kõrgusest (maa-asulad, äärelinnad, ühtlaselt metsaga kaetud alad).

Kuna  $b < h \leq 2b$ , siis jagatakse hoone tuulepoolne sein tuulekoormuse suhtes kõrguseliselt kaheks tsooniks. Alumine tsoon maapinnast kuni kõrguseni  $z_e = b = 35\text{m}$ , ülemine tsoon kõrgusest  $35\text{m}$  kuni kõrguseni  $z_e = h = 44,7 \text{ m}$ . Tuulealustel ja külgsel on arvutuskõrgus võrdne hoone kõrgusega  $z_e = h = 44,7 \text{ m}$ .

Tsoonid tuulekoormused:

Tabel 2.2: Tsoonid tuulekoormused - tuule suund risti hoone pikema küljega

ala	maastiku-tüüp	hoone kõrgus h [m]	$V_{ref}$ [m/s]	kiirusrõhk $q_p(z)$ [kN/m <sup>2</sup> ]	kiirusrõhk $q_p(z)$ [kN/m <sup>2</sup> ]
	III	44.7	21	0.717	0.769
Tuulekoormusele allutatud pind 10m <sup>2</sup>			Tuulekoormusele allutatud pind 1m <sup>2</sup>		
Tuulekoormus kõrguseni 35m					
h/d	1.13	$w_e$			$w_e$
TSOON	$c_{pe,10}$	kN/m <sup>2</sup>	TSOON	$c_{pe,1}$	kN/m <sup>2</sup>
A	-1.2	-0.86	A	-1.4	-1.00
B	-0.8	-0.57	B	-1.1	-0.79
C	-0.5	-0.36	C	-0.5	-0.36
D	0.80	0.57	D	1.0	0.72
E	-0.50	-0.36	E	-0.30	-0.22
Tuulekoormus kõrgusel 35...44,7m					
h/d	1.44	$w_e$			$w_e$
TSOON	$c_{pe,10}$	kN/m <sup>2</sup>	TSOON	$c_{pe,1}$	kN/m <sup>2</sup>
A	-1.2	-0.92	A	-1.4	-1.08
B	-0.8	-0.62	B	-1.1	-0.85
C	-0.5	-0.38	C	-0.5	-0.38
D	0.80	0.62	D	1.0	0.77
E	-0.50	-0.38	E	-0.50	-0.38

### SEINTE TUULEKOORMUS - TUULE SUUND RISTI HOONE LÜHEMA KÜLJEGA

Hoone parapeti kõrgus maapinnast:  $h \approx 44,7\text{m}$



Hoone plaanilised mõõtmed: 1.-4.korrus  $b \approx 31\text{m}$ ,  $d \approx 35\text{m}$ , 5.- 13.korrus  $b \approx 17\text{m}$ ,  $d \approx 35\text{m}$

Maastikutüüp III.

Kuna  $h > 2b$ , siis jagatakse hoone tuulepoolne sein tuulekoormuse suhtes kõrguseliselt kaheks tsooniks. Alumine tsoon maapinnast kuni kõrguseni  $z_e = b = 17\text{m}$ , ülemine tsoon kõrgusest  $17\text{ m}$  kuni kõrguseni  $z_e = h = 27\text{ m}$ . Tuulealustel ja külgsentel on arvutuskõrgus võrdne hoone kõrgusega  $z_e = h = 27\text{ m}$ .

Tsoonid tuulekoormused:

Tabel 2.3: Tsoonid tulekoormused - tuule suund risti hoone lühema küljega

ala	maastiku- tüüp	hoone kõrgus h [m]	$v_{ref}$ [m/s]	kiirusrõhk $q_p(z)$ [kN/m <sup>2</sup> ]	kiirusrõhk $q_p(z)$ [kN/m <sup>2</sup> ]
	III	44.7	21	0.571	0.769
Tuulekoormusele allutatud pind 10m <sup>2</sup>			Tuulekoormusele allutatud pind 1m <sup>2</sup>		
Tuulekoormus kõrguseni 17m					
h/d	2.63	$w_e$			$w_e$
TSOON	$c_{pe,10}$	kN/m <sup>2</sup>	TSOON	$c_{pe,1}$	kN/m <sup>2</sup>
A	-1.2	-0.68	A	-1.4	-0.80
B	-0.8	-0.46	B	-1.1	-0.63
C	-0.5	-0.29	C	-0.5	-0.29
D	0.80	0.46	D	1.0	0.57
E	-0.50	-0.29	E	-0.30	-0.17
Tuulekoormus kõrgusel 17...44,7m					
h/d	2.63	$w_e$			$w_e$
TSOON	$c_{pe,10}$	kN/m <sup>2</sup>	TSOON	$c_{pe,1}$	kN/m <sup>2</sup>
A	-1.2	-0.92	A	-1.4	-1.08
B	-0.8	-0.62	B	-1.1	-0.85
C	-0.5	-0.38	C	-0.5	-0.38
D	0.80	0.62	D	1.0	0.77
E	-0.50	-0.38	E	-0.50	-0.38

## LAMEKATUSE TUULEKOORMUS

Hoone parapeti kõrgus maapinnast:  $h = 44,7$ . Maastikutüüp III.

Tabel 2.4: Lamekatuse tuulekoormuse näited

ala	maastiku- tüüp	hoone kõrgus h [m]	$v_{ref}$ [m/s]	kiirusrõhk $q_p(z)$ [kN/m <sup>2</sup> ]			
	III	44.7	21	0.769			
Tuulekoormusele allutatud pind 10m <sup>2</sup>			Tuulekoormusele allutatud pind 1m <sup>2</sup>				
Tuulekoormus katusel							
$h_p/h$	~0,03	$w_e$			$w_e$		
TSOON	$c_{pe,10}$	kN/m <sup>2</sup>	TSOON	$c_{pe,1}$	kN/m <sup>2</sup>		
F	-1.60	-1.23	F	-2.20	-1.69		
G	-1.10	-0.85	G	-1.80	-1.38		
H	-0.7	-0.54	H	-1.2	-0.92		
I	-0.20	-0.15	I	-0.20	-0.15		

### 3. 10. TÜÜP KORRUSE MONOLIITNE RAUSBETOONIST VAHELAEPLAADI ARVUTUS

10. korruse vahelae arvutamiseks määratakse kõik plaatidele mõjuvad alalised- ja sõltumatud muutuvkoormused. Edasi määratakse osavarutegurid kandepiirseisundis alalise ja ajutise arvutusolukorras ning koostatakse koormuskombinatsioonid. Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022 programmi abil mudeldatakse vahelagi, kannatakse koormused eelarvutatud osade peale. Saadud tulemusi kasutatakse konstruktiivse- ja põhiarmatuuri leidmisel ja dimensioneerimisel.

#### 3.1 Kasuskoormused

Kasuskoormus on muutuvkoormus inimeste, mööbli, teisaldatavate vaheseinte, ladustatud kaupade, seadmete, liiklusvahendite jms kaalust. Käesolevas peatükis esitatud arvutused koormuste erinevast rühmast.

##### 3.1.1 Kandvad siseseinad

10 - 13 korruse kandvad siseseinad:

- Raudbetoonsein 200 mm  $g_{1k} = 25 \times 0,2 \times 3,1 = 15,5 \text{ kN/m}$

---

**Kokku: 15,5 kN/m**

##### 3.1.2 Kerged vaheseinad

Lisame vaheseinte arvelt vahelagedele täiendava

ühtlaselt jaotatud koormuse

$g_k = 0,5 \text{ kN/m}^2$

---

**Kokku: 0,5 kN/m<sup>2</sup>**

##### 3.1.3 Vahelaed

- Monoliitne r/b plaat 300mm

$g_{1k} = 25 \times 0,3 = 7,5 \text{ kN/m}^2$

---

**Kokku: 7,5 kN/m<sup>2</sup>**

### 3.1.4 Katuslagi

- Monoliitne r/b plaat 250 mm	$g_{1k} = 25 \times 0,25 = 6,25 \text{ kN/m}^2$
- Kaldekiht kergkruus 200 mm	$g_{2k} = 4 \times 0,20 = 0,8 \text{ kN/m}^2$
- Soojustus 300 mm	$g_{3k} = 0,50 \times 0,30 = 0,15 \text{ kN/m}^2$
- Kleebitav katusekate	$g_{4k} = 0,10 \text{ kN/m}^2$
<hr/>	
	<b>Kokku: 7,3 kN/m<sup>2</sup></b>

### Päikesepaneelid

- Päikesepaneelid	$g_{1k} = 0,25 \text{ kN/m}^2$
<hr/>	
	<b>Kokku: 0,25 kN/m<sup>2</sup></b>

### 3.1.5 Trepid

- Raudbetoonplaat 250 mm	$g_{1k} = 25 \times 0,25 = 6,25 \text{ kN/m}^2$
<hr/>	
	<b>Kokku: 6,25 kN/m<sup>2</sup></b>

### 3.1.6 Postid RBP-11 ... RBP-15

- Raudbetoonpost 600x400 mm	$g_{1k} = 25 \times 0,6 \times 0,4 \times 3,1 = 18,6 \text{ kN}$
<hr/>	
	<b>Kokku: 18,6 kN</b>
- Raudbetoonpost 800x250 mm	$g_{1k} = 25 \times 0,8 \times 0,25 \times 3,1 = 15,5 \text{ kN}$
<hr/>	
	<b>Kokku: 15,5 kN</b>
- Raudbetoonpost 800x400 mm	$g_{1k} = 25 \times 0,8 \times 0,4 \times 3,1 = 24,8 \text{ kN}$
<hr/>	
	<b>Kokku: 24,8 kN</b>

### 3.1.7 Kasuskoormus bürooruumidel

- Bürooruumide kasulik koormus	$q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$
<hr/>	
	<b>Kokku: <math>q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2</math></b>

10. korruse vahelae plaadi sisejõudude leidmisel kasutatakse arvutiprogramm Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022.

## 3.2 Normatiivsed ja arvutuslikud koormused 10. korruse seinale ja postile

Allolevate vahemikute ja postide jaoks arvutatakse nendele vajalikud mõjuvad koormused.

- Telg 7 vahemikus C-D (-1210 mm)
- Post RBP-11
- Post RBP-12
- Post RBP-13
- Post RBP-14
- Post RBP-15

### 3.2.1 Telg 7 vahemikus C-D (-1210mm)

#### NORMATIIVNE KOORMUS:

- |  |   |
|--|---|
| - kandev sisesein                      | $g_{1k} = 4 \times 15,5 = 62 \text{ kN/m}$                |
| - kergetelt vaheseintelt tulev koormus | $g_{2k} = 4 \times 3,35 \times 0,5 = 6,7 \text{ kN/m}$    |
| - vahelagedelt tulev koormus           | $g_{3k} = 3 \times 3,35 \times 7,5 = 75,375 \text{ kN/m}$ |
| - katuslaelt tulev koormus             | $g_{4k} = 7,3 \times 3,35 = 24,46 \text{ kN/m}$           |
| - päikesepaneelilt tulev koormus       | $g_{5k} = 0,25 \times 3,35 = 0,84 \text{ kN/m}$           |
| - trepikojast tulev koormus            | $g_{6k} = 6,25 \times 1,25 = 7,81 \text{ kN/m}$           |

#### ALALINE KOORMUS KOKKU:

$$\mathbf{g_k = 177,19 \text{ kN/m}}$$

- |                            |   |
|----------------------------|---|
| - kasuskoormus betoonlaest | $q_{1k} = 3 \times 3,35 \times 2,31 = 23,22 \text{ kN/m}$ |
| - kasuskoormus trepikojast | $q_{2k} = 3 \times 1,25 \times 3 = 11,25 \text{ kN/m}$    |
| - lumekoormus              | $q_{3k} = 3,35 \times 1,2 = 4,02 \text{ kN/m}$            |

#### MUUTUV KOORMUS KOKKU:

$$\mathbf{q_k = 38,49 \text{ kN/m}}$$

KOKKU:  **$p_k = 215,68 \text{ kN/m}$**

ARVUTUSLIK KOORMUS:

ALALINE KOORMUS KOKKU:  $G_d = 1,2 \times 177,19 = 212,63 \text{ kN/m}$

MUUTUV KOORMUS KOKKU:  $Q_d = 1,5 \times 38,49 = 57,74 \text{ kN/m}$

---

KOKKU:  **$P_d = 270,37 \text{ kN/m}$**

Tabel 3.1: Seintele ja postile mõjuvad koormused.

Arvutuslikud koormused 10. korruse seinale ja postile		
Asukoht	Koormus	Ühik
Telg 7 vahemikus C-D (-1210 mm)	270,37	kN/m <sup>2</sup>
Post RBP-11	969,6	kN
Post RBP-12	974,67	kN
Post RBP-13	779,57	kN
Post RBP-14	969,98	kN
Post RBP-15	939,84	kN

### 3.3 Normatiivsed ja arvutuslikud koormused 10. korruse vahelaele

#### 3.3.1 Kandvad siseseinad

Bürooruumide kasulik koormus  $q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$

---

**Kokku: 3,0 kN/ m<sup>2</sup>**

#### 3.3.2 Kerged vaheseinad

Lisame vaheseinte arvelt vahelagedele täiendava ühtlaselt jaotatud koormuse

$g_k = 0,5 \text{ kN/m}^2$

---

**Kokku: 0,5 kN/m<sup>2</sup>**

ARVUTUSLIK KOORMUS:

ALALINE KOORMUS KOKKU:

$$G_d = 1,2 \times 0,5 = 0,6 \text{ kN/m}^2$$

MUUTUV KOORMUS KOKKU:

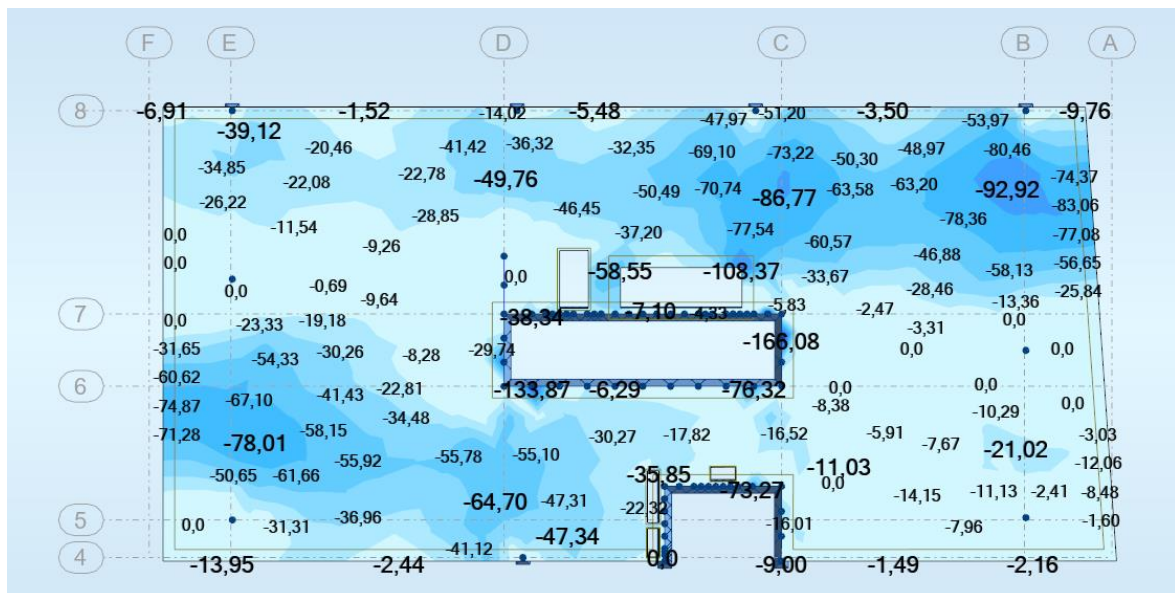
$$Q_d = 1,5 \times 3 = 4,5 \text{ kN/m}^2$$

KOKKU:

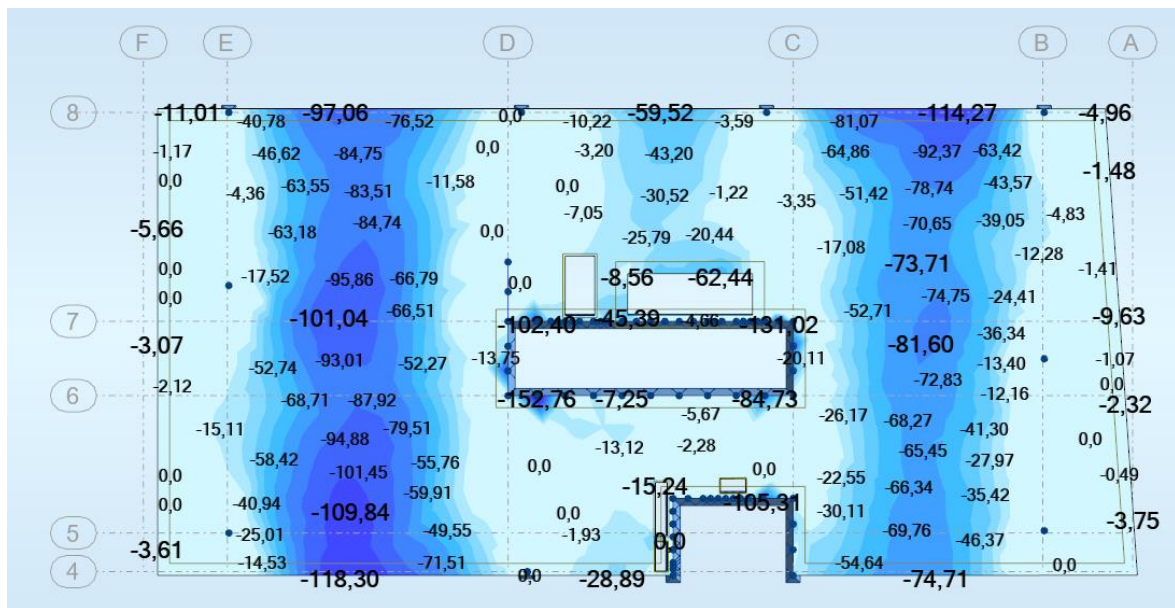
$$P_d = 5,1 \text{ kN/m}^2$$

### 3.4 Armatuurvõrgu monoliitne raudbetoonplaadile arvutamine

Hoone vahelaed valatakse monoliitset raudbetoonist paksusega 300 mm. Vajaliku põhiarmatuuri leidmiseks võetakse arvesse ühemeetrine plaadiriba. Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022 programmi abil saadakse arvutustes kasutatud paindemomendid  $M_{Ed}$ . Arvutuse tulemustest määratakse plaadi x-telje suunas kõige suurema 1 meetrile ühtlaselt jagatud paindemomendi näit alapinnas, mis on 104,02 kNm/m ning y-telje suunas on 113,14 kNm/m. Varu kasuks tulemused suurendatakse ja lõpparvutusel kasutatakse suurendatud paindemomendi väärtus  $M_{Ed} = 115 \text{ kNm/m}$ . (joonised 3.1 ja 3.2). Nurgakohad kõige suurema paindemomendi tulemusega tugevdatakse lisaarmatuuriga.



Joonis 3.1: 10. korruse vahelaeplaadi alapinnas x - telje suunalisel töötamisel tekkivad suurimad paindemomendid kandepiiriseisundis (kNm/m).



Joonis 3.2: 10. korruse vahelaepaadi alapinnas  $y$  - telje suunalisel töötamisel tekkivad suurimad paindemomendid kandepiirseisundis (kNm/m).

### 3.4.1 Armatuuri pindala arvutus alapinnas

Betooni klass on C30/37,  $f_{cd} = 20 \text{ MPa}$ , tabelist 1.1 [4, lk 263]

Armatuuri klass on B500B,  $f_{yd} = 435 \text{ MPa}$ , [4, lk 271]

Suhteline moment leitakse valemiga:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_1^2} < \mu_c \quad (3.1)$$

kus,

$M_{Ed}$  – arvutuslik paindemoment  $kNm/m$ ,

$f_{cd}$  – betooni arvutuslik survetugevus  $MPa$ , tabelist 1.1 [4, lk 263],

$b$  – plaadi laius  $mm$ ,

$\mu_c$  – survetsooni suhteline tegur, leitakse tabelis 3.1 [4, lk 315],

$d_1$  – ristlõike kasuskõrgus (kaugus tõmbearmatuuri raskuskeskmest kuni ristlõike surutud servani)  $mm$ .

$$d_1 = b - c_{nom} \quad (3.2)$$

kus,

$b$  – plaadi laius  $mm$ ,

$c_{nom}$  – Plaadi nimekaitsekiht  $mm$ .

Survetsooni suhteline arvutuskõrgus:

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \quad (3.3)$$

kus,

$\mu$  – Suhteline moment.

Pikitõmbearmatuuri ristlõikepindala laitakse valemiga:

$$A_{s1} = \frac{\omega \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_1}{f_{yd}} \quad (3.4)$$

kus,

$\omega$  – survetsooni suhteline arvutuskõrgus,

$f_{cd}$  – betooni arvutuslik survetugevus  $MPa$ , tabelist 1.1 [4, lk 263],

$b$  – plaadi laius  $mm$ ,

$d_1$  – ristlõike kasuskõrgus  $mm$ ,

$f_{yd}$  – armatuuriterase arvutustugevus  $MPa$  [4, lk 271].

Pikitõmbearmatuuri minimaalne ristlõikepindala tõmbetsoonis:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d_1 \quad (3.5)$$

kus,

$f_{ctm}$  – betooni tõmbetugevus  $MPa$ , tabelist 1.1 [4, lk 263],

$f_{yk}$  – armatuuriterase normtugevus  $MPa$ , tabelist 1.1 [4, lk 263],

$b_t$  – tõmbele töötava plaadi osa laius  $mm$ ,

$d_1$  – ristlõike kasuskõrgus  $mm$ .

Armatuurivarda ristlõikepindala arvestades sammuga

$$A_{s3,prov} = \frac{1000}{s} \cdot A_{s1} \quad (3.6)$$

kus,

$A_{s1}$  – pikitõmbearmatuuri ristlõikepindala  $mm^2/m$ ,



$s$  – terasvarda samm  $mm$ .

Tabel 3.2: Survetsooni suhtelised piirkõrgused ja tegurid [4, lk 315]

$f_{yk}$ MPa	$\xi_c$	$\xi_{c2}$	$\omega_c$	$\mu_c$	Armatuuriteras
295	0,732	1,578	0,585	0,414	A-II
390	0,674	1,940	0,539	0,394	A-III
400	0,668	1,988	0,534	0,392	EN*
450	0,641	2,268	0,513	0,381	EN*
490	0,622	2,556	0,497	0,374	Bp-1
500	0,617	2,639	0,493	0,372	EN*, A500HW, B500K
550	0,594	3,157	0,475	0,362	EN*
600	0,573	3,927	0,458	0,353	EN*, B600KX
650	0,553	5,194	0,443	0,345	EN*
700	0,535	7,667	0,428	0,336	A700HW

Ristlõike kasuskõrguse arvutamine vastavalt valemile 3.2:

$$d_1 = 300 - 25 = 275 \text{ mm}$$

Suhteline moment leitakse 3.1 valemi abil:

$$\mu = \frac{115 \cdot 10^6}{1 \cdot 20 \cdot 1000 \cdot 275^2} = 0,076 < 0,372$$

Arvutuslik survearmatuur ei ole vajalik

Survetsooni suhteline arvutuskõrgus leitakse kasutades valemit 3.3:

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,076} = 0,0791$$

Pikitõmbearmatuuri ristlõikepindala leitakse 3.4 valemi abil:

$$A_{s1} = \frac{0,0791 \cdot 1 \cdot 20 \cdot 1000 \cdot 275}{435} = 1000,1 \text{ mm}^2/m$$

Pikitõmbearmatuuri minimaalne ristlõikepindala tõmbetsoonis arvutamine vastavalt valemile 3.5:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{2,9}{500} \cdot 1000 \cdot 275 = 414,7 \text{ mm}^2/m$$

Kuna arvutuslik pikitõmbearmatuuri pindala on  $A_{s,min} < A_{s1}$ , siis võetakse arvesse pikitõmbearmatuuri ristlõikepindalat.

Plaadi põhiarmatuuriks alapinnas valitakse armatuurivardad mõlemas suunas.

Valitud armatuur  $\varnothing 16$  mm, B500B,  $s=200$  mm ( $A_{s1} = 1005 \frac{mm^2}{m}$ ), mida ühendatakse võrkudeks.

Arvutakse kasutades valemit 3.6:

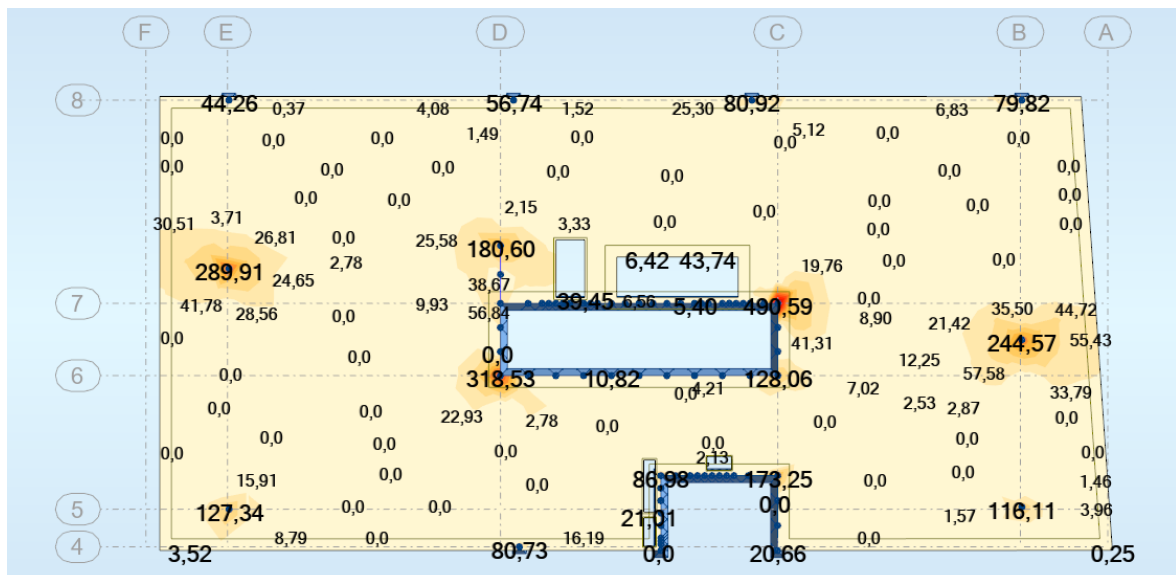
$$A_{s3,prov} = \frac{1000}{200} \cdot \frac{\pi \cdot 16^2}{4} = 1005 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{s1} < A_{s3,prov}$$

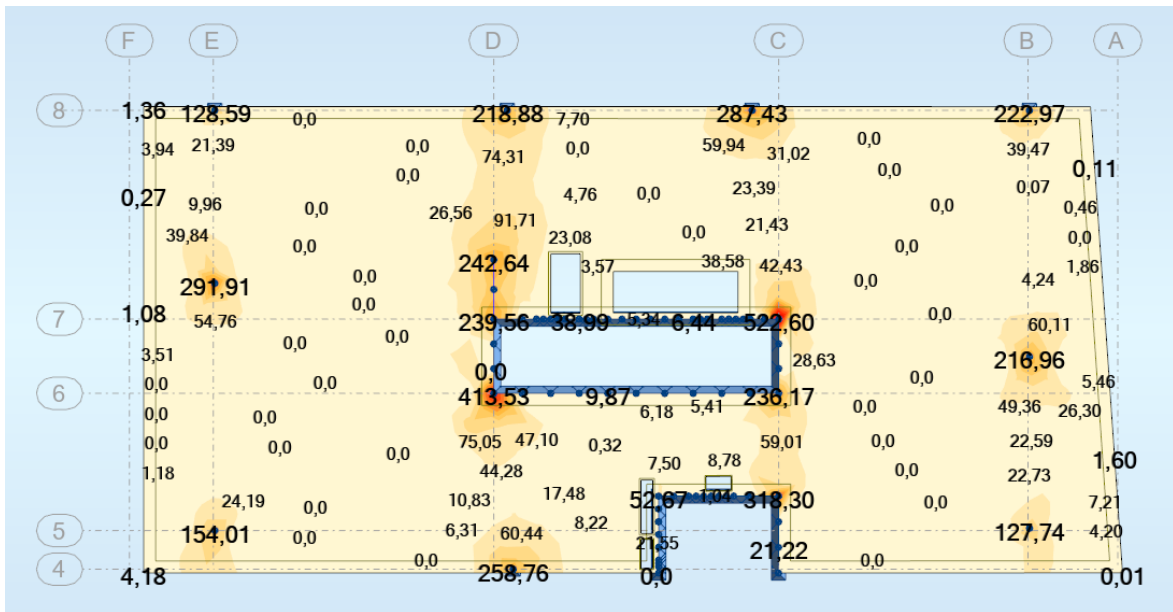
Armatuurvõrk sammuga 200 mm ja  $\varnothing 16$  mm sobib vahelae alapinna tugevdamiseks.

### 3.4.2 Armatuuri pindala arvutus ülapiinas

Arvutuse tulemustest määratakse plaadi x-telje suunas kõige suurema 1 meetrile ühtlaselt jagatud paindemomendi näit, mis on 263,93 kNm/m ning y-telje suunas on 297,95 kNm/m. Armatuurvõrgu arvutamisel võetakse andmest 1 meetrilise lõigust keskmine arv ning arvutused teostatakse paindemomendi arvutusliku väärtusega  $M_{Ed} = 150 \text{ kNm/m}$  (joonised 3.3 ja 3.4). Nurgakohad kõige suurema paindemomendi tulemusega tugevdatakse lisaarmatuuriga.



Joonis 3.3: 10. korruse vahelaeplaadi ülapiinas x - telje suunalisel töötamisel tekkivad suurimad paindemomendid kandepiirteisundis (kNm/m)



Joonis 3.4: 10. korruse vahelaepaadi ülapinnas  $y$  - telje suunalisel töötamisel tekkivad suurimad paindemomendid kandepiirteisundis (kN m/m)

Suhteline moment leitakse 3.1 valemi abil:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_1^2} = \frac{150 \cdot 10^6}{1 \cdot 20 \cdot 1000 \cdot 275^2} = 0,099 < 0,372$$

Arvutuslik survearmatuur ei ole vajalik

Survetsooni suhteline arvutuskõrgus leitakse kasutades valemit 3.3:

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,099} = 0,104$$

Pikitõmbearmatuuri ristlõikepindala leitakse 3.4 valemi abil:

$$A_{s1} = \frac{\omega \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_1}{f_{yd}} = \frac{0,104 \cdot 20 \cdot 1000 \cdot 275}{435} = 1315 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Pikitõmbearmatuuri minimaalne ristlõikepindala tõmbetsoonis arvutamine vastavalt valemile 3.5:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d_1 = 0,26 \cdot \frac{2,9}{500} \cdot 1000 \cdot 275 = 414,7 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Kuna arvutuslik pikitõmbearmatuuri pindala on  $A_{s,min} < A_{s1}$ , siis võetakse arvesse pikitõmbearmatuuri ristlõikepindalat.

Plaadi põhiarmatuuriks ülapinnas valitakse armatuurivardad koormatud kohast mõlemas suunas kaugusele 2m.

Valitud armatuur  $\varnothing 20\text{mm}$ , B500B,  $s=200\text{mm}$  ( $A_{s1} = 1571 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$ ), mis seotakse võrkudeks.

Arvutakse valemiga 3.6:

$$A_{s3,prov} = \frac{1000}{s} \cdot A_s = \frac{1000}{200} \cdot \frac{\pi \cdot 20^2}{4} = 1571 \text{ mm}^2/\text{m}$$

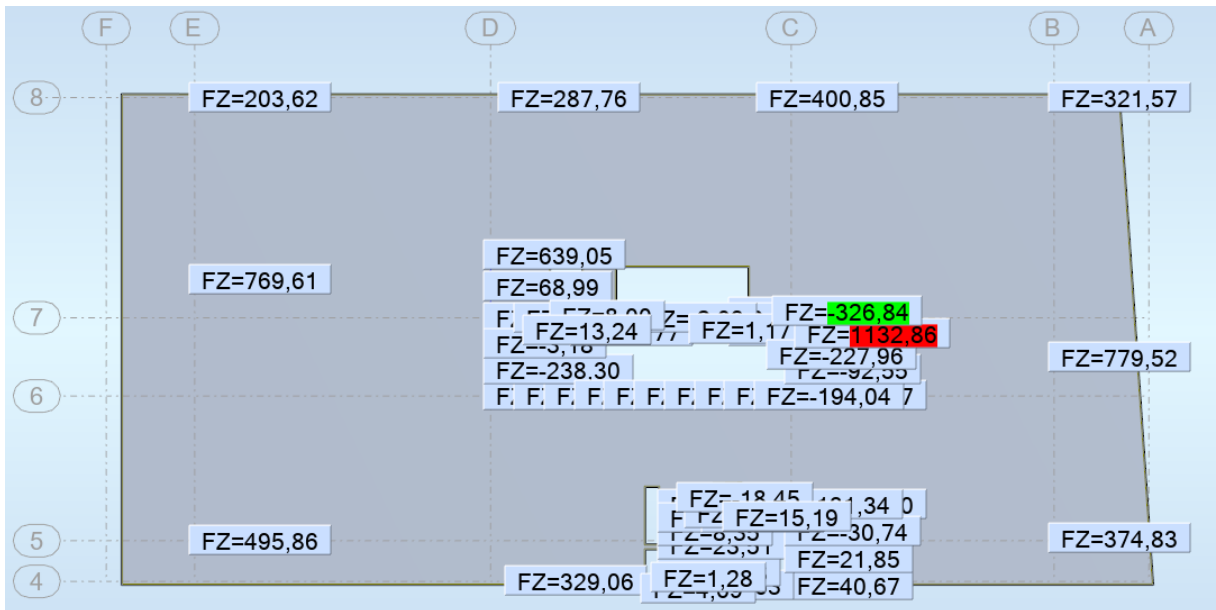
$$A_{s1} < A_{s3,prov}$$

Armatuurvõrk sammuga 200 mm ja  $\varnothing 16$  mm sobib vahelae ülapinna tugevdamisele.

Ankurdamiseks kasutakse servades lisatud aasad  $\varnothing 12$  B500B,  $s = 200$  mm. Lisaks kogu plaadi ulatuses valatakse kontuuriraua armatuur  $2\varnothing 12$  B500B. Alapinna võrgu terasvardad painutakse plaadi ülapinda. Vahelaeplaat lisaks armeeritakse.

### 3.5 Plaadi põikjõukindluse kontroll

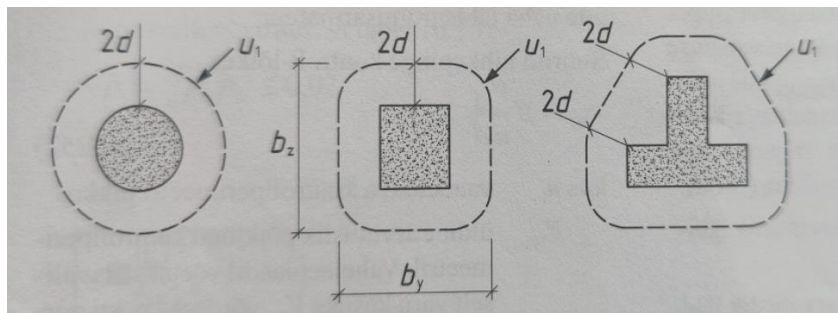
10. korruse vahelae põikjõukindluse kontroll teostatakse all märgitud postikohal (LISA 3), mis omakorda on kõige kriitilisemad kohad (joonis 3.5). Toereaktsioonid arvutakse arvutusliku koormuse põhjal (ptk 3.3) Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022 abil.



Joonis 3.5: Kõige suuremad toereaktsiooni näited kN

### 3.5.1 Läbisurumisarvutus RBP-11 telje B ja 5; E ja 5 ristpunktis

Nurgaposti kohal, kus ekstsentrilisus risti plaadi servaga on suunatud sissepoole ja plaadi servaga paralleelset ekstsentrilisust ei esine, võib läbisurumisjõudu vaadelda ühtlaselt jaotatuna piki joonisel 3.6 näidatud kontrollperimeetrit  $u_1$ . [5, lk 439]



Joonis 3.6: Koormatud ala ümbritsevad tüüpilised baaskontrollperimeetrid [5, lk 439]

10. korruse vahelaeplaadi põikjõukandevõime arvutatakse kontrollperimeetri toel:

$$a = c_1 = 400 \text{ mm}, \text{ ning } b = c_2 = 800 \text{ mm}$$

kus,

$c_1, c_2$  – on posti ristlõike mõõtmed

RBP 11 telje B ja 5; E ja 5 ristpunktis arvutuslik toereaktsioon  $V_{Ed} = 495,86 \text{ kN}$  (LISA 3 ja joonis 3.5). Plaadi läbisurumisarvutus teostatakse vastavalt Betoonkonstruktsioonide arvutamise raamatu punktis „11. Läbisurumine“, lk 436 toodud juhiste. [5, lk 436] [10]

**Sõltuvuse  $V_{Ed} < V_{Rd,max}$  kontroll**

Plaadi baaskontrollperimeetri pikkuse arvutus:

$$u_1 = 2 \cdot a + 2 \cdot b + 2 \cdot \pi \cdot 2 \cdot d \quad (3.7)$$

kus,

a – kontrollperimeetri toe laius *mm*,

b – vaadeldava kontrollperimeetri toe pikkus *mm*.

Baaskontroll-lõikes mõjuv arvutuslik nihkepinge:

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_1 \cdot d_1} \quad (3.8)$$

kus,

$V_{Ed}$  – üldine arvutuslik põikjõud kontrollperimeetril *kN*,

$u_1$  – baaskontrollperimeetri pikkus *mm*,

$d_1$  – plaadi kasuskõrgus *mm*,

$\beta$  – koormuse ekstsentrilisust arvestav tegur.

Konstruktsioonide korral, mille ruumiline stabiilsus on tagatud ilma plaadi ja postide raamsüsteemina koostöötamisest arvesse võtmata ja kus plaadi naaberavade pikkus ei erine üle 25%, võib kasutada joonisel 3.7 toodud teguri  $\beta$  ligikaudset väärtust. [5, lk 445]

Posti ümbritsev minimaalne piirjoone arvutus:

$$u_0 = 2 \cdot a + 2 \cdot b \quad (3.9)$$

Baaskontroll-lõikes mõjuv maksimaalne arvutuslik nihkepinge:

$$v_{Ed,max} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_0 \cdot d_1} \quad (3.10)$$

kus,

$V_{Ed}$  – üldine arvutuslik põikjõud kontrollperimeetril  $kN$ ,

$u_0$  – posti ümbritsev minimaalne piirjoon  $mm$ ,

$d_1$  – plaadi kasuskõrgus  $mm$ ,

$\beta$  – koormuse ekstsentrilisust arvestav tegur.

Plaadi maksimaalne arvutuslik läbisurumiskandevõime  $V_{Rd,max}$ :

$$v_{Rd,max} = 0,4 \cdot v \cdot f_{cd} \quad (3.11)$$

kus,

$f_{cd}$  – betooni arvutuslik survetugevus  $MPa$ , tabelist 1.1 [4, lk 263],

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (3.12)$$

kus,

$f_{ck}$  – normsurvetugevus  $MPa$ , tabelist 1.1 [4, lk 263],

$\rho_1$  on leitav valemiga:

$$\rho_1 = \sqrt{\rho_{1x} \cdot \rho_{1y}} \leq 0,02 \rightarrow \rho_1 = \frac{A_{s1,xy}}{s \cdot d_1} \quad (3.13)$$

kus,

$\rho_{1x}, \rho_{1y}$  – on nakkega tõmbearmatuurile vastavad armeerimistegurid suundades  $y$  ja  $z$ , [5, lk 452]

$A_{s1,xy}$  – ülapiinna terasvarda ristlõikepindala  $mm^2$ ,

$s$  – terasvarda samm  $mm$ ,

$d_1$  – plaadi kasuskõrgus  $mm$ .

Põikarmatuurita plaadi arvutuslik läbisurumiskandevõime leitakse valemiga:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0,1\sigma_{cp} \geq v_{min} + 0,1\sigma_{cp} \quad (3.14)$$

kus,

$$\sigma_{cp} = \frac{\sigma_{cy} + \sigma_{cz}}{2} \quad (3.15)$$

kus,

$\sigma_{cy}$ ,  $\sigma_{cz}$  – eelpingestuse põhjustatud betooni normaalpinged plaadi kriitilises lõikes suundades  $y$  ja  $z$   $MPa$ ,

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} \quad (3.16)$$

kus,

$$f_{ck} \text{ – normsurvetugevus } MPa, \text{ tabelist 1.1 [4, lk 263]}, C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} \quad (3.17)$$

kus,

$\gamma_c$  – osavarutegur alalises ja ajutises arvutusolukorras. [5, lk 65],

$$k = 1 + \sqrt{200/d_1} \quad (3.18)$$

kus,

$d_1$  – plaadi kasuskõrgus  $mm$ .

Plaadi läbisurumiskandevõimet kontrollitakse tingimustega:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,max} \quad (3.19)$$

$$v_{Ed,max} \leq v_{Rd,max} \quad (3.20)$$

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c} \quad (3.21)$$



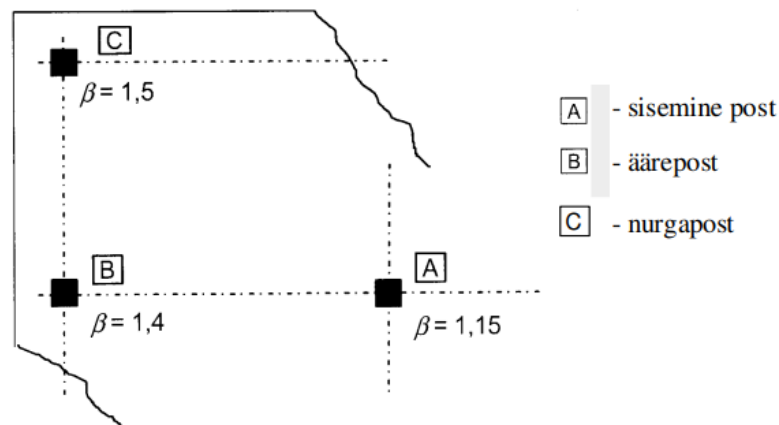
kus,

$v_{Ed}$  – Baaskontroll-lõikes mõjuv arvutuslik nihkepinge  $MPa$ ,

$v_{Ed,max}$  – baaskontroll-lõikes mõjuv maksimaalne arvutuslik nihkepinge  $MPa$ ,

$v_{Rd,max}$  – plaadi maksimaalne arvutuslik läbisurumiskandevõime  $MPa$ ,

$v_{Rd,c}$  – põikarmatuurita plaadi arvutuslik läbisurumiskandevõime  $MPa$ .



Joonis 3.7: Soovitavad ligikaudsed  $\beta$  väärtused

Plaadi baaskontrollperimeetri pikkuse arvutus valemi 3.7 abil:

$$u_1 = 2 \cdot 400 + 2 \cdot 800 + 2 \cdot \pi \cdot 2 \cdot 275 = 5856 \text{ mm}$$

Tegur  $\beta$ :

$\beta = 1,5$  – nurgapost, joonis 3.7

Baaskontroll-lõikes mõjuv arvutuslik nihkepinge vastavalt valemile 3.8:

$$v_{Ed} = 1,5 \cdot \frac{495,86 \cdot 10^3}{5856 \cdot 275} = 0,46 \text{ MPa}$$

Posti ümbritsev minimaalne piirjoone arvutus leitakse kasutades valemit 3.9:

$$u_0 = 2 \cdot 400 + 2 \cdot 800 = 2400 \text{ mm}$$

Baaskontroll-lõikes mõjuv maksimaalne arvutuslik nihkepinge posti perimeetril asuvas lõikes  $u_0 = 2400\text{mm}$ ,  $\beta = 1,5$  arvutakse valemi 3.10 abil:

$$v_{Ed,max} = 1,5 \cdot \frac{495,86 \cdot 10^3}{2400 \cdot 275} = 1,13 \text{ MPa}$$

Plaadi maksimaalne arvutuslik läbisurumiskandevõime  $V_{Rd,max}$  vastavalt valemile 3.11 ja 3.12:

$$v_{Rd,max} = 0,4 \cdot 0,528 \cdot 20 = 4,22 \text{ MPa}$$

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{30}{250}\right) = 0,528 \text{ MPa}$$

10. korruse vahelaepaadi maksimaalne läbisurumiskandevõime kontroll toe perimeetril leitakse kasutades valemite 3.19 ja 3.20:

$$v_{Ed} = 0,46 \text{ MPa} \leq v_{Rd,max} = 4,22 \text{ MPa}$$

$$v_{Ed,max} = 1,13 \text{ MPa} \leq v_{Rd,max} = 4,22 \text{ MPa}$$

Käesolevast järeldub, et antud tingimus läbisurumiskandevõimele toe perimeetril on tagatud varuga.

### **Sõltuvuse $V_{Ed} < V_{Rd,c}$ kontroll**

Plaadi baaskontrollperimeetril  $u_1$  tuleb kontrollida tingimus valemist 3.21:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c}$$

Plaadi kontrollperimeeter  $u_1$  pikkus on määratud kontrollperimeetri pikkusega kaugusel  $2 \cdot d$  toe servast ning avaldub kujul (3.7):

$$u_1 = 2 \cdot 400 + 2 \cdot 800 + 2 \cdot \pi \cdot 2 \cdot 275 = 5856 \text{ mm}$$

Baaskontroll-lõikes mõjuv arvutuslik nihkepinge vastavalt valemile 3.8:

$$v_{Ed} = 1,5 \cdot \frac{495,86 \cdot 10^3}{5856 \cdot 275} = 0,46 \text{ MPa}$$

$\rho_1$  on leitav valemiga 3.13:

$$\rho_1 = \sqrt{\rho_{1x} \cdot \rho_{1y}} \leq 0,02 \rightarrow \rho_1 = \frac{A_{s1,xy}}{s \cdot d_1} = \frac{314}{200 \cdot 275} = 0,0057 \leq 0,02$$

Lähtuvalt saadud tulemustest leitakse põikarmatuurita plaadi arvutuslik läbisurumiskandevõime vastavalt valemile 3.14-3.18:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0,1\sigma_{cp} \geq v_{min} + 0,1\sigma_{cp}$$

$$v_{Rd,c} = 0,12 \cdot 1,853 \cdot (100 \cdot 0,0057 \cdot 30)^{\frac{1}{3}} + 0,1 \cdot 0 \geq 0,484 + 0,1 \cdot 0$$

$$v_{Rd,c} = 0,574 \text{ MPa} \geq v_{min} = 0,484 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = 0$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \cdot 1,853^{\frac{3}{2}} \cdot 30^{\frac{1}{2}} = 0,484 \text{ MPa}$$

$$k = 1 + \sqrt{200/d_1} = 1 + \sqrt{200/275} = 1,853 \leq 2,0$$

Plaadi läbisurumiskandevõimet kontrollitakse tingimustega valemist 3.21:

$$v_{Ed} = 0,46 \text{ MPa} \leq v_{Rd,c} = 0,574 \text{ MPa}$$

Käesolevast järeldatakse, et antud tingimus läbisurumiskandevõimele plaadi baaskontrollperimeetril on rahuldatud ning plaadile ei ole vaja ette näha arvutuslikku põikjõuarmatuuri.

### 3.5.2 Läbisurumisarvutus RBP-15 telje B ja 6 (+1250mm) ristpunktis

Ääreposti kohal, kus ekstsentrilisus risti plaadi servaga on suunatud sissepoole ja plaadi servaga paralleelset ekstsentrilisust ei esine, võib läbisurumisjõudu vaadelda ühtlaselt jaotatuna piki joonisel 3.7 näidatud kontrollperimeetrit  $u_1$ . [5, lk 439]

10. korruse vahelaeplaadi põikjõukandevõime arvutakse kontrollperimetri toel:

$$a = c_1 = 400 \text{ mm}, \text{ ning } b = c_2 = 600 \text{ mm}$$

kus,

$c_1, c_2$  – on posti ristlõike mõõtmed

RBP 15 telje B ja 6 ristpunktis arvutuslik toereaktsioon  $V_{Ed} = 779,52 \text{ kN}$  (LISA 3 ja joonis 3.5). Plaadi läbisurumisarvutus teostatakse vastavalt Betoonstruktsioonide arvutamise raamatu punktis „11. Läbisurumine“, lk 436 toodud juhistele. [5, lk 436] [10]

**Sõltuvuse  $V_{Ed} < V_{Rd,max}$  kontroll**

Plaadi baaskontrollperimeetri pikkuse arvutus valemi 3.7 abil:

$$u_1 = 2 \cdot a + 2 \cdot b + 2 \cdot \pi \cdot 2 \cdot d_1 = 2 \cdot 400 + 2 \cdot 600 + 2 \cdot \pi \cdot 2 \cdot 275 = 5456 \text{ mm}$$

Tegur  $\beta$ :

$$\beta = 1,4 - \text{äärmine post, joonis 3.7}$$

Baaskontroll-lõikes mõjuv arvutuslik nihkepinge vastavalt valemile 3.8:

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_1 \cdot d_1} = 1,4 \cdot \frac{779,52 \cdot 10^3}{5456 \cdot 275} = 0,73 \text{ MPa}$$

Posti ümbritsev minimaalne piirjoone arvutus leitakse kasutades valemit 3.9:

$$u_0 = 2 \cdot a + 2 \cdot b = 2 \cdot 400 + 2 \cdot 600 = 2000 \text{ mm}$$

Baaskontroll-lõikes mõjuv maksimaalne arvutuslik nihkepinge posti perimeetril asuvas lõikes  $u_0 = 2000 \text{ mm}$ ,  $\beta = 1,4$  arvutakse valemi 3.10 abil:

$$v_{Ed,max} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_0 \cdot d_1} = 1,4 \cdot \frac{779,52 \cdot 10^3}{2000 \cdot 275} = 1,98 \text{ MPa}$$

Plaadi maksimaalne arvutuslik läbisurumiskandevõime  $V_{Rd,max}$  vastavalt valemile 3.11 ja 3.12:

$$v_{Rd,max} = 0,4 \cdot v \cdot f_{cd} = 0,4 \cdot 0,528 \cdot 20 = 4,22 \text{ MPa}$$

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{30}{250}\right) = 0,528 \text{ MPa}$$

10. korruse vahelaeplaadi maksimaalne läbisurumiskandevõime kontroll toe perimeetril leitakse kasutades valemit 3.19 ja 3.20:

$$v_{Ed} = 0,73 \text{ MPa} \leq v_{Rd,max} = 4,22 \text{ MPa}$$

$$v_{Ed,max} = 1,98 \text{ MPa} \leq v_{Rd,max} = 4,22 \text{ MPa}$$

Käesolevast järeldub, et antud tingimus läbisurumiskandevõimele toe perimeetril on tagatud varuga.

### **Sõltuvuse $V_{Ed} < V_{Rd,c}$ kontroll**

Plaadi baaskontrollperimeetril  $u_1$  tuleb kontrollida tingimust valemist 3.21:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c}$$

Plaadi kontrollperimeeter  $u_1$  pikkus on määratud kontrollperimeetri pikkusega kaugusel  $2 \cdot d$  toe servast ning avaldub kujul (3.7):

$$u_1 = 2 \cdot a + 2 \cdot b + 2 \cdot \pi \cdot 2 \cdot d_1 = 2 \cdot 400 + 2 \cdot 600 + 2 \cdot \pi \cdot 2 \cdot 275 = 5456 \text{ mm}$$

Baaskontroll-lõikes mõjuv arvutuslik nihkepinge vastavalt valemile 3.8:

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_1 \cdot d_1} = 1,4 \cdot \frac{779,52 \cdot 10^3}{5456 \cdot 275} = 0,73 \text{ MPa}$$

$\rho_1$  on leitav valemiga 3.13:

$$\rho_1 = \sqrt{\rho_{1x} \cdot \rho_{1y}} \leq 0,02 \rightarrow \rho_1 = \frac{A_{s1,xy}}{s \cdot d_1} = \frac{314}{200 \cdot 275} = 0,0057 \leq 0,02$$

Lähtuvalt saadud tulemustest leitakse põikarmatuurita plaadi arvutuslik läbisurumiskandevõime vastavalt valemile 3.14-3.18:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0,1\sigma_{cp} \geq v_{min} + 0,1\sigma_{cp}$$

$$v_{Rd,c} = 0,12 \cdot 1,853 \cdot (100 \cdot 0,0057 \cdot 30)^{\frac{1}{3}} + 0,1 \cdot 0 \geq 0,484 + 0,1 \cdot 0$$

$$v_{Rd,c} = 0,574 \text{ MPa} \geq v_{min} = 0,484 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = 0$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \cdot 1,853^{\frac{3}{2}} \cdot 30^{\frac{1}{2}} = 0,484 \text{ MPa}$$

$$k = 1 + \sqrt{200/d_1} = 1 + \sqrt{200/275} = 1,853 \leq 2,0$$

Plaadi läbisurumiskandevõimet kontrollitakse tingimustega valemist 3.21:

$$v_{Ed} = 0,73 \text{ MPa} \geq v_{Rd,c} = 0,574 \text{ MPa}$$

Käesolevast järeldatakse, et antud tingimus läbisurumiskandevõimele plaadi baaskontrollperimeetril ei ole rahuldatud ning plaadile on vaja ette näha arvutuslikku põikjõuarmatuuri.

#### Vertikaalne põikarmatuur

Põikarmatuuriga plaadi läbisurumiskandevõime:

$$v_{Rd,cs} = 0,75 \cdot v_{Rd,c} + 1,5 \cdot \frac{d}{s_r} \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \cdot \frac{1}{u_1 \cdot d_1} \cdot \sin \alpha \leq k_{max} \cdot v_{Rd,c} \quad (3.22)$$

kus,

$A_{sw}$  - põikarmatuuri ristlõikepindala ühel posti ümbritseval perimeetril  $mm^2$ ,

$s_r$  - põikarmatuuri paiknemise perimeetrite radiaalsamm  $mm$ ,

$f_{ywd,ef}$  - põikarmatuuri efektiivne arvutustugevus läbisurumisel  $MPa$ , siin

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25 \cdot d_1 \quad (3.23)$$

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25 \cdot 275 = 318,75 \text{ MPa} < f_{ywd} = 435 \text{ MPa}$$

$d_1$  - plaadi kahe ristuva suuna keskmine kasuskõrgus,  $d_1 = 275 \text{ mm}$ ,

$\alpha$  - nurk põikarmatuuri ja plaadi pinna vahel,  $\alpha = 90^\circ$ ,

$u_1$  - baaskontrollperimeetri pikkus  $mm$ ,

$k_{max}$  - tegur, mis piirab põikarmatuuri rakendamise saavutatavat maksimaalset

kandevõimet,  $k_{max} = 1,5$ ,

$v_{Rd,c}$  – põikarmatuurita plaadi arvutuslik läbisurumiskandevõime *MPa*.

Vajalik varraste arv ühel perimeetril:

$$n = \frac{A_{sw}}{A_{sw,\emptyset}} \quad (3.24)$$

kus,

$A_{sw}$  - põikarmatuuri ristlõikepindala ühel posti ümbritseval perimeetril *mm<sup>2</sup>*,

$A_{sw,\emptyset}$  - valitud põikarmatuur ristlõikepindala ühel posti ümbritseval perimeetril *mm<sup>2</sup>*.

Perimeetri pikkus, kus põikarmatuur ei ole enam vajalik:

$$u_{out} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{v_{Rd,c} \cdot d_1} \quad (3.25)$$

kus,

$V_{Ed}$  – üldine arvutuslik põikjõud kontrollperimeetril *kN*,

$v_{Rd,c}$  – põikarmatuurita plaadi arvutuslik läbisurumiskandevõime *MPa*.

$d_1$  – plaadi kasuskõrgus *mm*,

$\beta$  – koormuse ekstsentrilisust arvestav tegur.

Kaugus posti pinnast, kus põikarmatuur ei ole enam vajalik:

$$l_{out} = \frac{u_{out} - 2(c_1 + c_2)}{2 \cdot \pi} \quad (3.26)$$

kus,

$u_{out}$  – perimeetri pikkus, kus põikarmatuur ei ole enam vajalik *mm*,

$c_1, c_2$  – on posti ristlõike mõõtmed *mm*.

Minimaalne ristlõikepindala:

$$A_{sw,min} = 0,08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \cdot \frac{s_r \cdot s_t}{1,5} \quad (3.27)$$

kus,

$f_{ck}$  – normsurvetugevus *MPa*, tabelist 1.1 [4, lk 263],

$f_{yk}$  – armatuuriterase normtugevus *MPa* [4, lk 263],

$s_r$  – põikarmatuuri perimeetrite vahekauguseks *mm*,

$s_t$  – põikvarraste samm piki perimeetril *mm*.

Plaadi läbisurumiskandevõimet kontrollitakse tingimustega:

$$v_{Rd,cs} \leq k_{max} \cdot v_{Rd,c} \quad (3.28)$$

$v_{Rd,cs}$  – põikarmatuuriga plaadi läbisurumiskandevõime *MPa*,

$k_{max}$  - tegur, mis piirab põikarmatuuri rakendamise saavutatavat maksimaalset kandevõimet,  $k_{max} = 1,5$ ,

$v_{Rd,c}$  – põikarmatuurita plaadi arvutuslik läbisurumiskandevõime *MPa*.

Avaldame valemist 3.22 vajaliku plaadi pinnaga risti oleva ( $\sin\alpha = 1$ ) põikarmatuuri

vajalikku intensiivsuse  $a_{sw} = \frac{A_{sw}}{s_r}$ , võttes  $v_{Rd,c} = v_{Ed}$ . [5, lk 458] [6]

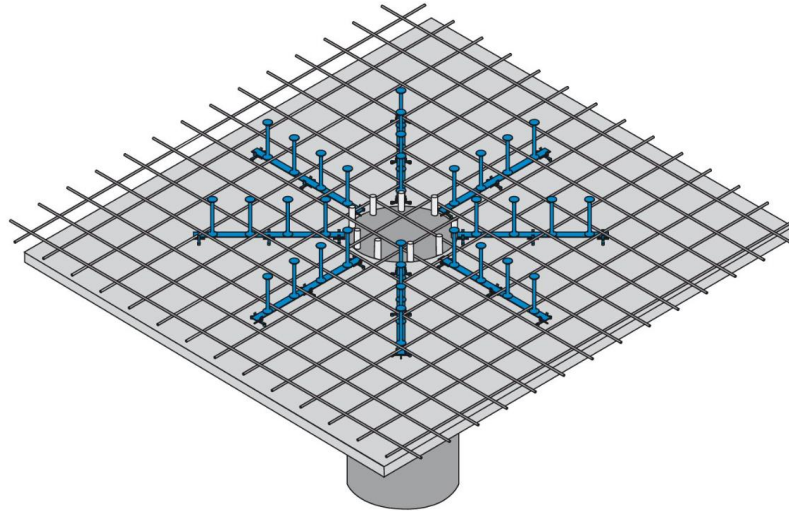
$$\begin{aligned} a_{sw} &\geq \frac{u_1 \cdot d_1 \cdot (v_{Ed} - 0,75 \cdot v_{Rd,c})}{1,5 \cdot d_1 \cdot f_{ywd,ef} \cdot \sin\alpha} = \frac{5456 \cdot 275 \cdot (0,73 - 0,75 \cdot 0,574)}{1,5 \cdot 275 \cdot 318,8 \cdot 1} \\ &= 3,42 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

PSB armatuuri konstrueerimine (LiSA 7 [6] [5, lk 527]):



Postile lähim põikarmatuuri perimeeter peaks olema posti pinnast kaugusel  $(0,3...0,5) d_1$ , põikarmatuuri perimeetrite vahekaugus (samm) peaks olema väiksem kui  $0,75 \cdot d_1$ .

Võtame põikarmatuuri esimese perimeetri kauguseks postist  $85 \text{ mm} (= 0,31 \cdot d_1)$  ja põikarmatuuri perimeetrite vahekauguseks  $s_r = 165 \text{ mm} (= 0,6 \cdot d_1)$ .



Joonis 3.8: PSB põikjõuarmatuur (PSB® Punching Reinforcement – Reinforcement against punching failure of slabs) [6]

Projekteerime vertikaalne PSB-põikjõuarmatuur (joonis 3.8)  $\emptyset 12$  ( $A_{sw,\emptyset 12} = 113 \text{ mm}^2$ ), vajalik püstvarraste summaarne ristlõkepindala ühel perimeetril:

$$A_{sw} \geq a_{sw} \cdot s_r = 3,42 \cdot 165 = 564,3 \text{ mm}^2$$

Ja vajalik varraste arv ühel perimeetril vastavalt valemile 3.24:

$$n = \frac{A_{sw}}{A_{sw,\emptyset 12}} = \frac{564,3}{113} = 4,99, \text{ valitakse ühtlase jagatud varraste arvuks 10 tk}$$

Perimetri pikkus  $u_{out}$ , kus põikarmatuur ei ole enam vajalik (valem 3.25)

$$u_{out} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{v_{Rd,c} \cdot d_1} = 1,4 \cdot \frac{779,52 \cdot 10^3}{0,574 \cdot 275} = 6914 \text{ mm}$$

selle kaugus posti pinnast vastavalt valemile 3.26

$$l_{out} = \frac{u_{out} - 2(c_1 + c_2)}{2 \cdot \pi} = \frac{6914 - 2(400 + 600)}{2 \cdot \pi} = 782,09 \text{ mm}$$

Põikarmatuuri äärmine perimeeter peaks paiknema perimeetrist  $u_{out}$  kuni  $1,5d$  kaugusel, seega posti pinnast vähemalt  $782,09 - 1,5 \cdot 275 = 370 \text{ mm}$  kaugusel. Konstrueerimisjuhiste järgi peab PSB-armatuur olema vähemalt kahel perimeetril, mille kaugus posti pinnast on selles peatükis  $85 \text{ mm}$ .

Põikvarraste samm piki perimeetrit  $s_t$  ei tohiks seespool baaskontrollperimeetrit ületada

$$1,5 \cdot d = 1,5 \cdot 275 = 413 \text{ mm}$$

Konstrueerimise nõuete järgi ei tohiks ühe varda ristlõikepindala  $A_{sw,1}$  olla väiksem minimaalsest ristlõikepindalast  $A_{sw,min}$ . Vertikaalsete armatuuride korral, kui nurk põik- ja pikiarmatuuri vahel  $\alpha = 90^\circ$ , tuleneb  $A_{sw,min}$  valemist kujul:

$$A_{sw,min} = 0,08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \cdot \frac{s_r \cdot s_t}{1,5} = 0,08 \cdot \frac{\sqrt{30}}{500} \cdot \frac{165 \cdot 413}{1,5} = 40 \text{ mm}^2$$

Valitud PSB-armatuur  $\emptyset 12$  ( $A_{sw,\emptyset 12} = 113 \text{ mm}^2$ ), seega on tingimus  $A_{sw} \geq A_{sw,min}$  on täidetud.

Arvutatakse vastavalt valemile 3.22 ja 3.28:

$$v_{Rd,cs} = 0,75 \cdot v_{Rd,c} + 1,5 \cdot \frac{d}{s_r} \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \cdot \frac{1}{u_1 \cdot d_1} \cdot \sin \alpha \leq k_{max} \cdot v_{Rd,c}$$

$$v_{Rd,cs} = 0,75 \cdot 0,574 + 1,5 \cdot \frac{275}{165} \cdot 564,3 \cdot 318,8 \cdot \frac{1}{5456 \cdot 275} \cdot 1 = 0,730 \text{ MPa}$$

$$\leq 1,5 \cdot 0,574 = 0,861 \text{ MPa}$$

Tingimus  $v_{Rd,cs} \leq k_{max} \cdot v_{Rd,c}$  on täidetud.

Teiste asukohade läbisurumisarvutuse tulemused esitatud tabelis 3.3 ja 3.4:

Tabel 3.3: Läbisurumise jõu arvutamisele vajalikud tingimused

Läbisurumisarvutus								
Asukoht	Tulemused					Suhe		
	v,min	vEd	vEd,max	vRd,max	vRd,c	vRd,cs	vRd,cs ≤ kmax · vRd,c	
	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa		Mpa
RBP-11 telje B ja 5; E ja 5 ristpunktid	0,484	0,46	1,13	4,22	0,574	-	≤	-
RBP-15 telje B ja 6 (+1250mm) ristpunktis	0,484	0,73	1,98	4,22	0,574	0,73	≤	0,861
RBP-12 telje E ja 7 (+1200mm) ristpunktis	0,484	0,68	1,65	4,22	0,574	0,68	≤	0,861
RBP-13 teljel C ja D; RBP 14	0,484	0,73	1,94	4,22	0,574	0,73	≤	0,861
RBP-13 teljel B ja E	0,484	0,63	1,67	4,22	0,574	0,63	≤	0,861

Tabel 3.4: PSB põikjõuarmatuuri valik

Asukoht	Põikarmatuuri kaugus posti servast		Põikarmatuuri perimeetri vahekaugus sr		Põikarmatuuri diameeter		Põikarmatuuri äärmise perimeeter		Põikarmatuuri maksimaalne vahekaugus		Varraste arv	
	-	mm	-	mm	-	mm	-	mm	-	mm	-	tk
RBP-11 telje B ja 5; E ja 5 ristpunktid	-	mm	-	mm	-	mm	-	mm	-	mm	-	tk
RBP-15 telje B ja 6 (+1250mm) ristpunktis	85	mm	165	mm	12	mm	370	mm	413	mm	10	tk
RBP-12 telje E ja 7 (+1200mm) ristpunktis	85	mm	165	mm	12	mm	306	mm	413	mm	10	tk
RBP-13 teljel C ja D; RBP 14	85	mm	165	mm	12	mm	385	mm	413	mm	6	tk
RBP-13 teljel B ja E	85	mm	165	mm	12	mm	466	mm	413	mm	6	tk

## 3.6 Lisa pikiarmatuur suurima paindemomendiga piirkondadele

Suure paindemomendi väärtusega kohtadele arvutatakse lisaarmatuur, mille leidmiseks määratakse eraldi kohad erinevate paindemomendi suurusega. Allolevad vahelae asukohad on valitud vajaliku tõmbearmatuuri leidmisele. Arvutuses kasutatud Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022 programmi abil leitud paindemomendid 1 m ühtlaselt jagatud suurused. Kõige suurema paindemomendiga kohad on näidatud joonisel 3.1-3.4. Plaadi lisa pikiarmatuuri arvutused teostatakse vastavalt Betoonkonstruktsioonide arvutamise raamatu punktis „7.2.2 Ristkülikristlõige“, lk 232 toodud juhiste. [5, lk 232] [10]

### 3.6.1 Telje C ja 7 ristumine

Arvutan lisaarmatuur telje C ja 7 ristumispunktis. Arvutused teostakse paindemomendiga mõlemas suunas. Y-telje suhtes kasutakse tagava kasuks

paindemoment  $M_{Ed,y,max} = 413,37 \frac{kNm}{m}$  vahemikus  $M_{Ed,y,max} = 330 \dots 413,37 \frac{kNm}{m}$  ja x-telje suhtes  $M_{Ed,x,max} = 390,17 \frac{kNm}{m}$  vahemikus  $M_{Ed,x} = 220 \dots 390,17 \frac{kNm}{m}$ .

### **Arvutamine y-telje suhtes**

Vajalik pikitõmbearmatuuri ristlõikepindala arvutus:

$$A_{s1,prov} = n \cdot \frac{\pi \cdot \emptyset^2}{4} \quad (3.29)$$

kus,

$n$  – varraste arv tk,

$\emptyset$  – varda diameeter mm.

Survetsooni kõrguse arvutus:

$$x = \frac{f_{yd} \cdot A_{s1}}{0,8 \cdot f_{cd} \cdot b} \quad (3.30)$$

kus,

$A_{s1}$  – pikitõmbearmatuuri valitud ristlõikepindala  $mm^2/m$ ,

$f_{cd}$  – betooni arvutuslik survetugevus MPa, tabelist 1.1 [4, lk 263],

$b$  – plaadi laius mm,

$f_{yd}$  – armatuuriterase arvutustugevus MPa, tabelist 1.2 [4, lk 271].

Abisuurus  $\xi$ :

$$\xi = \frac{x}{d_1} < \xi_c \quad (3.31)$$

kus,

$x$  – survetsooni kõrgus mm,

$d_1$  – ristlõike kasuskõrgus mm,

$\xi_c$  – survetsooni suhteline piirkõrgus, leitakse tabelis 3.1 [4, lk 315]

Survetsooni arvutuskõrgus:

$$y = 0,8 \cdot x$$

(3.32)

kus,

$x$  – survetsooni kõrgus  $mm$ .

Paindekandevõime:

$$M_{Rd} = f_{cd} \cdot b \cdot y \cdot (d_1 - 0,5y)$$

(3.33)

kus,

$y$  – survetsooni arvutuskõrgus  $mm$ ,

$d_1$  – ristlõike kasuskõrgus  $mm$ ,

$f_{cd}$  – betooni arvutuslik survetugevus  $MPa$ , tabelist 1.1 [4, lk 263],

$b$  – plaadi laius  $mm$ .

Paindekandevõime tugevustingimus suunas:

$$M_{Rd} > M_{Ed,max}$$

(3.34)

kus,

$M_{Rd}$  – arvutuslik paindekandevõime  $kNm$ ,

$M_{Ed,max}$  – maksimaalne arvutuslik paindemoment  $kNm$ .

Ristlõike kasuskõrguse arvutamine vastavalt valemile 3.2:

$$d_1 = 300 - 25 = 275mm$$

Suhteline moment leitakse 3.1 valemi abil:

$$\mu = \frac{M_{Ed,y,max}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_1^2} = \frac{413,37 \cdot 10^6}{1 \cdot 20 \cdot 1000 \cdot 275^2} = 0,273 \leq \mu_c = 0,372$$

Survetsooni suhteline arvutuskõrgus leitakse valemiga 3.3:

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,273} = 0,326 \leq \omega_c = 0,494$$

Pikitõmbearmatuuri ristlõikepindala leitakse 3.4 valemi abil:

$$A_{s1} = \frac{\omega \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_1}{f_{yd}} = \frac{0,326 \cdot 20 \cdot 1000 \cdot 275}{435} = 4122 \text{ mm}^2$$

Valitud armatuur 21Ø16 =>  $A_s = 4222 \text{ mm}^2$  . Arvutakse kasutades valemit 3.29:

$$A_{s1,prov} = 21 \cdot \frac{\pi \cdot 16^2}{4} = 4222 \text{ mm}^2/m$$

Survetsooni kõrgus leitakse 3.30 valemi abil:

$$x = \frac{f_{yd} \cdot A_{s1}}{0,8 \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b} = \frac{435 \cdot 4222}{0,8 \cdot 1,0 \cdot 20 \cdot 1000} = 114,79 \text{ mm}$$

Abisuurus  $\xi$  ja  $\xi_c$  leitakse tabelis 3.1 [4, lk 315] või arvutatakse 3.31 valemi abil:

$$\xi = \frac{x}{d_1} = \frac{114,79}{275} = 0,417 < \xi_c = 0,617$$

Survetsooni arvutuskõrgus vastavalt valemile 3.32:

$$y = 0,8 \cdot x = 0,8 \cdot 114,79 = 91,8 \text{ mm}$$

Paindekandevõime leitakse kasutades valemit 3.33:

$$\begin{aligned} M_{Rd,y} &= \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot y \cdot (d_1 - 0,5y) = 1,0 \cdot 20 \cdot 1000 \cdot 91,8 \cdot (275 - 0,5 \cdot 91,8) \\ &= 420,63 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Paindekandevõime tugevustingimus vastavalt valemile 3.34:

$$M_{Rd,y} = 420,63 \text{ kNm} > M_{Ed,y,max} = 413,37 \text{ kNm}$$

Tingimus  $M_{Rd,y} > M_{Ed,y,max}$  on tagatud.

### **Arvutamine x-telje suhtes**

Suhteline moment leitakse 3.1 valemi abil:

$$\mu = \frac{M_{Ed,x,max}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_1^2} = \frac{390,17 \cdot 10^6}{1 \cdot 20 \cdot 1000 \cdot 275^2} = 0,258 \leq \mu_c = 0,372$$

Survetsooni suhteline arvutuskõrgus leitakse valemiga 3.3:

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,258} = 0,304 \leq \omega_c = 0,494$$

Pikitõmbearmatuuri ristlõikepindala leitakse 3.4 valemi abil:

$$A_{s1} = \frac{\omega \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_1}{f_{yd}} = \frac{0,304 \cdot 20 \cdot 1000 \cdot 275}{435} = 3844 \text{ mm}^2$$

Valitud armatuur 20Ø16 =>  $A_s = 4021 \text{ mm}^2$  . Arvutakse kasutades valemit 3.29:

$$A_{s1,prov} = 20 \cdot \frac{\pi \cdot 16^2}{4} = 4021 \text{ mm}^2/m$$

Survetsooni kõrgus leitakse 3.30 valemi abil:

$$x = \frac{f_{yd} \cdot A_{s1}}{0,8 \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b} = \frac{435 \cdot 4021}{0,8 \cdot 1,0 \cdot 20 \cdot 1000} = 109,3 \text{ mm}$$

Abisuurus  $\xi$  ja  $\xi_c$  leitakse tabelis 3.1 [4, lk 315] või arvutatakse 3.31 valemi abil:

$$\xi = \frac{x}{d_1} = \frac{109,3}{275} = 0,398 < \xi_c = 0,617$$

Survetsooni arvutuskõrgus vastavalt valemile 3.32:

$$y = 0,8 \cdot x = 0,8 \cdot 109,3 = 87,44 \text{ mm}$$

Paindekandevõime leitakse kasutades valemit 3.33:

$$\begin{aligned} M_{Rd,x} &= \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot y \cdot (d_1 - 0,5y) = 1,0 \cdot 20 \cdot 1000 \cdot 87,44 \cdot (275 - 0,5 \cdot 87,44) \\ &= 404,45 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Paindekandevõime tugevustingimus vastavalt valemile 3.34:

$$M_{Rd,x} = 404,45 \text{ kNm} > M_{Ed,x,max} = 390,17 \text{ kNm}$$

Tingimus  $M_{Rd,y} > M_{Ed,y,max}$  on tagatud.

Teised kohad on eraldi arvutatud ja esitatud tabelis 3.5:

Tabel 3.5: Lisa pikiarmatuuri tabel

Lisa pikiarmatuur suurima paindemomendiga piirkondadele				
Asukoht	X-telg		Y-telg	
	Paindemomendi vahemik, kNm	Valitud armatuur	Paindemomendi vahemik, kNm	Valitud armatuur
Telg C ja 7	390,17 - 220,0	20Ø16	413,37 - 330,0	21Ø16
Telg D ja 6	284,68 - 220,0	14Ø16	323,54 - 250,0	16Ø16
Post RBP- 12	177,27 - 120,89	8Ø16	188,10 - 130,19	9Ø16
Telg E ja 5	76,53 - 45	4Ø16	141,86 - 45	7Ø16

### 3.7 Pragudekindluse kontroll

10. korruse vahelaes pragudekindluse kontrolli arvutamiseks kasutatakse saadud kasutuspiirseisundi koormuskombinatsioonist tulemusi. Pragudekindluse arvutused teostatakse vastavalt Betoonkonstruktsioonide arvutamise raamatu punktis „12.2 Raudbetoonelement kasutusolukorras“, lk 464 toodud juhiste. [5, lk 464]

Robot Structural Analysis Professional 2022 programmi abil määratakse kõige suuremad paindemomendid vahelaes (LISA A.4 ja LISA A.5). Pragudekindluse kontrollimiseks võetakse arvesse ühemeetrine plaadiriba.

Ehitamise ajal arvestatakse konstruktsioonidele välistingimuse mõju, seega lõplik roometegur  $\varphi(\infty, t_0)$  määratakse võttes betoonkonstruktsiooni vanuseks 28 päeva. Roometegur  $\varphi(\infty, t_0)$  leitakse joonise 3.10 abil.

Tabeli kasutamiseks vajalik abisuurus  $h_0$ :

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} \quad (3.35)$$

kus,

$A_c$  – betoonristlõike pindala  $mm^2$ ,

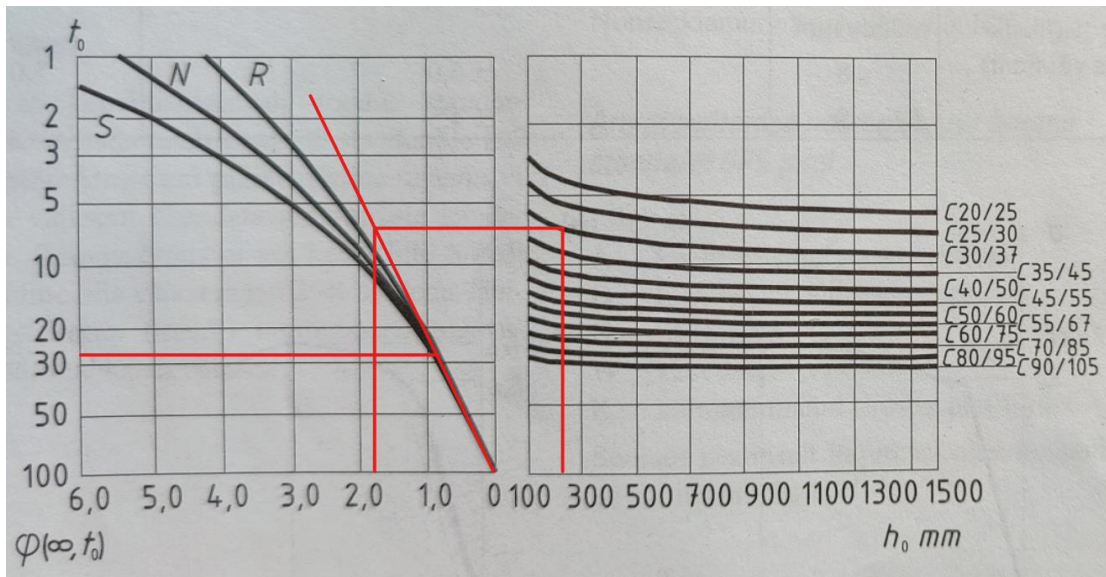
$u$  – keskkonna mõjule allutatud ristlõikeosa ümbermõõt  $mm$ .

Abisuurus  $h_0$  arvutatakse valemi 3.35 abil:

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} = \frac{2 \cdot 1000 \cdot 300}{2 \cdot 1000 + 2 \cdot 300} = 231 \text{ mm}$$

Betooni lõpliku roometeguri võetakse võrdseks  $\varphi(\infty, t_{28})$  välistingimustes (RH=80%),





Joonis 3.9: Betooni lõpliku roometeguri graafik välistingimustes  $\varphi(\infty, t_0)$

$$\varphi(\infty, t_{28}) = 1,8$$

Betooni tegelik elastsusmoodul  $E_{c,eff}$ :

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_{28})}$$

(3.36)

kus,

$E_{cm}$  – 28 päeva vanuse betooni elastsusmoodul  $MPa$ ,

$\varphi(\infty, t_{28})$  – 28 päeva vanuse betooni lõplik roometegur.

Terase ja betooni tegeliku elastsusmooduli suhe:

$$a_s = \frac{E_s}{E_{c,eff}}$$

(3.37)

kus,

$E_{c,eff}$  – betooni tegelik elastsusmoodul  $MPa$ ,

$E_s$  – terase elastsusmoodul  $MPa$ , antud projektis kasutatakse  $E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$

Survearmatuurita plaadi redutseeritud ristlõikepindala:

$$A_{red} = b \cdot h + a_s \cdot A_{s1} \quad (3.38)$$

kus,

$h$  – plaadi kõrgus  $mm$ ,

$b$  – plaadi laius  $mm$ ,

$a_s$  – terase ja betooni tegeliku elastsusmooduli suhe,

$A_{s1}$  – pikitõmbearmatuuri ristlõikepindala  $mm^2/m$ .

Redutseeritud ristlõike raskuskeskme kaugus ristlõike tõmmatud servast:

$$y_{0,red} = \frac{0,5 \cdot b \cdot h^2 + a_s \cdot A_{s1} \cdot (h - d_1)}{A_{red}} \quad (3.39)$$

kus,

$h$  – plaadi kõrgus  $mm$ ,

$b$  – plaadi laius  $mm$ ,

$a_s$  – terase ja betooni tegeliku elastsusmooduli suhe,

$d_1$  – ristlõike kasuskõrgus  $mm$ ,

$A_{s1}$  – pikitõmbearmatuuri ristlõikepindala  $mm^2/m$ ,

$A_{red}$  – survearmatuurita plaadi redutseeritud ristlõikepindala  $mm^2$ .

Survetsooni kõrgus:

$$x_1 = h - y_{0,red} \quad (3.40)$$

kus,

$h$  – plaadi kõrgus  $mm$ ,

$y_{0,red}$  – redutseeritud ristlõike raskuskeskme kaugus ristlõike tõmmatud servast  $mm$ .

Redutseeritud ristlõike inertsimoment:

$$I_{red} = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot (x_1 - 0,5 \cdot h)^2 + a_s \cdot A_{s1} \cdot (h - d_1)^2$$

(3.41)

kus,

$h$  – plaadi kõrgus  $mm$ ,

$b$  – plaadi laius  $mm$ ,

$a_s$  – terase ja betooni tegeliku elastsusmooduli suhe,

$d_1$  – ristlõike kasuskõrgus  $mm$ ,

$x_1$  – survetsooni kõrgus  $mm$ ,

$A_{s1}$  – pikitõmbearmatuuri ristlõikepindala  $mm^2/m$ .

Normaalpraota redutseeritud ristlõike vastupanumoment tõmmatud serva suhtes:

$$W_{t,red} = \frac{I_{red}}{y_{0,red}}$$

(3.42)

kus,

$I_{red}$  – redutseeritud ristlõike inertsimoment  $mm^4$ ,

$y_{0,red}$  – redutseeritud ristlõike raskuskeskme kaugus ristlõike tõmmatud servast  $mm$ .

Paindemoment normaalprao tekkimisel:

$$M_{cr} = f_{ctm} \cdot W_{t,red}$$

(3.43)

kus,

$f_{ctm}$  – betooni tõmbetugevus  $MPa$ , tabelist 1.1 [4, lk 263],

$W_{t,red}$  – Normaalpraota redutseeritud ristlõike vastupanumoment tõmmatud serva suhtes  $mm^3$ .

Pragunenuna käsitletakse ristlõiget, kui järgmine tingimus on rahuldatud:

$$M_{cr} < M_{Ek}$$

(3.44)

kus,

$M_{cr}$  – paindemoment normaalprao tekkimisel  $kNm$ ,

$M_{Ek}$  – normatiivse koormuse põhjustatud paindemoment  $kNm$ .

Betooni tegelik elastsusmoodul leitakse valemiga 3.36:

$$E_{c,eff} = \frac{33 \cdot 10^3}{1 + 1,8} = 11,79 \cdot 10^3 \text{ MPa}$$

Terase ja betooni tegeliku elastsusmooduli suhe vastavalt valemile 3.37:

$$a_s = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{2,1 \cdot 10^5}{11,79 \cdot 10^3} = 17,8$$

Käesoleva töö peatükis 3.4.1 leitud pikitõmbearmatuur 10. korruse vahelaeplaadi alapinna mõlemas suunas kõige kriitilisemas kohal on  $\varnothing 16$  mm, B500B,  $s=200$  mm ( $A_{s1} = 1005 \frac{mm^2}{m}$ ). Ülapinna kohal on  $\varnothing 20$ mm, B500B,  $s=200$ mm ( $A_{s2} = 1571 \frac{mm^2}{m}$ )

Survearmatuurita plaadi redutseeritud ristlõike pindala leitakse kasutades valemit 3.38:

$$A_{red} = 1000 \cdot 300 + 17,8 \cdot 1005 = 317889 \text{ mm}^2 = 3179 \text{ cm}^2$$

Redutseeritud ristlõike raskuskeskme kaugus ristlõike tõmmatud servast (valem 3.39):

$$y_{0,red} = \frac{0,5 \cdot 1000 \cdot 300^2 + 17,8 \cdot 1005 \cdot (300 - 275)}{317889} = 143 \text{ mm}$$

Survetsooni kõrgus leitakse 3.40 valemi abli:

$$x_1 = h - y_{0,red} = 300 - 143 = 157 \text{ mm}$$

Redutseeritud ristlõike inertsimoment arvutakse kasutades valemit 3.41:

$$I_{red} = \frac{1000 \cdot 300^3}{12} + 1000 \cdot 300 \cdot (157 - 0,5 \cdot 300)^2 + 17,8 \cdot 1005 \cdot (300 - 275)^2$$

$$= 22,759 \cdot 10^8 \text{ mm}^4 = 22,759 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

Normaalpraota redutseeritud ristlõike vastupanumoment tõmmatud serva suhtes (valem 3.42):

$$W_{Ired} = \frac{I_{red}}{y_{0,red}} = \frac{22,759 \cdot 10^8}{143} = 15,915 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

Paindemoment normaalprao tekkimisel leitakse kasutades valemit 3.43:

$$M_{cr} = 2,9 \cdot 15,915 \cdot 10^6 = 46,15 \text{ kNm}$$

Maksimaalne paindemomendi leidmisel võetakse andmest 1 meetrilise lõigust keskmine. Plaadi ülemises pinnas tõmme tekitava paindemomendi suurus on  $M_{Ek} = 315 \text{ kNm}$  joonisel 3.1-3.4, plaadi alumises pinnas tõmme tekitava suurus on  $M_{Ek} = 114 \text{ kNm}$

Pragunenuna käsitletakse ristlõiget, kui järgmine tingimus on rahuldatud (3.44):

$$M_{cr} < M_{Ek}$$

Tingimusest järeldub, et pragusid plaadi pinnas tekivad.

### 3.7.1 Kaudne pragudekontroll

Kaudne pragudekontrollimiseks võetakse arvesse ühemeetrine plaadiriba. Maksimaalne paindemoment ülapiinas  $M_{Ek} = 315 \text{ kNm}$  ja alapinnas  $M_{Ek} = 114 \text{ kNm}$ . Lubatav prao laius keskkonnaklassi XC3 korral  $w_k = 0,3 \text{ mm}$ . Kaudne pragudekontrolli arvutus teostatakse vastavalt Betoonkonstruktsioonide arvutamise raamatu punktis „12.4.3 Kaudne pragudekontroll“, lk 479 toodud juhiste. [5, lk 479]

Ristlõike pikitõmbearmatuur on määratud normaallõike tugevusarvutusega, vt peatükk 3.6.1. Suurem armatuuri diameeter on  $\varnothing 16$ ,  $A_s = 4222 \text{ mm}^2$ , varraste vahekaugus  $a = 50 \text{ mm}$ .

Survetsooni kõrgus pragunenud ristlõikes:

$$x_2 = \sqrt{\left(\frac{A_{s1,red} + A_{s2,red}}{b}\right)^2 + \frac{2 \cdot (A_{s1,red} \cdot d_1 + A_{s2,red} \cdot (h - d_1))}{b}} - \frac{A_{s1,red} + A_{s2,red}}{b} \quad (3.45)$$

kus,

$b$  – plaadi laius  $mm$ ,

$A_{s1,red}$  – redutseeritud ristlõike pindala  $mm^2$ ,

$A_{s2,red}$  – redutseeritud ristlõike pindala  $mm^2$ ,

$d_1$  – ristlõike kasuskõrgus  $mm$ ,

$h$  – plaadi kõrgus  $mm$ .

Redutseeritud ristlõike inertsimoment pragunenud ristlõikes:

$$I_{red} = \frac{b \cdot h^3}{12} + A_{s1,red} \cdot (d_1 - x_2)^2 + A_{s2,red} \cdot d_1 \cdot (x_2 - (h - d_1)) \quad (3.46)$$

kus,

$h$  – plaadi kõrgus  $mm$ ,

$b$  – plaadi laius  $mm$ ,

$d_1$  – ristlõike kasuskõrgus  $mm$ ,

$x_2$  – survetsooni kõrgus pragunenud ristlõikes  $mm$ ,

$A_{s1,red}$  – redutseeritud ristlõike pindala  $mm^2$ ,

$A_{s2,red}$  – redutseeritud ristlõike pindala  $mm^2$ ,

$$A_{s1,red} = a_s \cdot A_{s1} \quad (3.47)$$

$$A_{s2,red} = a_s \cdot A_{s2} \quad (3.48)$$

kus,

$a_s$  – terase ja betooni tegeliku elastsusmooduli suhe,

$A_{s1}$  – ristlõike pindala  $mm^2$  ,

$A_{s2}$  – ristlõike pindala  $mm^2$  .

Armatuuri  $A_{s1}$  pinge:

$$\sigma_{s1} = a_s \cdot \frac{M_{Ek} \cdot (d_1 - x_2)}{I_{red}}$$

(3.49)

kus,

$a_s$  – terase ja betooni tegeliku elastsusmooduli suhe,

$d_1$  – ristlõike kasuskõrgus  $mm$ ,

$x_2$  – survetsooni kõrgus pragunenud ristlõiges  $mm$ ,

$M_{Ek}$  – normatiivse koormuse põhjustatud paindemoment  $kNm$ ,

$I_{red}$  – redutseeritud pragunenud ristlõike inertsimoment  $mm^4$ .

Armatuuri  $A_{s2}$  pinge:

$$\sigma_{s2} = a_s \cdot \frac{M_{Ek} \cdot (x_2 - (h - d_1))}{I_{red}}$$

(3.50)

kus,

$h$  – plaadi kõrgus  $mm$ ,

$a_s$  – terase ja betooni tegeliku elastsusmooduli suhe,

$d_1$  – ristlõike kasuskõrgus  $mm$ ,

$x_2$  – survetsooni kõrgus pragunenud ristlõiges  $mm$ ,

$M_{Ek}$  – normatiivse koormuse põhjustatud paindemoment  $kNm$ ,

$I_{red}$  – redutseeritud pragunenud ristlõike inertsimoment  $mm^4$ .

Betooni suurim survepinge:

$$\sigma_c = \frac{M_{Ek} \cdot x_2}{I_{red}}$$

(3.51)

kus,

$x_2$  – survetsooni kõrgus pragunenud ristlõiges  $mm$ ,

$M_{Ek}$  – normatiivse koormuse põhjustatud paindemoment  $kNm$ ,

$I_{red}$  – redutseeritud pragunenud ristlõike inertsimoment  $mm^4$ .

Täispragunenud redutseeritud ristlõige hetkel  $t = t_0$ :

$$- a_s = 17,8$$

Survetsooni kõrgus pragunenud ristlõikes (valem 3.45):

$$x_2 = \sqrt{\left(\frac{A_{s1,red} + A_{s2,red}}{b}\right)^2 + \frac{2 \cdot (A_{s1,red} \cdot d_1 + A_{s2,red} \cdot (h - d_1))}{b}} - \frac{A_{s1,red} + A_{s2,red}}{b}$$

Redutseeritud ristlõike pindala (valemid 3.47-3.48):

$$A_{s1,red} = 17,8 \cdot 1005 = 17889 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2,red} = 17,8 \cdot 1571 = 27964 \text{ mm}^2$$

$$x_2 = \sqrt{\left(\frac{17889 + 27964}{1000}\right)^2 + \frac{2 \cdot (17889 \cdot 275 + 27964 \cdot (300 - 275))}{1000}} - \frac{17889 + 27964}{1000} = 69,64 \text{ mm}$$

Redutseeritud ristlõike inertsimoment pragunenud ristlõikes valemi 3.46 abil:

$$I_{red} = \frac{1000 \cdot 300^3}{12} + 17889 \cdot (275 - 69,64)^2 + 27964 \cdot 275 \cdot (69,64 - (300 - 275)) = 33,477 \cdot 10^8 \text{ mm}^4 = 33,477 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

Betooni suurim survepinge valemi 3.51 abil:



$$\sigma_c = \frac{315 \cdot 10^6 \cdot 69,64}{33,477 \cdot 10^8} = 6,55 \text{ MPa}$$

Armatuuri  $A_{s1}$  pinge (3.49):

$$\sigma_{s1} = 17,8 \cdot \frac{315 \cdot 10^6 \cdot (275 - 69,64)}{33,477 \cdot 10^8} = 343,95 \text{ MPa}$$

Armatuuri  $A_{s2}$  pinge (3.50):

$$\sigma_{s2} = 17,8 \cdot \frac{315 \cdot 10^6 \cdot (69,64 - (300 - 275))}{33,477 \cdot 10^8} = 74,77 \text{ MPa}$$

Armatuuri minimaalne ristlõikepindala

$$A_{s,min} = \frac{k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s} \tag{3.52}$$

kus,

$$A_{ct} = b \cdot (h - x_1) = 1000 \cdot (300 - 157) = 143000 \text{ mm}^2 - \text{ristlõike tõmmatud tsooni pindala vahetult enne esimese prao tekkimist } \text{mm}^2, \tag{3.53}$$

$k = 0,65$  - tegur, mis võtab arvesse ebaühtlaselt jaotuvate isetasakaalustuvate algpingete mõju.

$k_c = 0,4$  - tegur, mis võtab arvesse ristlõike või selle osa pingejaotust vahetult enne prao tekkimist ja sisejõudude öla muutumist juhul, kui  $N_{Ed} = 0$ .

Kui  $h < 1 \text{ m}$ , siis  $h_* = h$  - ristlõike suhtelist kõrgust arvestav tegur

$$k_1 = \frac{2 \cdot h_*}{3 \cdot h} = \frac{2 \cdot 300}{3 \cdot 300} = 0,67 - \text{tegur, mis võtab arvesse noraaljõu mõju pingejaotusele}$$

(3.54)

$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 2,9$  - betooni efektiivne keskmine tõmbetugevus esimese prao oodatava tekkimise ajal *MPa*.

Raudbetoonplaadi normaalprao laiust ei ole vaja arvutusega kontrollida, kui  $A_{s,min} < A_s$

Tingimuse kontroll:

$$A_{s,min1} = \frac{0,4 \cdot 0,65 \cdot 2,9 \cdot 143000}{343,95} = 313,5 \text{ mm}^2 < A_s = 4222 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min2} = \frac{0,4 \cdot 0,65 \cdot 2,9 \cdot 143000}{74,77} = 1442,0 \text{ mm}^2 < A_s = 4222 \text{ mm}^2$$

Seega on normaallõike kandevõimest tulenev armatuur suurem pragude arenemise piiramiseks vajalikust minimaalsest armatuurist.

*Armatuuri suurim lubatav läbimõõt ja varraste suurim vahekaugus*

Pingele  $\sigma_s = 343,95 \text{ MPa}$  vastab tabelis 3.6  $w_k = 0,3 \text{ mm}$  korral armatuuri esialgne suurim läbimõõt vastavalt valemile 3.55:  $\varnothing_s^* = 8,8 \text{ mm}^2$  (interpoleerimise meetod)

Armatuuri maksimaalne lubatav pinget vahetult pärast prao tekkimist:

$$\sigma_s = \sigma_{s,1} \cdot \frac{(\sigma_{s,2} - \sigma_{s,1})}{(\varnothing_{s,2}^* - \varnothing_{s,1}^*)} \cdot (\varnothing_s^* - \varnothing_{s,2}^*)$$

(3.55)

kus,

$\sigma_{s,1}$  – terase pinget alumine näit *MPa*,

$\sigma_{s,2}$  – terase pinget ülemine näit *MPa*,

$\varnothing_{s,1}^*$  – armatuurivarda esialgne suurim läbimõõdu alumine näit *mm*,

$\varnothing_{s,2}^*$  – armatuurivarda esialgne suurim läbimõõdu ülemine näit *mm*,

Täpsustatud suurim lubatud läbimõõt:

$$\varnothing_s = \varnothing_s^* \cdot \frac{f_{ct,eff}}{2,9} \cdot \frac{k_c \cdot h_{cr}}{2 \cdot (h - d_1)}$$

(3.56)

kus,

$d_1$  – ristlõike kasuskõrgus  $mm$ ,

$f_{ct,eff}$  – betooni efektiivne keskmine tõmbetugevus esimese praio oodatava tekkimise ajal  $MPa$ .

$h$  – plaadi kõrgus  $mm$ ,

$k_c$  – tegur, mis võtab arvesse ristlõike või selle osa pingejaotust vahetult enne praio tekkimist ja sisejõudude õla muutumist juhul, kui  $N_{Ed} = 0$ .

$h_{cr} = h - y_c = 300 - 157 = 143 \text{ mm}$  – tõmbetsooni kõrgus vahetult enne praio tekkimist  $mm$ ,

(3.57)

$y_c = x_1 = h - y_{0,red} = 300 - 143 = 157 \text{ mm}$  – survetsooni kõrgus

Täpsustatud suurim lubatud läbimõõdu tingimus:

$$\varnothing_s > \varnothing$$

(3.58)

kus,

$\varnothing_s$  – täpsustatud suurim lubatud läbimõõt  $mm$ ,

$\varnothing$  – kasutatud suurim läbimõõt  $mm$ .

Tabel 3.6: Armatuurvarda esialgne suurim läbimõõt  $\phi_s^*$

Terase pinge $\sigma_s$ MPa	$\phi_s^*$ mm		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

Täpsustatud suurim lubatud läbimõõt määratakse valemiga 3.56:

$$\phi_s = \phi_s^* \cdot \frac{f_{ct,eff}}{2,9} \cdot \frac{k_c \cdot h_{cr}}{2 \cdot (h - d_1)} = 8,8 \cdot \frac{2,9}{2,9} \cdot \frac{0,4 \cdot 143}{2 \cdot (300 - 275)} = 10,4$$

Tingimus 3.58:

$$\phi_s = 10,07 \text{ mm} < \phi = 16 \text{ mm}$$

Pingele  $\sigma_s = 343,95 \text{ MPa}$  vastab tabelis 3.7 varraste suurim vahekaugus ja varraste vahekaugus  $a_s = 70,06 \text{ mm} < a = 200 \text{ mm}$  (interpoleerimise meetod)

Tabel 3.7: Varraste suurim vahekaugus pragudekontrolliks

Terase pinge $\sigma_s$ MPa	Ribivarraste suurim vahekaugus $a_s$ mm		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Seega ei vasta armatuuri läbimõõt ja varraste vahekaugus pragudekindluse nõuetele. Nõutav pragudekindlus on tagatud ja normaalprao avanemislaiuse arvutuslik kontroll on vajalik.

### 3.7.2 Prao avanemislaiuse arvutus

Normaalprao avanemislaius:

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) < w_{max} \quad (3.59)$$

kus,

$w_{max}$  – suurim lubatud praolaius  $mm$ ,

$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$  – keskmine pragudevaheline deformatsioon

$s_{r,max}$  – pragude maksimaalne vahekaugus  $mm$ ,

$$s_{r,max} = 3,4 \cdot c + \frac{0,425 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot \varnothing}{\rho_{p,eff}} \quad (3.60)$$

kus,

$c$  – armatuuri kaitsekiht  $c = 17 \text{ mm}$ ,

$k_1$  – armatuuri nakkeomadusi arvestav tegur  $k_1 = 0,8$  – kõrgnakkega varrastel,

$k_2$  – deformatsioonijaotust arvestav tegur paindel  $k_2 = 0,5$ ,

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} \quad (3.61)$$

kus,

$A_s$  – ristlõike pindala  $mm^2$ ,

$A_{c,eff}$  – armatuuri ümbritseva tõmmatud betooni kasulik pindala  $mm^2$ .

$$A_{c,eff} = b \cdot h_{c,eff} \quad (3.62)$$

kus,

$b$  – plaadi laius  $mm$ ,

$h_{c,eff}$  – vähim suurustest  $mm$  :

$$h_{c,eff} = 2,5 \cdot (h - d_1) \text{ või } \frac{h - x_2}{3}$$

(3.63)

kus,

$h$  – plaadi kõrgus  $mm$ ,

$d_1$  – ristlõike kasuskõrgus  $mm$ ,

$x_2$  – survetsooni kõrgus pragunenud ristlõiges  $mm$ ,

Keskmine pragudevaheline deformatsioon:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + a_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

(3.64)

kus,

$\sigma_s$  – praoga ristlõike järgi arvutatud tõmbearmatuuri pinge  $MPa$ ,

$k_t$  – koormuse kestusest olenev tegur  $k_t = 0,4$  pikajaline koormus,

$f_{ct,eff}$  – betooni efektiivne keskmine tõmbetugevus esimese praoo oodatava tekkimise ajal  $MPa$ ,

$$a_e = \frac{E_s}{E_{cm}}$$

(3.65)

kus,

$E_{cm}$  – betooni keskmine elastsusmoodul tabelist 1,1  $E_{cm} = 33 \cdot 10^3 MPa$ ,

$E_s$  – terase elastsusmoodul  $MPa$ , antud projektis kasutatakse  $E_s = 210000 N/mm^2$

Keskmine deformatsioon pragudevahelisel lõigul (valemid 3.61-3.64):

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{343,95 - 0,4 \cdot \frac{2,9}{0,0131} \cdot \left(1 + \frac{210000}{33 \cdot 10^3} \cdot 0,0131\right)}{210000} = 1,18 \cdot 10^{-3}$$

$$\geq 0,6 \cdot \frac{343,95}{210000} = 0,983 \cdot 10^{-3}$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{1005}{76800} = 0,0131$$

$$A_{c,eff} = 1000 \cdot 76,8 = 76800 \text{ mm}^2$$

$$h_{c,eff} = 76,8 \text{ mm}$$

$$2,5 \cdot (h - d_1) = 2,5 \cdot (300 - 275) = 62,5 \text{ mm} < \frac{h - x_2}{3} = \frac{300 - 69,64}{3} = 76,8 \text{ mm}$$

Arvutatakse pragude maksimaalne vahekaugus valemiga 3.60:

$$s_{r,max} = 3,4 \cdot 17 + \frac{0,425 \cdot 0,8 \cdot 0,5 \cdot 16}{0,0131} = 265,4 \text{ mm}$$

Normaalprao avanemislaius (valem 3.59):

$$w_k = 265,4 \cdot 1,18 \cdot 10^{-3} = 0,3 \text{ mm} \leq w_{max} = 0,3 \text{ mm}$$

Tingimus on täidetud, seega jääb tala normaalpragude avanemise arvatud väärtus lubatud piiridesse.

### 3.8 10. korruse vahelae läbipainde kontroll

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022 programmi abil määratakse kõige suuremad vahelae läbipainded (joonis 3.10). Konstruksiooni läbipaine ei tohi kahjustada selle nõuetekohast funktsioneerimist või välimust. Andmed võrreldatakse lubatud piirläbipainde suhega. Läbipainde soovitavaks piirsurusest võetakse andmed Ehituskonstruktori käsiraamatust. [4, lk 428]

Tabel 3.8: Läbipainde soovitatavad piirsuurused.  $L =$  sille  $mm$

Konstruktsioonelement	Piirläbipaine <sup>1)</sup>	
	$w_{max}$	$w_3$
Vahelaed, mis kannavad poste (v.a kui arvutustes on paigutistega arvestatud)	$L/400$	$L/500$
Vahelaed, millele toetuvad painet halvasti taluvad põrandad, vaheseinad jne	$L/250$	$L/350$
Muud vahelaed ja käidavkatused	$L/250$	$L/300$
Muud katused üldjuhul	$L/200$	$L/250$
Juhul kui liigne läbipaine mõjub ebaesteetiliselt	$L/250$	–

Konstruktsiooni lõplik läbipaine:

$$w_{max} = w_1 + w_2 + w_3 - w_c \quad (3.66)$$

kus,

$w_1$  – alaliskoormusest põhjustatud läbipainde algosa  $mm$ ,

$w_2$  – läbipainde juurdekasv alaliskoormuse pikaajalisest mõjust  $mm$ ,

$w_3$  – muutuvkoormustest põhjustatud läbipaine  $mm$ ,

$w_c$  – koormamata konstruktsiooni eeltõus  $mm$ .

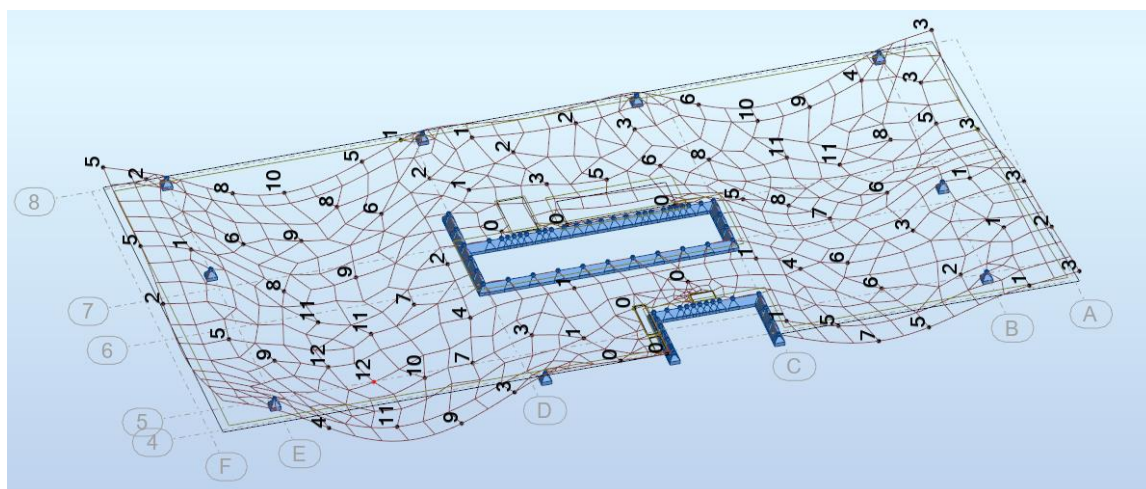
Läbipainde sobivuse tingimus:

$$w_{max} > w \quad (3.67)$$

kus,

$w$  – koormusest põhjustatud leitud läbipainde  $mm$ ,

$w_{max}$  – konstruktsiooni lõplik läbipaine  $mm$ .



Joonis 3.10: 10. korruse vahelaeplaadi konstruktsiooni lõpliku läbipaine tulemused  $mm$ -trides



Tabeli 3.8 järgi valitakse piirläbipaine antud vahelaele.

Piirläbipaine :  $w_{max} = L/400$  (vahelae, mis kannavad poste)

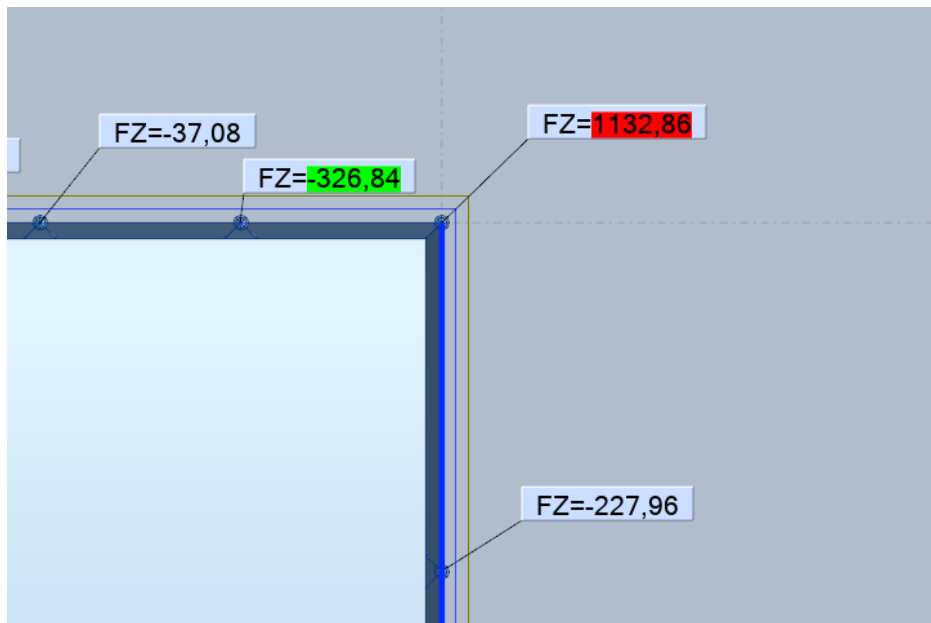
Kõige pikim sille = 9180 mm

$$w_{max} = \frac{9180}{400} = 22,95 \text{ mm}$$

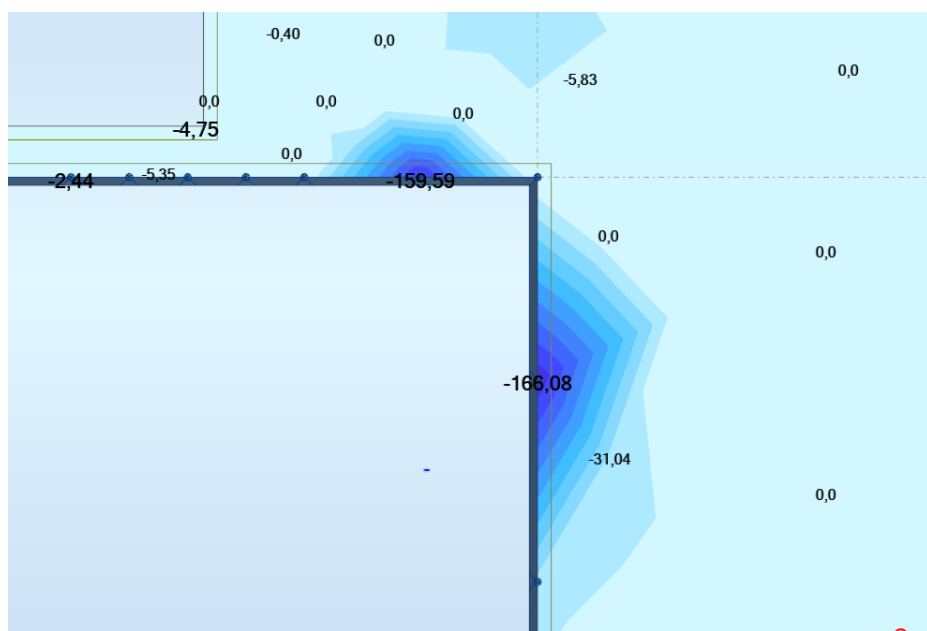
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022 programmi abil oli määratud kõige suurem vahelae läbipainde  $w = 12 \text{ mm}$  , seega tingimus 3.67  $w_{max} > w$  on rahuldatud.

## 4 TERASTALA TT-01 ARVUTUS

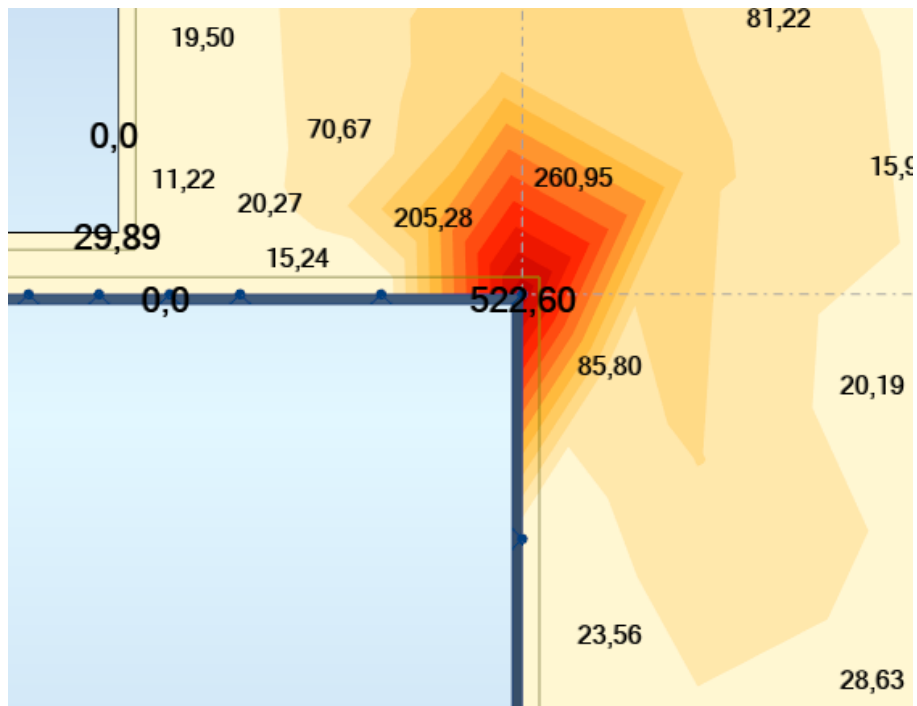
Telje C ja 7 ristpunktis seinä nurgakohal arvutakse ja monteeritakse lisa terastala. Seinte ristumise nurgas vahelaeplaadis mõjuva suure põikjõu jaotamiseks vahelaeplaadis suuremale alale projekteeritakse seinä nurga kohale terastala.



Joonis 4.1: Kõige suurem toereksioon seinä nurgakohal



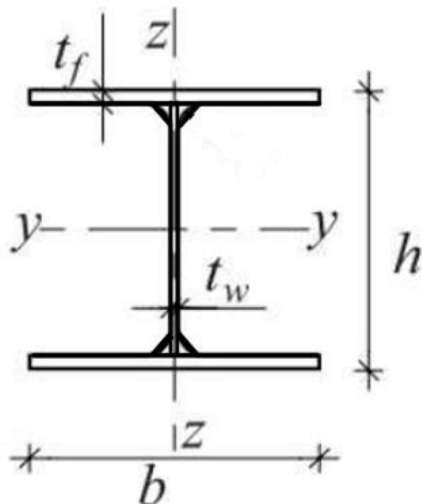
Joonis 4.2.1: Paindemomenid alapinnas seinä nurgakohal



Joonis 4.2.2: Paindemomenid ülapinnas seinä nurgakohal

## 4.1 Ristlõike valik

Keevitatud terasprofiil



$A = 20000 \text{ mm}^2$  – tala ristlõikepindala

$h = 240 \text{ mm}$  – tala kõrgus

$b = 230 \text{ mm}$  – tala laius

$t_w = 30 \text{ mm}$  – tala seinä paksus

$t_f = 32 \text{ mm}$  – tala vöö paksus

Joonis 4.3: Keevitatud terastala ristlõige

$f_y = 355 \text{ N/mm}^2$  – ehitusterase normatiivne voolavuspiir

$f_u = 510 \text{ N/mm}^2$  – ehitusterase normatiivne tõmbetugevus

$$\gamma_{M0} = \gamma_{M1} = 1$$

Konstruksiooniterase tugevusklass on S355 ja arvutuslik voolupiir on  $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$  ja tähis  $\varepsilon = 0,81$ . Ehitusterase elastsusmoodul  $E = 210\,000 \text{ N/mm}^2$  ja mahumass  $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$ . Nõuded keevitusmaterjalidele on toodud standardis EN 1993-1-8. Kõik vajalikud betooni tugevus- ja deformatsiooniomadused; armatuuriterase norm- ja arvutustugevused on esitatud tabelis 1.1 ja 1.2 (LISA 1) Ehituskonstruktori käsiraamatus toodud juhistele. [4] Keevitatud ristlõige terastala arvutused teostatakse vastavalt Ehituskonstruktori käsiraamatu punktis „12.2 Arvutus“, lk 427 toodud juhistele. [4, lk 427]

## 4.2 Ristlõikeklassi määramine

Tingimused toodud tabelis 4.1 LISAs 4.

Surutud vöö:

$$c = \frac{b - t_w}{2} = \frac{230 - 30}{2} = 100 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{100}{32} = 3,125 < 9 \cdot \varepsilon = 9 \cdot 0,81 = 7,29$$

Painutatud sein:

$$c = h - 2 \cdot t_f = 240 - 2 \cdot 32 = 176 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_w} = \frac{176}{30} = 5,86 < 72 \cdot \varepsilon = 72 \cdot 0,81 = 58,32$$

Ristlõige kuulub tervikuna 1. ristlõikeklassi.

## 4.3 Ristlõike plastne põikjõukandevõime

Tingimus 4.4:  $V_{Ed} \leq V_{pl,Rd}$ . Ristlõikes puudub väändemoment, siis leitakse põikjõukandevõime valemiga:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \left( \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}}$$

(4.1)

kus,

$A_v$  – ristlõike lõikepindala. Seina sihis koormatud keevitatud I-, H- ja kastprofiilidel

$$\text{valemiga: } A_v = \eta \cdot \Sigma(h_w \cdot t_w) = 1,2 \cdot 176 \cdot 30 = 6336 \text{ mm}^2$$

(4.2)

$$\eta = 1,2, \text{ kui } f_y = 355 \text{ N/mm}^2 < 460 \text{ N/mm}^2$$

$$h_w = h - 2 \cdot t_f = 240 - 2 \cdot 32 = 176 \text{ mm} - \text{seina kõrgus mm.}$$

(4.3)

Plastne põikjõukindluse tagamise tingimus:

$$V_{Ed} \leq V_{pl,Rd}$$

(4.4)

$V_{Ed}$  – arvutuslik põikjõud  $kN$ ,

$V_{pl,Rd}$  – plastne põikjõukandevõime  $kN$ .

Arvutame põikjõukandevõime valemiga 4.1:

$$V_{pl,Rd} = \frac{6336 \cdot \left(\frac{355}{\sqrt{3}}\right)}{1} = 1298,6 \text{ kN}$$

Plastne põikjõukindluse tagamise tingimus 4.4:

$$V_{pl,Rd} = 1298,6 \text{ kN} > V_{Ed} = 1132,86 \text{ kN}$$

Plastne põikjõukandevõime on tagatud.

## 4.4 Painutatud varda ristlõike kandevõime

Tingimus:

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd}$$

(4.5)

kus,

$M_{Ed}$  – arvutuslik paindemoment  $kNm$ ,

$M_{c,Rd}$  – arvutuslik paindekandevõime  $kNm$ ,

Ristlõikeklasside 1 puhul arvutusliku paindekandevõime arvutus:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.6)$$

kus,

$f_y$  – arvutuslik voolupiir  $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$ ,

$\gamma_{M0}$  – tegur,

$W_{pl,y}$  – ristlõike plastne vastupanumoment  $mm^3$

$$W_{pl,y} = A \cdot \left( h - \frac{t_f}{2} \right) \quad (4.7)$$

kus,

$t_f$  – tala vöö paksus  $mm$ ,

$A$  – tala ristlõikepindala  $mm^2$ ,

$h$  – tala kõrgus  $mm$ .

Ristlõike plastne vastupanumoment vastavalt valemile 4.7:

$$W_{pl,y} = A \cdot \left( h - \frac{t_f}{2} \right) = 20000 \cdot \left( 240 - \frac{32}{2} \right) = 4480000 \text{ mm}^3 = 4480 \text{ cm}^3$$

Ristlõikeklasside 1 puhul arvutusliku paindekandevõime arvutus leitakse kasutades valemit 4.6:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{4480 \cdot 10^3 \cdot 355}{1} = 1590,4 \text{ kNm}$$

Tingimus:

$$M_{c,Rd} = 1590,4 \text{ kNm} > M_{Ed} = 522,6 \text{ kNm}$$

Painutatud varda ristlõike kandevõime on tagatud.

## 4.5 Paindemomendi ja põikjõu koosmõju

Paindemomendi ja põikjõu koosmõju arutamisele tuleb ristlõike paindekandevõimet vähendada. Tingimus:

$$V_{Ed} > 0,5V_{pl,Rd} \tag{4.8}$$

kus,

$V_{Ed}$  – arvutuslik põikjõud  $kN$ ,

$V_{pl,Rd}$  – plastne põikjõukandevõime  $kN$ .

Ristlõike lõikepindala osas vähendatud voolavuspiir:

$$p = \left( \frac{2 \cdot V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 \tag{4.9}$$

kus,

$V_{Ed}$  – arvutuslik põikjõud  $kN$ ,

$V_{pl,Rd}$  – plastne põikjõukandevõime  $kN$ .

I-ristlõike põikjõust tingituna vähendatud paindekandevõime võib leida valemiga:

$$M_{y,V,Rd} = \frac{\left( W_{pl,y} - \frac{p \cdot A_w^2}{4 \cdot t_w} \right) \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

(4.10)

kus,

$W_{pl,y}$  – ristlõike plastne vastupanumoment vastavalt valemile 4.7  $mm^3$

$\gamma_{M0} = \gamma_{M1}$  – tegur,

$t_w$  – tala seina paksus  $mm$ ,

$f_y$  – arvutuslik voolupiir  $f_y = 355 N/mm^2$ ,

$A_w$  – profiili lõikepindala  $mm^2$

$A_w = h_w \cdot t_w = 176 \cdot 30 = 5280 mm^2$

(4.11)

kus,

$h_w = h - 2 \cdot t_f = 240 - 2 \cdot 32 = 176 mm$  – seina kõrgus  $mm$ .

Paindemomendi ja põikjõu koosmõju tingimus:

$$M_{Ed} < M_{y,V,Rd} < M_{c,Rd}$$

(4.12)

kus,

$M_{Ed}$  – arvutuslik paindemoment  $kNm$ ,

$M_{c,Rd}$  – arvutuslik paindekandevõime  $kNm$ ,

$M_{y,V,Rd}$  – põikjõust tingituna vähendatud paindekandevõime  $kNm$ .

Ristlõike lõikepindala osas vähendatud voolavuspiir leitakse kasutades valemit 4.9:

$$p = \left( \frac{2 \cdot V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 = \left( \frac{2 \cdot 1132,86}{1298,6} - 1 \right)^2 = 0,555$$

I-ristlõike põikjõust tingituna vähendatud paindekandevõime võib leida valemiga 4.10:



$$M_{y,V,Rd} = \frac{\left( W_{pl,y} - \frac{p \cdot A_w^2}{4 \cdot t_w} \right) \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{\left( 4480 \cdot 10^3 - \frac{0,555 \cdot 5280^2}{4 \cdot 30} \right) \cdot 355}{1}$$

$$= 1544,63 \text{ kNm}$$

Tingimus 4.12:

$$M_{Ed} = 522,6 \text{ kNm} < M_{y,V,Rd} = 1544,63 \text{ kNm} < M_{c,Rd} = 1590,4 \text{ kNm}$$

Paindemomendi ja põikjõu sobivuse tingimus on täidetud.

## 4.6 Tala seina nihkestabiilsus

Tala seina nihkestabiilsus on tagatud ja ei vaja kontrollimist, kui seina kõrguse ja paksuse suhe rahuldab tingimust:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq \frac{72}{\eta} \cdot \varepsilon = 60 \cdot \varepsilon \tag{4.13}$$

kus,

$\eta$  – soovitatav väärtus rahvuslikus lisajärgi on  $\eta = 1,2$

$\varepsilon$  – vähendustegur, S355 klassi puhul  $\varepsilon = 0,81$

Tala seina nihkestabiilsus arvutakse 4.13 valemi abil:

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{240 - 2 \cdot 32}{30} = 5,87 \leq 60 \cdot \varepsilon = 60 \cdot 0,81 = 48,6$$

Ei ole vaja kontrollida seina nihkestabiilsust.

## 4.7 Tala läbipaine

Vastavalt tabelist 4.2 Ehituskonstruktori käsiraamatu „4.1 Ühesildelised konsooltalad“, lk 56 toodud juhistele [4, lk 56] võetud valemiga, leitakse lauskoormusega lihttala maksimaalne vertikaalsiire. LISA 5.

$$\delta_{max} = \frac{q \cdot L^4}{8 \cdot E \cdot I_y}$$

(4.14)

kus,

$q$  – terastalale mõjuv jooonkoormus  $q = 17,09 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ ,

$E$  – elastsusmoodul  $E = 210000 \text{ N/mm}^2$ ,

$L$  – tala sille  $\text{mm}$ ,

$I_y$  – ristlõike inertsimoment  $\text{mm}^4$

$$I_y = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2 \cdot b \cdot t_f \cdot \left(\frac{h - t_f}{2}\right)^2$$

(4.15)

kus,

$t_w$  – tala seina paksus  $\text{mm}$ ,

$h_w$  – seina kõrgus  $\text{mm}$ ,

$t_f$  – tala vöö paksus  $\text{mm}$ ,

$b$  – tala laius  $\text{mm}$ ,

$h$  – tala kõrgus  $\text{mm}$ .

Läbipaine sobivuse tingimus:

$$\delta_{max} \leq \frac{L}{250}$$

(4.16)

kus,

$L$  – tala sille  $\text{mm}$ ,

$\delta_{max}$  – maksimaalne vertikaalsiire  $\text{mm}$ .

Vastavalt valemile 4.15:

$$I_y = \frac{30 \cdot 176^3}{12} + 2 \cdot 230 \cdot 32 \cdot \left(\frac{240 - 32}{2}\right)^2 = 17284 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

Lauskoormusega lihttala maksimaalne vertikaalsiire leitakse valemi 4.14 abil:

$$\delta_{max} = \frac{q \cdot L^4}{8 \cdot E \cdot I_y} = \frac{17,09 \cdot 4000^4}{8 \cdot 210000 \cdot 17284 \cdot 10^4} = 15,07 \text{ mm}$$

Piirläbipaine  $L/250$ , vastavalt tabelile 4.2:

$$\frac{L}{250} = \frac{4000}{250} = 16 \text{ mm}$$

Tingimus 4.15:

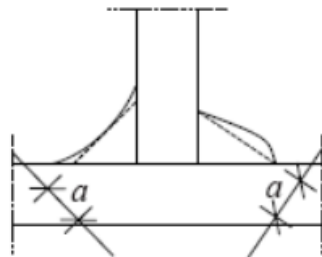
$$\delta_{max} = 15,07 \text{ mm} \leq \frac{L}{250} = 16 \text{ mm}$$

Tingimus on täidetud.

## 4.8 Nurkõmblus

Nurkõmbelse terastala arvutused teostatakse vastavalt Ehituskonstruktori käsiraamatu punktis „12.3.2 Keevisliited“, lk 448 toodud juhistele. [4, lk 448] Arvutused teostatakse jõukomponentide meetodi baasiks.

Nurkõmbelse kõrguseks arvutatakse  $a = 3 \text{ mm}$



Joonis 4.3: Nurkõmbelse kõrgus  $a$

Õmbelse arvutuspindeks võetakse:

$$A_w = \Sigma(a \cdot l_{eff}) \tag{4.17}$$

kus,

$a$  – nurkõmbelse kõrgus  $mm$ ,

$l_{eff}$  – nurkõmbelse töötav pikkus  $mm$ .

Võetakse täismöödulise õmbelse pikkus  $l_{eff} = 4000 \text{ mm}$

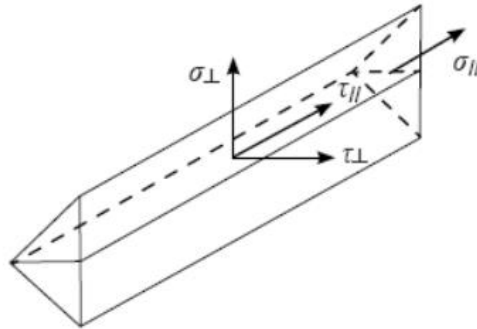
Pinge oletatakse õmblyse arvutuspindalal ühtlaselt jaotatuks, millest tulenevalt normaal- ja nihkepinged mõjuvad joonise 4.7 kohaselt järgmiselt [4, lk 449]:

$\sigma_{\perp}$  – arvutuspinnaga risti mõjuv normaalpinge komponent *MPa*,

$\sigma_{//}$  – õmblyse telje sihiline normaalpingekomponent *MPa*,

$\tau_{\perp}$  – õmblyse teljega risti mõjuv nihkepingekomponent arvutuspinnal *MPa*,

$\tau_{//}$  – õmblyse telje sihiline nihkepingekomponent arvutuspinnal *MPa*.



Joonis 4.4: Nurkõmblyse purunemispinnal mõjuvad pingekomponendid

Nurkõmblyse kandevõime on piisav, kui mõlemad järgnevad tingimused on täidetud:

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} \quad (4.18)$$

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{0,9 \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \quad (4.19)$$

Kus,

$\beta_w$  – korrelatsioonitegur, mille suuruseks võetakse  $\beta_w = 0,9$

$f_u = 510 \text{ N/mm}^2$  – ehitusterahe normatiivne tõmbetugevus

$\gamma_{M2}$  – tegur  $\gamma_{M2} = 1,25$

Arvutuspinnaga risti mõjuv normaalpinge komponent:

$$\sigma_{\perp} = \frac{N_{Ed}}{\sqrt{2} \cdot A_w}$$

(4.20)

Kus,

$N_{Ed}$  – arvutuslik normaaljõud  $kN$ ,

$A_w$  – õmbluse arvutuspindala  $mm^2$ .

Õmbluse teljega risti mõjuv nihkepingekomponent arvutuspinnal:

$$\tau_{\perp} = \frac{N_{Ed}}{\sqrt{2} \cdot A_w}$$

(4.21)

Kus,

$N_{Ed}$  – arvutuslik normaaljõud  $kN$ ,

$A_w$  – õmbluse arvutuspindala  $mm^2$ .

Õmbluse arvutuspindalaks võetakse vastavalt valemile 4.17:

$$A_w = \Sigma(a \cdot l_{eff}) = 2 \cdot (3 \cdot 4000) = 24000 \text{ mm}^2$$

Vastavalt valemile 4.20 ja 4.21 leitakse vajalikud pinged:

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{1132,86 \cdot 10^3}{\sqrt{2} \cdot 24000} = 33,4 \text{ N/mm}^2$$

Tingimus 4.19:

$$\sigma_{\perp} = 33,4 \text{ N/mm}^2 \leq \frac{0,9 \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot 510}{1,25} = 367,2 \text{ N/mm}^2$$

Põhisõltuvuse kontroll (4.18):

$$\sqrt{33,4^2 + 3 \cdot (33,4^2 + 0^2)} = 66,8 \text{ N/mm}^2 \leq \frac{510}{0,9 \cdot 1,25} = 453,3 \text{ N/mm}^2$$

Tingimused on täidetud.

## 5 POSTID TELJE B JA 6 (+1038mm) RISTPUNKTIS

Telje B ja 6 (+1038mm) ristpunktis postis mõjuvad koormused leitakse eelnevalt leitud vahelaeplaadi toereaktsioonide postile kandmise abil. Edasi arvutakse pikijõu ekstsentrilisus tõmbearmatuuri raskuskeskme suhtes ja otsustakse kas on vaja 2. järku ekstsentrilisust arvesse võtta või mitte. Leiakse arvutuslik moment tõmbearmatuuri raskuskeset läbiva telje suhtes. Teostakse posti kandevõime kontroll. Lisaks dimensioneeritakse põikarmatuur ja kontrollitakse armatuuri ankurdus.

### 5.1 Koormused postile

Käesolevas peatükis esitatud arvutused koormuste erinevast rühmast ja korrustest.

#### 5.1.1 Postiosa omakaal

1-2 korrused:

$$g_k = 5,8 \text{ m} \cdot 1,3 \text{ m} \cdot 0,4 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 75,4 \text{ kN}$$

$$g_d = 75,4 \text{ kN} \cdot 1,2 = 90,48 \text{ kN}$$

3-5 korrused:

$$g_k = 2,5 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot 0,4 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 25 \text{ kN}$$

$$g_d = 25 \text{ kN} \cdot 1,2 = 30 \text{ kN}$$

6-13 korrused:

$$g_k = 3,1 \cdot 0,6 \cdot 0,4 \cdot 25 = 18,6 \text{ kN}$$

$$g_d = 18,6 \cdot 1,2 = 22,32 \text{ kN}$$

#### 5.1.2 Vahelaest tulev koormus

1-5 korrused:

$$g_k = \left( 7,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) \cdot 46,04 \text{ m}^2 = 368,32 \text{ kN}$$

$$g_d = 1,2 \cdot 368,32 \text{ kN} = 441,98 \text{ kN}$$

$$q_k = 46,04 \text{ m}^2 \cdot 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 92,08 \text{ kN}$$

$$q_d = 1,2 \cdot 92,08 \text{ kN} = 111,50 \text{ kN}$$

$$\text{Kokku: } p_d = 441,98 + 111,50 = 553,48 \text{ kN}$$

6-12 korrused:

$$g_k = \left(7,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}\right) \cdot 46,04 \text{ m}^2 = 368,32 \text{ kN}$$

$$g_d = 1,2 \cdot 368,32 \text{ kN} = 441,98 \text{ kN}$$

$$q_k = 46,04 \text{ m}^2 \cdot 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 138,12 \text{ kN}$$

$$q_d = 1,2 \cdot 138,12 \text{ kN} = 165,74 \text{ kN}$$

$$\text{Kokku: } p_d = 441,98 + 165,74 = 607,72 \text{ kN}$$

13 korrus (katus):

$$g_k = \left(7,3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0,25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}\right) \cdot 46,04 \text{ m}^2 = 347,60 \text{ kN}$$

$$g_d = 1,2 \cdot 347,6 \text{ kN} = 417,12 \text{ kN}$$

$$q_k = 46,04 \text{ m}^2 \cdot 1,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 55,25 \text{ kN}$$

$$q_d = 1,2 \cdot 55,25 \text{ kN} = 66,30 \text{ kN}$$

$$\text{Kokku: } p_d = 417,12 + 66,3 = 483,42 \text{ kN}$$

## 5.2 Posti sisejõud

$$1 \text{ korrus: } N_{Ed,I} = 8 \cdot 22,32 + 3 \cdot 30 + 1 \cdot 90,48 + 1 \cdot 483,42 + 8 \cdot 607,72 + 4 \cdot 553,48 = 7918,2 \text{ kN}$$

$$4 \text{ korrus: } N_{Ed,IV} = 8 \cdot 22,32 + 1 \cdot 30 + 1 \cdot 483,42 + 8 \cdot 607,72 + 1 \cdot 553,48 = 6107,22 \text{ kN}$$

$$9 \text{ korrus: } N_{Ed,IX} = 4 \cdot 22,32 + 1 \cdot 483,42 + 4 \cdot 607,72 = 3003,58 \text{ kN}$$

## 5.3 Posti pikiarmatuuri dimensioneerimine

Posri pikiarmatuuri arvutus teostatakse vastavalt Betoonkonstruktsioonide arvutamise raamatu punktis „4.3 Teist järku koormustulemid telgkoormusel“, lk 102 toodud juhiste. [5, lk 102]

### 5.3.1 Posti RBP-15 arvutus 9. korrusel

Posti arvutus pikkus:

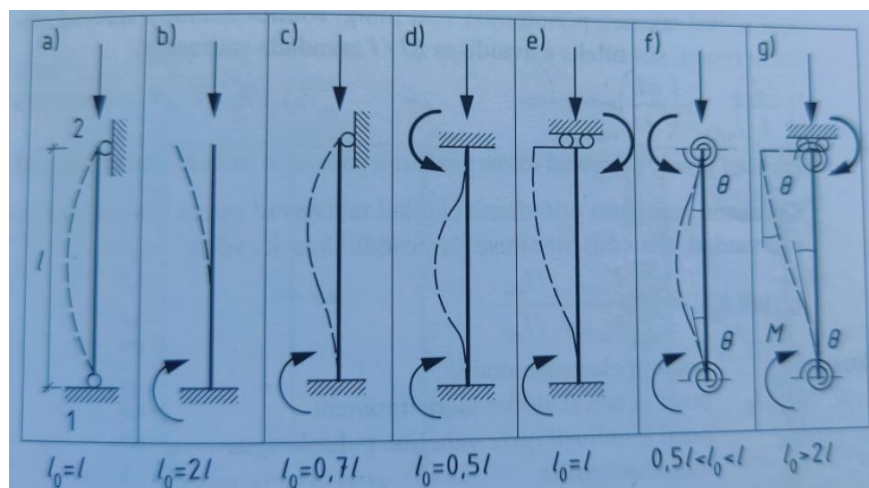
$$l_0 = \beta \cdot l_{col} \quad (5.1)$$

kus,

$l_{col}$  – posti pikkus *mm*,

$\beta$  – posti otsa kinnitusviisist ja paigutuvusest sõltuv tegur (tabel 5.1)

Tabel 5.1: Eraldiseisvate elementide nõtkekujud ja vastavad arvutus pikkused



Konstruktsiooni hälve:

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m \quad (5.2)$$

kus,

$\theta_0$  – hälbe baasväärtus,

$\alpha_m$  – koostöötavate elementide arvu arvestav vähendustegur,

$\alpha_h$  – konstruktsiooni kõrgust või pikkust arvestav vähendustegur.

Kõrgust arvestav vähendustegur:



$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}} \quad (5.3)$$

kus,

$l$  – posti pikkus *mm*,

Summaarne ekstsentrilisus:

$$e_{tot} = e_0 + e_i + e_2 \quad (5.4)$$

kus,

$e_0$  – esimest järku ekstsentrilisus ilma hälvete mõjuta *mm*,

$e_i$  – lisaekstsentrilisus hälvetest *mm*,

$e_2$  – teist järku ekstsentrilisus *mm*.

Lisaekstsentrilisus hälvetest:

$$e_i = \frac{\theta \cdot l_0}{2} \quad (5.5)$$

kus,

$\theta_i$  – konstruktsiooni hälve,

$l_0$  – posti pikkus *mm*.

2. Järku ekstsentrilisust on vaja arvesse võtta, kui

$$\lambda > \lambda_{lim} \quad (5.6)$$

kus,

$\lambda_{lim}$  – piirsaledus *mm*,

$\lambda$  – posti saledus *mm*.

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \quad (5.7)$$

kus,

$l_0$  – posti pikkus *mm*,

$i$  – inertsiraadius *mm*.

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

(5.8)

kus,

$h$  – posti kõrgus  $mm$

Piirsaledus:

$$\lambda_{lim} = \frac{10,8}{\sqrt{n}}$$

(5.9)

kus,

$n$  – suhteline normaaljõud

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

(5.10)

kus,

$f_{cd}$  – betooni arvutuslik survetugevus  $MPa$ , tabelist 1.1 [4, lk 263],

$N_{Ed}$  – arvutuslik normaaljõud  $kN$ ,

$A_c$  – betooniristlõike pindala  $mm^2$ .

Teist järku ekstsentrilisus:

$$e_2 = \frac{l_0^2}{\pi^2} \cdot \frac{1}{r}$$

(5.11)

kus,

$l_0$  – posti pikkus  $mm$

$1/r$  – elemendi telje kõverus kriitilises lõikes  $mm$ .

Posti telje kõverus:

$$\frac{1}{r} = K_r K_\varphi \frac{1}{r_0}$$

(5.12)

kus,

$K_r$  – normaaljõust olenev parandustegur,

$K_\varphi$  – roomet arvesse võttev tegur,

$$\frac{1}{r_0} = \frac{f_{yd}}{E_s \cdot 0,45 \cdot d_1}$$

(5.13)

kus,

$f_{yd}$  – armatuuriterase arvutustugevus  $MPa$ , [4, lk 271].

$E_s$  – ehitusterase elastsusmoodul  $E_s = 210\,000\, N/mm^2$

$d_1$  – ristlõike kasuskõrgus  $mm$ .

Normaaljõust olenev parandustegur:

$$K_r = \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} \leq 1 \quad (5.14)$$

kus,

$n$  – suhteline normaaljõud valem 5.10,

$n_{bal}$  – maksimaalsele paindekandevõimele vastav  $n$  väärtus  $n_{bal} = 0,4$ ,

$$n_u = 1 + \omega \quad (5.15)$$

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}} \quad (5.16)$$

Betooni roomet arvestav parandustegur:

$$K_\varphi = 1 + \beta \varphi_{ef} \geq 1 \quad (5.17)$$

kus,

$\varphi(\infty, t_{28})$ – 28 päeva vanuse betooni lõplik roometegur valem 3.39.

$$\beta = 0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150} \quad (5.18)$$

kus,

$\lambda$  – posti saledus  $mm$ .

Pikijõu ekstsentrilisus tõmbearmatuuri raskuskeskme suhtes:

$$e = e_{tot} + d_1 - 0,5 \cdot h \quad (5.19)$$

kus,

$e_{tot}$  – summaarne ekstsentrilisus  $mm$ ,

$h$  – posti kõrgus  $mm$ ,

$d_1$  – ristlõike kasuskõrgus  $mm$ .

Arvutuslik moment tõmbearmatuuri raskuskeset läbiva telje suhtes:

$$(N_e)_{Ed} = e \cdot N_{Ed} \quad (5.20)$$

kus,

$e$  – pikijõu ekstsentrilisus tõmbearmatuuri raskuskeskme suhtes  $mm$ ,

$N_{Ed}$  – arvutuslik normaaljõud  $kN$ .

Posti pikkus:  $l_{col} = 3,1 \text{ m}$

Posti arvutus pikkus valemist 5.1:  $l_0 = 0,7 \cdot 3,1 = 2,17 \text{ m}$

Konstruksiooni hälve valemist 5.2:  $\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m = \frac{1}{200} \cdot 1 \cdot 1 = \frac{1}{200}$

Kus kõrgust arvestav vähendustegur vastavalt valemile 5.3:

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}} = \frac{2}{\sqrt{3,1}} = 1,14 > 1, \text{ seega } \alpha_h = 1$$

Koostöötavate postide arvu arvestav vähendustegur  $\alpha_m = 1$ , kuna arvutame üksikut (arvutuslikult eraldiseisvat) posti.

Lisaekstsentrilisus (valem 5.5):  $e_i = \frac{\theta \cdot l_0}{2} = \frac{2,17}{2 \cdot 200} = 0,00543 \text{ m}$

Inertsiraadius (valem 5.8):  $i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{0,40}{\sqrt{12}} = 0,115$

Posti saledus valemist 5.7:  $\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{2,17}{0,115} = 18,87$

2. Järku ekstsentrilisust on vaja arvesse võtta, kui tingimus 5.6 on rahuldatud:

$$\lambda > \lambda_{lim}$$

Piirsaledus (valemid 5.9 ja 5.10):

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{3003,58 \cdot 10^3}{600 \cdot 400 \cdot 20} = 0,626$$

$$\lambda_{lim} = \frac{10,8}{\sqrt{n}} = \frac{10,8}{\sqrt{0,626}} = 13,65 < \lambda = 18,87$$

2. Järku ekstsentrilisust on vaja arvesse võtta.

$$2. \text{ järku ekstsentrilisus: } e_2 = \frac{l_0^2}{\pi^2} \cdot \frac{1}{r}$$

Posti telje kõverus vastavalt valemist 5.12:

$$\frac{1}{r} = K_r K_\varphi \frac{1}{r_0}$$

Normaaljõust olenev parandustegur leitakse valemi 5.14:

$$K_r = \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} \leq 1$$

Valitakse armatuuriks 6Ø16 B500B ja arvutan abitegurid (valemid 5.15 ja 5.16):

$$\begin{aligned} n_u &= 1 + \omega = 1 + 0,109 = 1,109 \\ \omega &= \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}} = \frac{1206 \cdot 435}{600 \cdot 400 \cdot 20} = 0,109 \\ K_r &= \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} = \frac{1,109 - 0,626}{1,109 - 0,4} = 0,681 < 1 \end{aligned}$$

$n_{bal}$  on maksimaalsele paindekandevõimele vastav  $n$  väärtus; võib kasutada suurus 0,4;

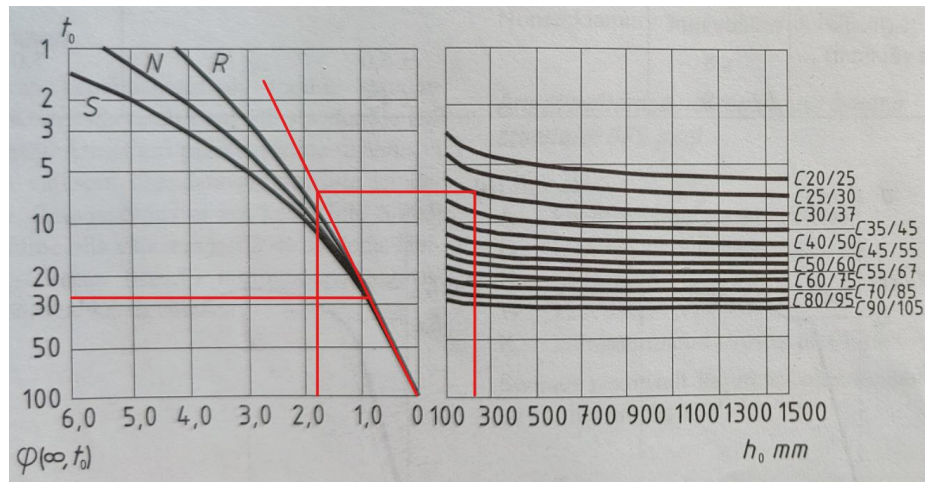
Betooni roomet arvestav parandustegur leitakse kasutades valemite 5.17 ja 5.18:

$$\begin{aligned} K_\varphi &= 1 + \beta \varphi_{ef} \geq 1 \\ \beta &= 0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150} = 0,35 + \frac{30}{200} - \frac{18,87}{150} = 0,3742 \end{aligned}$$

Ehitamise ajal arvestatakse konstruktsioonidele välistingimuse mõju, seega lõplik roometegur  $\varphi(\infty, t_0)$  määratakse võttes betoonkonstruktsiooni vanuseks 28 päeva. Roometegur  $\varphi(\infty, t_0)$  leitakse joonise 5.1 abil.

Abisuurus  $h_0$  arvutatakse valemi 3.39 abil:

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} = \frac{2 \cdot 600 \cdot 400}{2 \cdot 600 + 2 \cdot 400} = 240 \text{ mm}$$



Joonis 5.1: Betooni lõpliku roometeguri graafik välistingimustes  $\varphi(\infty, t_0)$

$$\varphi_{ef} = 1,85$$

Seega betooni roomet arvestav parandustegur:

$$K_\varphi = 1 + \beta\varphi_{ef} = 1 + 0,3742 \cdot 1,85 = 1,692 > 1$$

Ristlõike kasuskõrgus (valem 3.2):

$$d_1 = 400 - 25 = 375 \text{ mm}$$

$$d_2 = 25 \text{ mm}$$

Posti telje kõverus valemist 5.12:

$$\frac{1}{r} = K_r K_\varphi \frac{1}{r_0} = 0,681 \cdot 1,692 \cdot 0,0123 = 0,014 \text{ m}^{-1}$$

Valem 5.13:

$$\frac{1}{r_0} = \frac{f_{yd}}{E_s \cdot 0,45 \cdot d_1} = \frac{435}{2,1 \cdot 10^5 \cdot 0,45 \cdot 0,375} = 0,0123 \text{ m}^{-1}$$

2. teist järku ekstsentrilisus leitakse vastavalt valemile 5.11:

$$e_2 = \frac{l_0^2}{\pi^2} \times \frac{1}{r} = \frac{2,17^2}{3,14^2} \cdot 0,014 = 0,00668 \text{ m}$$

Esimest järku ekstsentrilisus, jõud rakendatud keskele:  $e_0 = 0$

Summaarne ekstsentrilisus (valem 5.4):

$$e_{tot} = e_0 + e_i + e_2 = 0 + 0,00543 + 0,00668 = 0,01211 \text{ m}$$

Pikijõu ekstsentrilisuus tõmbearmatuuri raskuskeskme suhtes (valem 5.19):

$$e = e_{tot} + d_1 - 0,5 \cdot h = 0,01211 + 0,375 - 0,5 \cdot 0,40 = 0,2961 \text{ m}$$

Arvutuslik moment tõmbearmatuuri raskuskeset läbiva telje suhtes leitakse valemi 5.20 abli:

$$(N_e)_{Ed} = 3003,58 \cdot 0,2961 = 889,36 \text{ kNm}$$

### **Posti kandevõime kontroll**

Abiparameetrid survetsooni suhtelise kõrguse määramiseks:

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d_1} \tag{5.21}$$

kus,

$A_s$  – pikitõmbearmatuuri valitud ristlõikepindala  $mm^2/m$ ,

$b$  – plaadi laius  $mm$ ,

$d_1$  – ristlõike kasuskõrgus  $mm$ .

$$\alpha_n = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d_1} \tag{5.22}$$

kus,

$N_{Ed}$  – arvutuslik normaaljõud  $kN$ ,

$f_{cd}$  – betooni arvutuslik survetugevus  $MPa$ , tabelist 1.1 [4, lk 263],

$b$  – plaadi laius  $mm$ ,

$d_1$  – ristlõike kasuskõrgus  $mm$ .

$$\alpha_s = \frac{f_{yd} \cdot \rho}{f_{cd}} \tag{5.23}$$

kus,

$f_{cd}$  – betooni arvutuslik survetugevus  $MPa$ , tabelist 1.1 [4, lk 263],

$f_{yd}$  – armatuuriterase arvutustugevus  $MPa$ , [4, lk 271],

$\rho$  – abiparameeter.

$$\alpha_{sc,u} = \frac{\sigma_{sc,u} \cdot \rho}{f_{cd}} \quad (5.24)$$

kus,

$f_{cd}$  – betooni arvutuslik survetugevus *MPa*, tabelist 1.1 [4, lk 263],

$\rho$  – abiparameeter,

$$\sigma_{sc,u} = 0,00035 \cdot E_s$$

(5.25)

Abisuurus  $\xi$ :

$$\xi = \lambda_1 + \sqrt{\lambda_1^2 + \lambda_2}$$

(5.26)

kus,

$\lambda_1, \lambda_2$  – abisaledused survetsooni arvutamisele

$$\lambda_1 = 0,625 \cdot (\alpha_n - \alpha_s - \alpha_{sc,u})$$

(5.27)

$$\lambda_2 = 1,25 \cdot \alpha_{sc,u}$$

(5.28)

kus,

$\alpha_n, \alpha_s, \alpha_{sc,u}$  – abiparameetrid

Arvutuslik paindekandevõime tõmbearmatuuri raskuskeset läbiva telje suhtes:

$$(Ne)_{Rd} = f_{cd} \cdot b \cdot y(d_1 - 0,5y) + f_{ycd} \cdot A_s(d_1 - d_2)$$

(5.29)

kus,

$A_s$  – pikitõmbearmatuuri valitud ristlõikepindala *mm<sup>2</sup>/m*,

$f_{cd}$  – betooni arvutuslik survetugevus *MPa*, tabelist 1.1 [4, lk 263],

$b$  – plaadi laius *mm*,

$f_{ycd}$  – armatuuriterase arvutustugevus *MPa*, [4, lk 271],



$d_1, d_2$  – ristlõike kasuskõrgused  $mm$ ,

$y$  – survetsooni arvutuskõrgus  $mm$ .

Paindekandevõime ja arvutusliku momendi tingimus:

$$(Ne)_{Rd} > (Ne)_{Ed} \quad (5.30)$$

kus,

$(Ne)_{Rd}$  – arvutuslik paindekandevõime tõmbearmatuuri raskuskeset läbiva telje suhtes  $kNm$ ,

$(Ne)_{Ed}$  – Arvutuslik moment tõmbearmatuuri raskuskeset läbiva telje suhtes  $kNm$ .

Valitud armatuur 6Ø16 B500B

Esialgne survetsooni kõrgus (valem 3.34):

$$x = \frac{N_{Ed}}{0,8 \cdot f_{cd} \cdot b} = \frac{3003,58 \cdot 10^3}{0,8 \cdot 20 \cdot 600} = 312,87 \text{ mm}$$

Survetsooni suhteline piirkõrgus:

$$\xi_c \cdot d_1 = 0,617 \cdot 375 = 220 \text{ mm}$$

$x > \xi_c \cdot d_1$  – tegemist on väiksega ekstsentrilisusega

Abiparameetrid survetsooni suhtelise kõrguse määramiseks (valemid 5.21-5.25):

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d_1} = \frac{1206}{600 \cdot 375} = 0,0054$$

$$\alpha_n = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d_1} = \frac{3003,58 \cdot 10^3}{20 \cdot 600 \cdot 375} = 0,667$$

$$\alpha_s = \frac{f_{yd} \cdot \rho}{f_{cd}} = \frac{435 \cdot 0,0054}{20} = 0,118$$

$$\sigma_{sc,u} = 0,00035 \cdot E_s = 735 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{sc,u} = \frac{\sigma_{sc,u} \cdot \rho}{f_{cd}} = \frac{735 \cdot 0,0054}{20} = 0,198$$

Survetsooni kõrguse arvutus (valemid 5.26-5.28):

$$\lambda_1 = 0,625 \cdot (\alpha_n - \alpha_s - \alpha_{sc,u}) = 0,625 \cdot (0,667 - 0,118 - 0,198) = 0,219$$

$$\lambda_2 = 1,25 \cdot \alpha_{sc,u} = 1,25 \cdot 0,198 = 0,248$$

$$\xi = \lambda_1 + \sqrt{\lambda_1^2 + \lambda_2} = 0,219 + \sqrt{0,219^2 + 0,248} = 0,763$$

$$x = \xi \cdot d_1 = 0,763 \cdot 375 = 286,13 \text{ mm}$$

$$y = 0,8 \cdot x = 0,8 \cdot 286,13 = 228,9 \text{ mm}$$

Arvutuslik kandevõime arvutus valemi 5.29 abil:

$$\begin{aligned} (Ne)_{Rd} &= 20 \cdot 600 \cdot 228,9 \cdot (375 - 0,5 \cdot 228,9) + 435 \cdot 1206 \cdot (375 - 25) \\ &= 899,3 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Paindekandevõime ja arvutusliku momendi tingimus 5.30:

$$(Ne)_{Rd} = 899,3 \text{ kNm} > (Ne)_{Ed} = 889,39 \text{ kNm}$$

Ristlõike kandevõime on tagatud.

### **Posti RBP-16 kontroll**

Posti RBP-16 arvutus neljandal korrusel teostatakse sarnaselt posti RBP-15 arvutusega.

Posti RBP-16 olulised tulemused:

Summaarne ekstsentrilisus (valem 5.4):

$$e_{tot} = e_0 + e_i + e_2 = 0 + 0,00438 + 0,00311 = 0,00749 \text{ m}$$

Survetsooni kõrguse arvutus (valemid 5.26-5.28):

$$\xi = \lambda_1 + \sqrt{\lambda_1^2 + \lambda_2} = 0,371 + \sqrt{0,371^2 + 0,173} = 0,929$$

$$x = \xi \cdot d_1 = 0,929 \cdot 375 = 348,38 \text{ mm}$$

Paindekandevõime ja arvutusliku momendi tingimus 5.30:

$$(Ne)_{Rd} = 1527,7 \text{ kNm} > (Ne)_{Ed} = 1116,59 \text{ kNm}$$

Valitud armatuur: 7Ø16 B500B

### **5.3.2 Posti RBP-17 arvutus 1. korrusel**

Posti pikkus:

$$l_{col} = 5,8 \text{ m}$$

Posti arvutus pikkus valemist 5.1:  $l_0 = 0,7 \cdot 5,8 = 4,06 \text{ m}$

Konstruksiooni hälve valemist 5.2:  $\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m = \frac{1}{200} \cdot 0,83 \cdot 1 = 0,00415$

Kus kõrgust arvestav vähendustegur vastavalt valemile 5.3:

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}} = \frac{2}{\sqrt{5,8}} = 0,83$$

koostöötavate postide arvu arvestav vähendustegur  $\alpha_m = 1$ , kuna arvutame üksikut (arvutuslikult eraldiseisvat) posti.

Lisaekstsentrilisus (valem 5.5):  $e_i = \frac{\theta \cdot l_0}{2} = 4,06 \cdot 0,00415 = 0,0168 \text{ m}$

Inertsiraadius (valem 5.8):  $i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{0,4}{\sqrt{12}} = 0,12$

Posti saledus valemist 5.7:  $\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{4,06}{0,12} = 33,83$

2. Järku ekstsentrilisust on vaja arvesse võtta, kui tingimus 5.6 on rahuldatud:

$$\lambda > \lambda_{lim}$$

Piirsaledus (valemid 5.9 ja 5.10):

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{7918,2 \cdot 10^3}{1300 \cdot 400 \cdot 20} = 0,761$$
$$\lambda_{lim} = \frac{10,8}{\sqrt{n}} = \frac{10,8}{\sqrt{0,761}} = 12,38 < \lambda = 33,83$$

2. Järku ekstsentrilisust ei ole vaja arvesse võtta.

Ristlõike kasuskõrgus (valem 3.2):

$$d_1 = 400 - 25 = 375 \text{ mm}$$

Esimest järku ekstsentrilisus, jõud rakendatud keskele:  $e_0 = 0$

Summaarne ekstsentrilisus (valem 5.4):

$$e_{tot} = e_0 + e_i + e_2 = 0 + 0,0168 + 0 = 0,0168 \text{ m}$$

Pikijõu ekstsentrilisus tõmbearmatuuri raskuskeskme suhtes (valem 5.19):

$$e = e_{tot} + d_1 - 0,5 \cdot h = 0,0168 + 0,375 - 0,5 \cdot 0,4 = 0,192 \text{ m}$$

Arvutuslik moment tõmbearmatuuri raskuskeset läbiva telje suhtes leitakse valemi 5.20 abli:

$$(N_e)_{Ed} = 7918,2 \cdot 0,192 = 1520,29 \text{ kNm}$$

### **Posti kandevõime kontroll**

Valitud armatuur 6Ø20 B500B

Esialgne survetsooni kõrgus (valem 3.34):

$$x = \frac{N_{Ed}}{0,8 \cdot f_{cd} \cdot b} = \frac{7918,2 \cdot 10^3}{0,8 \cdot 20 \cdot 1300} = 380,68 \text{ mm}$$

Survetsooni suhteline piirkõrgus:

$$\xi_c \cdot d_1 = 0,617 \cdot 375 = 231,4 \text{ mm}$$

$x > \xi_c \cdot d_1$  – tegemist on väiksega ekstsentrilisusega

Abiparameetrid survetsooni suhtelise kõrguse määramiseks (valemid 5.21-5.25):

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d_1} = \frac{1885}{1300 \cdot 375} = 0,0039$$

$$\alpha_n = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d_1} = \frac{7918,2 \cdot 10^3}{20 \cdot 1300 \cdot 375} = 0,812$$

$$\alpha_s = \frac{f_{yd} \cdot \rho}{f_{cd}} = \frac{435 \cdot 0,0039}{20} = 0,085$$

$$\sigma_{sc,u} = 0,00035 \cdot E_s = 735 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{sc,u} = \frac{\sigma_{sc,u} \cdot \rho}{f_{cd}} = \frac{735 \cdot 0,0039}{20} = 0,143$$

Survetsooni kõrgus:

$$\lambda_1 = 0,625 \cdot (\alpha_n - \alpha_s - \alpha_{sc,u}) = 0,625 \cdot (0,812 - 0,085 - 0,143) = 0,365$$

$$\lambda_2 = 1,25 \cdot \alpha_{sc,u} = 1,25 \cdot 0,143 = 0,179$$

$$\xi = \lambda_1 + \sqrt{\lambda_1^2 + \lambda_2} = 0,365 + \sqrt{0,365^2 + 0,179} = 0,924$$

$$x = \xi \cdot d_1 = 0,924 \cdot 375 = 346,5 \text{ mm}$$

$$y = 0,8x = 0,8 \cdot 346,5 = 277,2 \text{ mm}$$

Arvutuslik kandevõime arvutus valemi 5.29 abil:

$$\begin{aligned} (Ne)_{Rd} &= 20 \cdot 1300 \cdot 276,9 \cdot (375 - 0,5 \cdot 277,2) + 435 \cdot 1885 \cdot (375 - 25) \\ &= 1989,29 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Paindekandevõime ja arvutusliku momendi tingimus 5.30:

$$(Ne)_{Rd} = 1989,29 \text{ kNm} > (Ne)_{Ed} = 1520,29 \text{ kNm}$$

Ristlõike kandevõime on tagatud.

## 5.4 Posti pikiarmatuuri dimensioneerimine

Pikiarmatuuri läbimõõt peaks olema vähemalt  $\varnothing_{min}$ , mille soovitatav väärtus vastavalt rahvuslikule lisale on 12mm. Pikiarmatuuri kogupindala ei tohiks olla väiksem kui  $A_{s,min}$ , mille soovitatav väärtus on antud valemiga:

$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,10 \cdot N_{Ed}}{f_{yd}} \\ 0,002 \cdot A_c \end{array} \right. \quad (5.31)$$

kus,

$f_{yd}$  – armatuuriterase arvutustugevus *MPa*, [4, lk 271],

$N_{Ed}$  – arvutuslik normaaljõud *kN*,

$A_c$  – elemendi ristlõike pindala *mm<sup>2</sup>*.

$$A_{s,min 9} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,10 \cdot 3003,58 \cdot 10^3}{435} = 690,5 \text{ mm}^2 \\ 0,002 \cdot 600 \cdot 400 = 480 \text{ mm}^2 \end{array} \right. = 690,5 \text{ mm}^2 < A_{s9} = 1206 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min 4} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,10 \cdot 6107,22 \cdot 10^3}{435} = 1404 \text{ mm}^2 \\ 0,002 \cdot 1000 \cdot 400 = 800 \text{ mm}^2 \end{array} \right. = 1404 \text{ mm}^2 < A_{s4} = 1407 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\min 1} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,10 \cdot 7918,2 \cdot 10^3}{435} = 1819 \text{ mm}^2 = 1819 \text{ mm}^2 < A_{s1} = 1885 \text{ mm}^2 \\ 0,002 \cdot 1300 \cdot 400 = 1040 \text{ mm}^2 \end{array} \right.$$

Pikiarmatuuri kogupindala ei tohiks olla suurem kui  $A_{s,\max}$ , mille soovitatav väärtus väljaspool ülekattejätkusid on:

$$A_{s,\max 9} = 0,04 \cdot 600 \cdot 400 = 9600 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\max 4} = 0,04 \cdot 1000 \cdot 400 = 16000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\max 1} = 0,04 \cdot 1300 \cdot 400 = 20800 \text{ mm}^2$$

## 5.5 Posti põikarmatuuri dimensioneerimine

Põikarmatuuri  $\emptyset$  peab olema vähemalt  $\frac{1}{4}$  ümbritsetava pikiarmatuuri läbimõõdust ja vähemalt 6mm

$$9 \text{ korrus: } \frac{16}{4} = 4 < 6\text{mm}, \text{ projektis kasutakse } 8 \text{ mm}$$

$$4 \text{ korrus: } \frac{16}{4} = 4 < 6\text{mm}, \text{ projektis kasutakse } 8 \text{ mm}$$

$$1 \text{ korrus: } \frac{20}{4} = 5 < 6\text{mm}, \text{ projektis kasutakse } 8 \text{ mm}$$

Rangide samm ei tohiks olla suurem kui 20 kordne ümbritsetava pikivarda minimaalne läbimõõt. Ei tohiks olla suurem kui posti ristlõike minimaalne mõõde. Ei tohiks olla väiksem, kui  $15 \cdot \emptyset$ .

9 korrus:  $16 \cdot 20 = 320\text{mm}; 400\text{mm}; 800\text{mm} > s$ . Projektis kasutakse  $s = 250\text{mm}$  (3/4 ulatuses, keskel),  $s = 100 \text{ mm}$  (1/4 ulatuses, üleval ja all),

4 korrus:  $16 \cdot 20 = 320\text{mm}; 400\text{mm}; 800\text{mm} > s$ . Projektis kasutakse  $s = 250\text{mm}$  (3/4 ulatuses, keskel),  $s = 100 \text{ mm}$  (1/4 ulatuses, üleval ja all),

1 korrus:  $20 \cdot 20 = 400\text{mm}; 400\text{mm}; 800\text{mm} > s$ . Projektis kasutakse  $s = 300\text{mm}$  (3/4 ulatuses, keskel),  $s = 200 \text{ mm}$  (1/4 ulatuses, üleval ja all).

## 5.6 Posti pikiarmatuuri ankurdus

Vundamendile:

Posti ankurdus teostatakse vastavalt Ehituskonstruktori arvutusraamatu punktis „10.4.3 Ankurdus“, lk 281 toodud juhistele. [4, lk 281]

$$l_{b,d20} = \frac{\emptyset \cdot f_{yd}}{4 \cdot f_{bd}} \quad (5.32)$$

kus,

$f_{yd}$  – armatuuriterase arvutustugevus *MPa*, tabelist 1.2 [4, lk 271],

$\emptyset$  – terasvarda diameeter *mm*,

$f_{bd}$  – nakketugevus,  $f_{bd} = 3$ , leitakse tabelist 5.2:

Tabel 5.2: Nakketugevus  $f_{bd}$  *MPa* heade nakketingimuste ja  $\emptyset \leq 32$  *mm* korral

$f_{ck}$ <i>MPa</i>	16	20	25	30	35	40	45	50	55	$\geq 60$
Ribiteras	2,0	2,3	2,7	3,0	3,4	3,7	4,0	4,3	4,4	4,6
Sileteras	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,7	1,7

$$l_{b,d20} = \frac{20 \cdot 435}{4 \cdot 3} = 725 \text{ mm}$$

Ankurduspikkus vundamendile 725 *mm*

Postile:

$$l_{b,d16} = \frac{16 \cdot 435}{4 \cdot 3} = 580 \text{ mm}$$

Ankurduspikkus postile 580 *mm*

## 6 TELJE B JA 6 (+1038mm) RISTPUNKTIDE ALL POSTVUNDAMENT

Uuringuala paikneb Põhja-Eesti klindiesisel merekuhjetasandikul, kus maapinna absoluutkõrgused on uuringupunktide suudmeis vahemikus 21,80...22,30 m.

Telje B ja 6 ristumispunkti all postivundamendi arvutus teostatakse OÜ REI Geotehnika ehitusgeoloogilise uuringu aruande uuringupunkti PP 1/LP3 andmete põhjal: LISA 6 ; tabel 6.1. [3]

Tabel 6.1: Pinnaste geotehniliste näitajate normväärtused. [3]

Kih nr	Pinnas	Redutseeritud löökide arv	Koonustakistus	Mahukaal	Efektiivsisehõõrdenurk	Efektiivsus	Dreenitud Young'i elastsusmoodul	Filtratsioonimoodul	Kaevetööde kategooriate positsioon SNIP IV-2-82 tabel 1 järgi
		$N_{red}$	$q_c$	$\gamma$	$\varphi'$	$c'$	$E'$	$k$	
		lööki / 20 cm	MPa	kN/m <sup>3</sup>	kraadi	kPa	MPa	m/d	
1	Täitepinnas	4		18				1	24a/9b
2	Peen- ja keskliiv, kesktihe	7	6	20	36	0	22	30	27a
3	Peen- ja keskliiv, tihe	13	15	21	38	0	45	25	27a
4	Moreen, väga tihe	90		23	40	20	90	0,1	

### 6.1 Vundamendi taldmiku laiuste arvutus

Vundamendi arvutus teostatakse vastavalt Ehituskonstruktori arvutusraamatu punktis „9.5 Jaotusvundamendid“, lk 228 ja Madalvundamendi arvutuse raamatu punktis „4 Üksikvundamendi mõõtmete määramine“, lk 31 toodud juhiste. [4, lk 228] [7, lk 31]

$$N_{Ed,I} = 8 \cdot 22,32 + 3 \cdot 30 + 1 \cdot 90,48 + 1 \cdot 483,42 + 8 \cdot 607,72 + 4 \cdot 553,48$$

$$= 7918,2 \text{ kN}$$

Täitepinnase ja põrandaplaadi keskmine mahukaal:  $\gamma' = 18 \text{ kN/m}^3$



Täitepinnase ja vundamendi keskmine mahukaal:  $\gamma_k = 22 \text{ kN/m}^3$

Keskmine süvis:  $d_k = 1,8 \text{ m}$

Taldmik toetab tihe peen- ja keskliivale, mille:  $\gamma_k = 21 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ ;  $\varphi' = 38^\circ$ ;  $c' = 0 \text{ kPa}$

Pinnasesurve talla tasapinnas (valem 6.1):  $q' = 1,3 \cdot 18 + 0,5 \cdot 20 = 33,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Pinnase omakaalust tingitud efektiivpinge talla:

$$q' = d \cdot \gamma'_i \tag{6.1}$$

Kus,

$d$  – pinnasekihi kõrgus  $mm$ ,

$\gamma'_i$  – tallast ülespoole jääva pinnase efektiivmahukaal  $\text{kN/m}^3$ .

## 6.2 Vundamendi tala mõõtmed

Vundamendis kasutan betooni C30/37 ja armatuuri B500B ( $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ ).

Betoonimisel vastu ebatasast pinda tuleks nimi kaitsekihti suurendada, võttes projekteerimisel arvesse ebatasasuse määrale vastavat hälvet. Käesolevas töös vundamendi keskkonnaklassiks vundamentide puhul on XC3. Taldmiku armatuuri kaitsekiht 50 mm, külgedest 35 mm. [4, lk 277]

Betooni klass on C30/37,  $f_{cd} = 20 \text{ MPa}$ , tabelist 1.1 [4, lk 263]

Armatuuri klass on B500B,  $f_{yd} = 435 \text{ MPa}$ , tabelist 1.2 [4, lk 271]

Ristkülikukujulise taldmiku korral arvutatakse vundamendi arvutuslik pinnase ja vundamendi koostööd arvestav kandevõime avaldisega [7, lk 31]:

$$R_d = B^2 \cdot \frac{0,5 \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma + q' \cdot N_q \cdot s_q + c' \cdot N_c \cdot s_c}{\gamma_R} \tag{6.2}$$

kus,

$B$  - vundamenditalla arvutuslik laius  $mm$ ,

$\gamma'$  - tallast allapoolle jääva pinnase efektiivmahukaal  $\text{kN/m}^3$ ,

$N_\gamma, N_q, N_c$  - pinnase sisehõrdenurgast sõltuvad kandevõimetegurid,

$q'$  - pinnase efektiivsurve talla tasandis  $kN/m^2$ ,

$c'$  - pinnase efektiivnidusus  $kPa$ ,

$\gamma_R = 1,5$  kandevõime osavarutegur,

$s_\gamma, s_q, s_c$  - vundamenditalla kujutegurid, ruudukujulise talla korral.

$$s_\gamma = 0,7$$

$$s_q = 1 + \sin \varphi_k$$

(6.3)

$$s_c = \frac{s_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

(6.4)

Sisehõõrdenurga  $\varphi_k = 38^\circ$  jaoks pinnase kandevõimetegurid:

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \varphi_k} \cdot \tan^2 \cdot \left( 45^\circ + \frac{\varphi_k}{2} \right) = e^{\pi \cdot \tan 38} \cdot \tan^2 \cdot \left( 45^\circ + \frac{38^\circ}{2} \right) = 48,93$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \varphi_k = 2 \cdot (48,93 - 1) \cdot \tan 38 = 74,9$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \varphi_k = (48,93 - 1) \cdot \cot 38 = 61,35$$

Vundamenditalla kuju arvestavad tegurid leitakse valemiga 6.3 ja 6.4:

$$s_\gamma = 0,7,$$

$$s_q = 1 + \sin \varphi_k = 1 + \sin 38 = 1,616$$

$$s_c = \frac{s_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1} = \frac{1,616 \cdot 48,93 - 1}{48,93 - 1} = 1,629$$

### 6.3 Vundamendi mõõtmete määramine

Vundamendi talla arvutus:

$$B = \sqrt{\frac{V_{Ed}}{\alpha_4}}$$

(6.5)

kus,

$B$  – talla tegelik laius  $mm$ ,

$V_{Ed}$  – kandepiirseisundis vundamenditallale mõjuv arvutuslik normaaljõud  $kN$ ,

$\alpha_4$  – abisuurus.

$$\alpha_4 = \left( \frac{q' \cdot s_q \cdot N_q + c' \cdot s_c \cdot N_c}{\gamma_R} \right) - d_k \cdot \gamma_k \quad (6.6)$$

kus,

$N_\gamma, N_q, N_c$  – pinnase sisehõordenurgast sõltuvad kandevõimetegurid,

$d_k$  – talla süvis planeeritavast maapinnast  $mm$ ,

$q'$  – pinnase efektiivsurve talla tasandis  $kN/m^2$ ,

$c'$  – pinnase efektiivnidusus  $kPa$ ,

$\gamma_R = 1,5$  kandevõime osavarutegur,

$\gamma_k$  – täitepinnase ja vundamendi keskmine mahukaal  $kN/m^3$ ,

$s_\gamma, s_q, s_c$  – vundamenditalla kujutegurid, ruudukujulise talla korral.

Abisuurus  $\alpha_4$  leitakse valemi 6.6 abil:

$$\alpha_4 = \left( \frac{33,4 \cdot 1,616 \cdot 48,93 + 0 \cdot 1,629 \cdot 61,35}{1,5} \right) - 1,8 \cdot 18 = 1728,24$$

Vundamendi talla arvutus (valem 6.5):

$$B = \sqrt{\frac{7918,2}{1728,24}} = 2,14 \text{ m}$$

Vundamendi talla tegeliku laiuusest valitakse  $B = 2,2 \text{ m}$

### 6.3.1 Kandevõime kontroll

Tingimus:

$$R_d > V_{Ed} \quad (6.6)$$

kus,

$R_d$  – vundamendi arvutuslik pinnase ja vundamendi koostööd arvestav kandevõime  $kN$ ,

$V_{Ed}$  – kandepiir seisundis vundamenditallale mõjuv arvutuslik normaaljõud  $kN$ .

Pinnase tugevusest sõltuv vundamendi kandevõime talle normaali suunas leitakse valemiga 6.2:

$$R_d = B^2 \cdot \frac{0,5 \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma + q' \cdot N_q \cdot s_q + c' \cdot N_c \cdot s_c}{\gamma_R}$$

$$R_d = 2,2^2 \cdot \frac{0,5 \cdot 18 \cdot 2,2 \cdot 74,9 \cdot 0,7 + 33,4 \cdot 48,93 \cdot 1,616 + 0 \cdot 61,35 \cdot 1,629}{1,5} =$$

$$= 11871,2 \text{ kN}$$

Kandevõime on tagatud, sest (tingimus 6.6):

$$R_d = 11871,2 \text{ kN} > V_{Ed} = 7918,2 \text{ kN}$$

### 6.3.2 Vundamendi kõrguse määramine läbisurumisarvutusest

Vundamendi kõrguse määramise eeldusel, et vundamenditaldmikus ei ole põikjõu vastuvõtmiseks rangid vajalikud. Vundamendi kõrguse määratakse eeldusel, et vundamendis ei ole põikjõu vastuvõtmiseks põikarmatuuri. Täidetud peab olema tingimus, et kontrollperimeetri ühikpikkusel mõjuv arvutuslik nihkepinge peab olema väiksem arvutuslikust läbisurumiskandevõimest:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} \tag{6.7}$$

kus,

$V_{Ed}$  – ühikpikkusel mõjuv arvutuslik nihkepinge  $kN$ ,

$V_{Rd}$  – arvutusliku läbisurumiskandevõime  $kN$ .

Ühikpikkusel mõjuv arvutuslik nihkepinge:

$$V_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{u \cdot d_1} \tag{6.8}$$

kus,

$d_1$  – ristlõike kasuskõrgus  $mm$ ,

$u$  – baaskontrollperimeeter  $mm$ ,

$V_{Ed,red}$  – kontrollperimeetril rakenduv jõud  $kN$ ,

$$V_{Ed,red} = V_{Rd} - \Delta V_{Ed} \quad (6.9)$$

kus,

$V_{Rd}$  – arvutuslik läbisurumiskandevõime  $kN$ ,

$\Delta V_{Ed}$  – seespool vaadeldavat kontrollperimeetrit mõjub üldine ülespoole suunatud jõud  $kN$ .

$$\Delta V_{Ed} = A_1 \cdot \sigma_{Ed} \quad (6.10)$$

kus,

$\sigma_{Ed}$  – pinge vundamenditalla all postilt vundamendile mõjuvast koormusest  $N/mm^2$ ,

$$\sigma_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{A} \quad (6.10)$$

kus,

$N_{Ed}$  – üldine arvutuslik jõud kontrollperimeetril  $kN$ ,

$A$  - vundamenditalla arvutuslik pindala  $mm^2$ .

$A_1$  – läbisurumispüramiidi põhja pindala:

$$A_1 = b^2 + (2 \cdot b + 2 \cdot a) \cdot d_1 + \pi \cdot d_1^2 \quad (6.11)$$

kus,

$a$  – kontrollperimeetri toe laius  $mm$ ,

$b$  – vaadeldava kontrollperimeetri toe pikkus  $mm$ ,

$d_1$  – ristlõike kasuskõrgus  $mm$ .

### 6.3.3 Põikarmatuurita postvundamendi läbisurumiskandevõime

Arvutusliku läbisurumiskandevõime:

$$V_{Rd} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot \frac{2 \cdot d_1}{a} \geq v_{min} \cdot \frac{2 \cdot d_1}{a} \quad (6.12)$$

kus,

$f_{ck}$  – normsurvetugevus  $MPa$ , tabelist 1.1 [4, lk 263],  $C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c}$  valem 3.17,

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} \text{ valem 3.16,}$$

$$k = 1 + \sqrt{200/d_1} \text{ valem 3.18,}$$

$a$  – vaadeldavakontrollperimeetri kaugus posti servast  $mm$ .

$d_1$  – plaadi kasuskõrgus  $mm$ .

Pinge vundamenditalla all postilt vundamendile mõjuvast koormusest leitakse vastavalt valemile 6.10:

$$\sigma_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{A} = \frac{7918,2}{2,2 \cdot 2,2} = 1636,0 \text{ kPa}$$

### Vundamendi läbisurumise suhtes posti servast, $x = 0,1...1d$

Vundamendi esialgne kogukõrgus 750mm = 0,75 m ja kasuskõrgus 715 mm = 0,715 m. Post 1300 x 400 mm = 1,3 x 0,4 m.

Kontrollitakse läbisurumiskandevõime  $x=0.1...1d$  kaugusel (tabel 6.2).

Tabel 6.2: Läbisurumiskandevõime 1d kauguse arvutatud Exceli abil

x	a=x*d	u	A	Ved,red	k	v, min	VRd	≥	Ved	VRd≥Ved	Otsus
	mm	mm	mm <sup>2</sup>	kN			kN		kN	Varu, %	
0.1	71.5	3.849	0.419	7232.453	1.53	0.363	7.256	≥	2.628	63.8	Sobib
0.2	143	4.298	0.710	6755.916	1.53	0.363	3.628	≥	2.198	39.4	Sobib
0.3	214.5	4.748	1.034	6226.829	1.53	0.363	2.419	≥	1.834	24.2	Sobib
0.4	286	5.197	1.389	5645.191	1.53	0.363	1.814	≥	1.519	16.2	Sobib
0.5	357.5	5.646	1.777	5011.003	1.53	0.363	1.451	≥	1.241	14.5	Sobib
0.6	429	6.095	2.197	4324.265	1.53	0.363	1.209	≥	0.992	18.0	Sobib
0.7	500.5	6.545	2.649	3584.976	1.53	0.363	1.037	≥	0.766	26.1	Sobib
0.8	572	6.994	3.133	2793.137	1.53	0.363	0.907	≥	0.559	38.4	Sobib
0.9	643.5	7.443	3.649	1948.748	1.53	0.363	0.806	≥	0.366	54.6	Sobib
1	715	7.892	4.197	1051.809	1.53	0.363	0.726	≥	0.186	74.3	Sobib

Tulemuste kontroll vundamenti läbisurumise suhtes posti servast kaugusel  $x = 0,5d$ .

$$x = 0,5 \cdot d_1 = 0,5 \cdot 715 = 357,5 \text{ mm} = 0,358 \text{ m}$$

Kontrollperimeetri pikkus vastavalt valemile 3.7:

$$u = 2 \cdot a + 2 \cdot b + 2 \cdot \pi \cdot 2 \cdot x = 2 \cdot 0,4 + 2 \cdot 1,3 + \pi \cdot 2 \cdot 0,358 = 5,646 \text{ m}$$

$$= 5646 \text{ mm}$$

Läbisurumisüraamiidi põhja pindala (valem 6.11):

$$A_1 = 0,4^2 + (2 \cdot 0,4 + 2 \cdot 1,3) \cdot 0,358 + \pi \cdot 0,358^2 = 1,78 \text{ m}^2$$

Kontrollperimeetril rakenduv jõud leitakse vastavalt valemile 6.9:

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed} = V_{Ed} - A_1 \cdot \sigma_{Ed} = 7918,2 - 1,78 \cdot 1636 = 5006,1 \text{ kN}$$

Ühikpikkusel mõjuv arvutuslik nihkepinge (valem 6.8) :

$$V_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{u \cdot d_1} = \frac{5006,1 \cdot 10^3}{5646 \cdot 715} = 1,24 \frac{N}{m^2}$$

Arvutusliku läbisurumiskandevõime arvutus valemi 6.12 abil.

$$V_{Rd} = v_{min} \cdot \frac{2 \cdot d_1}{a}$$
$$V_{Rd} = 0,363 \cdot \frac{2 \cdot 715}{358} = 1,45 \text{ N/m}^2$$
$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_1}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{715}} = 1,53 \leq 2,00$$
$$V_{Rd} = 1,45 \frac{N}{m^2} > V_{Ed} = 1,24 \frac{N}{m^2}$$

Läbisurumiskandevõime 0,5d kaugusel on tagatud.

Läbisurumiskandevõime on tagatud.

## 6.4 Vundamendi paindearmatuuri arvutus

Arvutuslik paindearmatuur on vajalik vundamendi alumises pinnas. Arvutame posti külje kohal asuvas vertikaallõikes arvutusliku paindemomendi suuruse, millest lähtudes arvutame vajaliku armatuuri:

$$M_{Ed} = \frac{\sigma_{Ed} \cdot l^2}{2} \cdot A$$

(6.13)

kus,

$\sigma_{Ed}$  – pinge vundamenditalla all postilt vundamendile mõjuvast koormusest  $N/mm^2$ ,

$A$  - vundamenditalla arvutuslik pindala  $mm^2$ ,

$l$  – vaadeldava kontrollperimeetri toe pikkus  $mm$ .

$$M_{Ed} = 2,2 \cdot \frac{1636 \cdot \left(\frac{2,2 - 0,4}{2}\right)^2}{2} = 1457,7 \text{ kNm}$$

Dimensioneerin vajaliku armatuuri (valemid 3.1 ja 3.3):

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d_1^2} = \frac{1457,7 \cdot 10^6}{20 \cdot 2200 \cdot 715^2} = 0,0648$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0648} = 0,067$$

Pikitõmbearmatuuri ristlõikepindala laitakse valemiga 3.4:

$$A_{s1} = \frac{\omega \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d}{f_{yd}} = \frac{0,067 \cdot 20 \cdot 2200 \cdot 715}{435} = 4846 \text{ mm}^2$$

Kasutakse Ø25 mm vardad sammuga  $s=220 \text{ mm}$ , valemi 3.6 abil leitakse vajalik ristlõikepindala:

$$A_{s,prov} = \frac{2200}{220} \cdot \frac{\pi \cdot 25^2}{4} = 4907,7 \text{ mm}^2$$

Armeerimistegur (valem 3.13):

$$\rho = \frac{A_{s1,xy}}{s \cdot d_1} = \frac{4907,7}{2200 \cdot 715} = 0,003 > \rho_{min} = 0,00151$$

$$\rho_{min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 0,26 \cdot \frac{2,9}{500} = 0,00151$$

Jaotusarmatuuri peaks olema vähemalt 20% töötava armatuuri pinnast:

$$A_{s3} = 0,20 \cdot A_{s1,prov} = 0,20 \cdot 4907,7 = 981,54 \text{ mm}^2/m$$

Jaotusarmatuuriks valitakse Ø20 mm vardad sammuga  $s= 220 \text{ mm}$  (arvutused valemi 3.6 järgi), mille korral:

$$A_{s3} = \frac{715}{220} \cdot \frac{\pi \cdot 20^2}{4} = 1021,0 \text{ mm}^2$$



## KOKKUVÕTE

Antud magistritöös käsitleti Tallinnas aadressil Pärnu mnt 113 ehitatavat ärihoonet, mille peamiseks kasutusotstarbeks on büroohoone, millele sekundeerivad toitlustusettevõtete pinnad ning kaubandus- ja teeninduspinnad. Ärihoone arhitektuuri projekteerijaks on Arhitektuuribüroo Pluss OÜ [1]. Töö eesmärgiks on hoone kandekonstruktsioonide arvutamine ja konstrueerimine. Täielikult on arvutatud 10.korruse vahelagi, enimkoormatud post ja vundament.

Käesolev magistritöö jaguneb oma sisu poolest nelja ossa. Töö esimeses osas leiti antud hoone teatud osade mõjuvad alalis- ja muutuvkoormused. Edasi oli määratud osavarutegurid kandepiirseisundis alalise ja ajutise arvutusolukorra jaoks, koostatud koormuskombinatsioonid. Töö teises osas kasutati arvutiprogramme Robot Structural Analysis Professional 2022 hoone osade mudeldamiseks. Tulemused kasutati põhi- ja konstruktiivse armatuuri dimensioneerimisel; võrreldati lubatud läbipainde suhega. Töö kolmandas osas konstruktsiooniarvutusega kontrolliti vajalikud kande- ja kasutuspiirseisundid. Vastavalt maksimaalsete paindemomentide plaadi üla- ja alapinna tulemusega, leiti vajalikud pikiarmatuuri ristlõikepindalad. Suure paindemomendi väärtusega kohadele arvutati lisaarmatuuri, mille leidmiseks määrati eraldi kohad erinevate paindemomendi suurusega. Ühel seinaga nurgakohal arvutati vajalik lisa terastala. Kontrolliti plaadi läbisurumiskandevõimet toepunktides. Iga toepunkti baaskontrollperimeetril mõjuvad nihkepinget võrreldati baaskontrollõikes arvutusliku nihkepingega. Vajadusel lisati PSB põikjõuarmatuur. Lisaks kontrolliti monoliitses vahelaes pragude tekkimise võimalust. Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022 programmi abil määrati kõige suuremad vahelaes läbipainded. Postide arvutamisel leiti ja dimensioneeriti vajalik põhiarmatuur. Teostati posti kandevõime kontroll. Lisaks dimensioneeriti põikjõuarmatuur ja kontrolliti vundamendisene armatuuri ankurdus. Postvundamendi arvutamisel kasutati andmed OÜ REI Geotehnika ehitusgeoloogilise uuringu aruannest. [3] Saadud tulemusi kasutati vundamendi taldmiku mõõtmete ja kõrguste arvutamiseks. Kandevõime kontrollimisel arvutati pinnase tugevusest sõltuv vundamendi kandevõime talle normaali suunas ja võrreldi kandepiirseisundis vundamenditallale mõjuv arvutusliku normaaljõuga. Edasi teostati läbisurumiskandevõime kontroll vundamendi läbisurumise suhtes posti servast. Neljas osa seisneb tehniliste jooniste vormistamises. Joonistele on lisatud armatuurvarraste ja betooni kokkuvõtte tabelid. Märkuse all täpsustakse ehitamise ajal vajaliku infot.

Käesolev töö aktuaalsus seisneb selles, et antud tüüpi hoonete aktuaalsuse kasvu tõttu, on võimalus vajadusel pöörata käesoleva töö olemasolevate arvutuste juurde. Antud töö raames on projekteeritud tüüpised konstruktsioonid, kuid mitte teiste hoonetega

täpselt samasugused. Erinevused tulenevad hoone konstruktsioonist, sõltuvalt koormusest, asukohast, pinnasest jne.

Antud lõputöö arvutuste teostamise käigus autor sai edasiseks tegevuseks vajaliku kogemuse ehitusinseneerimise valdkonnas.

## SUMMARY

Given master's thesis addressed the commercial building under construction, located in Tallinn at Pärnu mnt 113, which has the primary objective as an office building, which is seconded by catering establishments, as well as servicing and commercial premises. The architecture of the commercial building is designed by "Arhitektuuribüroo Pluss OÜ" [1]. The thesis aims to calculate and construct the load-bearing structures of the building. The overlay of the 10th storey, the most loaded column and foundation are completely calculated.

The thesis is divided into four sections. In the first section of the paper the impacting permanent and variable loads of the building's particular parts were found. Next, partial spare factors were determined in the bearing limit conditions for the permanent and imposed calculation, load combinations were composed. In the second section of the work the Robot Structural Analysis Professional 2022 computer program was used in order to model the parts of the building. The results were used in the dimensioning of the base reinforcement and the constructive reinforcement; the comparison with the relation of the allowed deflection was done. In the third part of the thesis the necessary load-bearing and utilised limit states were controlled with the use of construction calculations. In accordance with the result of the slab's upper and lower surface maximum bending moments, the necessary cross-sectional areas of the longitudinal reinforcement were found. For the areas of large bending moment the additional reinforcement was calculated, which was found by determining separate areas with the bending moments' various sizes. On the junction on top of the wall the necessary steel beam was calculated. The control of punching bearing capacity of the slab in the support points was done. The impacting shear stress of the basic control perimeter of every support point was compared with the calculated shear stress of the perimeter of the column. As necessary, PSB punching reinforcement was added. In addition, the possibility of occurrence of cracks in monolithic overlay was controlled. With the use of Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022 program the largest deflections of the overlay were determined. During the calculation of the columns the necessary reinforcement was found and dimensioned. Further, the control of the column's bearing capacity was done. Additionally, dimensioning of transverse reinforcement, as well as control of rounding of the reinforcement within the foundation was made. For the calculation of the column's foundation data from "OÜ REI Geotehnika" engineering-geological research report was used. [3] Obtained results were used for the calculation of dimensions and heights of the foundation surface. During the control of bearing capacity, the foundation surface of the bearing capacity dependent on the soil strength

towards the normal direction was calculated, as well as the comparison with the normal force impacting the foundation surface in the bearing limit conditions. Afterwards, the control of the punching bearing capacity of the foundation's punching towards the edge of the post was done. The fourth section comprises the formation of technical drawings. The summary tables of the reinforcing rods and concrete are added to the drawings. The information needed for construction is specified under the notes.

It is important to mention that due to the increase of actuality of similar types of buildings, the given thesis is relevant, as it presents calculations which can be referred to if needed. In the context of this paper, typical constructions, yet not exactly the same as the other constructions, are designed. The differences are derived from the building's construction, relative load, location, soil, etc.

As a result of performing calculations for the given thesis, the author received the necessary experience for further engineering.

## KASUTATUD INFO

### KASUTATUD PROGRAMMID

Graafika: AutoCad 2022, Tekla Structures 2019.

Arvutused: Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022, Microsoft Office Excel.

### KASUTATUD KIRJANDUSE LOETELU

1. Hoone aardessil Pärnu mnt. 141, 11314 Tallinn arhitektuuriosa põhiprojekti seletuskiri. Arhitektuuribüroo Pluss OÜ. 30.10.2019.
2. Hoone aardessil Pärnu mnt. 141, 11314 Tallinn ehituskonstruksiooniosa tööprojekti seletuskiri. J&O Projekt OÜ. 28.02.2019.
3. Hoone aardessil Pärnu mnt. 141, 11314 Tallinn ehitusgeoloogilise uuringu aruanne. OÜ REI Geotehnika. 30.04.2019.
4. Ehituskonstruktori käsiraamat. Tiit Masso. Tallinn 2010.
5. Betoonkonstruktsioonide arvutamine. Vello Otsmaa. Tallinn 2021.
6. PSB armatuur süsteem / PSB® Punching Reinforcement — Reinforcement against punching failure of slabs (Online)  
<https://www.peikko.com/products/product/psb-reinforcement-system/>  
(10/2020, in English)
7. Madalvundamendi arvutus. Valdo Jaaniso. Tallinn 2014,
8. EVS-EN 1993-1-1:2005+NA:2006 ja EVS-EN 1090- 2:2008+A1:2011 Eurokodeks 3 – „Teraskonstruksioonide projekteerimine“;  
Osa 1-1: Üldreeglid ja reeglid hoonete projekteerimiseks
9. EVS EN 1991-1-1:2002 ja EVS EN 1991-1-3:2006 ja EVS EN 1991-1-4:2005+NA:2007 Eurokodeks 1 – „Üldkoormused“;  
Osa 1-1: Mahukaalud, omakaalud, hoonete kasuskoormused  
Osa 1-3: Lumekoormus  
Osa 1-4: Tuulekoormus
10. EVS-EN 1992-1-1:2005+NA:2007 Eurokodeks 2 – „Betoonkonstruktsioonide projekteerimine“;  
Osa 1-1: Üldreeglid ja reeglid hoonetele

# LISAD

## LISA 1 Raudbetoonkonstruktsioonide arvutamisele vajalikud andmed

Tabel 1.1: Betooni tugevus- ja deformatsiooniomadused [4, lk 263]

Omadus	Tugevusklass															
	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60	C55/67	C60/75	C70/85	C80/95	C90/105		
$f_{ck}$	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90		
$f_{cm}$	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98		
$f_{ctm}$	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0		
$f_{ctk,0,05}$	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5		
$f_{ctk,0,95}$	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6		
$E_{cm}$	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	43		
$f_{cd}$	<b>8,0</b>	<b>10,7</b>	<b>13,3</b>	<b>16,7</b>	<b>20,0</b>	<b>23,3</b>	<b>26,7</b>	<b>30,0</b>	<b>33,3</b>	<b>33,7</b>	<b>40,0</b>	<b>46,7</b>	<b>53,3</b>	<b>60,0</b>		
$f_{ctd}$	<b>0,73</b>	<b>0,89</b>	<b>1,03</b>	<b>1,20</b>	<b>1,35</b>	<b>1,50</b>	<b>1,64</b>	<b>1,77</b>	<b>1,90</b>	<b>1,97</b>	<b>2,03</b>	<b>2,15</b>	<b>2,26</b>	<b>2,35</b>		
$\epsilon_{c1}$ ‰	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8		
$\epsilon_{cu1}$ ‰						3,5						3,2	3,0	2,8	2,8	2,8
$\epsilon_{c2}$ ‰						2,0						2,2	2,3	2,4	2,5	2,6
$\epsilon_{cu2}$ ‰						3,5						3,1	2,9	2,7	2,6	2,6
$n$						2,0						1,75	1,6	1,45	1,4	1,4
$\epsilon_{c3}$ ‰						1,75						1,8	1,9	2,0	2,2	2,3
$\epsilon_{cu3}$ ‰						3,5						3,1	2,9	2,7	2,6	2,6
$\lambda$						0,80						0,79	0,78	0,75	0,73	0,70
$\eta$						1,00						0,98	0,95	0,90	0,85	0,80

Märkused:

- 1) Tugevuse ühik on MPa, elastsusmoodulil GPa.
- 2)  $f_{ck}$  ja  $E_{cm}$  on antud 28 päeva vanusele betoonile.  $E_{cm}$  määramiseks betooni mingi muu vanuse korral võetakse  $f_{ck}$  suurusks betooni tegelik tugevus vaadeldaval ajahetkel.
- 3) Arvutustugevuste korral on tabelis võetud  $\alpha_{cc} = \alpha_{ct} = 1,0$  ja  $\gamma_c = 1,5$ .

Tabel 1.2: Armatuuriterase norm- ja arvutustugevused [4, lk 271]

Sarruse klass	Standard	$f_{yk}$ [MPa]	Venivus-klass	Nimiläbi-mõõt [mm]	Sarrusterase liik
A400	<a href="#">ГОСТ 5781-82</a>	400	B	6...40	Kuumalt valtsitud, ribilise pinnaga, keevitav
A500C	<a href="#">ГОСТ P 52544-2006</a>	500	B	6...40	Kuumalt valtsitud või termomehaaniliselt tugevdatud, ribilise pinnaga, keevitav
B500C		500	A	4...12	Külmalt deformeeritud profiilpinnaga, keevitav (traat)
B500B	<a href="#">SFS 1268:2010</a>	500	B	6...40	Ribilise pinnaga, keevitav
A500HW	<a href="#">SFS 1215:1996</a>	500	B	6...32	Kuumalt valtsitud, ribilise pinnaga, keevitav
B500K	<a href="#">SFS 1257:1996</a>	500	A	5...12	Külmalt tõmmatud profiilpinnaga traat
B500B	<a href="#">DIN 488-1:2009</a>	500	B	6...40	Ribilise pinnaga, keevitav
B500A		500	A	6...12	

## LISA 2 Büroo 113 puhul kasuskoormused

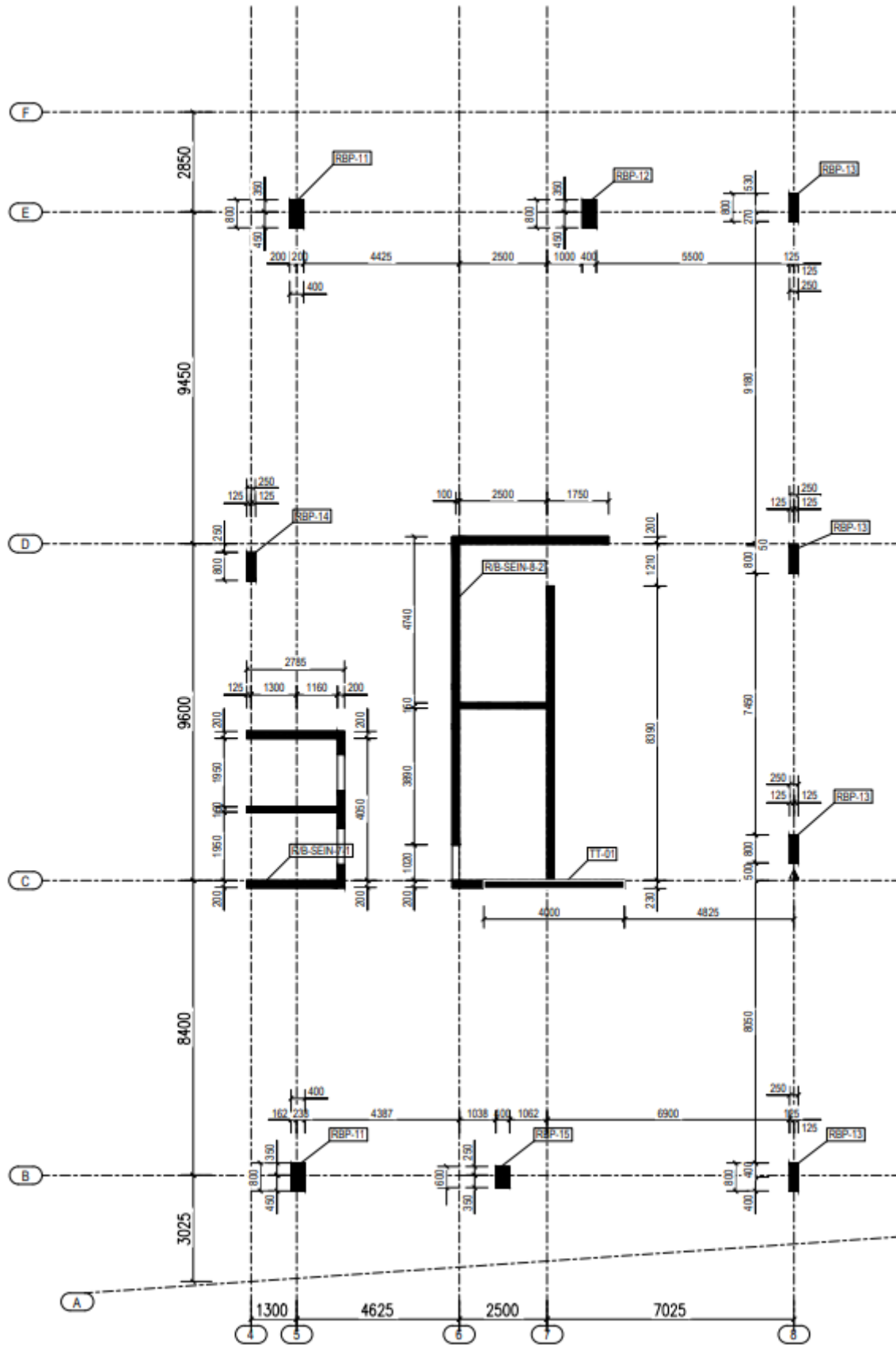
Tabel 2.3: Büroo 113 puhul kasuskoormused [2]

<i>Ruumi liik</i>	<i>Klass</i>	<i>q<sub>k</sub></i> <i>kN/m<sup>2</sup></i>	<i>Q<sub>k</sub></i> <i>kN</i>
Bürooruumid	B	3,0	2,0
Trepikojad	B	3,0	2,0
Laudadega ruumid (kohvikusaalid)	C1	3,0	4,0
Väikekaupluste ruumid	D1	5,0	4,0
Katus			
Katused kuhu pääseb ainult hoolduseks ja remondiks	H	0,75	1,5
Katuseterrassid	C5	5,0	4,0
Liikluspinnad			
Parkla	F	2,0	20,0



# LISA 3 10. korruse kandekonstruktsioonide plaan

10. Korruse kandeseinte ja postide plaan  
1:100



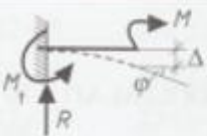
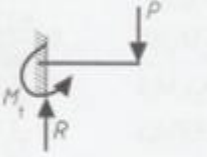

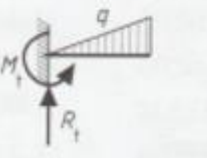
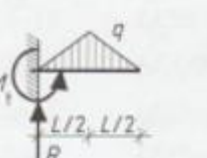
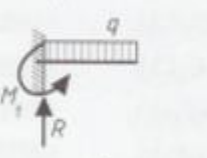
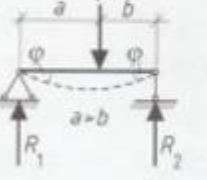
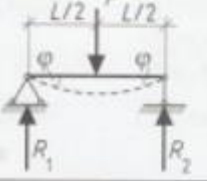
## LISA 4 Ristlõike surutud osade maksimaalne laiuse-paksuse suhe

Tabel 4.4: Ristlõike surutud osade maksimaalne laiuse-paksuse suhe

<b>Kahelt servalt toetatud surutud elemendid</b>				
				Paine näidatud telje suhtes
Ristlõikeklass	Painutatud elemendid	Surutud elemendid		
Elemendi pingeaotus (surve positiivne)				
1	$c/t \leq 72\varepsilon$	$c/t \leq 33\varepsilon$		
2	$c/t \leq 83\varepsilon$	$c/t \leq 38\varepsilon$		
Elemendi pingeaotus (surve positiivne)				
3	$c/t \leq 124\varepsilon$	$c/t \leq 42\varepsilon$		

## LISA 5 Liht- ja konsooltalade arvumasile vajalikud valemid

Tabel 4.2: ÜHESILDELISED JA KONSOOLTALAD. Liht ja konsooltalad

Skeem	Toereaktsioonid	Ekstreemne põikjõud $Q$ ja paindemoment $M$	Ekstreemne pöördemoment $\varphi$ ja paigutus $\Delta$
	$R = 0$ $M_1 = M$	$Q = 0$ $M = M$	$\varphi = ML/EI$ $\Delta = ML^2/2EI$
	$R = P$ $M_1 = PL$	$Q = P$ $M = PL$ $X = 0$	$\varphi = PL^2/2EI$ $\Delta = PL^3/3EI$
	$R = qL/2$ $M_1 = qL^2/6$	$Q = qL/2$ $M = qL^2/6$	$\varphi = qL^3/24EI$ $\Delta = qL^4/30EI$
	$R = qL/2$ $M_1 = qL^2/3$	$Q = qL/2$ $M = qL^2/3$	$\varphi = qL^3/8EI$ $\Delta = 11qL^4/120EI$
	$R = qL/2$ $M_1 = qL^2/4$	$Q = qL/2$ $M = qL^2/4$	$\varphi = 7qL^3/96EI$ $\Delta = 11qL^4/192EI$
	$R_1 = qL$ $M_1 = qL^2/2$	$Q = qL$ $M = qL^2/2$ $X = 0$	$\varphi = qL^3/6EI$ $\Delta = qL^4/8EI$
	$R_1 = Pb/L$ $R_2 = Pa/L$	$Q = R_2$ kui $a > b$ $M = Pab/L$ $X = a$ $X' = [(L^2 - b^2)/3]^{0.5}$	$\varphi_1 = (PL^2/6EI)(b/L - b^3/L^3)$ $\varphi_2 = (PL^2/6EI)(a/L - a^3/L^3)$ $\Delta_{(X=a)} = Pa^2b^2/3EIL$ $\Delta = Pb[3(L^2 - b^2)^3]^{0.5}/27EIL$
	$R_1 = R_2 = P/2$	$Q = P/2$ $M = PL/4$ <b>MarkovTeder</b>	$\varphi = PL^2/16EI$ $\Delta = PL^3/48EI$

Skeem	Toereaktsioonid	Ekstreemne põikjõud $Q$ ja paindemoment $M$	Ekstreemne pöördemoment $\varphi$ ja paigutus $\Delta$
	$R_1 = R_2 = qL/2$	$Q = qL/2$ $M = qL^2/8$ $X = L/2$	$\varphi = qL^3/24EI$ $\Delta = 5qL^4/384EI$
	$R_1 = qa(2-\zeta)/2$ $R_2 = qa\zeta/2$	$Q = qa(2-\zeta)$ $M = qa^2(2-\zeta)^2/8$ $X = a(2-\zeta)/2$	$\varphi_1 = qa^2L(1-\zeta^2)^2/6EI$ $\varphi_2 = qa^2L(1-\zeta^2/2)/12EI$ $\Delta = qa^3b(4-3\zeta)/24EI$
	$R_1 = -ML$ $R_2 = ML$	$Q = R_1$ $M = M$ $X = 0$	$\varphi_1 = ML/3EI$ $\varphi_2 = ML/6EI$ $\Delta = 0,0642ML^2/EI$ $X' = 0,423L$
	$R_1 = R_2 = 0$	$Q = 0$ $M = M$	$\varphi_1 = \varphi_2 = ML/2EI$ $\Delta = ML^2/8EI$
	$R_1 = -ML$ $R_2 = ML$	$Q = R_1$ $M = Mb/L$ $M = Ma/L$	$\varphi_1 = -ML/6EI(1-3b^2/L^2)$ $\varphi_2 = ML/6EI(1-3a^2/L^2)$ $\Delta = Mab(a-b)/3EIL$
	$R_1 = q_0L/3$ $R_2 = q_0L/6$	$Q = R_1$ $M = 0,0642q_0L^2$ $X = 0,423L$	$\varphi_1 = 8q_0L^3/360EI$ $\varphi_2 = 7q_0L^3/360EI$ $\Delta = 0,00652q_0L^4/EI$ $X' = 0,429L$

$EI$  – tala ristlõike paindejäikus

$L$  – silde või konsooli pikkus

$X$  – ekstreemse paindemomendi asukoht

$X'$  – ekstreemse paigutise asukoht, kui see erineb jõu rakenduspunktist

$M$  – välismoment

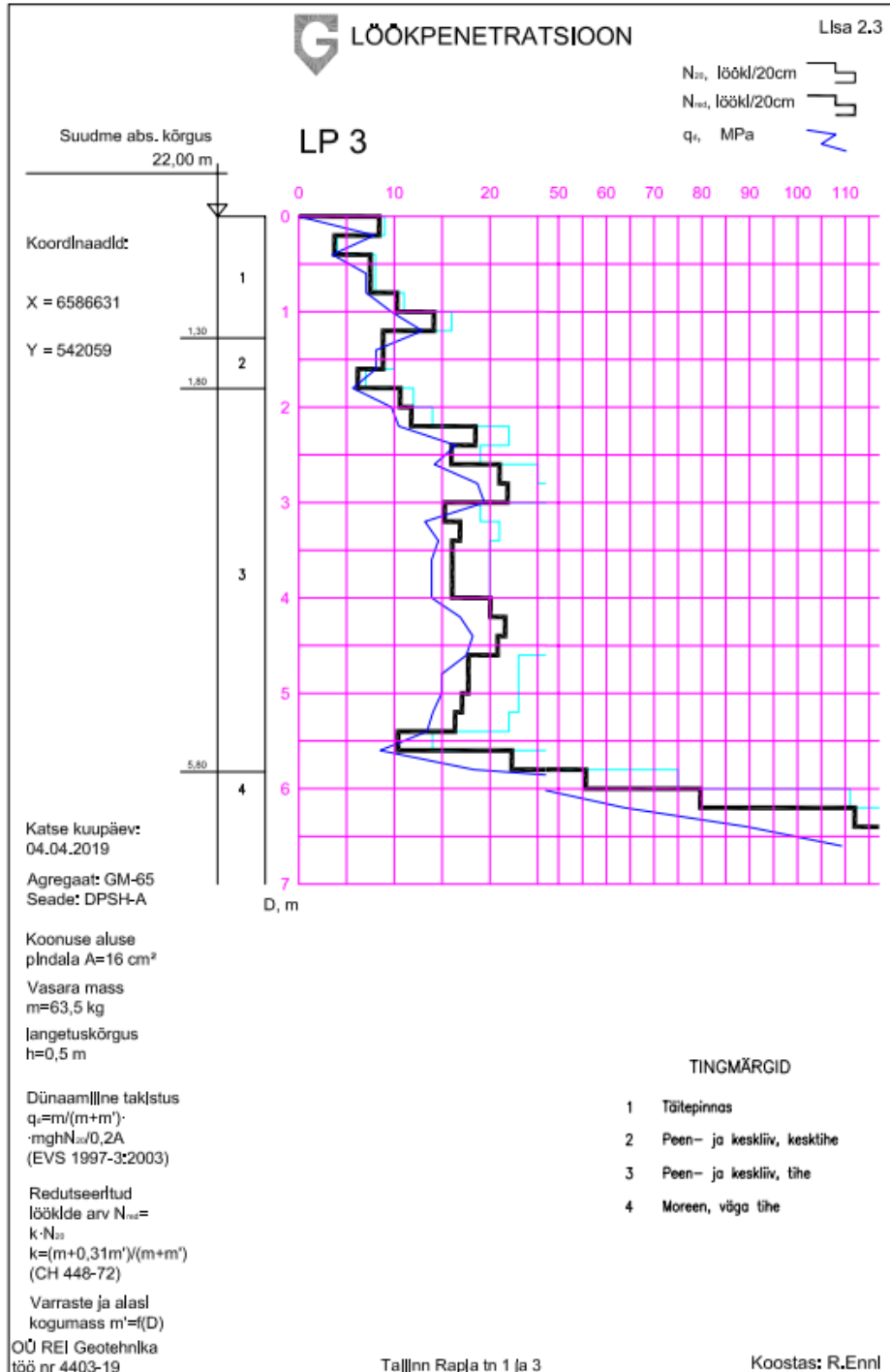
$P$  – punktkoormus

$q$  – lauskoormus

Marko Teder

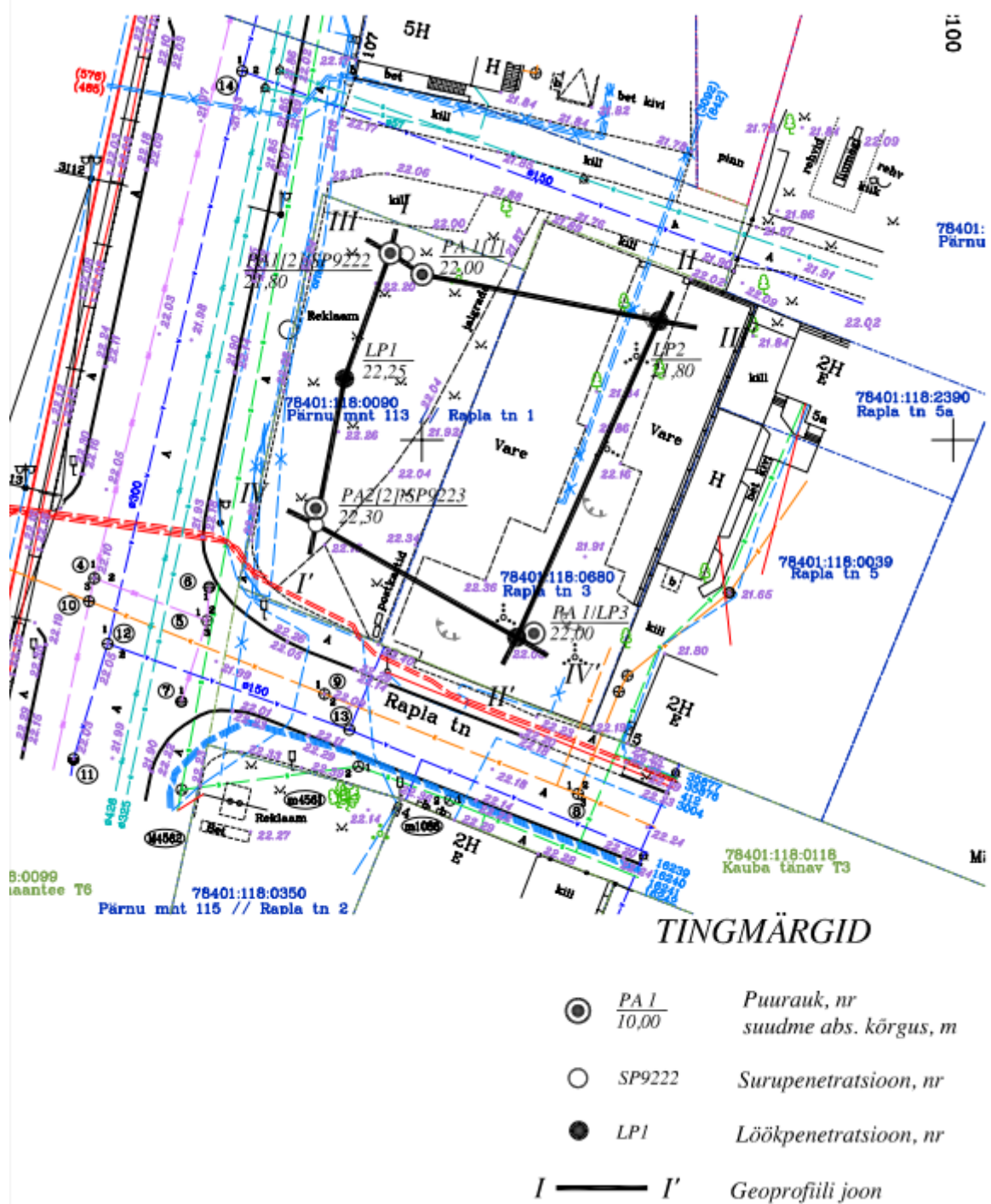
## LISA 6 Ehitusgeoloogiline uuring

### LISA 6.1 Löökpenetratsiooni graafik



Joonis 6.1: Löökpenetratsioon punktis PA1/LP3

## LISA 6.2 Uurimispunktide asukohad



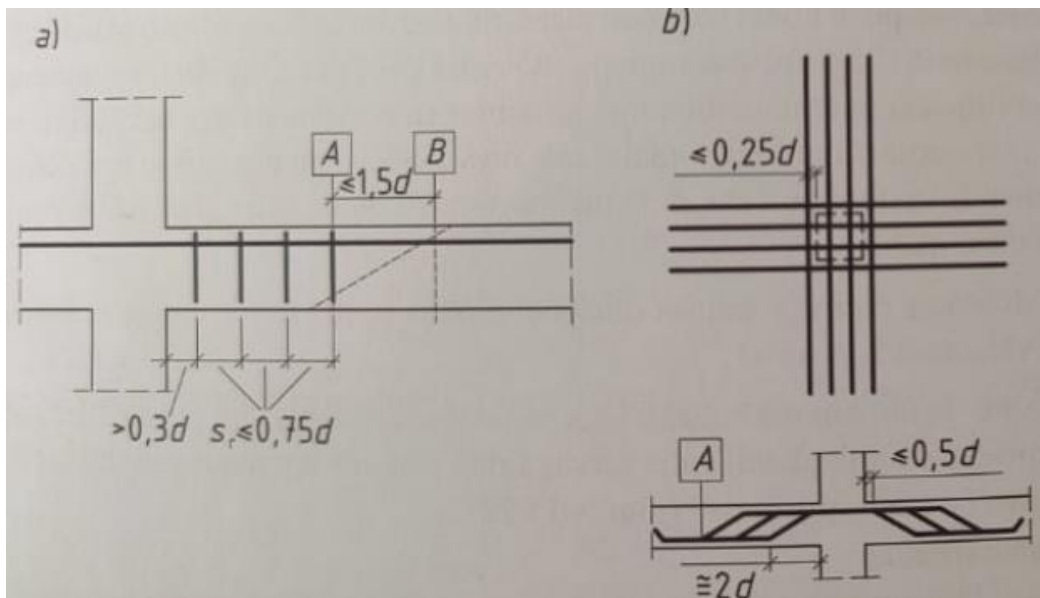
Joonis 6.2: OÜ REIGeotehnika uurimispunktide asukoha joonis

## LISA 7 Läbisurumisarmatuuri konstrueerimine – toodud Betoonkonstruktsiooni arvutamise raamatust lhk 527-528

Kui läbisurumisarmatuur on nõutav, siis peaks see paiknema koormatud ala (posti) ja selle lõike vahel, mis asub  $1,5d$  võrra seespool kontroll-perimeetrit, kus põikarmatuuri enam vaja ei ole. Rangid tuleks ettenäha vähemalt kahel perimeetril. Rangiperimeetrite vahekaugus  $s_r$  ei tohiks olla suurem kui  $0,75d$ .

Rangivarraste samm piki perimeetrit (selles osas, mis osaleb nihkejõu vastuvõtmisel) ei tohiks seespool esimest kontrollperimeetrit ( $2d$  kaugusel koormatud alast) ületada  $1,5d$  ja väljaspool esimest kontrollperimeetrit  $2d$ .

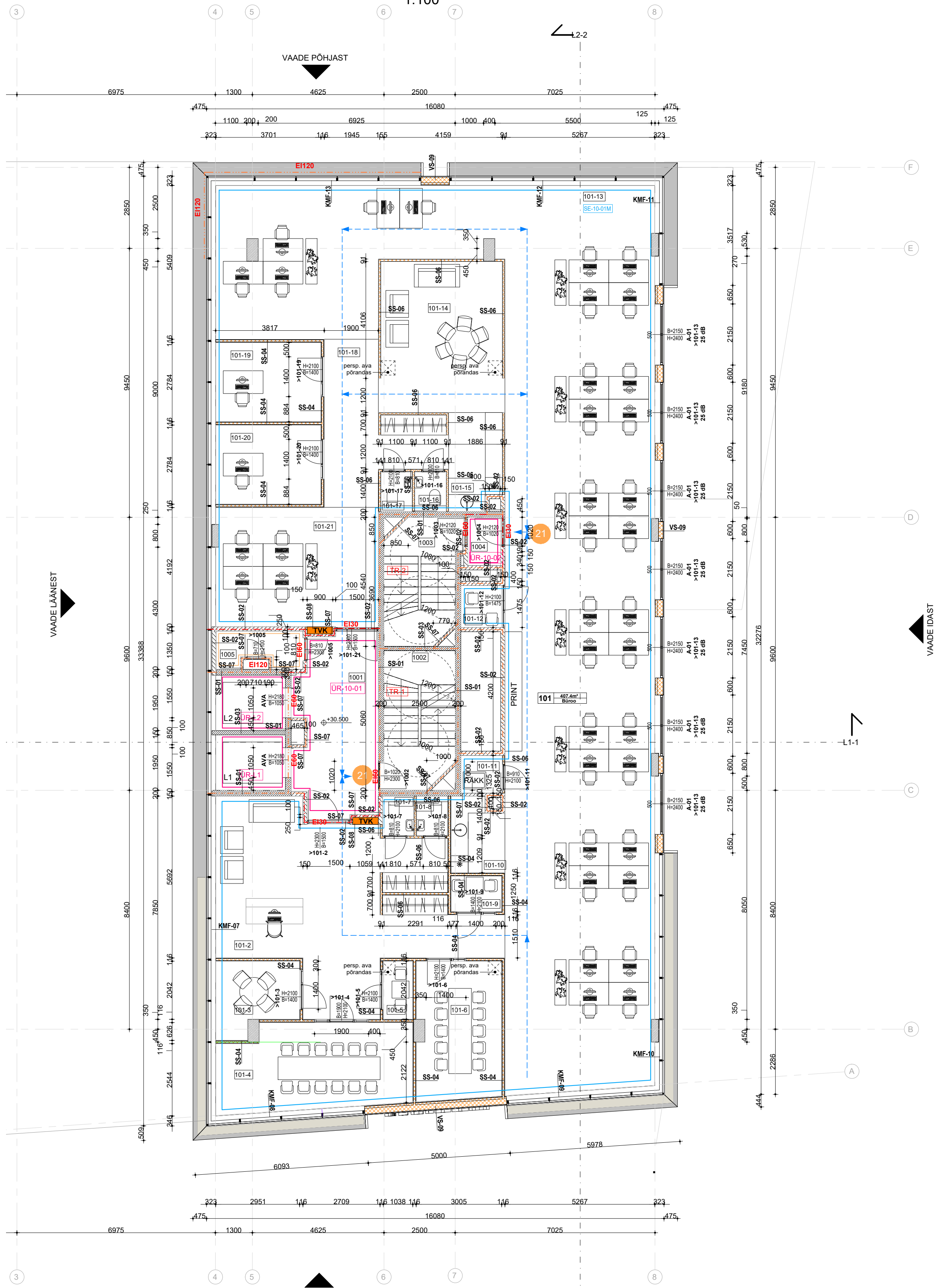
Joonise 3.8.1 järgi paiknevate ülespöörete korral võib lugeda piisavaks ühte põikarmatuuride perimeetrit.



Joonis 3.8.1: Läbisurumisarmatuur: a) rangide paigutus, b) ülespöörete paigutus. A on väline kontrollperimeeter, kus põikarmatuur on nõutav, B esimene kontrollperimeeter, kus põikarmatuur ei ole nõutav.



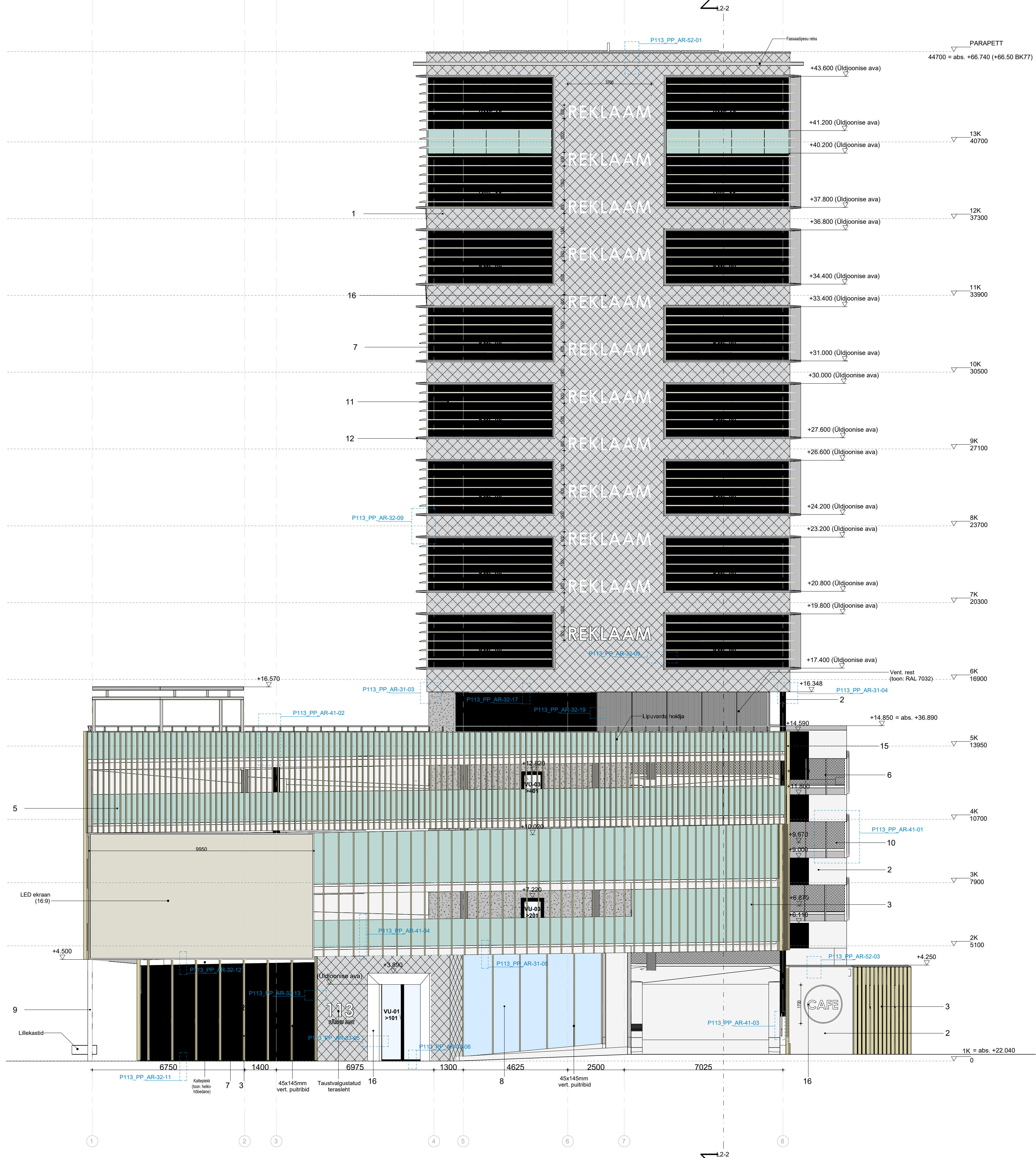
10.korruse arhitektuurne plaan  
1:100



TINGMÄRGID

- TULETÕKKESEKTSIOON EI 8
- TULETÕKKESEKTSIOON EI 80
- TULETÕKKESEKTSIOON EI 120
- TULETÕKKESEKTSIOON EI 18
- LÕOMULIKU SUITSUEEMALDUSEGA ALA
- MEHAANILISE SUITSUEEMALDUSEGA ALA
- SUITSUEEMALDUSALA PÄÄSTEMEESKONNA ABIVÄHENDID KASUTADES
- ÜLERÕHUGA ALA
- KATUSLAE TÕÜP
- PÕRANDAPINNA TÕÜP
- VS01 SEINATÕÜP
- PÕRANDAPINNA KÕRGUSMÄRK HOONE 0-KÕRGUSEST
- +3.100
- SERVATÕÜP
- HOONE 0-KÕRGUSEST
- REVISJONI TÄHIS
- 88 EVAKUEERITAVATE INIMESTE ARV
- 3 EVAKUEERITAVATE INIMESTE ARV
- ▲ AUTOMAATKAGA SUITSUEEMALDUSEKS AVATAV AKEN
- ▲ AUTOMAATKAGA SUITSUEEMALDUSEKS AVATAV UKS
- ▲ TULETÕRJE VESIKUKAPP
- ▲ TRAPP
- ▲ PARKLA PÕRKEPIIRE
- ▲ TTK
- ▲ TULETÕKKEKARDINA TÕÜP
- ▲ UKS TÕÜP >ADDRESS
- ▲ AKNA TÕÜP >ADDRESS
- ▲ TULETÕKKEKARDINA TÕÜP
- ▲ UKS TÕÜP >ADDRESS
- ▲ AKNA TÕÜP >ADDRESS

Vaade lõunast  
1:100



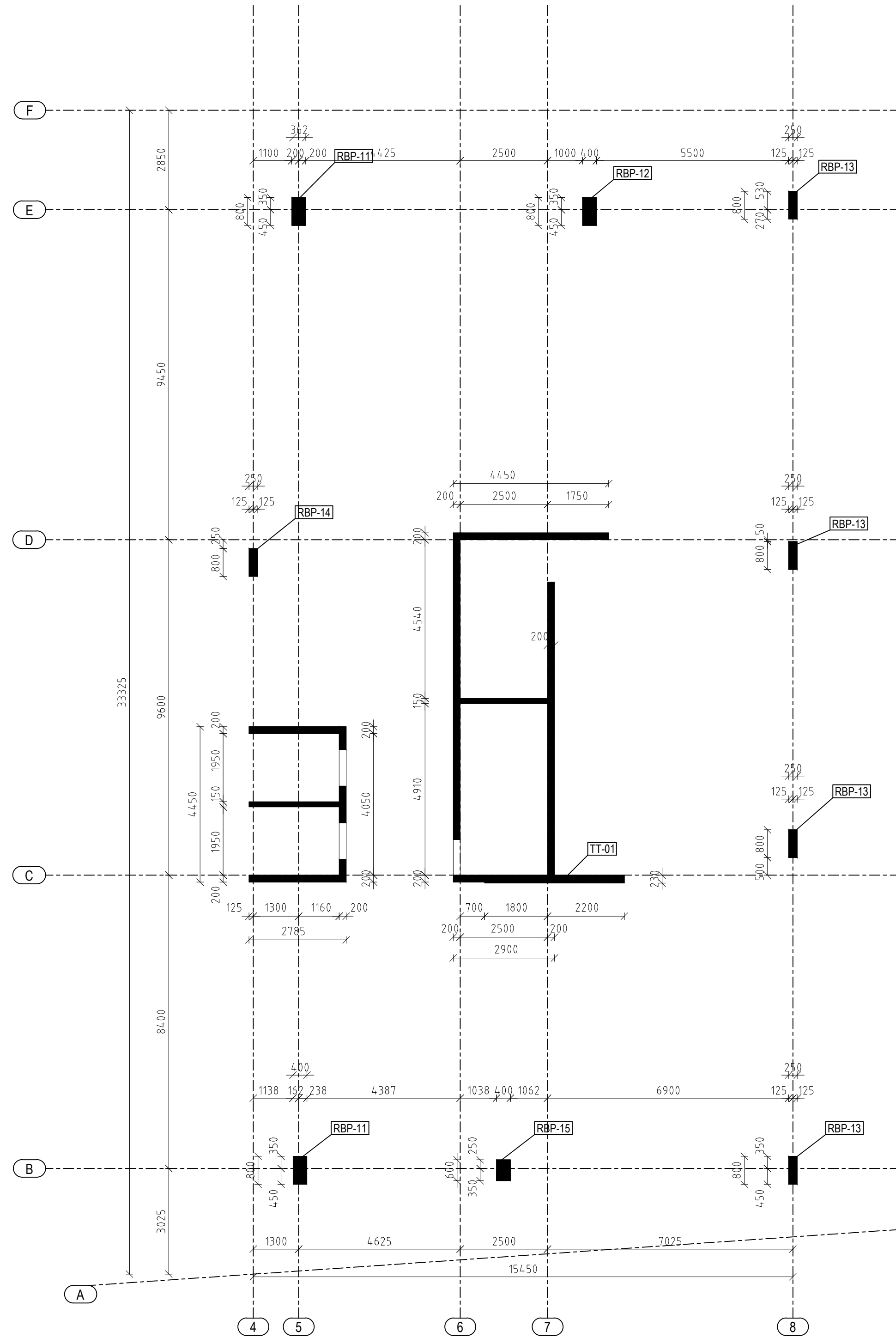
MÄRKUSED

1. Hoone ±0.00 = abs.+2204m (+21.80m BK77 süsteemis)
2. Joonis on tehtud Arhitektuuribüroo PLUSS OÜ jooniste põhjal

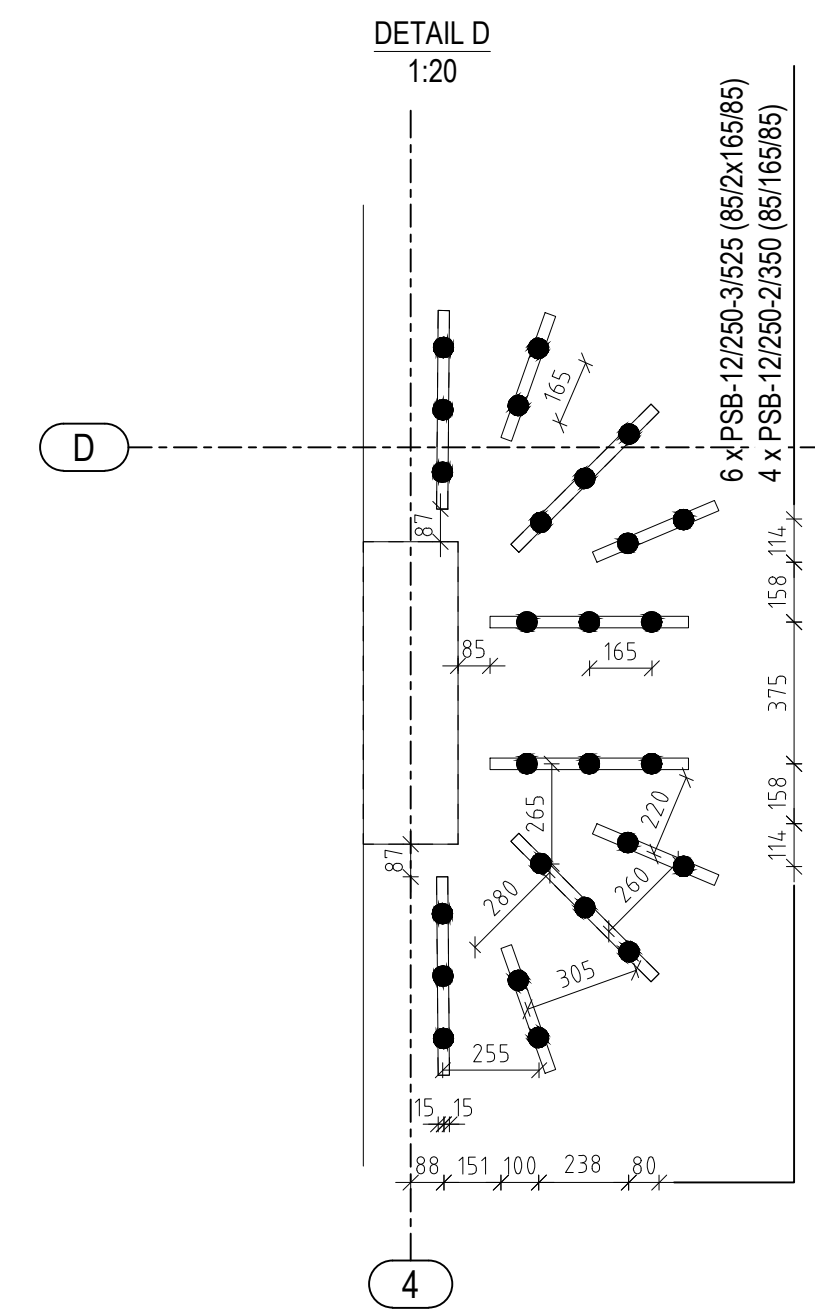
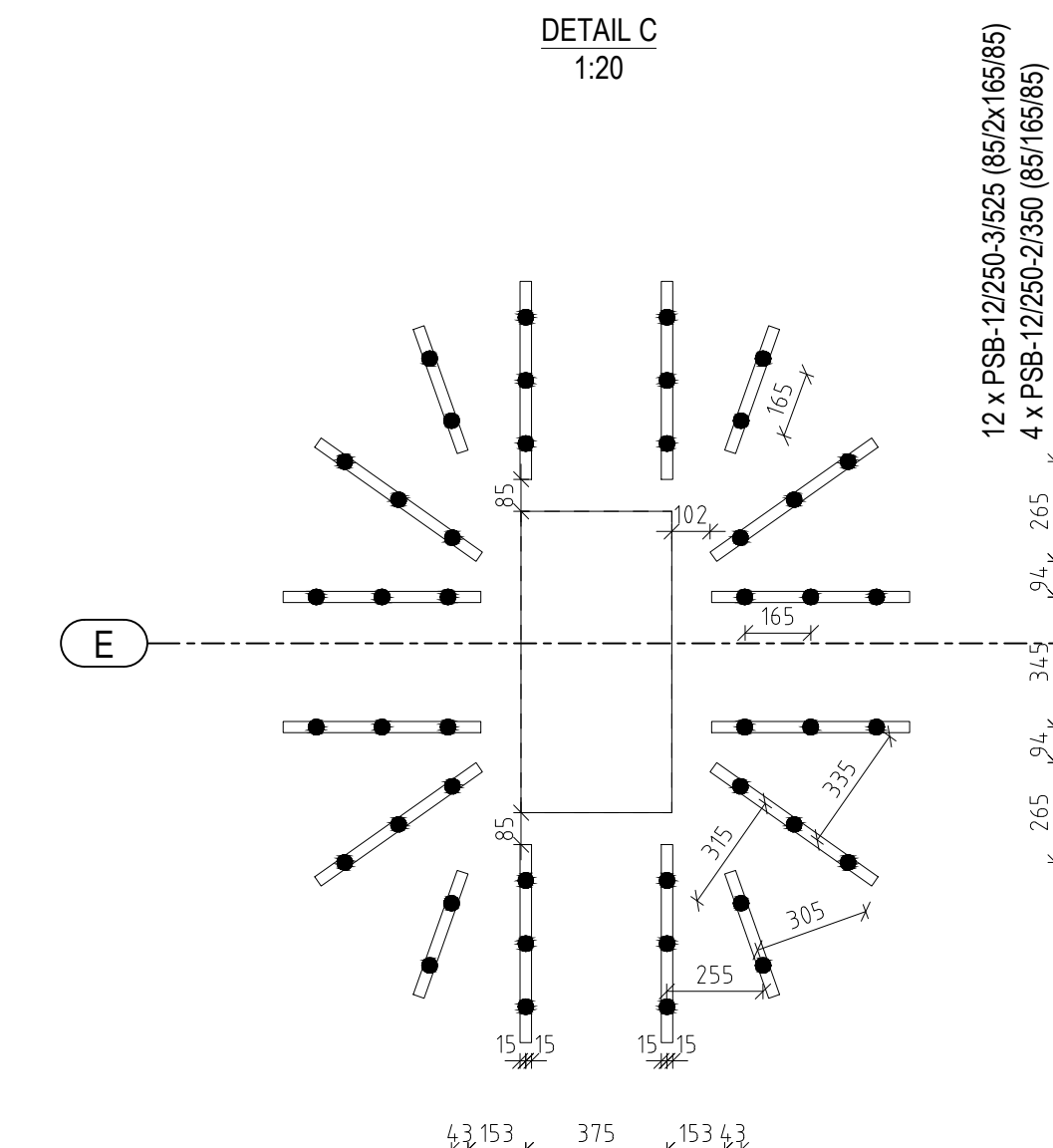
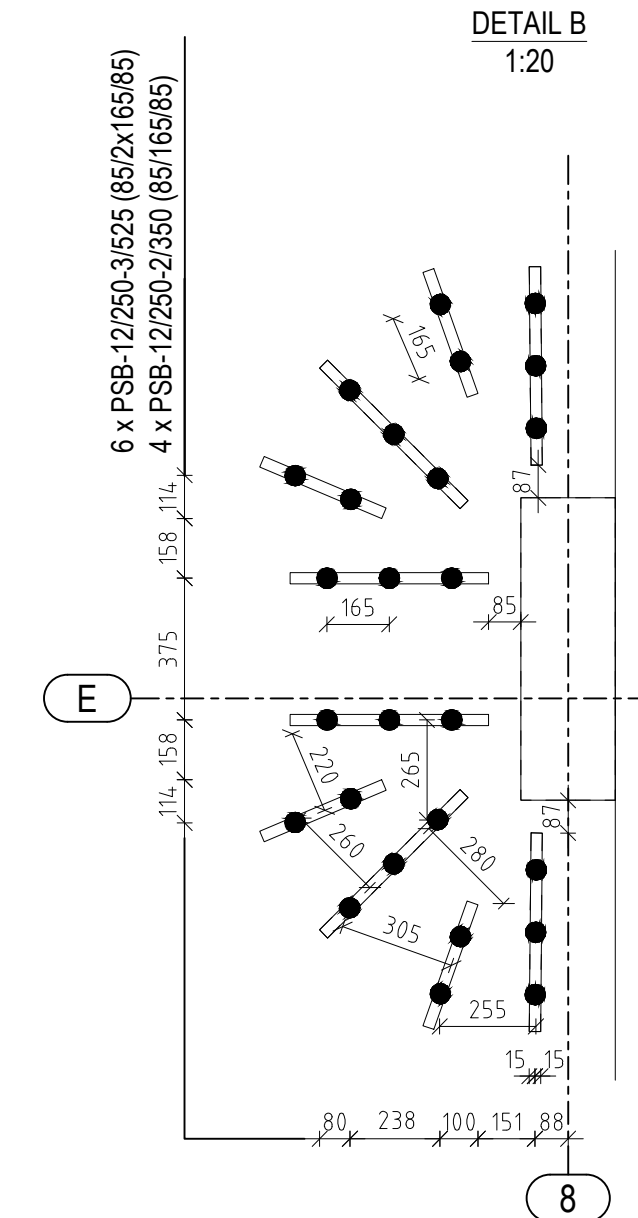
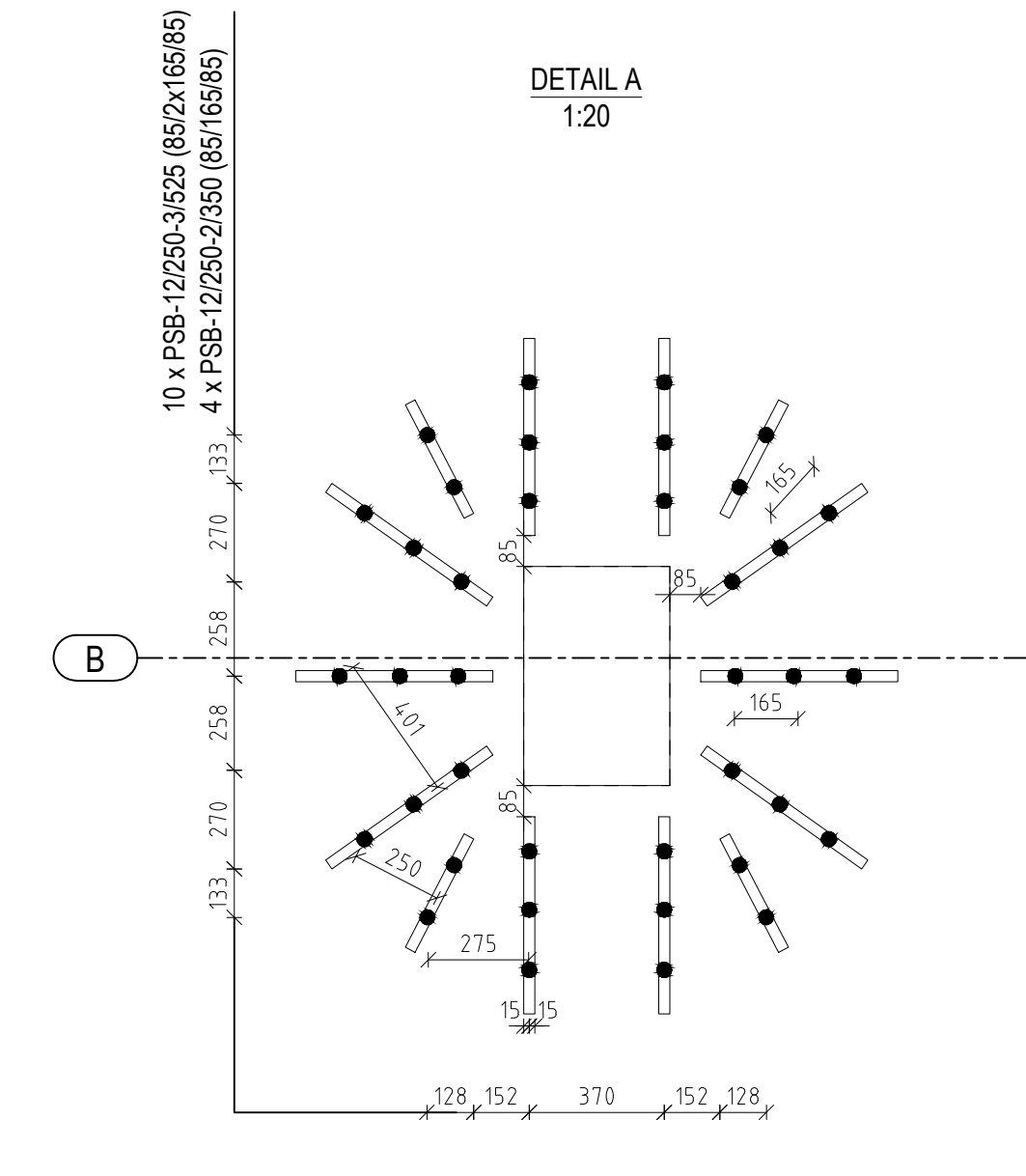
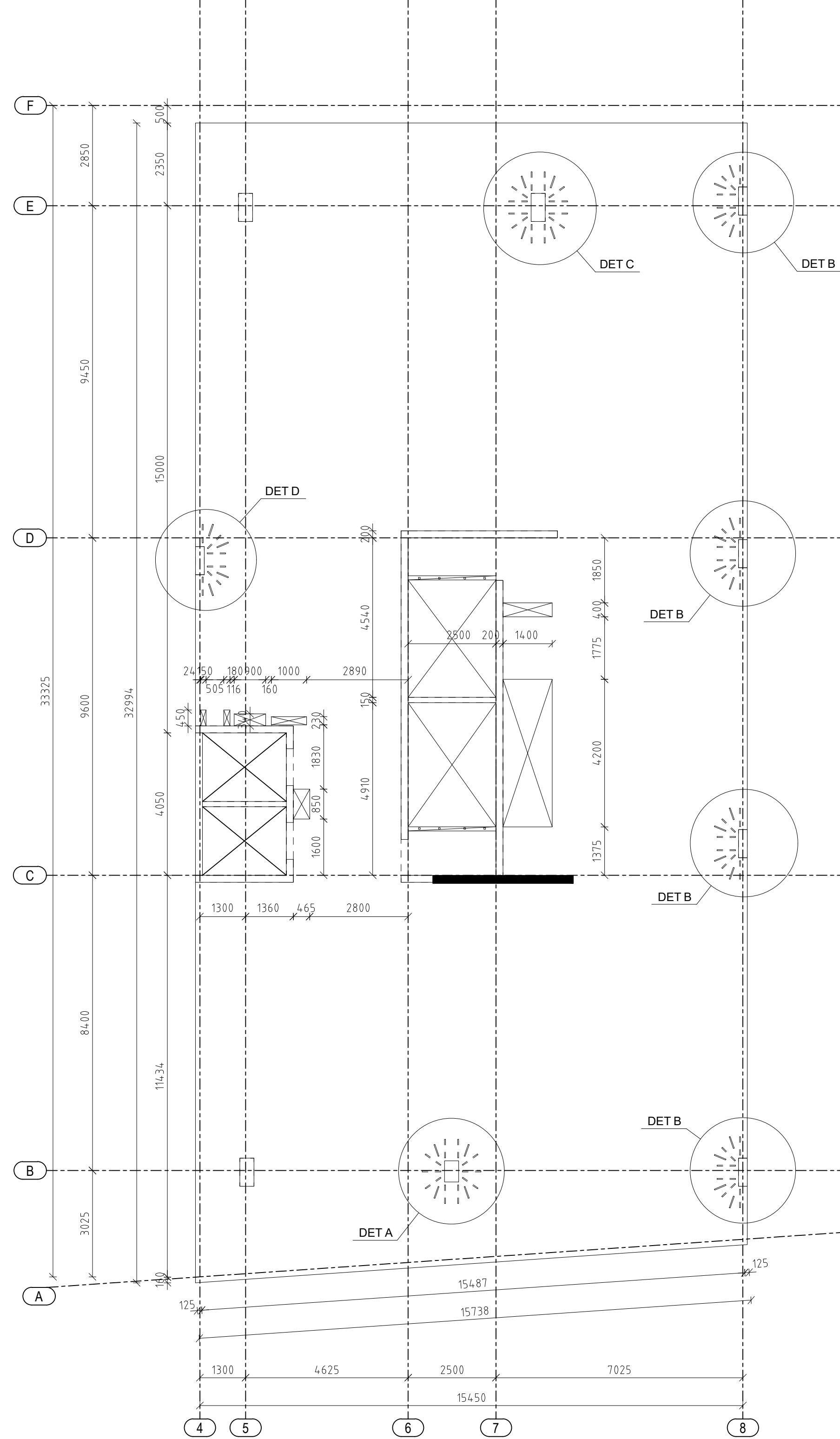
<b>TAL TECH</b> Ehitaja tee 5, 19086 Tallinn tel. +(372) 620 2002 e-mail: info@taltech.ee www.tu.ee		Lõputöö pealkiri: 13-KORRUSELISE BÜROOHOONE KANDEKONSTRUKTSIOONIDE ANALÜÜS	
Ehitusprotsessi uurimisrühm: EA60LT	Joonise pealkiri: PÄRNU MNT 113 ARHITEKTUURNE PLAAN JA VAADE LÕUNAST	Staadium: MAGISTRITÖÖ	Kuupäev: 05/2022
Juhendaja: Johannes Pello	Üliõpilane: Aleksey Ponomarev 177552EAEI	Leht: 1	Mõõtkava: M:1:100
Töö nr.: 1	Leht: 4	M:1:100	M:1:100



10.Korruse kandeseinte ja postide plaan  
1:100

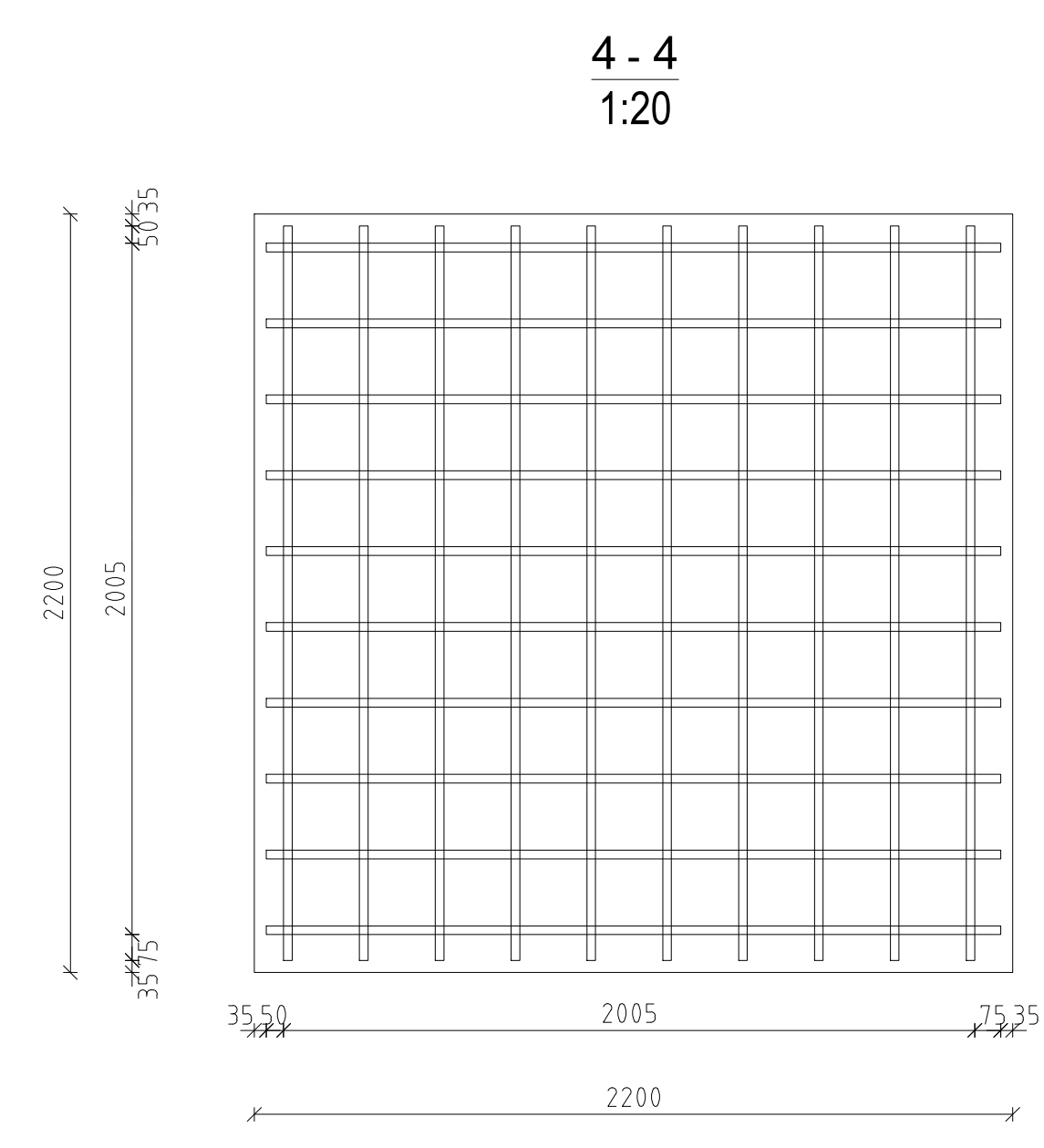
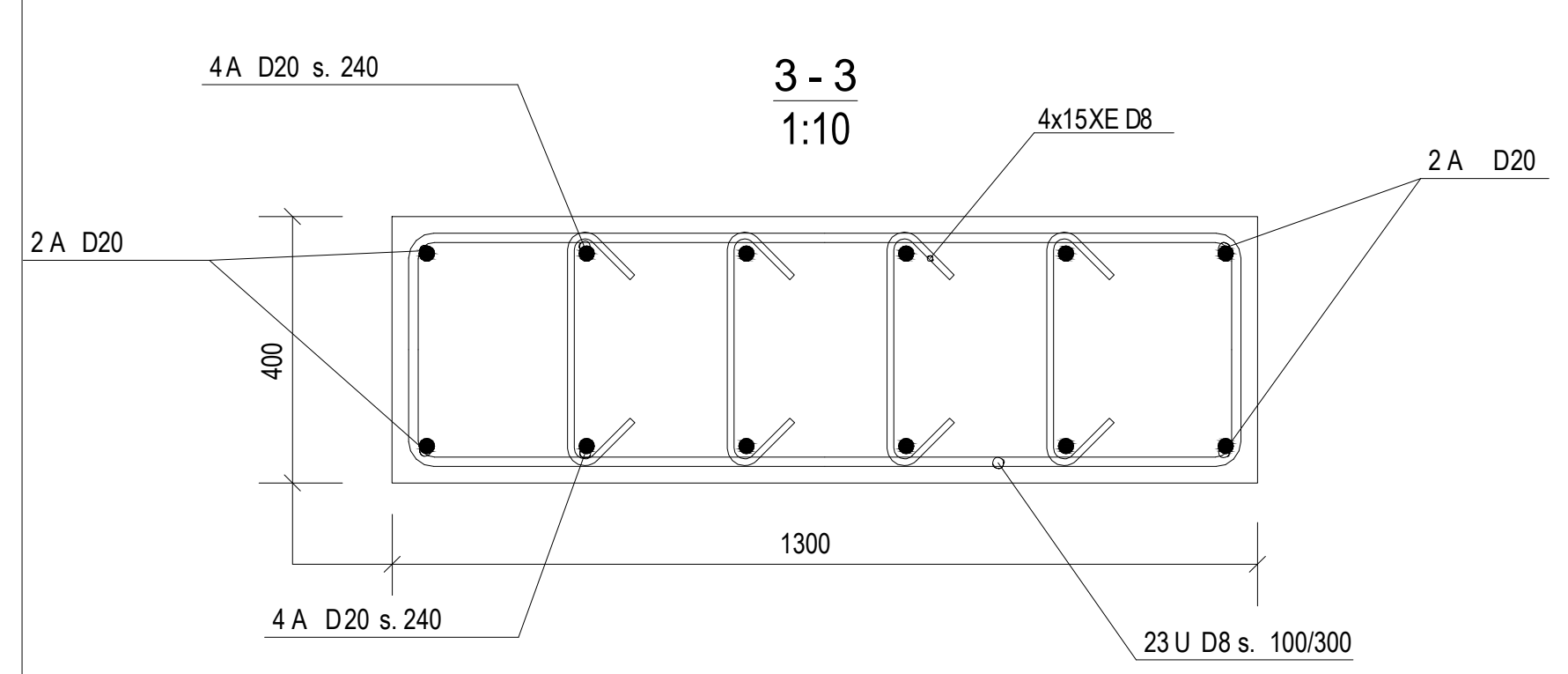
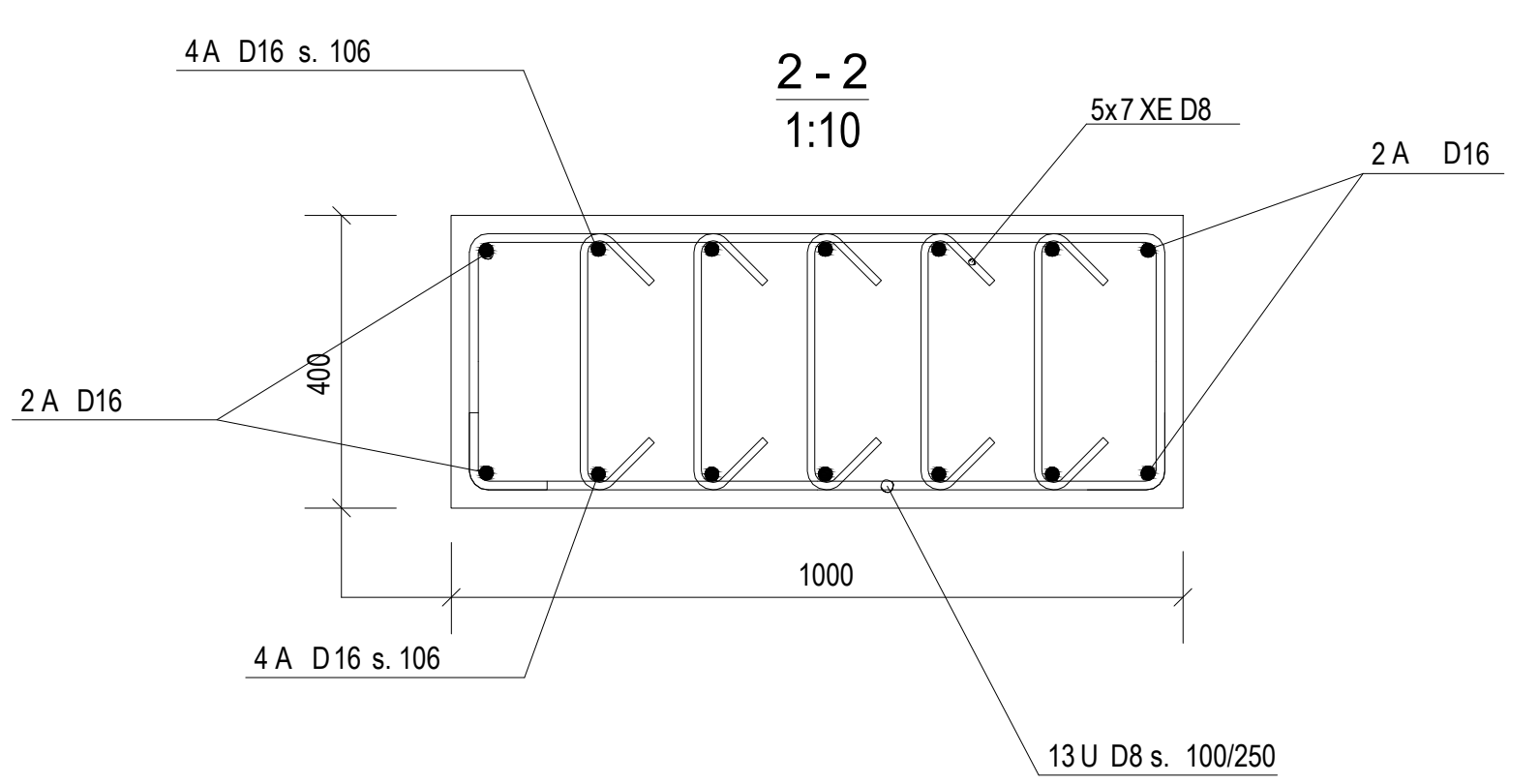
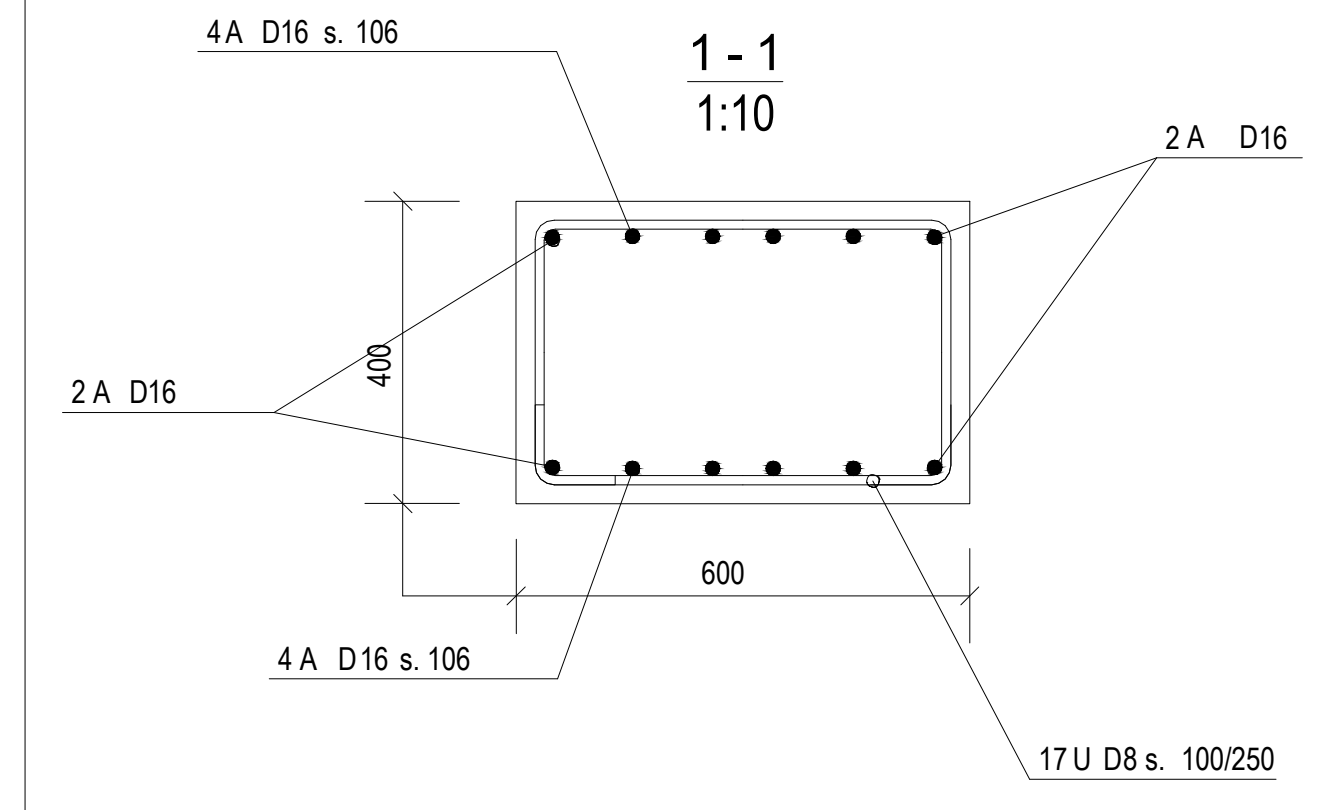
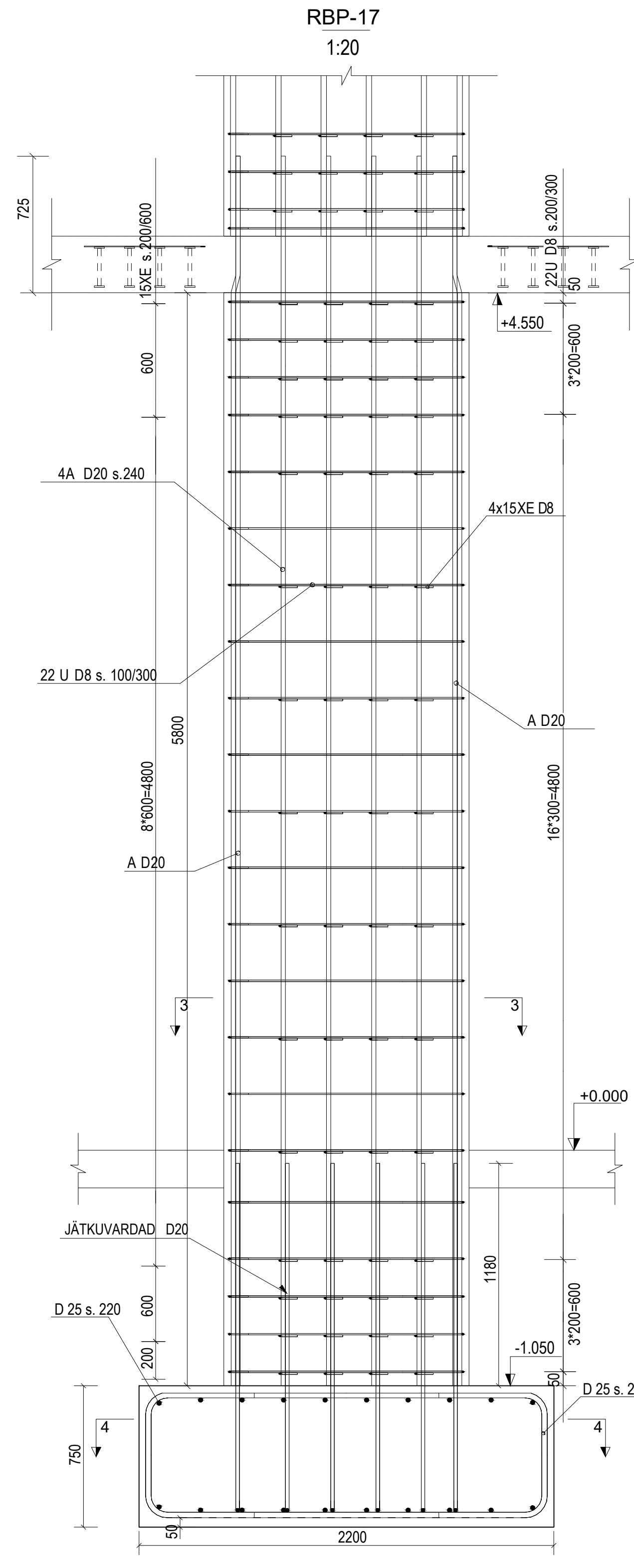
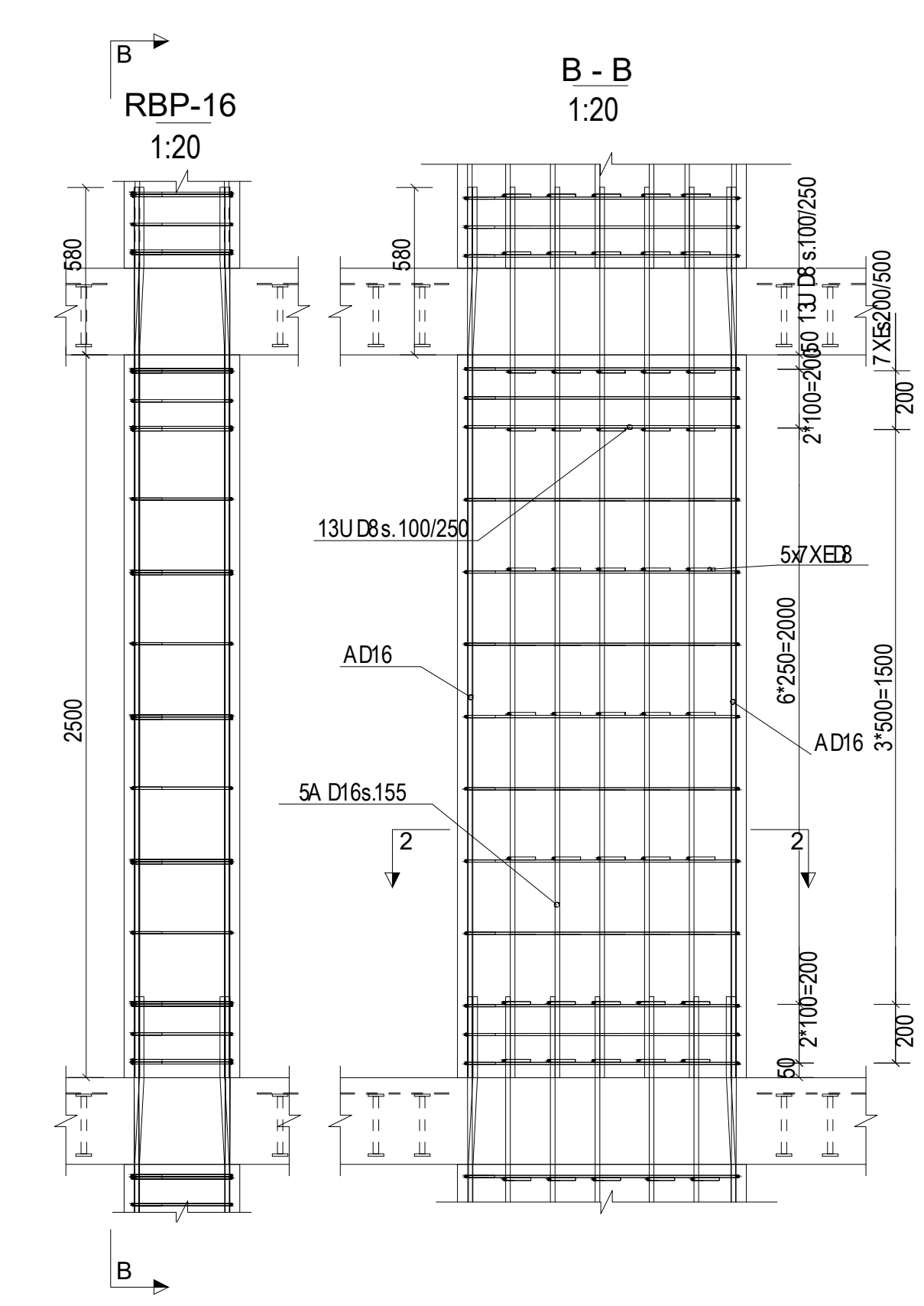
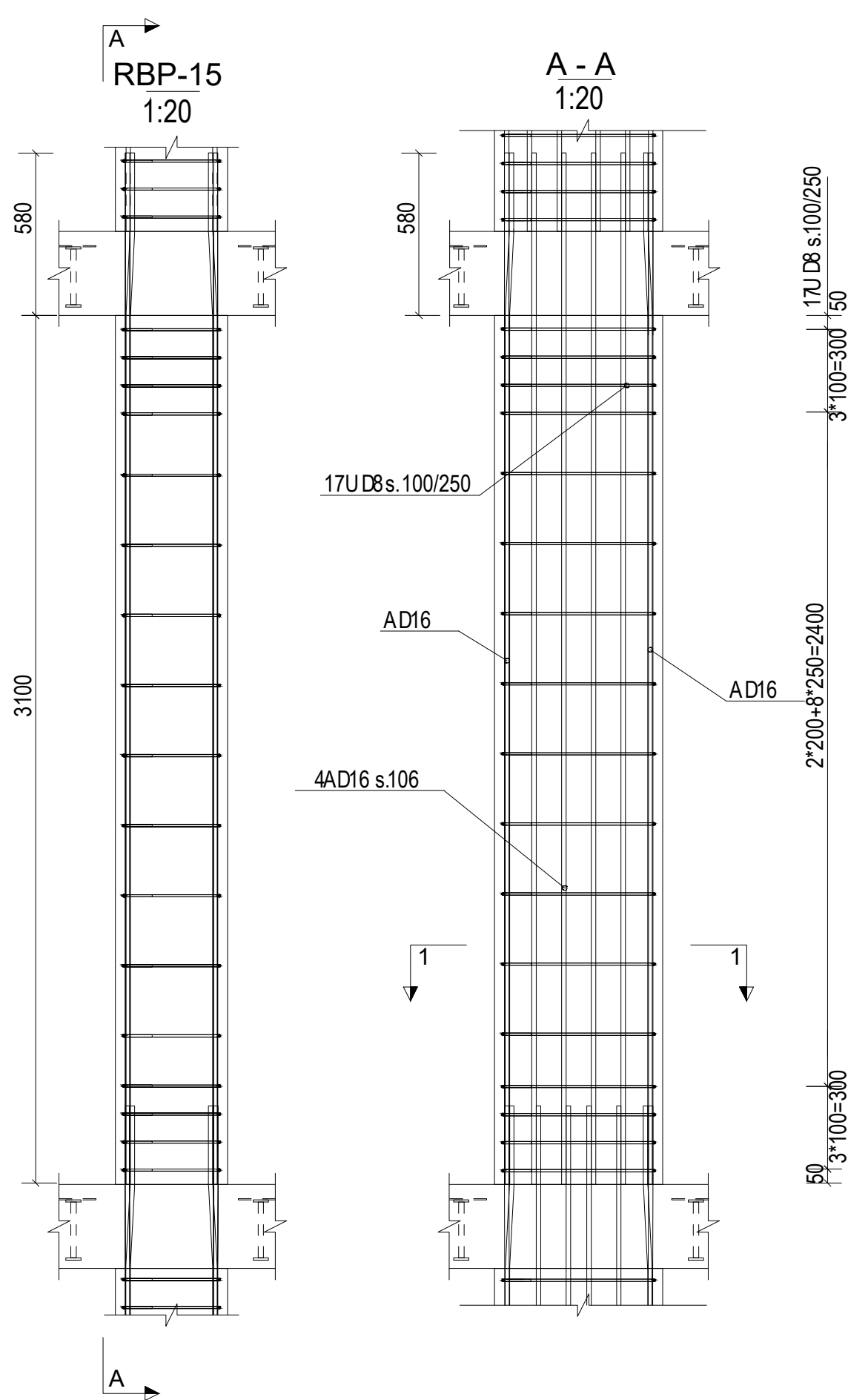


RAKETISE PLAAN  
1:100



- MÄRKUSED:
- SUHTELINE ±0.000=22.040 ABS
  - KÕRGUSED JOONISTEL ON ANTUD SUHTELISTE KÕRGUSTENA
  - BETOONI KLASSS VASTAVALT C30/37
  - KESKKONNAKLASS XC1
  - ARMATUURI KAITSEKHT 15mm+10mm = 25mm (MINIMAALNE + TOLERANTS = NOMINAALNE)
  - ARMATUURI KLASSS B500B; VASTAVALT EN-EN 10080:2006 JA EN-EN 1992-1-1
  - ANKURDUSPIKKUS 40 LÄBIMOÖTU, KUJI JOONISEL EI OLE NÄIDATUD TEISITI
  - TULEPUSIVUSKLASS R120
  - KÕIK NURGAD FAASIDA (F=15x15mm!)

<b>TALTECH</b>		Ehitaja tee 5, 19086 Tallinn tel. +(372) 620 2002 e-mail: info@taltech.ee www.ttu.ee	Lõputöö peakiri: 13.KORRUSELISE BÜROOHOONE KANDEKONSTRUKTSIOONIDE ANALÜÜS
Ehitusprotsessi uurimisrühm:	EA60LT	Joonise peakiri: 10.KORRUSE VAHELAGI,RAKETISE JA KANDEKONSTRUKTSIOONIDE PLAAN	Stadium MAGISTRITÖÖ
Juhendaja:	Johannes Pello		Kuupäev 05/2022
Üliõpilane:	Aleksey Ponomarev 177552EAEI	Töö nr.: 1	Mõõtkava: Leht: 4 M:1:100/M:1:20



Postioon	Nimi	Kogus [N]	Gabaridid[mm]	Brutopind. vj [m <sup>2</sup> ]	Netopind. vj [m <sup>2</sup> ]	Bet.maht [m <sup>3</sup> ]	Kogu.mass [t]
RBP-15	R/B-POST	8	3100 x 400 x 600	1.2	1.2	0.74	1.86
R/B-POST	C30/37	1	3100 x 400 x 600	1.2	1.2	0.74	1.86

Gabariitmõõdud on betoonkeha mõõdud (arvestamata väljalatuvat armatuuri)  
Bruto- ja netopind, maht ja mass on antud ühe elemendi/osa kohta

ARMATUURI KOKKUVÕTE	
TERASE TÕÜP	T T
TERASE KLASS	B500B B500B
DIAMEETER [mm]	8 16
PIKKUS [mm]	32300 36800
KAAL [KG]	12.7 58.1
KOKKU [KG]	70.8

SARRUSE PAINUTUSTABEL															
TÜÜP	POS	TERAS	ARV	Ø	L	a	b	c	d	e	X	Y	u	v	TD
A	T	10	16	3680	3680										64
U	T	17	8	1900	100	350	550	550	350						32

Postioon	Nimi	Kogus [N]	Gabaridid[mm]	Brutopind. vj [m <sup>2</sup> ]	Netopind. vj [m <sup>2</sup> ]	Bet.maht [m <sup>3</sup> ]	Kogu.mass [t]
RBP-16	R/B-POST	4	2500 x 400 x 1000	1.0	1.0	1.0	2.5
R/B-POST	C30/37	1	2500 x 400 x 1000	1.0	1.0	1.0	2.5

Gabariitmõõdud on betoonkeha mõõdud (arvestamata väljalatuvat armatuuri)  
Bruto- ja netopind, maht ja mass on antud ühe elemendi/osa kohta

ARMATUURI KOKKUVÕTE	
TERASE TÕÜP	T T
TERASE KLASS	B500B B500B
DIAMEETER [mm]	8 16
PIKKUS [mm]	56100 43120
KAAL [KG]	22.1 68.1
KOKKU [KG]	90.2

SARRUSE PAINUTUSTABEL															
TÜÜP	POS	TERAS	ARV	Ø	L	a	b	c	d	e	X	Y	u	v	TD
A	T	14	16	3080	3080										64
U	T	13	8	2700	100	350	950	950	350						32
XE	T	35	8	600	350	35	90	35	90						32

Postioon	Nimi	Kogus [N]	Gabaridid[mm]	Brutopind. vj [m <sup>2</sup> ]	Netopind. vj [m <sup>2</sup> ]	Bet.maht [m <sup>3</sup> ]	Kogu.mass [t]
RBP-17	R/B-POST	1	5800 x 400 x 1300	2.32	2.32	3.0	7.5
R/B-POST	C30/37	1	5800 x 400 x 1300	2.32	2.32	3.0	7.5

Gabariitmõõdud on betoonkeha mõõdud (arvestamata väljalatuvat armatuuri)  
Bruto- ja netopind, maht ja mass on antud ühe elemendi/osa kohta

ARMATUURI KOKKUVÕTE	
TERASE TÕÜP	T T T
TERASE KLASS	B500B B500B B500B
DIAMEETER [mm]	8 20 25
PIKKUS [mm]	108600 78300
KAAL [KG]	42.9 193.1
KOKKU [KG]	236.0

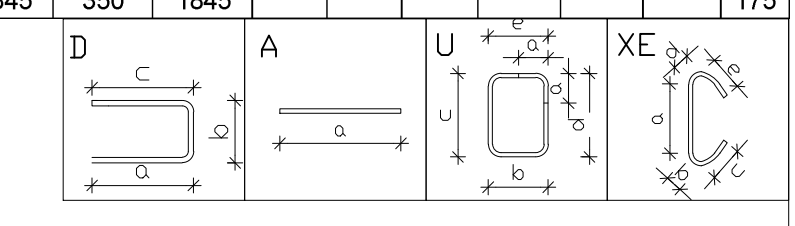
SARRUSE PAINUTUSTABEL															
TÜÜP	POS	TERAS	ARV	Ø	L	a	b	c	d	e	X	Y	u	v	TD
A	T	12	20	6525	6525										140
U	T	22	8	3300	100	350	1250	1250	350						32
XE	T	60	8	600	350	35	90	35	90						32

Postioon	Nimi	Kogus [N]	Gabaridid[mm]	Brutopind. vj [m <sup>2</sup> ]	Netopind. vj [m <sup>2</sup> ]	Bet.maht [m <sup>3</sup> ]	Kogu.mass [t]
VT-01	R/B-VUNDAMENT	1	2200 x 2200 x 750	4.84	4.84	3.63	9.1
R/B-VUNDAMENT	C30/37	1	2200 x 2200 x 750	4.84	4.84	3.63	9.1

Gabariitmõõdud on betoonkeha mõõdud (arvestamata väljalatuvat armatuuri)  
Bruto- ja netopind, maht ja mass on antud ühe elemendi/osa kohta

ARMATUURI KOKKUVÕTE	
TERASE TÕÜP	T T T
TERASE KLASS	B500B
DIAMEETER [mm]	25
PIKKUS [mm]	95940
KAAL [KG]	369.7
KOKKU [KG]	369.7

SARRUSE PAINUTUSTABEL															
TÜÜP	POS	TERAS	ARV	Ø	L	a	b	c	d	e	X	Y	u	v	TD
D	T	20	25	3585	1460	665	1460								175
D	T	6	25	4040	1845	350	1845								175



MÄRKUSED:

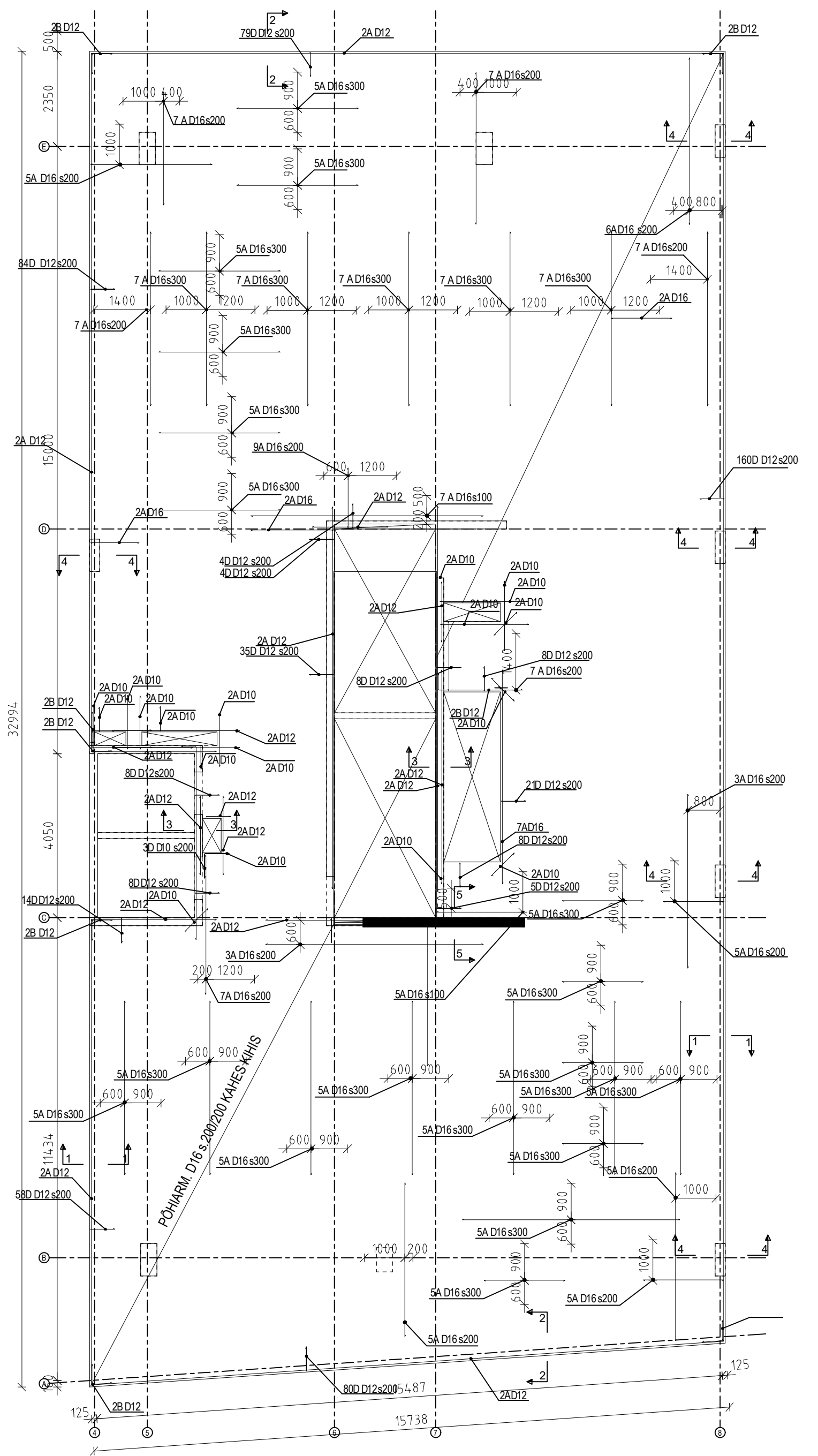
- SUHTELINE ±0.000=22.040 ABS
- KÕRGUSED JOONISTEL ON ANTUD SUHTELISTE KÕRGUSTENA
- BETOONI KLASS VASTAVALT SPETSIFIKATSIOONILE
- KESKONNAKLASS XC1
- ARMATUURI MIN.KATSEKIHT 15mm+10mm = 25mm (MINIMAALNE + TOLERANTS = NOMINAALNE)
- ARMATUURI KLASS B500B: VASTAVALT EVS-EN 10080:2006 JA EVS-EN 1992-1-1
- KUJ ARMATUURVARDAD D<12, SIIS ON LUBATUD VENIVUSKLASS A. ÜLEJÄÄNUD JUHTUDEL VENIVUSKLASS B
- ANKURUSPIKKUS 40 LAGIMÕÖTU. KUJ JOONISEL EI OLE NÄIDATUD TEISITI
- TULEPÜSIVUSKLASS R120
- KÕIK NURGAD FAASIDA (F=15x15mm!)

	Ehitaja tee 5, 19086 Tallinn tel. +(372) 620 2002 e-mail: info@taltech.ee www.ttu.ee	Lõputöö peakiri: 13-KORRUSELISE BÜROHOONE KANDEKONSTRUKTSIOONIDE ANALÜÜS
	Ehitusprotsessi uurimisrühm: EA60LT Juhendaja: Johannes Pello Projektiteerija: Aleksey Ponomarev 177552EAEI	Joonise peakiri: POSTIDE RBP-15/16/17 JA VUNDAMENTI ARMEERING

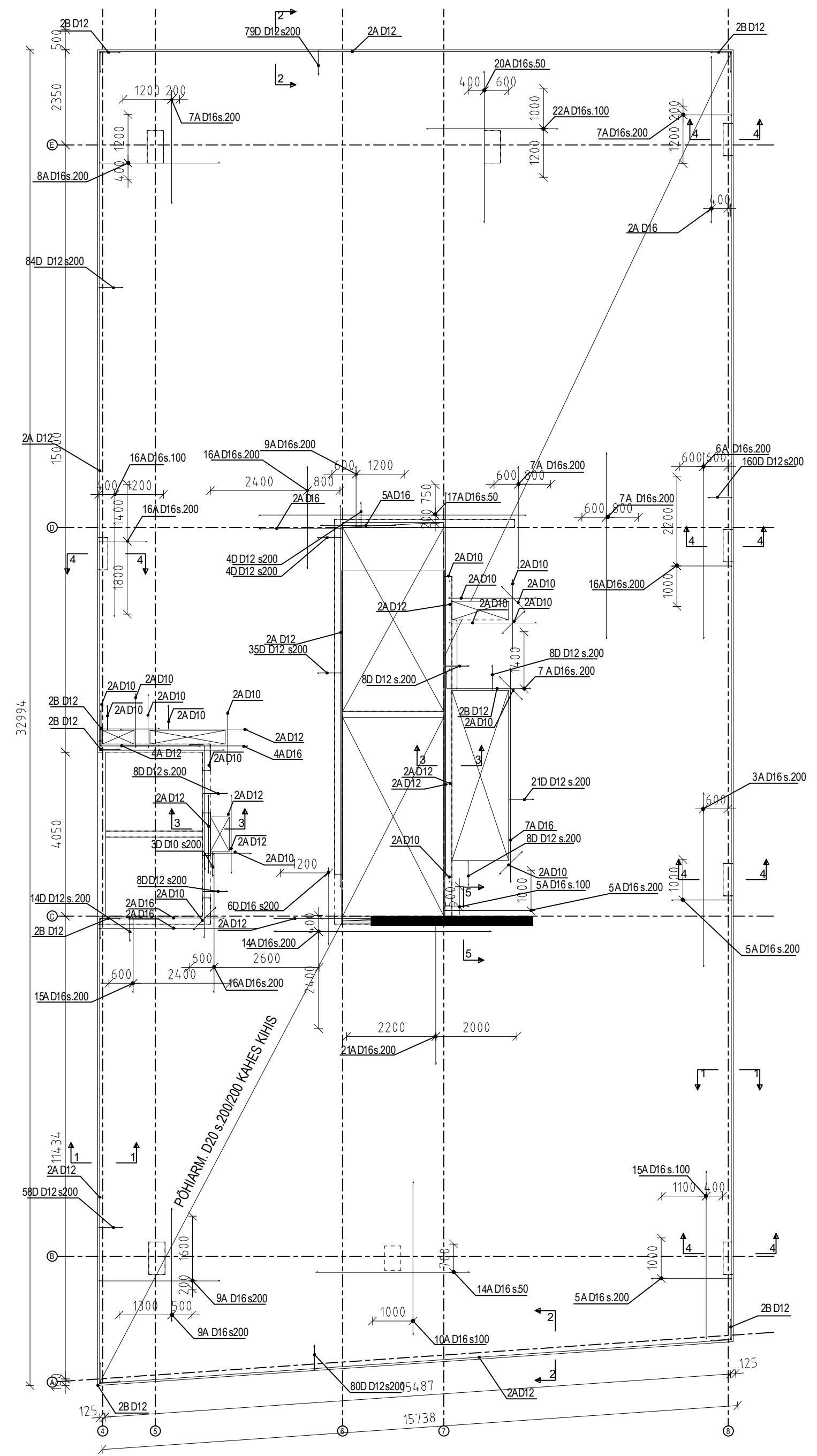


Positsioon	VLP-10	Nim	R/B-PLAAT	Materjal	C30/37	Kogus [k]	6	Gabariid[mm]	32994 x 15700 x 300	Bruttoind. vj [m <sup>3</sup> ]	499.0	Nettopind. vj [m <sup>3</sup> ]	473.0	Bet. maht [m <sup>3</sup> ]	141.82	Kogu mass [t]	354.6
R/B-PLAAT	Gabariitmõõdud on balconikeha moodul (arvestamata väljaulatuv armatuur)																
	Bruto- ja netopind, maht ja mass on antud ühe elemendi/osa kohta																

ALAPINNA ARMEERIMISE PLAAN  
1:100

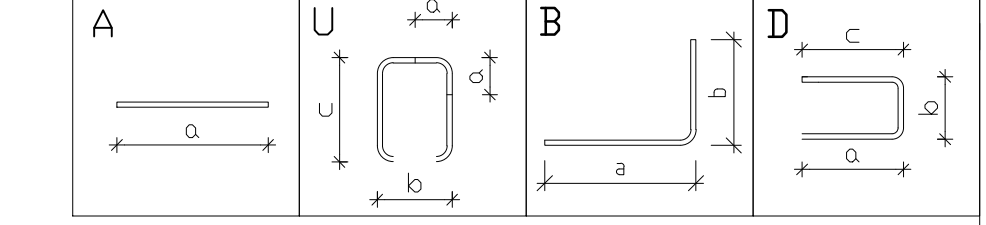


ÜLAPINNA ARMEERIMISE PLAAN  
1:100



ARMATUURI KOKKUVÕTE																	
TERASE TUUP	T	T	T														
TERASE KLASS	B500B	B500B	B500B														
DIAMEETER [mm]	10	12	16														
PIKKUS [mm]	54000	1E+06	892944														
KAAL [KG]	33.3	968.0	1409.4														
KOKKU [KG]	2410.7																

SARRUSE PAINUTUSTABEL																	
TUUP	POS	TERAS	ARV	Ø	L	a	b	c	d	e	X	Y	u	v	TD		
A	T	T	4	12	2000	2000									48		
A	T	T	16	12	1654	1654									48		
A	T	T	4	12	1752	1752									48		
A	T	T	60	10	900	900									40		
A	T	T	13	16	3250	3250									64		
A	T	T	45	16	5000	5000									64		
A	T	T	5	12	350	350									48		
A	T	T	15	12	500	500									48		
A	T	T	45	16	1600	1600									64		
A	T	T	13	16	1988	1988									64		
A	T	T	5	12	930	930									48		
A	T	T	10	12	400	400									48		
A	T	T	7	12	5290	5290									48		
A	T	T	45	16	9000	9000									64		
A	T	T	11	16	3692	3692									64		
A	T	T	2	16	200	200									64		
A	T	T	4	16	10000	10000									64		
A	T	T	4	12	9500	9500									48		
A	T	T	10	16	3696	3696									64		
A	T	T	9	16	542	542									64		
B	T	T	4	12	2505	415	2090								48		
B	T	T	8	12	1445	1030	415								48		
B	T	T	8	12	2000	1505	495								48		
B	T	T	6	12	1940	465	1475								48		
B	T	T	4	12	5155	4785	370								48		
B	T	T	2	12	2260	1670	590								48		
D	T	T	450	12	1850	1370	250	230							48		
D	T	T	26	12	1610	1250	250	110							48		
D	T	T	2	12	3595	2300	1065	230							48		

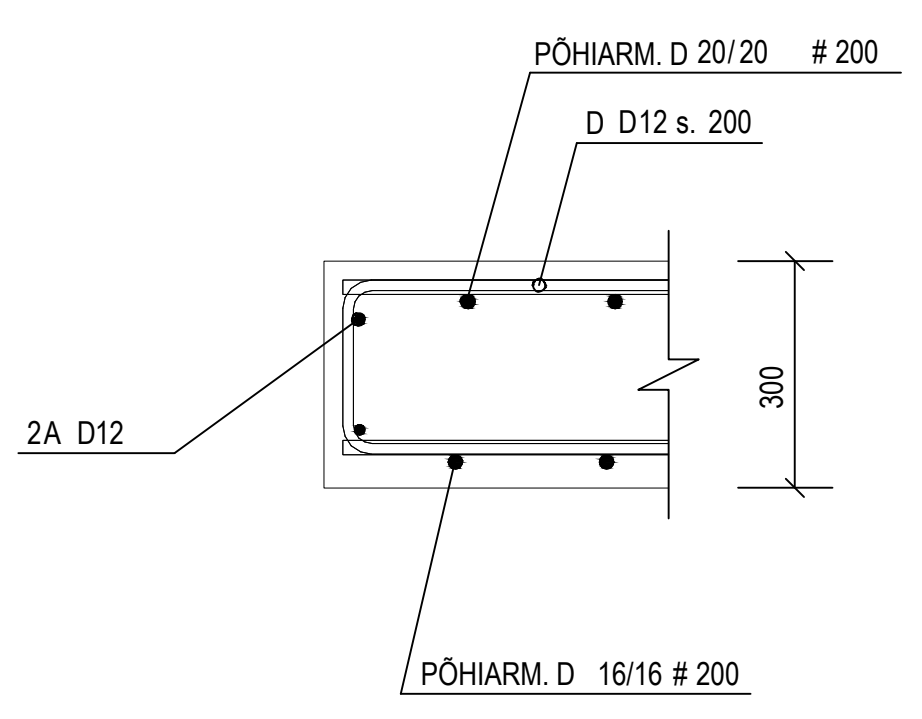


**Armatuurivõrgud**

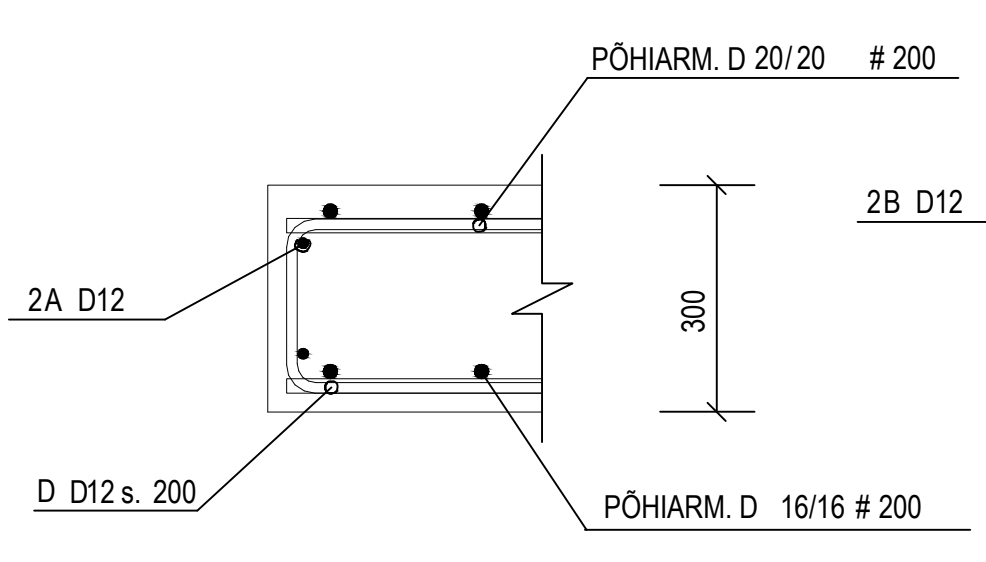
Materjal	D [mm]	S [mm]	Gabariitmõõdud [mm x mm]	Kogus [k]	Pindala [m <sup>2</sup> ]	Mass [kg]
B500B	16/16	200/200	32942 x 15650	1	1031.1	6475.2
B500B	20/20	200/200	32942 x 15650	1	1031.1	8094.0

Kokku: 1031.1 14569.2

1 - 1  
1:10



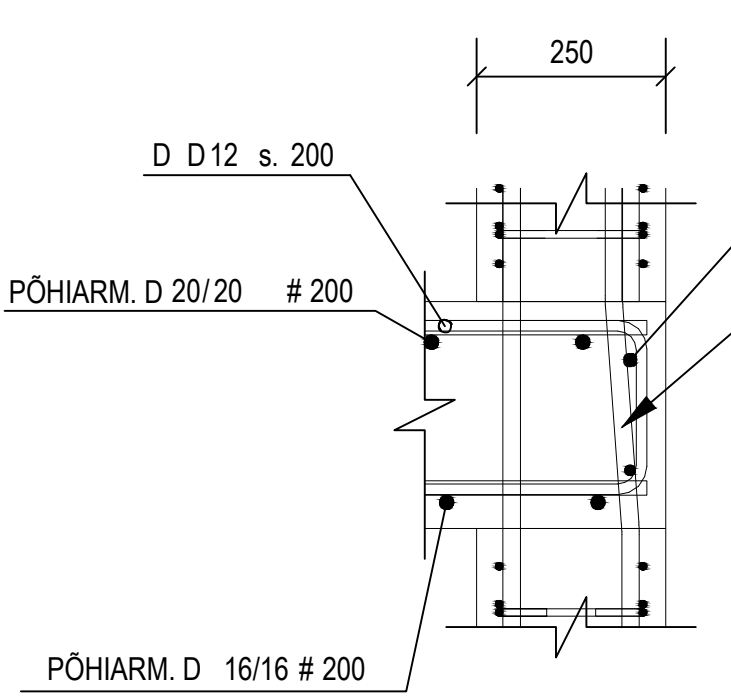
2 - 2  
1:10



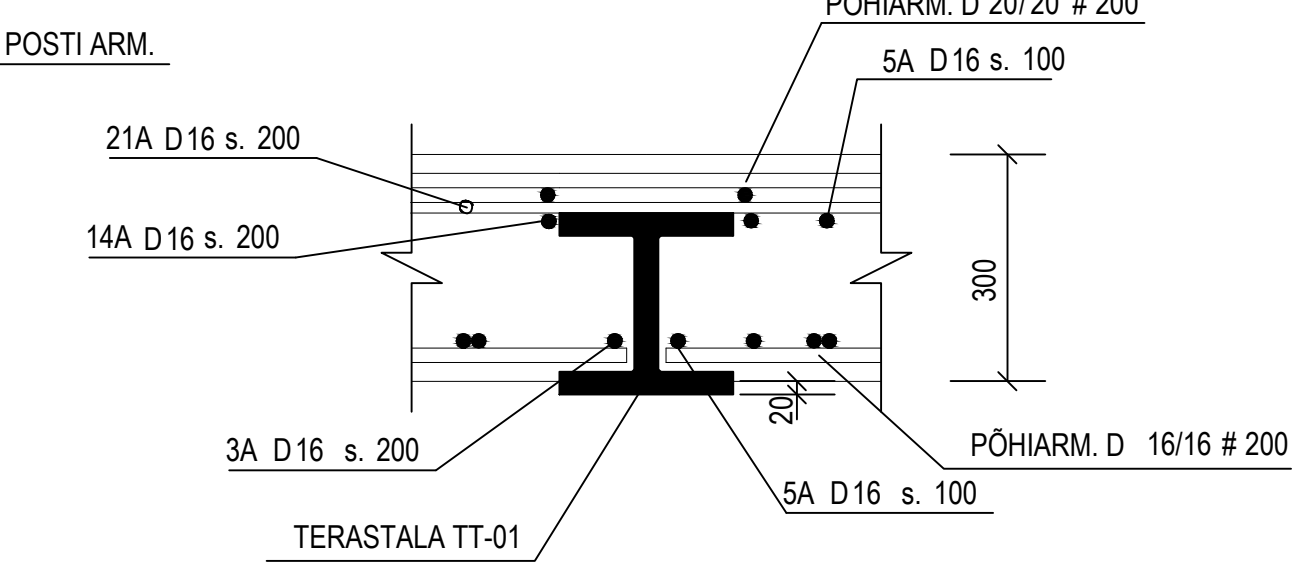
3 - 3  
1:10



4 - 4  
1:10



5 - 5  
1:10



- MÄRKUSED:
- SUHTELINE ±0.000=22.040 ABS
  - KÕRGUSED JOONISTEL ON ANTUD SUHTELISTE KÕRGUSTENA
  - BETOONI KLASS VASTAVALT C30/37
  - KESKONNAKLASS XC1
  - ARMATUURI KAITSEKHT 15mm+10mm = 25mm (MINIMAALNE + TOLERANTS = NOMINAALNE)
  - ARMATUURI KLASS B500B; VASTAVALT EVS-EN 10080:2006 JA EVS-EN 1992-1-1
  - ANKURDUSPIKKUS 40 LÄBIMÕÖTU, KUJI JOONISEL EI OLE NAIDATUD TEISITI
  - TULEPUSIVUSKLASS R120
  - KÕIK NURGDAD FAASIDA (F=15x15mm!)

<b>TAL TECH</b> Ehitaja tee 5, 19086 Tallinn tel. +(372) 620 2002 e-mail: info@taltech.ee www.tu.ee	Lõputöö pealkiri: 13-KORRUSELISE BÜROOHOONE KANDEKONSTRUKTSIOONIDE ANALÜÜS
	Ehitusprotsessi uurimisrühm: EA60LT Juhendaja: Johannes Pello Üliõpilane: Aleksey Ponomarev 177552EAEI
Staadium: Kuupäev: 05/2022 Leht: 4 Mõõtkava:	MAGISTRITÖÖ Leht: 4 M:1:100/M:1:10