



TALLINNA TEHNIKAÜLIKOOL
INSENERITEADUSKOND
Ehituse ja arhitektuuri instituut

SEITSMEKORRUSELISE ELAMU BETOONIST KANDEKONSTRUKTSIOONIDE ANALÜÜS

ANALYSIS OF CONCRETE STRUCTURES OF A SEVEN- STORY APARTMENT BUILDING

MAGISTRITÖÖ

Üliõpilane: Sofia Fukson

Üliõpilaskood: 144457

Juhendaja: Johannes Pello

Tallinn 2020

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.

25. mai 2020

Autor:

.....
/ allkiri /

Töö vastab magistritööle esitatud nõuetele.

"....." 20.....

Juhendaja:

.....
/ allkiri /

Kaitsmisele lubatud

"....."20... .

Kaitsmiskomisjoni esimees:

.....
/ nimi ja allkiri /

TalTech Ehituse ja arhitektuuri instituut

LÕPUTÖÖ ÜLESANNE

Üliõpilane: Sofia Fukson

Õppekava, peeriala: EAEI02/09, Ehitiste projekteerimine ja ehitusjuhtimine

Juhendaja(d): lektor, Johannes Pello, +(372) 510 9685

Lõputöö teema:

(eesti keeles) SEITSMEKORRUSELISE ELAMU BETOONIST KANDEKONSTRUKTSIOONIDE ANALÜÜS

(inglise keeles) ANALYSIS OF CONCRETE STRUCTURES OF A SEVEN-STORY APARTMENT BUILDING

Lõputöö põhieesmärgid:

1. Hoone kandekonstruktsioonide arvutuskeemi valimine, sisejõudude leidmine.
2. Kande- ja kasutuspiiriseisundi järgsed arvutused. „Käsitsi“ arvutatud ja arvutiprogrammiga saadud tulemuste võrdlus
3. Konstruktsioonide tööjooniste koostamine

Lõputöö etapid ja ajakava:

Nr	Ülesande kirjeldus	Tähtaeg
1.	Hoone kandekonstruktsioonide arvutuskeemi valimine, sisejõudude leidmine	28.02
2.	Kande- ja kasutuspiiriseisundi järgsed arvutused	31.03
3.	Arvutuste vormistamine. Konstruktsioonide jooniste koostamine	30.04

Töö keel: Eesti

Lõputöö esitamise tähtaeg: "2." juuni 2020 a

Üliõpilane: Sofia Fukson ".....".....2020 a

/allkiri/

Juhendaja: Johannes Pello ".....".....2020 a

/allkiri/

SISUKORD

SISUKORD	3
TABELITE LOETELU.....	5
JOONISTE LOETELU.....	6
GRAAFILISE MATERJALI LOETELU.....	8
SISSEJUHATUS	9
1. KOORMUSED	11
1.1 Konstruktsiooni arvutuse põhimõtted.....	11
1.2 Tuulekoormus.....	12
1.2.1 Tuulerõhk seintele	13
1.2.2 Tuulerõhk katusele.....	14
1.3 Lumekoormus.....	15
2. ESIMESE KORRUSE PÕRANDAPLAADI ARVUTUS.....	16
2.1 Koormused plaadil	16
2.2 Plaadi sisejõud.....	18
2.2.1 Paindemoment	19
2.2.2 Põikjõud	20
2.3 Plaadi armatuuri dimensioneerimine.....	20
2.3.1 Plaadi armatuur avas (suund mx)	20
2.3.2 Plaadi armatuur avas (suund my)	23
2.3.3 Plaadi armatuur toel (suund mx)	25
2.3.4 Plaadi armatuur toel (suund my)	28
2.3.5 Plaadi toearmatuur	30
2.4 Esimese korruse plaadi põikjõukindlus	31
2.5 Esimese korruse plaadi läbisurumisarvutus.....	32
2.6 Pragudekindluse kontroll	36
2.7 Plaadi läbipaine.....	38
2.7.1 Läbipaine kaudne kontroll	39
2.7.2 Läbipaine arvutus	41
3. ESIMESE KORRUSE PÕRANDA PLAATI KANDVATE TALADE ARVUTUS	44

3.1	Koormusskeem	44
3.2	Talade sisejõud	45
3.2.1	Ribiplaatristlõike arvutuslaid	46
3.3	Talade armatuuri dimensioneerimine	48
3.3.1	Tala RBT-05 pikiarmatuuri dimensioneerimine	49
3.3.2	Tala RBT-05 põikarmatuuri dimensioneerimine	53
3.3.3	Armatuuri ankurduse kontroll	59
3.3.4	Kokkuvõtte talade RBT-01..04 ja RBT-06 armatuuri dimensioneerimisest	61
4.	POSTI ARVUTUS	66
4.1	Postis mõjuva pikijõu arvutuslik ekstsentrilisus	66
4.1.1	Teist järku ekstsentrilisus	68
4.2	Posti kandevõime arvutus	69
4.3	Posti armatuuri konstrueerimine	71
4.3.1	Pikiarmatuuri konstrueerimine	71
4.3.2	Põikarmatuuri konstrueerimine	71
5.	POSTI VUNDAMENDI ARVUTUS	73
5.1	Pinnase omadused	73
5.1.1	Väljavõtte ehitusgeoloogilistest tingimustest	73
5.1.2	Väljavõtte geotehniliste näitajate normväärtuste peatükkist	74
5.2	Vundamendi talla mõõtmete määramine	75
5.2.1	Vundamendi talla kõrguse määramine läbisurumisarvutusest	75
5.3	Vundamendi paindearmatuuri arvutus	77
5.3.1	Vundamendi armatuuri ankurdus	78
	KOKKUVÕTE	80
	SUMMARY	82
	KASUTATUD KIRJANDUS	84

TABELITE LOETELU

Tabel 1.1 Välisrõhutegurid ja tuulerõhk ristkülikulise põhiplaaniga hoonete vertikaalsetele seintele	14
Tabel 1.2 Välisrõhutegurid hoone lamekatusele.....	15
Tabel 2.1 Normatiivsed omakaalukoormused esimese korruse põrandaplaadi arvutuses	17
Tabel 2.2 Normatiivsed kasuskoormused esimese korruse põrandaplaadi arvutuses esievate ruumifunktsioonide järgi [5].....	17
Tabel 2.3 Normatiivsed punktkoormused hoone keskosa postidele esimese korruse põrandaplaadi arvutuses	18
Tabel 2.4 Normatiivsed joonkoormused plaadile esimese korruse põrandaplaadi arvutuses	18
Tabel 2.5 Esimese korruse plaadi paindemomendi väärtused	19
Tabel 3.1 Talade RBT-01..06 arvutulaiused.....	47
Tabel 3.2 RBT-05 vajalik armatuuri pindala	52
Tabel 3.3 Pikiarmatuuri vajaliku pindala arvutuse võrdlus käsitsi ja arvutusprogrammiga	53
Tabel 3.4 RBT-05 esimese ava põikjõuväärtused	54
Tabel 3.5 RBT-05 vajalik põikarmatuuri pindala	58
Tabel 3.6 Talade RBT-01 ja RBT-02 pikiarmatuuri kokkuvõte	61
Tabel 3.7 Talade RBT-01 ja RBT-02 põikarmatuuri kokkuvõte	62
Tabel 3.8 Talade RBT-03 ja RBT-06 pikiarmatuuri kokkuvõte	63
Tabel 3.9 Talade RBT-03 ja RBT-06 põikarmatuuri kokkuvõte	63
Tabel 3.10 Tala RBT-04 pikiarmatuuri kokkuvõte.....	64
Tabel 3.11 Tala RBT-04 põikarmatuuri kokkuvõte.....	65
Tabel 5.1 Pinnase geotehniliste näitajate normväärtused [2]	74
Tabel 5.2 Vundamendi läbisurumisarvutus.....	77

JOONISTE LOETELU

Joonis 0.1 Hoone asukoht Maa-ameti kaardil [18]	9
Joonis 1.1 Arvutuskõrguse ze määramine ja kiirusrõhuprofiil	13
Joonis 1.2 Seletus seinte tulerõhutegurite määramise jaoks	14
Joonis 1.3 Seletus katuse tulerõhutegurite määramise jaoks.....	14
Joonis 2.1 Esimese korruse põrandaplaat	16
Joonis 2.2 Paindemomendi väärtused mx suunas	19
Joonis 2.3 Paindemomendi väärtused my suunas	19
Joonis 2.4 Põikjõu väärtused vy suunas	20
Joonis 2.5 Plaadi armatuuri vajalik pindala mx suunas (arvutusprogrammi tulemused)	22
Joonis 2.6 Plaadi armatuuri vajalik pindala mx suunas telje "B" läheduses vahemikus "4" - "5" (arvutusprogrammi tulemused).....	22
Joonis 2.7 Plaadi armatuuri vajalik pindala my suunas (arvutusprogrammi tulemused)	24
Joonis 2.8 Plaadi armatuuri vajalik pindala my suunas telgede "B" ja "C" vahemikus "4" - "5" (arvutusprogrammi tulemused).....	25
Joonis 2.9 Plaadi armatuuri vajalik pindala toel mx suunas (arvutusprogrammi tulemused).....	26
Joonis 2.10 Plaadi armatuuri vajalik pindala toel mx suunas. Lõige Teljel "2" vahemikus "B" - "C". (arvutusprogrammi tulemused).....	27
Joonis 2.11 Plaadi armatuuri vajalik pindala toel my suunas (arvutusprogrammi tulemused).....	29
Joonis 2.12 Plaadi armatuuri vajalik pindala toel my suunas. Lõige Teljel "C" vahemikus "4" - "5" (arvutusprogrammi tulemused).	29
Joonis 2.13 Plaadi põikarmatuuri vajalik pindala (arvutusprogrammi tulemused).....	31
Joonis 2.14 Madala kapiteeliga plaat [9].....	35
Joonis 2.15 Arvutusprogrammiga saadud läbipaine suurus	42
Joonis 3.1 Esimese korruse põranda plaati kandvad talad.....	44
Joonis 3.2 Lauskoormuse jagunemise skeem plaadilt taladele	45
Joonis 3.3 Kasuskoormuse jagunemine taladele RBT-02 ja RBT-06.....	45
Joonis 3.4 Vahekauguse l_0 määramine plaadi arvutuslaiuse arvutamiseks [9]	46
Joonis 3.5 Tala plaadi (vöö) arvutuslaius [9].....	47
Joonis 3.6 Esimese korruse plaadi kandvate talade paindemomendid	48
Joonis 3.7 Esimese korruse plaadi kandvate talade põikjõud	48
Joonis 3.8 Tala RBT-05 paindemomendi epüür	49
Joonis 3.9 RBT-05 pikiarmatuuri vajalik pindala arvutatud programmiga SCIA Engineer 19.1	53

Joonis 3.10 Tala RBT-05 põikjõuepüür	53
Joonis 3.11 RBT-05 põikarmatuuri vajalik intensiivsus arvatatud programmiga SCIA Engineer 19.1	59
Joonis 4.1 Ümarristlõike kandevõime N-M diagramm [14]	70
Joonis 5.1 Pinnasekihid puuraugu PA 8 kohal [2].....	73
Joonis 5.2 Kaldpragusid arvestav arvutuskeem tõmbejõu määramiseks [9].....	78

GRAAFILISE MATERJALI LOETELU

Lõputöö koosseisu kuulub 6 esitlusjoonist formaadis A1:

Joonis 1: Hoone plaan ja koormused

Joonis 2: 1. korruse põrandaplaadi plaan

Joonis 3: 1. korruse põrandaplaadi lõiked

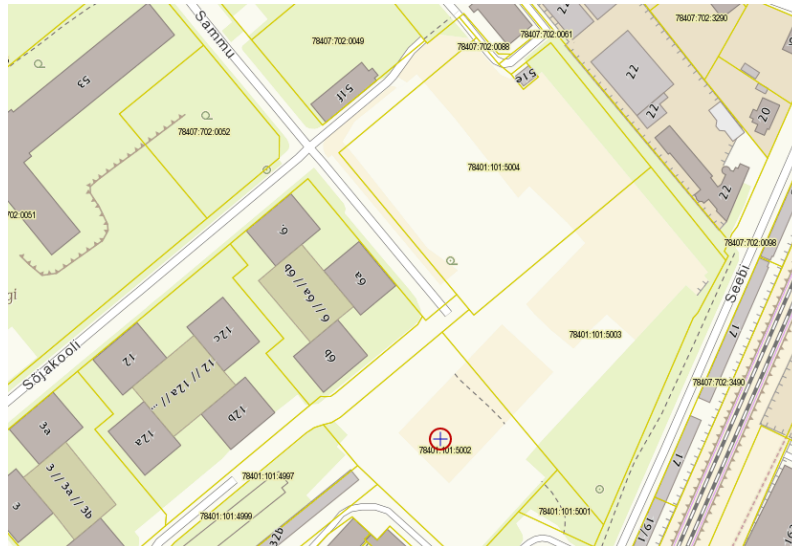
Joonis 4: Talad RBT-01...03

Joonis 5: Tala RBT-05

Joonis 6: Post RBP-C2 ja posti vundament RBPV-C2

SISSEJUHATUS

Käesoleva lõputöö raames teostatakse kandekonstruksioonide arvutused ühe maa-
aluse ja seitsme maapealsete korrustega hoonele, mida ehitakse Tallinna linna, Kristiine
linnaossa Sammu tn 10.



Joonis 0.1 Hoone asukoht Maa-ameti kaardil [18]

Antud hoone on üks hoonete kompleksist. Kokku Seebi, Riivi ja Sõjakooli tänavatega
piiratud territooriumile ehitakse 22 hoonet. Hoonete maapealse osa korruselisus on 1
kuni 7 korrust. Ehitatavate hoonete otstarbe on elu- ja ärihood.

Lõputöö käsitletava hoone arhitektuurne lahendus on saadud büroost AE5 OÜ. Antud
büroo tegeleb lõputöös käsitleva hoone projekteerimisega. Töös kasutatakse eelprojekti
seletuskirja koostatud Allianss Arhitektid OÜ poolt [1] ning OÜ REI Geotehnika koostatud
ehitusgeoloogilise uuringu aruannet [2].

Lõputöös käsitleva hoone kandekonstruksiooniks on raudbetoon. Välisseinu
moodustavad kolmekihilised raudbetoonpaneelid, teise kuni seitsmenda korruse
vahelaed on õõnesbetoon paneelidest. Lõputöö raames projekteeritakse esimese korruse
põrandaplaat, põranda plaati kandvad talad, kõige raskemini koormatud post ning selle
vundament.

Töös projekteeritavate konstruktsioonide sisejõud saadakse kasutades programmi SCIA
Engineer 19.1. Programm teostab arvutused lõplike elementide meetodiga (LEM). [3]
Programmi kasutusel uuritakse konstruktsioonide arvutuskeemi valiku võimalusi, mis
määrab sisejõudude suuruse ja korrektsuse.

Teisena analüüsitakse arvutusprogrammi SCIA Engineer 19.1 võimalust arvutada konstruktsiooni nõutud armatuuri pindala ja võrreldakse seda käsitsi arvutatud väärtustega. [4]

Lõputöö koosseisu kuulub kuus joonist, mille koostamisel kasutati programmid Autodesk AutoCAD 2018 ja Autodesk Revit 2019.

Kokku töös on viis peatükki, mis keskenduvad järgmistele tugevusarvutustele: esimese korruse põrandaplaadi arvutus, esimese korruse põrandaplaati kandvate talade arvutus, posti arvutus, posti vundamendi arvutus.

Esimeses peatükis kirjeldatakse konstruktsiooniarvutuste põhimõtted, arvutakse tuulekoormused ning lumekoormused hoonele. Peatükki koostamisel kasutati allikad numbritega: [5] [6] [7] [8]

Teises peatükis valitakse põrandaplaadi arvutuskeem ning arvutatakse vajalik paindearmatuuri kogus. Seejärel teostatakse armatuuri koguse arvutus programmi abil ning võrreldakse neid tulemusi. Kontrollitakse plaadi põikjõukindlust ning viiakse läbi läbisurumisarvutus. Viimasena kontrollitakse plaadi pragudekindlust ja läbipainet. Peatükki koostamisel kasutati allikad numbritega: [4] [3] [8] [9] [10] [11] [12]

Kolmandas peatükis arvutatakse põrandaplaadi kandvad talad. Võrreldakse arvutusprogrammis talade defineerimisvõimalusi ja kuidas need mõjutavad talade sisejõu väärtusi. Arvutatakse talade vajalik piki- ja põikarmatuur ja võrreldakse tulemusi programmiga saadud väärtustega. Peatüki koostamisel kasutati allikad numbritega: [4] [3] [8] [9] [10] [11] [12]

Neljas peatükk keskendub posti projekteerimisele. Projekteeritakse hoone kõige raskemini koormatud post. Arvutatakse postis mõjuva pikijõu arvutuslik ekstsentrilisus ning seejärel teostatakse posti kandevõimekontroll. Vaadeldakse ka posti armatuuri konstrueerimise nõudeid. Peatüki koostamisel kasutati allikad numbritega: [8] [9] [10] [13] [14]

Viienda peatüki raames on vaadeldavaks konstruktsiooniks posti vundament. Vundament projekteeritakse kolmandas peatükis vaadeldud postile. Arvutus baseerub OÜ REI Geotehnika koostatud ehitusgeoloogilise uuringu aruannele [2], mis määrab pinnasetingimused vundamendi all. Peatükki koostamisel kasutati allikad numbritega: [2] [7] [9] [10] [15] [16] [17]

Võtmesõnad: raudbetoon, raudbetoonplaat, raudbetootala, raudbetoonpost, magistritöö

1. KOORMUSED

1.1 Konstruksiooni arvutuse põhimõtted

Konstruksiooni arvutusega kontrollitakse, et ei ületataks mingi piiriseisundi tingimusi. Kontrollida tuleb kõiki võimalikke arvutusolukordi ja neile vastavaid võimalikke koormusjuhte. Üldjuhul tehakse vahet kande- ja kasutuspiiriseisundite vahel.

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

Kandepiiriseisundi koormuskombinatsioon on

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} * G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_0 Q_{k,i} \quad (1.1)$$

, kus

"+" ja Σ - tähistavad mõjumist samaaegselt ühes kombinatsioonis

γ - on koormuse osavarutegur vastavalt indeksile

G - on alaline koormus

$Q_{k,1}$ - on domineeriv muutuvkoormus

$Q_{k,i}$ - on muu muutuvkoormus

Ψ_0 - on kombinatsioonitegur

Kasutuspiiriseisundid lähtuvad konstruktsiooni normaalse kasutamise nõuetest, inimeste mugavusest ja ehitiste välimusest (deformatsioonid, vibratsioonid, mittekandvate elementide kahjustused). Johtuvalt sellest, kas koormuse põhjustatud tagajärjed jäävad alles ka pärast koormuse mõju eemaldamist või kaovad, võib kasutuspiiriseisund olla taastumatu või taastuv.

Koormuskombinatsioonid, mida arvestatakse vastavates arvutusolukordades, peavad olema kooskõlas kasutusnõuete ja -tingimustega.

Kokku kasutatakse kolm kasutuspiiriseisundi koormuskombinatsiooni:

Normkombinatsioon (kasutuspiiriseisundi normatiivne koormuskombinatsioon, harv). Üldjuhul rakendatakse normkombinatsiooni taastumatute kasutuspiiriseisundite puhul.

Tavakombinatsioon (kasutuspiiriseisundi tavaline koormuskombinatsioon). Üldjuhul rakendatakse taastuvate kasutuspiiriseisundite puhul.

Käesolevas lõputöös **kasutatakse tõenäolist koormuskombinatsiooni** (plaadi läbipaine arvutus). Üldjuhul rakendatakse tõenäolist kombinatsiooni koormuse pikaajalise toime ja konstruktsiooni välimusega seonduvate kasutuspiiriseisundite korral. Kõikides kasutuspiiriseisundi kontrollavaldistes võetakse kõigi osavarutegurite väärtuseks 1,0.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (1.2)$$

, kus

"+" ja Σ - tähistavad mõjumist samaaegselt ühes kombinatsioonis

G – on alaline koormus

$Q_{k,i}$ – on muu muutuvkoormus

$\Psi_{2,i}$ – on kombinatsioonitegur

Osavarutegurite ja kombinatsioonitegurite suurused on kirjeldatud standardis EVS-EN 1990:2002 Ehituskonstruktsioonide projekteerimise alused. [5]

1.2 Tuulekoormus

Arvutustel kasutati allikat: [6]

Tuulekoormuste arvutamiseks vajalikud lähteandmed:

- hoone pikkus $b = 39,2$
- hoone laius $d = 19,52$ m
- hoone kõrgus $h = 22,4$ m (sh ka parapetti kõrgus $h_p = 1,07$ m)
- keskmine tuulekiirus $v_0 = 21$ m/s
- suunategur $c_{dir} = 1,0$
- aastaajategur $c_{seasonal} = 1,0$
- pinnavormitegur $c_0 = 1,0$
- konstruktsioonitegur $c_{sCd} = 1,0$ (hoone on alla 100 m kõrgune, tal on kandvad seinad ja hoone kõrgus on väiksem 4-kordsest tuulesuunalisest pikkusest plaanis)
- maastikutüüp IV: maastik, kus vähemalt 15% pinnast on kaetud hoonetega, mille keskmine kõrgus ületab 15 m (linnaalad)

Konstruksiooni välispindadele mõjuv tuulerõhk:

$$w_e = q_p(z) * c_{pe} \quad (1.3)$$

, kus $q_p(z)$ - kiirusrõhk
 z - on arvutuskõrgus
 c_{pe} - välisrõhutegur

Kiirusrõhk sõltub tuulekiirusest, tuulekiirus maastikutüübist ja kõrgusest maapinna kohal. Maastikutüübi IV on minimaalne arvutuspikkus $z_{min} = 10m$ ja kiirusrõhk on leitav avaldisega:

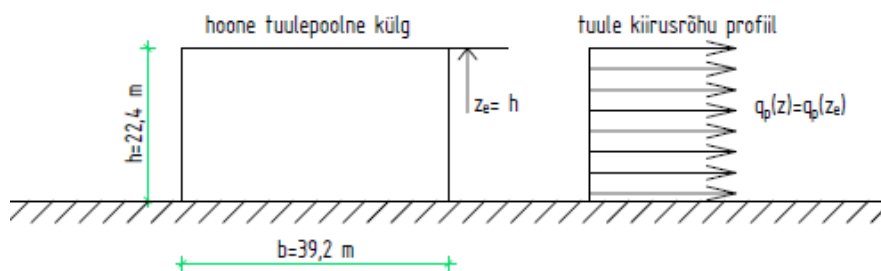
$$q_p(z) = 15,15 * \ln^2 z + 106,06 \ln z \quad (1.4)$$

Ristkülikulise põhiplaaniga hoonete tuulepoolsete seinte arvutuskõrgused z_e sõltuvad suhtest h/b ja on alati võrdsed vastavate seinuosade ülemise serva kõrgusega.

Antud juhul on tegemist hoonega, mille kõrgus h on väiksem kui b ning selle hoone seinavaadeldakse üheosalisena ($z_e = h$).

Arvutuskõrgusel z_e on kiirusrõhk:

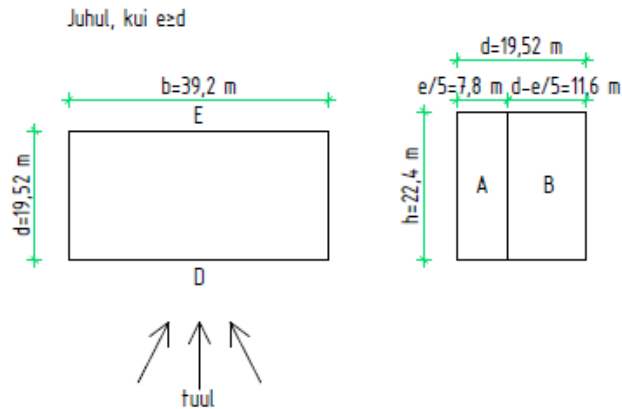
$$q_p(z_e) = 15,15 * \ln^2 z_e + 106,06 \ln z_e = 15,15 * \ln^2 22,4 + 106,06 \ln 22,4 = 0,43 \text{ kN/m}^2$$



Joonis 1.1 Arvutuskõrguse z_e määramine ja kiirusrõhuprofiil

1.2.1 Tuulerõhk seintele

$$e = \min \left\{ \begin{array}{l} b = 39,2 \text{ m} \\ 2h = 2 * 22,4 = 44,8 \text{ m} \end{array} \right.$$



Joonis 1.2 Seletus seinte tulerõhutegurite määramise jaoks

Välisrõhuteguri väärtus sõltub hoone kõrguse ja külgselina laiuse suhtest

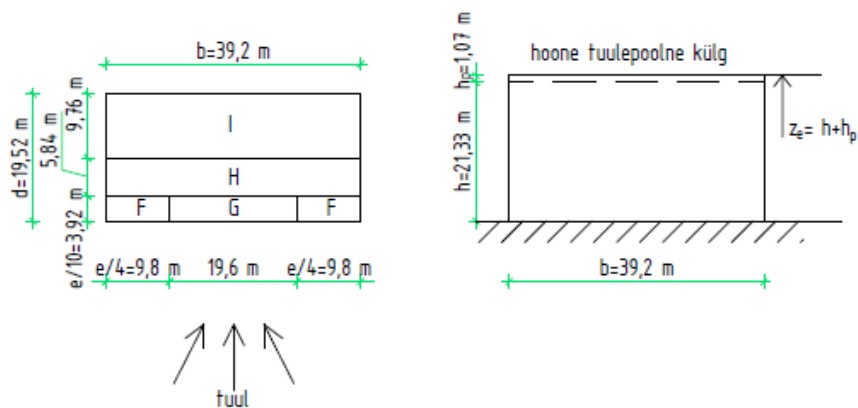
$$\frac{h}{d} = \frac{22,4}{19,52} = 1,15$$

Tabel 1.1 Välisrõhutegurid ja tuulerõhk ristkülikulise põhiplaaniga hoonete vertikaalsetele seintele

Välisrõhutegurid tsoonide kaupa	Välispindanele mõjuv tuulerõhk, kN/m^2
$C_{pe,10,A} = -1,2$	$w_{e,A} = 0,43 * (-1,2) = -0,516$
$C_{pe,10,B} = -0,8$	$w_{e,B} = 0,43 * (-0,8) = -0,334$
$C_{pe,10,D} = +0,8$	$w_{e,D} = 0,43 * 0,8 = 0,344$
$C_{pe,10,E} = -0,51$	$w_{e,E} = 0,43 * (-0,51) = -0,219$

1.2.2 Tuulerõhk katusele

Projekteeritav hoone on lamekatusega. Parapetiga lamekatuse puhul võetakse arvutuskõrgus $z_e = h + h_p = 21,33 + 1,07 = 22,4 \text{ m}$.



Joonis 1.3 Seletus katuse tulerõhutegurite määramise jaoks

$$e = \min \begin{cases} b = 39,2 \text{ m} \\ 2h = 2 * 22,4 = 44,8 \text{ m} \end{cases}$$

Välisrõhuteguri väärtus sõltub hoone kõrguse ja parapeti kõrguse suhtest

$$\frac{h_p}{h} = \frac{1,07}{21,33} = 0,05$$

Tabel 1.2 Välisrõhutegurid hoone lamekatusele

Välisrõhutegurid tsoonide kaupa	Välispindanele mõjuv tuulerõhk, kN/m ²
$C_{pe,10,F} = -1,4$	$w_{e,F} = 0,43 * (-1,4) = -0,602$
$C_{pe,10,G} = -0,9$	$w_{e,G} = 0,43 * (-0,9) = -0,387$
$C_{pe,10,H} = -0,7$	$w_{e,H} = 0,43 * (-0,7) = -0,301$
$C_{pe,10,I} = \pm 0,2$	$w_{e,I} = 0,43 * (\pm 0,2) = \pm 0,086$

1.3 Lumekoormus

Lumekoormust arvutatakse järgmise valemi abil:

$$s = \mu_1 C_e C_t s_k \quad (1.5)$$

, kus

μ_1 - on lumekoormuse kujutegur

C_e - on avatustegur = 1.0 (NA)

C_t - on soojustegur = 1.0 (NA)

s_k - on normatiivne lumekoormus maapinnal

Lumekoormuse kujutegur katusel kaldega $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ on $\mu_1 = 0,8$.

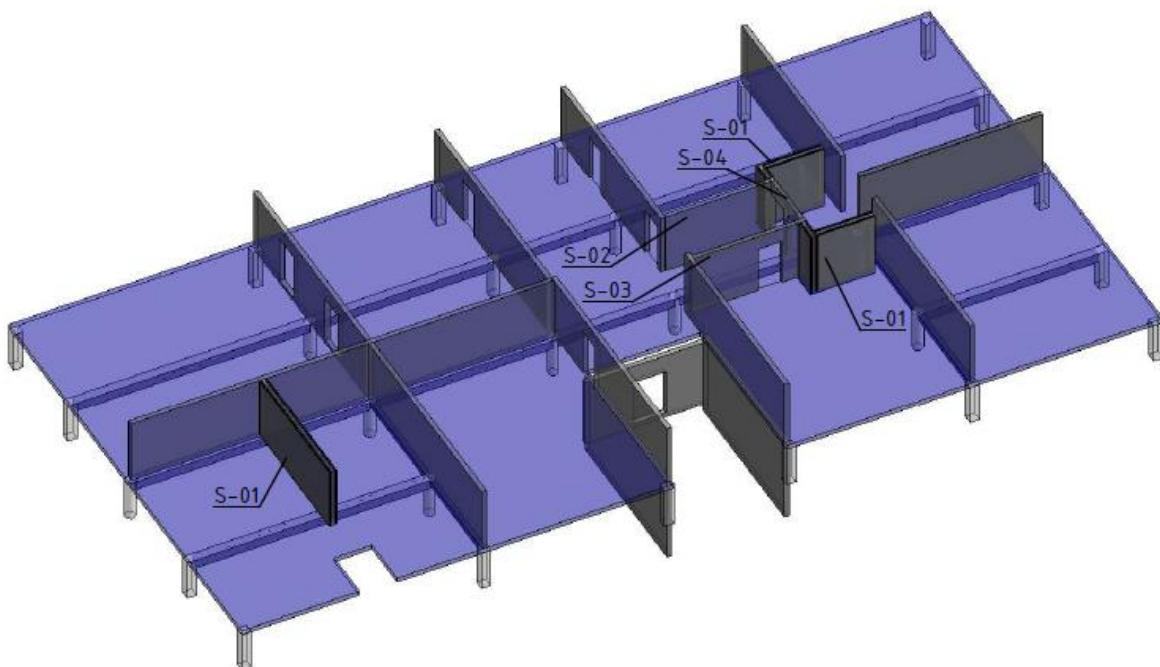
Lume normkoormus maapinnal Tallinnas on $s_k = 1,5 \text{ kN/m}^2$. [7]

$$s = 0,8 * 1,0 * 1,0 * 1,5 = 1,2 \text{ kN/m}^2$$

2. ESIMISE KORRUSE PÕRANDAPLAADI ARVUTUS

Plaadi arvutus algab arvutusskeemi valikust, ehk kuidas on defineeritud plaadi all olevad talad. Antud töö raames defineeritakse talad töötavana plaadiga koos. See tähendab, et talad deformeeruvad plaadiga koos, plaadile mõjutavate koormuste mõjul. Antud juhul plaadile on lubatud vertikaalsed siirded. Teine võimalus koostada arvutusskeem oleks käsitsi arvutamisel, kui talad oleksid defineeritud nagu jäigad toed, ning plaadi vertikaalsed siirded poleks lubatud. [3]

2.1 Koormused plaadil



Joonis 2.1 Esimese korruse põrandaplaat

Ülemiste kooruste seinte ja vahelagede koormused jagatakse plaadi all olevatele postidele punktkoormusena.

Plaadile mõjutavad koormused on:

- plaadi omakaal,
- plaadile toetuvate põrandakihtide omakaal,
- kasuskoormus (vastavalt ruumi kasutusklassile),
- plaadile toetatud kergete vaheseinte omakaal (arvestatud lauskoormusena),

- seinalt ülekantavad punktkoormused postidele,
- plaadile toetatud joonkoormused seintelt telgede "1" ja "2" ning "4" ja "5" vahel.

Plaadile mõjuvad kasuskoormused on erinevad. Ruumis mõjuva kasuskoormuse suurus sõltub ruumi funktsioonist. Telgedega "1", "3", "C" ja "E" piiratud osa kasutusklass on E1 (laoruumid), ülejäänud osa ruumide kasutusklass on B (bürooruumid). Ülemistel korrustel olevate eluruumide (ruumi kasutusklass A) kasuskoormused on arvestatud punktkoormustel postidele ning seintelt joonkoormustel.

Plaadi arvutamisel esinev koormuskombinatsioon kandepiir seisundis [5]

$$1,2 * DL + 1,5 * LL \quad (2.1)$$

,kus DL – koormuskombinatsioonis omakaalu lühend

LL – koormuskombinatsioonis kasuskoormuse lühend

Tabel 2.1 Normatiivsed omakaalukoormused esimese korruse põrandaplaadi arvutuses

Kiht	Paksus, mm	Koormus g_{k} , kN/m ²
R/B ujuvplaat	80	$g_{1k} = 25 * 0,08 = 2,00$
Sammumüra isolatsioon	30	$g_{2k} = 0,5 * 0,03 = 0,02$
Kandev R/B plaat	200	$g_{3k} = 25 * 0,20 = 5,00$
Kokku:		$g_{k1} = 7,02 \approx 7,00$
Kerged vaheseinad (ühtlaselt jaotatud koormus)		$g_{k2} = 1,00$

Tabel 2.2 Normatiivsed kasuskoormused esimese korruse põrandaplaadi arvutuses esievate ruumifunktsioonide järgi [5]

Ruumi klass	q_k , kN/m ²	Q_k , kN	Märkus
A	2,0	2,0	Eluruumid, haiglapalatiid, hotellide numbritoad, köögid ja WC-d
B	3,0	2,0	Bürooruumid
E1	7,5	7,0	Ruumid, kus on võimalik suurte kauba- või materjalikoguste kuhjumine (laopinnad)

Tabel 2.3 Normatiivsed punktkoormused hoone keskosa postidele esimese korruse põrandaplaadi arvutuses

Posti jrk nr	DL, kN	LL, kN
RBP-B2	1772,9	443,2
RBP-B5	1131,5	361,9
RBP-C2	3345,0	463,6
RBP-C3	1269,4	157,3
RBP-C4	658,1	157,3
RBP-C5	1939,4	379,0
RBP-D2	1735,1	443,2
RBP-D3	1115,7	300,7
RBP-D4	1025,0	300,7
RBP-D5	1109,3	361,9

Tabel 2.4 Normatiivsed joonkoormused plaadile esimese korruse põrandaplaadi arvutuses

Seina jrk nr	DL, kN/m²
S-01	8,8
S-02	84,7
S-03	83,7
S-04	14,4

2.2 Plaadi sisejõud

Antud töö raames sisejõudude leidmiseks kasutatakse programmi "SCIA Engineer 19.1". Programm kasutab lõplike elementide meetodit (LEM) arvutuste teostamiseks. LEM-i eripäraks on see, et punkt tugete kohal tekkivad pingete kontsentratsioonid. Nendes kohtades sisejõudude väärtused võivad olla äärmiselt suured. Sellepärast tuleb nende tulemuste kohta suhtuda kriitiliselt. [3]

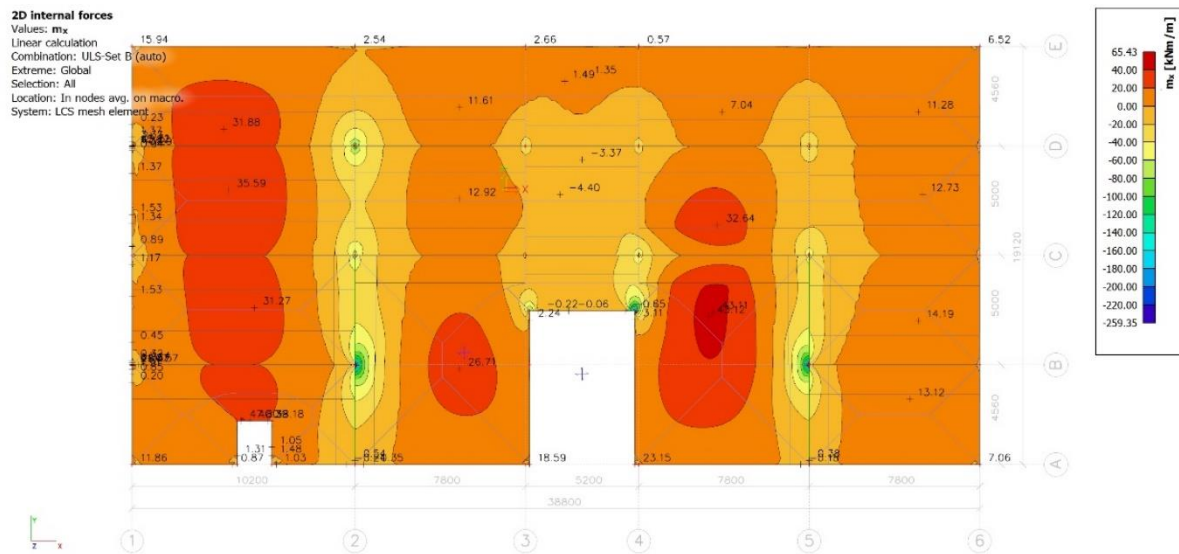
Plaat töötab paindele kahes suunas. Talad on plaadiga seotud ning vertikaalsiire on lubatud, nende sümmeetria teljed ei kattu.

2.2.1 Paimdemoment

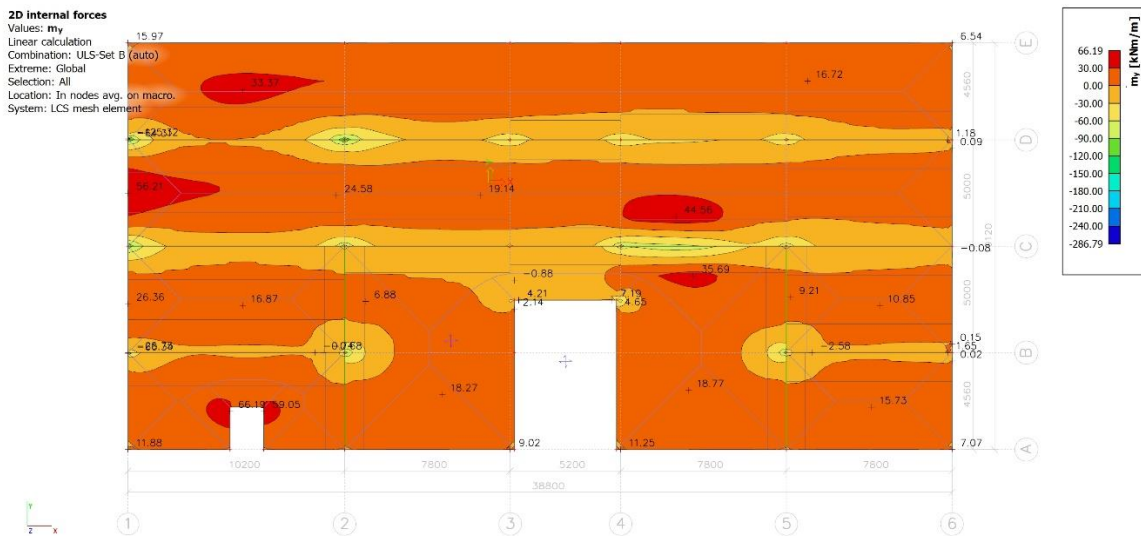
Paimdemomendi maksimaalsed ja minimaalsed väärtused on järgmised:

Tabel 2.5 Esimese korruse plaadi paimdemomendi väärtused

Suund	Max. paimdemoment avas, kNm	Min. paimdemoment toel, kNm
m_x	43,2	-26,0
m_y	44,6	-65,2



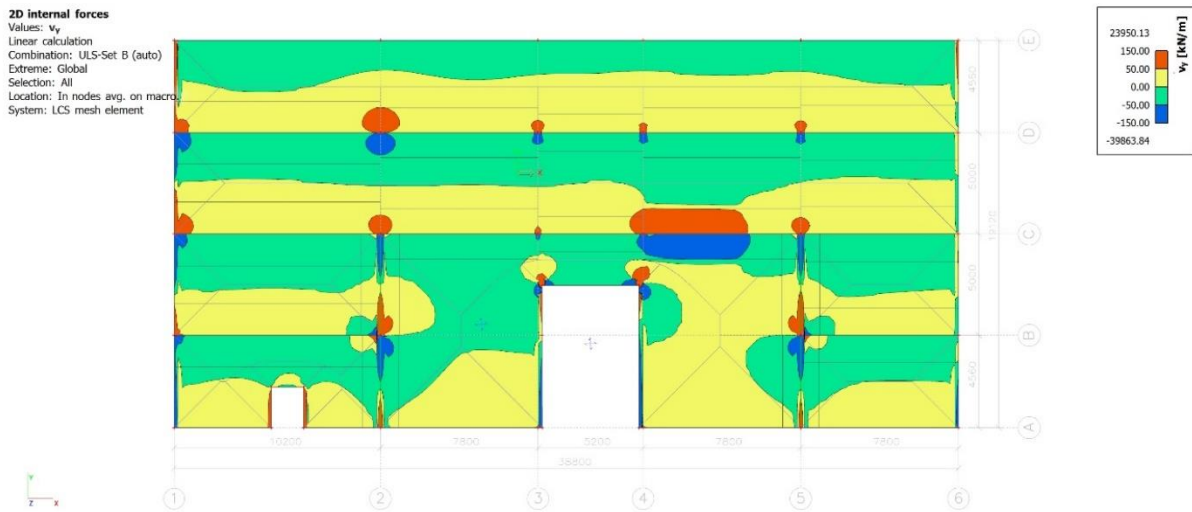
Joonis 2.2 Paimdemomendi väärtused m_x suunas



Joonis 2.3 Paimdemomendi väärtused m_y suunas

2.2.2 Põikjõud

Suurim plaadis esinev põikjõu väärtus on $V_{Ed,max} = 92.14$ kN.



Joonis 2.4 Põikjõu väärtused v_y suunas

2.3 Plaadi armatuuri dimensioneerimine

Lõputöö üks olulisemast ülesannetest on armatuuri dimensioneerimise võrdlus käsitsi ning arvutusprogrammiga "SCIA Engineer 19.1".

Plaadi armatuuri dimensioneerimisel kasutati järgmised allikad: [9] [8] [10] [12] [11] [4]

2.3.1 Plaadi armatuur avas (suund mx)

Esimese korruse plaadis suurim esinev paindemoment $m_x = 43,2$ kNm. Kasutatakse betooni tugevusklassiga C30/37 ($f_{cd} = 20$ MPa) ja armatuuri B500B ($f_{yd} = 435$ MPa). Plaadi keskkonnaklass on XC3 ning konstruktsiooniklass S3.

Plaadi kõrgus: $h = 200$ mm

Armatuuri nimikaitsekihi leitakse valemiga:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (2.2)$$

, kus c_{min} – on nõutav minimaalne kaitsekiht
 Δc_{dev} – kaitsekihi lubatav hälve

$$c_{nom} = 20 + 10 = 30 \text{ mm}$$

20

Plaadi kasuskõrgus: $d_1 = h - c_{nom} - \phi/2 = 200 - 30 - 16/2 = 162 \text{ mm}$

Suhteline paindemoment leitakse valemiga:

$$\mu = \frac{m}{f_{cd} * b * d_1^2} \quad (2.3)$$

, kus

m – arvutuslik paindemoment 2D elemendi puhul, kNm

f_{cd} - betooni arvutuslik survetugevus, MPa

b – ristlõike arvutuslaius, mm

d_1 - ristlõike kasuskõrgus, mm

$$\mu = \frac{m_x}{f_{cd} * b * d_1^2} = \frac{43,2 * 10^6}{20 * 1000 * 162^2} = 0,0850 < \mu_c = 0,372$$

Survetsooni suhteline arvutuskõrgus:

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 * \mu} \quad (2.4)$$

, kus μ – suhteline paindemoment

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0,0850} = 0,0890 < \omega_c = 0,493$$

Vajalik armatuuri pindala:

$$A_{s1} = \frac{\omega * f_{cd} * b * d_1}{f_{yd}} \quad (2.5)$$

, kus

ω – suhteline arvutuskõrgus

f_{cd} - betooni arvutuslik survetugevus, MPa

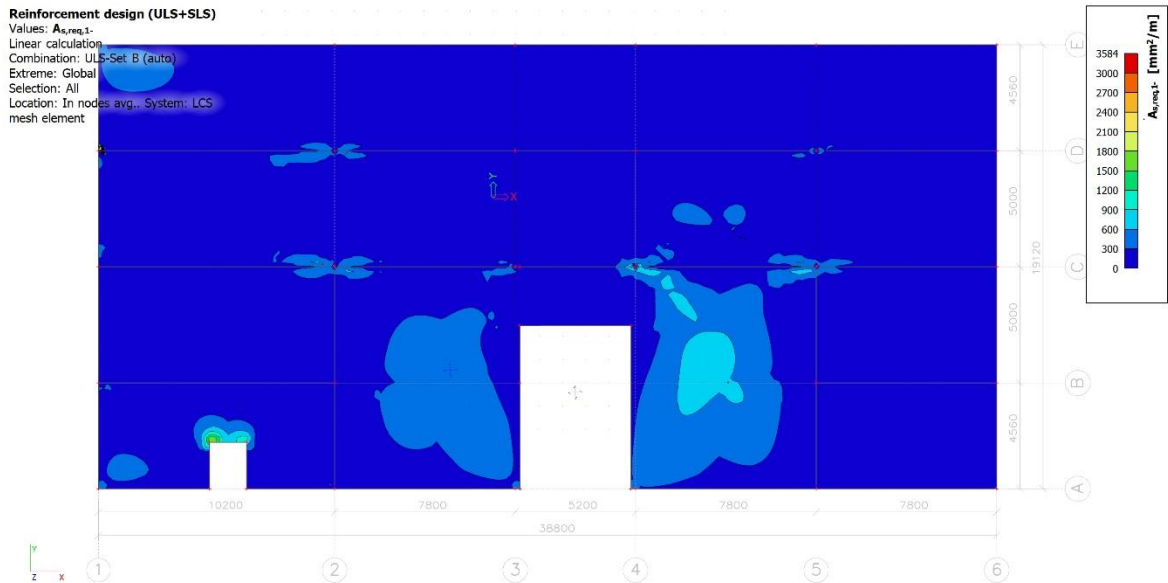
b – ristlõike laius, mm

d_1 - ristlõike kasuskõrgus, mm

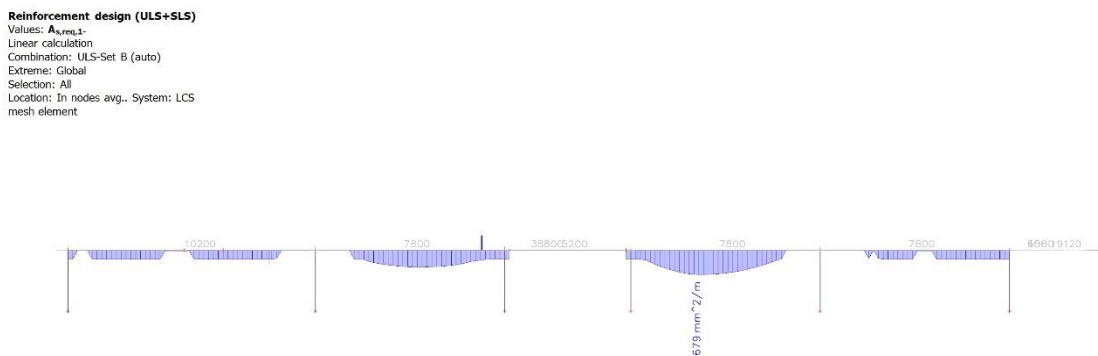
f_{yd} - armatuuri arvutuslik voolavuspiir, MPa

$$A_{s1} = \frac{0,0890 * 20 * 1000 * 162}{435} = 662,34 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Arvutusprogrammiga saadud vajalik armatuuri pindala on sarnane käsitsi arvutatud väärtusega. Suurim paindemoment plaadis esineb telje "B" läheduses vahemikus "4" – "5". Joonisel 2.5 toodud epüür on võetud samast lõigest. Programmiga arvutatud vajaliku armatuuri pindala on 2,5% suurem.



Joonis 2.5 Plaadi armatuuri vajalik pindala mx suunas (arvutusprogrammi tulemused)



Joonis 2.6 Plaadi armatuuri vajalik pindala mx suunas telje "B" läheduses vahemikus "4" - "5" (arvutusprogrammi tulemused)

Valin töötavaks armatuuriks **Ø16** B500B. Armatuuri maksimaalne samm on

$$s_{max} = \min\{2h; 250\} = \min\{400; 250\} = 250 \text{ mm}$$

Valin armatuuri sammuks $s = 250 \text{ mm}$.

$$A_{s1,prov} = \frac{1000}{s} * \frac{\pi * \phi^2}{4} = \frac{1000}{250} * \frac{\pi * 16^2}{4} = 804 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Kandevõime kontroll

Survetsooni esialgne kõrgus survearmatuurita ristlõikes ($A_{s2}=0$) leitakse valemiga:

$$x = \frac{f_{yd} * A_{s1}}{0,8 * f_{cd} * b} \quad (2.6)$$

, kus

A_{s1} – armatuuri pindala, mm²/m

f_{cd} – betooni arvutuslik survetugevus, MPa

b – ristlõike laius, mm

f_{yd} – armatuuri arvutuslik voolavuspiir, MPa

$$x = \frac{435 * 804}{0,8 * 20 * 1000} = 21,87 \text{ mm}$$

$$x = 21,87 \leq \xi_c * d_1 = 0,617 * 162 = 99,95 \text{ mm}$$

Survetrooni arvutuskõrgus

$$y = 0,8 * x \quad (2.7)$$

, kus

x – survetsooni kõrgus

$$y = 0,8 * 21,87 = 17,49 \text{ mm}$$

Kandevõime avaldub momentide tasakaalutingimusest:

$$M_{Rd} = f_{cd} b y (d_1 - 0,5y) \quad (2.8)$$

$$M_{Rd} = 20 * 1000 * 17,49 * (162 - 0,5 * 17,49) = 53,62 \text{ kNm} > M_{Ed} = 43,2 \text{ kNm}$$

2.3.2 Plaadi armatuur avas (suund my)

Esimese korruse plaadis suurim esinev paindemoment $m_y = 44,6$ kNm. Kasutatakse betooni tugevusklassiga C30/37 ($f_{cd} = 20$ MPa) ja armatuuri B500B ($f_{yd} = 435$ MPa). Plaadi keskkonnaklass on XC3 ning konstruktsiooniklass S3.

Plaadi kõrgus: $h = 200$ mm

Armatuuri nimikaitsekihi leitakse valemiga (2.2):

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 20 + 10 = 30 \text{ mm}$$

, kus

c_{min} – on nõutav minimaalne kaitsekiht

Δc_{dev} – kaitsekihi lubatav hälve

Plaadi kasuskõrgus: $d_1 = h - c_{nom} - \phi/2 = 200 - 30 - 16/2 = 162 \text{ mm}$

Suhteline paindemoment leitakse valemiga (2.3):

$$\mu = \frac{my}{f_{cd} * b * d_1^2} = \frac{44,6 * 10^6}{20 * 1000 * 162^2} = 0,0861 < \mu_c = 0,372$$

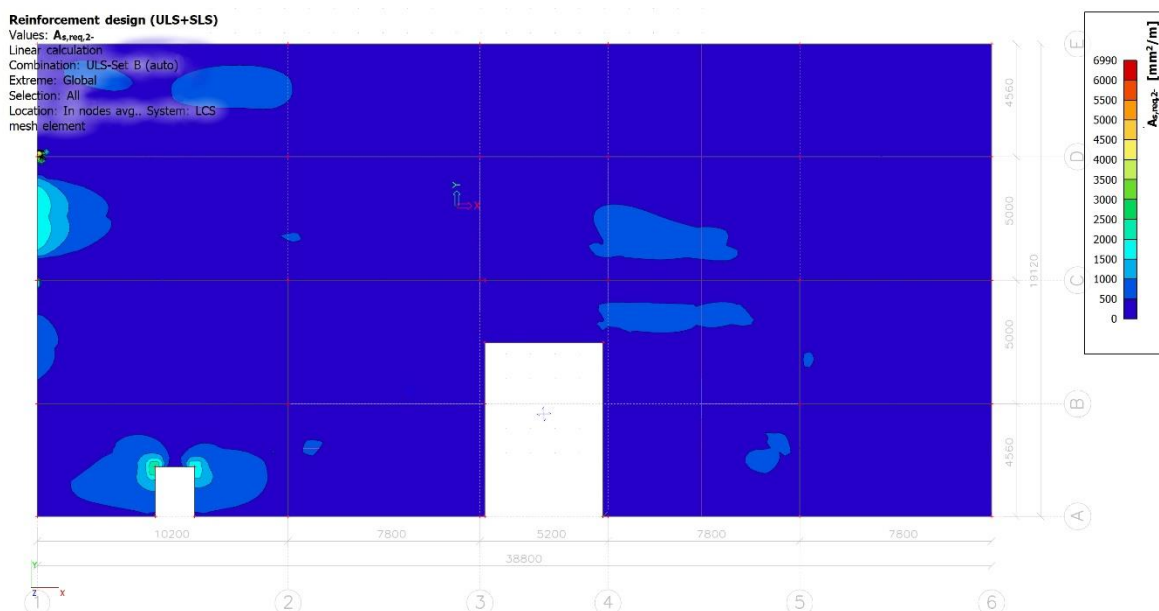
Survetsooni suhteline arvutuskõrgus (2.4):

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 * \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0,0861} = 0,0902 < \omega_c = 0,493$$

Vajalik armatuuri pindala (1.5):

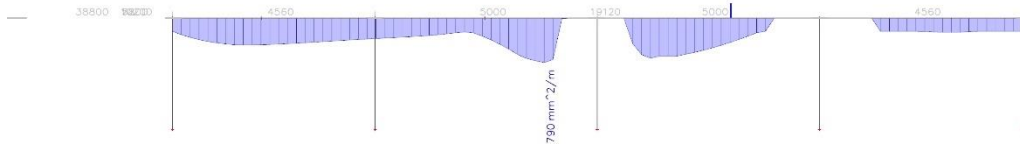
$$A_{s1} = \frac{\omega * f_{cd} * b * d_1}{f_{yd}} = \frac{0,0902 * 20 * 1000 * 162}{435} = 671,70 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Arvutusprogrammiga saadud vajalik armatuuri pindala erineb käsitsi arvutatust. Suurim painemoment plaadis esineb telgedel "C" ja "D" vahel, vahemikus "4" - "5". Arvutusprogrammiga saadud suurim armatuuri pindala asub telgedel "B" ja "C" vahel, vahemikus "4" - "5". Joonisel 2.8 toodud epüür on võetud samast lõigist. Arvutusprogrammiga saadud tulemus on 15% suurem käsitsi arvutatust. Armatuuri pindala valin arvestades mõlemat tulemusi.



Joonis 2.7 Plaadi armatuuri vajalik pindala my suunas (arvutusprogrammi tulemused)

Reinforcement design (ULS+SLS)
 Values: $A_{s,req,2}$
 Linear calculation
 Combination: ULS-Set B (auto)
 Extreme: Global
 Selection: All
 Location: In nodes avg., System: LCS
 mesh element



Joonis 2.8 Plaadi armatuuri vajalik pindala m_y suunas telgede "B" ja "C" vahemikus "4" - "5" (arvutusprogrammi tulemused)

Valin töötavaks armatuuriks $\varnothing 16$ B500B. Armatuuri maksimaalne samm on

$$s_{max} = \min\{2h; 250\} = \min\{400; 250\} = 250 \text{ mm}$$

Valin armatuuri sammuks $s = 250 \text{ mm}$.

$$A_{s1,prov} = \frac{1000}{s} * \frac{\pi * \varnothing^2}{4} = \frac{1000}{250} * \frac{\pi * 16^2}{4} = 804 \frac{mm^2}{m}$$

Kandevõime kontroll

Survetsooni esialgne kõrgus survearmatuurita ristlõikes ($A_{s2}=0$) leitakse valemiga (2.6):

$$x = \frac{f_{yd} * A_{s1}}{0,8 * f_{cd} * b} = \frac{435 * 804}{0,8 * 20 * 1000} = 21,87 \text{ mm}$$

$$x = 21,87 \leq \xi_c * d_1 = 0,617 * 162 = 99,95 \text{ mm}$$

Survetrooni arvutuskõrgus (2.7):

$$y = 0,8 * x = 0,8 * 21,87 = 17,49 \text{ mm}$$

Kandevõime avaldub momentide tasakaalutingimusest (2.8):

$$M_{Rd} = f_{cd} b y (d_1 - 0,5y) = 20 * 1000 * 17,49 * (162 - 0,5 * 17,49) = 53,62 \text{ kNm} > M_{Ed} = 44,6 \text{ kNm}$$

2.3.3 Plaadi armatuur toel (suund m_x)

Esimese korruse plaadis suurim esinev paindemoment $m_x = 26,0 \text{ kNm}$. Kasutatakse betooni tugevusklassiga C30/37 ($f_{cd} = 20 \text{ MPa}$) ja armatuuri B500B ($f_{yd} = 435 \text{ MPa}$). Plaadi keskkonnaklass on XC3 ning konstruktsiooniklass S3.

Plaadi kõrgus: $h = 200\text{ mm}$

Armatuuri nimikaitsekihi leitakse valemiga (2.2):

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 20 + 10 = 30\text{ mm}$$

, kus c_{min} – on nõutav minimaalne kaitsekiht

Δc_{dev} – kaitsekihi lubatav hälve

Plaadi kasuskõrgus: $d_1 = h - c_{nom} - \phi/2 = 200 - 30 - 16/2 = 162\text{ mm}$

Suhteline paindemoment leitakse valemiga (2.3):

$$\mu = \frac{mx}{f_{cd} * b * d_1^2} = \frac{26,0 * 10^6}{20 * 1000 * 162^2} = 0,0495 < \mu_c = 0,372$$

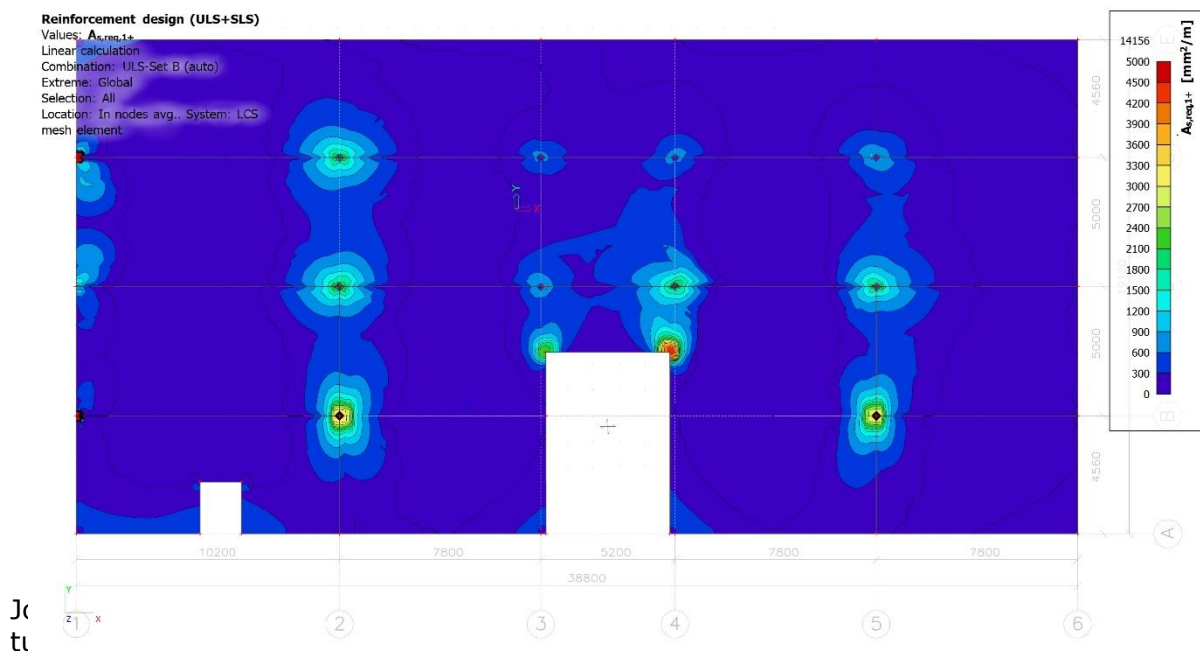
Survetsooni suhteline arvutuskõrgus (2.4):

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 * \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0,0495} = 0,0508 < \omega_c = 0,493$$

Vajalik armatuuri pindala (1.5):

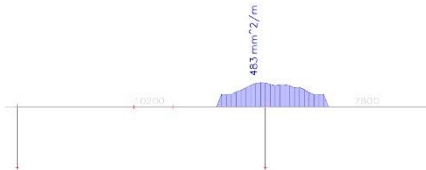
$$A_{s1} = \frac{\omega * f_{cd} * b * d_1}{f_{yd}} = \frac{0,0508 * 20 * 1000 * 162}{435} = 378,57 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Arvutusprogrammiga saadud vajalik armatuuri pindala on erinev programmi abil saadud tulemusega. Suurim paindemoment plaadis esineb teljel "2", vahemikus "B" – "C". Tarvaraga saadud suurima armatuuri pindalaga piirkond asub samas vahemikus. Siin



kohal tuleb pöörata tähelepanu, plaadis esinevad piirkonnad, kus on vajalik armatuur ülemises piirkonnas isegi siis, kui tuge all ei ole. Arvutusprogrammiga saadud tulemus on 22% suurem käsitsi arvatust.

Reinforcement design (ULS+SLS)
 Values: $A_{s,req1}$
 Linear calculation
 Combination: ULS-Set B (auto)
 Extreme: Global
 Selection: All
 Location: In nodes avg.. System: LCS
 mesh element



Joonis 2.10 Plaadi armatuuri vajalik pindala toel mx suunas. Lõige Teljel "2" vahemikus "B" – "C". (arvutusprogrammi tulemused)

Valin töötavaks armatuuriks **Ø12 B500B**. Armatuuri maksimaalne samm on

$$s_{max} = \min\{2h; 250\} = \min\{400; 250\} = 250 \text{ mm}$$

Valin armatuuri sammuks $s = 200 \text{ mm}$.

$$A_{s1,proof} = \frac{1000}{s} * \frac{\pi * \phi^2}{4} = \frac{1000}{200} * \frac{\pi * 12^2}{4} = 565 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Kandevõime kontroll

Survetsooni esialgne kõrgus survearmatuurita ristlõikes ($A_{s2}=0$) leitakse valemiga (2.6):

$$x = \frac{f_{yd} * A_{s1}}{0,8 * f_{cd} * b} = \frac{435 * 565}{0,8 * 20 * 1000} = 15,37 \text{ mm}$$

$$x = 15,37 \leq \xi_c * d_1 = 0,617 * 162 = 99,95 \text{ mm}$$

Survetrooni arvutuskõrgus (2.7):

$$y = 0,8 * x = 0,8 * 15,37 = 13,00 \text{ mm}$$

Kandevõime avaldub momentide tasakaalutingimusest (2.8):

$$M_{Rd} = f_{cd} b y (d_1 - 0,5y) = 20 * 1000 * 13,0 * (162 - 0,5 * 13,0) = 38,34 \text{ kNm} > M_{Ed} = 26,0 \text{ kNm}$$

2.3.4 Plaadi armatuur toel (suund my)

Esimese korruse plaadis suurim esinev paindemoment $m_x=65,2$ kNm. Kasutatakse betooni tugevusklassiga C30/37 ($f_{cd}= 20$ MPa) ja armatuuri B500B ($f_{yd}= 435$ MPa). Plaadi keskkonnaklass on XC3 ning konstruktsiooniklass S3.

Plaadi kõrgus: $h= 200$ mm

Armatuuri nimikaitsekihi leitakse valemiga (2.2):

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 20 + 10 = 30 \text{ mm}$$

, kus c_{min} – on nõutav minimaalne kaitsekiht

Δc_{dev} – kaitsekihi lubatav hälve

Plaadi kasuskõrgus: $d_1 = h - c_{nom} - \phi/2 = 200 - 30 - 16/2 = 162 \text{ mm}$

Suhteline paindemoment leitakse valemiga (2.3):

$$\mu = \frac{my}{f_{cd} * b * d_1^2} = \frac{65,2 * 10^6}{20 * 1000 * 162^2} = 0,124 < \mu_c = 0,372$$

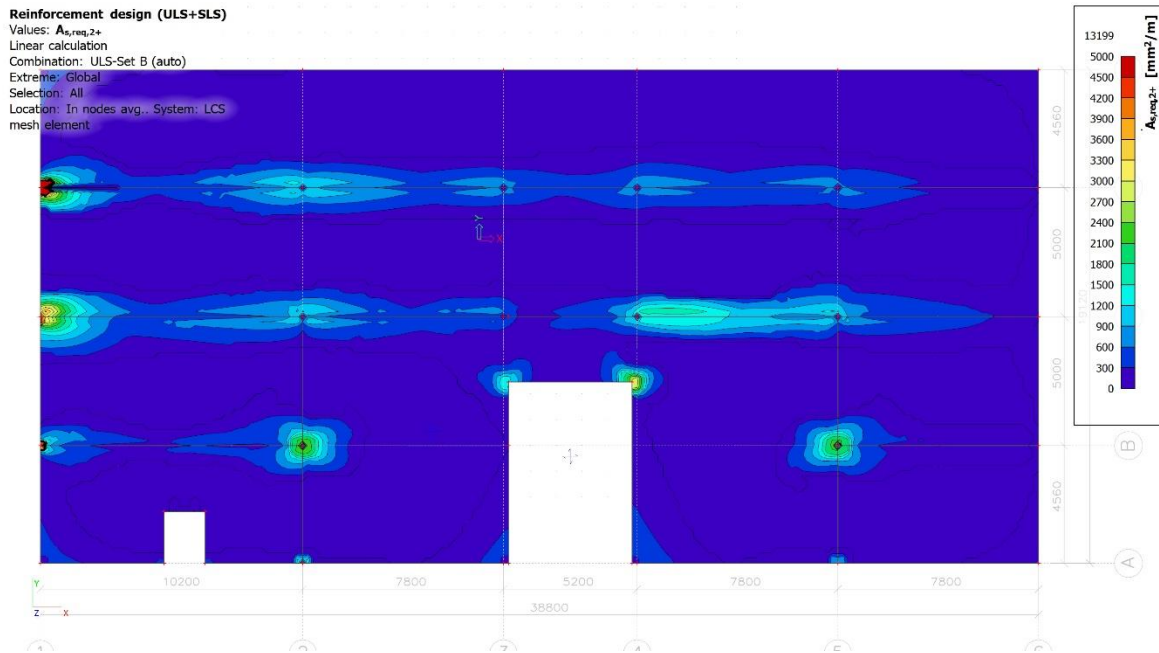
Survetsooni suhteline arvutuskõrgus (2.4):

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 * \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0,124} = 0,133 < \omega_c = 0,493$$

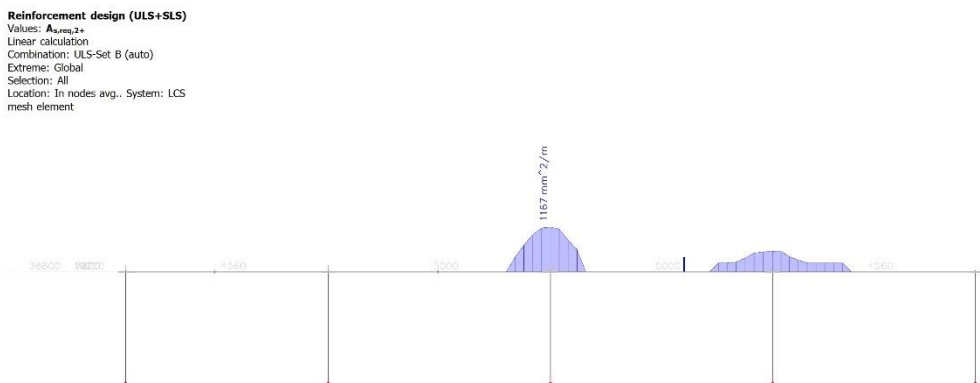
Vajalik armatuuri pindala (2.5):

$$A_{s1} = \frac{\omega * f_{cd} * b * d_1}{f_{yd}} = \frac{0,133 * 20 * 1000 * 162}{435} = 991,17 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Suurim painemoment plaadis esineb teljel "C", vahemikus "4" – "5". Tarkvaraga saadud suurima armatuuri pindalaga piirkond asub samas vahemikus. Arvutusprogrammiga saadud tulemus on 15% suurem käsitsi arvutatust.



Joonis 2.11 Plaadi armatuuri vajalik pindala toel my suunas (arvutusprogrammi tulemused)



Joonis 2.12 Plaadi armatuuri vajalik pindala toel my suunas. Lõige Teljel "C" vahemikus "4" – "5" (arvutusprogrammi tulemused).

Valin töötavaks armatuuriks $\text{Ø}16$ B500B. Armatuuri maksimaalne samm on

$$s_{max} = \min\{2h; 250\} = \min\{400; 250\} = 250 \text{ mm}$$

Valin armatuuri sammuks $s = 150 \text{ mm}$.

$$A_{s1,proof} = \frac{1000}{s} * \frac{\pi * \phi^2}{4} = \frac{1000}{150} * \frac{\pi * 16^2}{4} = 1340 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Kandevõime kontroll

Survetsooni esialgne kõrgus survearmatuurita ristlõikes ($A_{s2}=0$) leitakse valemiga (2.6):

$$x = \frac{f_{yd} * A_{s1}}{0,8 * f_{cd} * b} = \frac{435 * 1340}{0,8 * 20 * 1000} = 36,44 \text{ mm}$$

$$x = 36,44 \leq \xi_c * d_1 = 0,617 * 162 = 99,95 \text{ mm}$$

Survetsooni arvutuskõrgus (2.7):

$$y = 0,8 * x = 0,8 * 36,44 = 29,15 \text{ mm}$$

Kandevõime avaldub momentide tasakaalutingimusest (2.8):

$$M_{Rd} = f_{cd} b y (d_1 - 0,5y) = 20 * 1000 * 29,15 * (162 - 0,5 * 29,15) = 85,96 \text{ kNm} > M_{Ed} = 62,2 \text{ kNm}$$

2.3.5 Plaadi toearmatuur

Toearmatuur peab suutma vastu võtta vähemalt 25% ava suurimast sildemomendist. Armatuur peab olema ankurdatud ja ulatuma toe servalt avasse 0,2 ava võrra. [8]

Valin toearmatuuri **Ø8** B500B sammuga $s = 250 \text{ mm}$

$$A_{s1,prov} = \frac{1000}{s} * \frac{\pi * \varnothing^2}{4} = \frac{1000}{250} * \frac{\pi * 8^2}{4} = 201 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Kandevõime kontroll

Survetsooni esialgne kõrgus survearmatuurita ristlõikes ($A_{s2}=0$) leitakse valemiga (2.6):

$$x = \frac{f_{yd} * A_{s1}}{0,8 * f_{cd} * b} = \frac{435 * 201}{0,8 * 20 * 1000} = 5,46 \text{ mm}$$

$$x = 5,46 \leq \xi_c * d_1 = 0,617 * 162 = 99,95 \text{ mm}$$

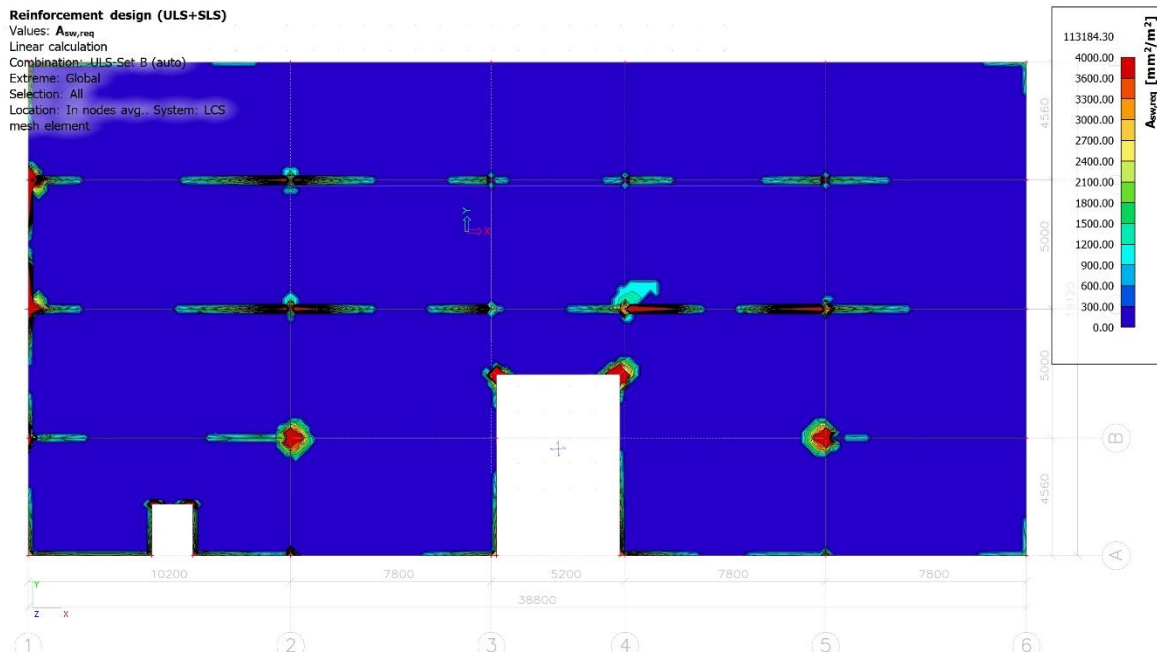
Survetsooni arvutuskõrgus (2.7):

$$y = 0,8 * x = 0,8 * 5,46 = 4,37 \text{ mm}$$

Kandevõime avaldub momentide tasakaalutingimusest (2.8):

$$M_{Rd} = f_{cd} b y (d_1 - 0,5y) = 20 * 1000 * 4,37 * (162 - 0,5 * 4,37) = 13,97 \text{ kNm} > \frac{M_{Ed}}{4} = \frac{45,2}{4} \\ = 11,3 \text{ kNm}$$

2.4 Esimese korruse plaadi põikjõukindlus



Joonis 2.13 Plaadi põikarmatuuri vajalik pindala (arvutusprogrammi tulemused)

Põikjõukindluse arvutused tuginevad allikatele: [9] [10] [12] [4]

Põikjõud plaadis tuleb vastu võtta ainult betooniga. Arvutusprogrammi järgi plaadis esineb põikarmatuuri vajadus ainult tugeudel.

Suurim põikjõud plaadis on $V_{Ed,max} = 92,14$ kN.

Betooniga vastuvõetav põikjõud:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right] * b * d \quad (2.9)$$

Miinumväärtusega $V_{Rd,c} = v_{min} * b * d$

(2.10)

, kus $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{162}} = 2,11 \leq 2,0$, järelikult valin $k = 2,0$ (2.11)

$$\rho_l = \frac{A_{s1}}{b_W * d} = \frac{804}{1000 * 162} = 0,0050 < 0,02 \quad (2.12)$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12 \quad (2.13)$$

$$v_{min} = 0,035 * k^{\frac{3}{2}} * f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 * 2^{\frac{3}{2}} * 30^{\frac{1}{2}} = 0,542 \quad (2.14)$$

$$V_{Rd,c} = v_{min} * b * d = 0,542 * 1000 * 162 = 87,84 \text{ kN} < V_{Ed,max} = 92,14 \text{ kN}$$

Järelikult on tarvis arvestada ka pikiarmatuuriga. Pikiarmatuur peab olema ankurdatud.

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 * 2 * (100 * 0,0050 * 30)^{\frac{1}{3}} \right] * 1000 * 162 = 95,66 \text{ kN} > V_{Ed,max} = 92,14 \text{ kN}$$

2.5 Esimese korruse plaadi läbisurumisarvutus

Läbisurumiskandevõimet tuleb kontrollida postist RBP-B2 vasakul ja RBP-B5 paremal.

Arvutused on teostatud kasutades allikaid: [9] [10] [11] [12]

Plaat toetub 450mm ümarpostidele. Kasutatakse betooni tugevusklassiga C30/37 ($f_{cd}=20$ MPa) ja armatuuri B500B ($f_{yd}=435$ MPa). Plaadi keskkonnaklass on XC3 ning konstruktsiooniklass S3.

Plaadi kõrgus: $h=200$ mm

Armatuuri nimikaitsekihi leitakse valemiga (2.2):

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 20 + 10 = 30 \text{ mm}$$

, kus c_{min} – on nõutav minimaalne kaitsekiht

Δc_{dev} – kaitsekihi lubatav hälve

Plaadi kasuskõrgus: $d_1 = h - c_{nom} - \phi/2 = 200 - 30 - 16/2 = 162 \text{ mm}$

Plaadi arvutuslik koormus omakaalust ja kergetest seintest

$$g_d = 1,2 * (7 + 1) = 9,6 \text{ kN/m}^2$$

Plaadile rakendatud arvutuslik kasulik koormus

$$q_d = 1,5 * 5 = 7,5 \text{ kN/m}^2$$

Plaadile rakendatud arvutuslik kogukoormus

$$p_d = 9,6 + 7,5 = 17,1 \text{ kN/m}^2$$

Koormatud ala suurus $A_{load} = \left(\frac{7,8}{2}\right) * \left(\frac{4,56}{2} + \frac{5,0}{2}\right) = 3,9 * 4,78 = 18,64 \text{ m}^2$

Plaadi A_{load} alalt postile kanduv koormus

$$P_d = V_{Ed} = p_d * A_{load} = 17,1 * 18,64 = 318,7 \text{ kN}$$

Plaadi maksimaalset läbisurumiskandevõimet kontrollitakse avaldisega:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,max} \quad (2.15)$$

, kus

v_{Ed} – arvutuslik nihkepinge, MPa

v_{Rd} – arvutuslik nihkekandevõime, MPa

Arvutuslik nihkepinge leitakse valemiga

$$v_{Ed} = \frac{\beta * V_{Ed}}{u_o * d} \quad (2.16)$$

, kus

β – koormuse ekstsentrilisust arvestav tegur

V_{Ed} - klaadi Aload alalt postile kanduv koormus, kN

u_o – posti übermõõt, mm

d – plaadi kasuskõrgus, mm

Betooni töötingimuste tegur

$$v = 0,6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (2.17)$$

, kus

f_{ck} – 28 päeva vanuse betooni silindriline normsurvetugevus

$$v = 0,6 * \left(1 - \frac{30}{250}\right) = 0,528$$

Koormuse ekstsentrilisust arvestav tegur keskmise posti jaoks $\beta = 1,15$

Posti übermõõt

$$u_o = \pi * D = \pi * 450 = 1413,7 \text{ mm}$$

Antud juhul läbisurumist tuleb kontrollida ainult posti ühel pool, siis arvutan posti übermõõduga:

$$\frac{u_o}{2} = \frac{1413,7}{2} = 706,85 \text{ mm}$$

Plaadi maksimaalne läbisurumiskandevõime (arvutuslik nihkekandevõime)

$$v_{Rd,max} = 0,5 * v * f_{cd} \quad (2.18)$$

$$v_{Ed} = \frac{\beta * V_{Ed}}{\frac{u_0}{2} * d} = \frac{1,15 * 318,7 * 10^3}{706,85 * 162} = 3,20 \frac{N}{mm^2} < v_{Rd,max} = 0,5 * 0,528 * 20 = 5,28 \frac{N}{mm^2}$$

See tähendab plaadi kasulik paksus ja betooni tugevus on piisavad mõjuva läbisurumisjõu vastuvõtmiseks.

Kontrollperimeeter kaugusel 2d posti teljest

$$u_i = \pi * D + 2 * \pi * 2 * d = 3449,5 \text{ mm}$$

Antud juhul läbisurumist tuleb kontrollida ainult posti ühel pool, siis kontrollperimeeter on järgmine:

$$u_1 = \frac{u_i}{2} = \frac{3449,5}{2} = 1724,6 \text{ mm}$$

Valemis (2.16) asendatakse postiperimeeter kontrollperimeetriga ja seega arvutusliknihepinge:

$$v_{Ed} = \frac{\beta * V_{Ed}}{\frac{u_i}{2} * d} = \frac{1,15 * 318,7 * 10^3}{1724,6 * 162} = 1,31 \frac{N}{mm^2}$$

Põikarmatuurita plaadi läbisurumiskandevõime leitakse valemiga:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{\frac{1}{3}} \geq v_{min} \quad (2.19)$$

, kus

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

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{162}} = 2,11 < 2,0, \text{ valin } k = 2$$

Arvestan posti kohal armatuuri võrgu 16/12/100/200,

$$\rho_1 = \rho_{1x} = \frac{A_s}{s*d} = \frac{201}{100*162} = 0,012 < 0,02 \quad (2.20)$$

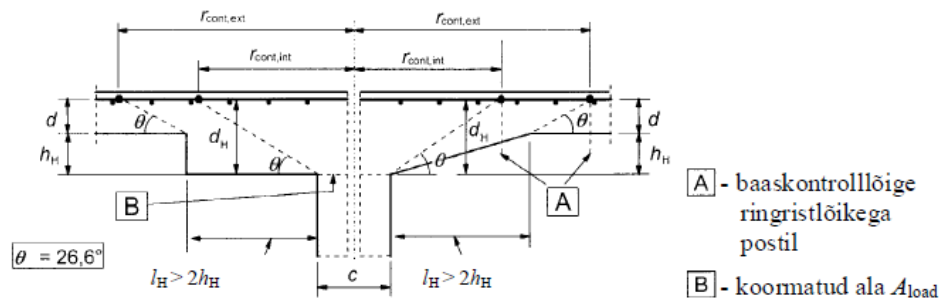
$$v_{min} = 0,035 * k^{\frac{3}{2}} * f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 * 2^{\frac{3}{2}} * 30^{\frac{1}{2}} = 0,542$$

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{\frac{1}{3}} = 0,12 * 2 * (100 * 0,012 * 30)^{\frac{1}{3}} = 0,80 \frac{N}{mm^2} \geq v_{min} = 0,542 \frac{N}{mm^2}$$

Kuna $v_{Ed} > v_{Rd,c}$, seega läbisurumiskandevõime ei ole tagatud.

Suurendan läbisurumiskandevõimet posti kapiteeliga.

Lisan postile kapiteeli kõrgusega $h_H=100$ mm ja pikkusega $l_H=300$ mm. Kuna $l_H>2h_H$. On meil tegemist madala kapiteeliga. Madala kapiteeli korral tuleb kontrollida lõiget nii kapiteeli sees kui ka plaadis väljaspool kapiteeli. [10]



Joonis 2.14 Madala kapiteeliga plaat [9]

Kapiteeli sisse jääva lõike kontrollimisel kasuskõrguse d asemel kasutakse d_H , mis arvutatakse valemiga:

$$d_H = d + h_H = 162 + 100 = 262 \text{ mm}$$

Ringristlõikega postil kaugus posti teljest kontroll-lõigeteni leitakse järgmiselt [10]:

$$r_{cont,ext} = l_H + 2d + 0,5c = 300 + 2 * 162 + 0,5 * 450 = 849 \text{ mm}$$

$$r_{cont,int} = 2 * (d + h_H) + 0,5c = 2 * (162 + 100) + 0,5 * 450 = 749 \text{ mm}$$

Kapiteelis posti pinnast kaugusel $2d$ paikneva baaskontrollperimeetri pikkus

$$u_{1H} = 2 * \pi * r_{cont,int} = 4706,1 \text{ mm}$$

Selles baaskontroll-lõikes mõjuv arvutuslik nihkepinge (2.16)

$$v_{Ed} = \frac{\beta * V_{Ed}}{u_{1H} * d_H} = \frac{1,15 * 318,7 * 10^3}{4706,1 * 262} = 0,30 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Läbisurumiskandevõime leitakse valemiga (1.19):

$$v_{Rdc} = C_{Rd,c} * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{\frac{1}{3}} \geq v_{min}$$

, kus

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

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_H}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{262}} = 1,87 < 2,0$$

Arvestan posti kohal armatuuri võrgu 16/12/100/200,

$$\rho_1 = \rho_{1x} = \frac{A_s}{s * d_H} = \frac{201}{100 * 312} = 0,006 < 0,02$$

$$v_{min} = 0,035 * k^{\frac{3}{2}} * f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 * 1,87^{\frac{3}{2}} * 30^{\frac{1}{2}} = 0,490$$

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{\frac{1}{3}} = 0,12 * 1,87 * (100 * 0,006 * 30)^{\frac{1}{3}} = 0,59 \geq v_{min} = 0,490$$

$v_{Ed} < v_{Rd,c}$, ning läbisurumiskandevõime kapiteeli sees on tagatud.

Väljaspool kapiteeli baaskontrollperimeetri pikkus

$$u_{2H} = 2 * \pi * r_{cont,ext} = 5334,4$$

Selles baaskontroll-lõikes mõjuv arvutuslik nihkepinge

$$v_{Ed} = \frac{\beta * V_{Ed}}{u_{2H} * d} = \frac{1,15 * 318,7 * 10^3}{5334,4 * 162} = 0,42 \frac{N}{mm^2} < v_{Rd,c} = 0,80 \frac{N}{mm^2}$$

$v_{Ed} < v_{Rd,c}$, seega läbisurumiskandevõime väljaspool kapiteeli on tagatud.

2.6 Pragudekindluse kontroll

Arvutus tugineb järgmistele allikatele: [9] [8] [11]

Plaadi arvutamisel esinev tõenäoline koormuskombinatsioon kasutuspiirseisundis

$$DL + \Psi_{2,i} * LL \tag{2.21}$$

,kus

DL – koormuskombinatsioonis omakaalu lühend

LL – koormuskombinatsioonis kasuskoormuse lühend

$\Psi_{2,E}$ – on kombinatsioonitegur (klass E -laopinnad, $\Psi_{2,E} = 0,8$) [8]

Maksimaalne paindemoment avas tõenäolise koomuskombinatsiooni puhul (saadud arvutusprogramiga SCIA Engineer 19.1)

$$M_{Ed} = 15,46 \text{ kNm}$$

Betooni efektiivne elastsusmoodul leitakse valemiga:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)} \quad (2.22)$$

,kus

E_{cm} – betooni deformatsioonimoodul (C30/30 $E_{cm} = 33 \text{ GPa}$)

$\varphi(\infty, t_0)$ – 28 päeva vanuse betooni lõplik roometegur

Betooni lõpliku roometeguri määraran kasutades EVS-EN 2.1.1 jooniselt 3.1 [9].

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} = 2 * \frac{200000}{2400} = 167 \text{ mm} \rightarrow \varphi(\infty, t_0) = 1,7$$

$$E_{c,eff} = \frac{33 * 10^3}{1 + 1,7} = 12200 \text{ MPa}$$

Survearmatuurita plaadi redutseeritud ristlõikepindala on leitav valemiga:

$$A_{red} = b * h + \alpha_s * A_{s1} \quad (2.23)$$

, kus

α_s – terase ja betooni tegeliku elastsusmooduli suhe

$$\alpha_s = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{2 * 10^5}{122000} = 16,4 \quad (2.24)$$

,kus

E_s – on terase elastsusmoodul, MPa

$$A_{red} = 1000 * 200 + 16,4 * 804 = 213185 \text{ mm}^2$$

Redutseeritud ristlõike raskuskeskme kaugus ristlõike tõmmatud servast:

$$y_{0,red} = \frac{S_{0,red}}{A_{red}} = \frac{0,5 * b * h^2 + \alpha_s * A_{s1} * (h - d_1)}{A_{red}} \quad (2.25)$$

, kus

$S_{0,red}$ – betoonristlõike staatiline moment ristlõike tõmmatud serva suhtes

$$y_{0,red} = \frac{0,5 * 1000 * 200^2 + 16,4 * 804 * (200 - 162)}{213185} = \frac{20,5 * 10^6}{213185} = 96,17 \text{ mm}$$

Survetsooni kõrgus leitakse valemiga:

$$x = h - y_{0,red} = 200 - 96,17 = 103,83 \text{ mm}$$

Redutseeritud ristlõike inertsimoment:

$$I_{red} = I_c + \alpha_s * A_{s1} * (h - d_1)^2 = \frac{b * h^3}{12} + b * h * (x_1 - 0,5 * h)^2 + \alpha_s * A_{s1} * (h - d_1)^2 \quad (2.26)$$

, kus

I_c - betoonristlõike pinna inertsimoment redutseeritud ristlõike raskuskeset läbiva telje suhtes

$$I_{red} = \frac{1000 * 200^3}{12} + 1000 * 200 * (103,83 - 0,5 * 200)^2 + 16,4 * 804 * (200 - 162)^2 \\ = 15,0 * 10^8 \text{ mm}^4$$

Ristlõike vastupanumoment tõmbetsooni jaoks leitakse valemiga:

$$W_{t,red} = \frac{I_{red}}{y_{0,red}} = \frac{15,0 * 10^8}{96,17} = 15,6 * 10^6 \text{ mm}^3 \quad (2.27)$$

Normaalpragu põhjustav paindemoment painde korral leitakse valemiga:

$$M_{cr} = f_{ctm} * W_{t,red} = 3,0 * 15,6 * 10^6 = 45,24 \text{ MPa} \quad (2.28)$$

, kus

f_{ctm} - betooni tõmbetugevuse keskmine suurus

Tõenäolise koormuskombinatsiooni korral maksimaalne plaadis tekkiv paindemoment

$M_{Ed} = 15,46 \text{ kNm} < M_{cr} = 45,24 \text{ kNm}$, seega pragusid ei tekki.

2.7 Plaadi läbipaine

Arvutus tugineb järgmistele allikatele: [9] [8] [11]

Konstruksiooni läbipaine ei tohi kahjustada selle nõuetekohast funktsioneerimist või välimust. Läbipaine ei tohiks kahjustada külgnevaid elemente (vaheseinad, vooderdus, viimistlus).

Konstruksiooni välimusest ja üldisest kasutatavusest tulenevaks tala, plaadi või konsooli arvatud läbipainde lubatavaks suuruseks võib võtta $f_{k,adm} = l_{eff}/250$, kus l_{eff} – elemendi arvutusava. [11]

Elemendi jäikus on piisav, kui on rahuldatud tingimus:

$$f_k \leq f_{k,adm} \quad (2.29)$$

, kus

f_k - tõenäolisele koormuskombinatsioonile vastav arvutusega leitud läbipaine

2.7.1 Läbipaine kaudne kontroll

Kontrollin läbipainet kaudse meetodiga, mis põhineb elemendi ava silde ja kasuskõrguse suhtel. Eeldatakse, et konstruksiooni läbipaine ei ületa lubatavat suurust $f_{k,adm}$, kui on täidetud tingimus [8]:

$$\frac{l}{a} \leq \left(\frac{l}{a}\right)_u \quad (2.30)$$

, kus

$\frac{l}{a}$ – on plaadi silde ja ristlõike kasuskõrguse suhe

$\left(\frac{l}{a}\right)_u$ - on plaadi silde ja ristlõike kasuskõrguse suhe piirväärtus

Plaadi silde ja ristlõike kasuskõrguse suhe piirväärtus

$$\left(\frac{l}{a}\right)_u = k_1 k_2 k_3 k_\sigma \left(\frac{l}{a}\right)^* \quad (2.31)$$

, kus

k_1, k_2, k_3 – on parandustegurid

k_σ – on tõenäolise koormuskombinatsiooni põhjustatud pinge plaadi keskel

$\left(\frac{l}{a}\right)^*$ - on plaadi silde ja ristlõike kasuskõrguse põhisuhe

Antud juhul tegurite k_1, k_2, k_3 suurus on 1,0.

Tõenäolise koormuskombinatsiooni põhjustatud pinge plaadi keskel on leitav valemiga

$$k_\sigma = \frac{500}{f_{yk}} * \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} \quad (2.32)$$

Arvutusprogrammi SCIA Engineer järgi suurim läbipaine plaadis mõjub telgede "1" ja "2" ning "C" ja "D" vahel.

Suhteline paindemoment leitakse valemiga (2.3):

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} * b * d_1^2} = \frac{15,46 * 10^6}{20 * 1000 * 162^2} = 0,0295 < \mu_c = 0,372$$

Survetsooni suhteline arvutuskõrgus (2.4):

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 * \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0,0295} = 0,0299 < \omega_c = 0,493$$

Vajalik armatuuri pindala (1.5):

$$A_{s1} = \frac{\omega * f_{cd} * b * d_1}{f_{yd}} = \frac{0,0299 * 20 * 1000 * 162}{435} = 222,71 \frac{mm^2}{m}$$

Plaadi armeerimisel on kasutatud armatuuri Ø16 B500B sammuga 250mm.

$$A_{s1,proof} = \frac{1000}{s} * \frac{\pi * \phi^2}{4} = \frac{1000}{250} * \frac{\pi * 16^2}{4} = 804 \frac{mm^2}{m}$$

Tõenäolise koormuskombinatsiooni põhjustatud pinge plaadi keskel (2.24)

$$k_\sigma = \frac{500}{f_{yk}} * \frac{A_{s,req}}{A_{s,proof}} = \frac{500}{500} * \frac{222,71}{804} = 0,277$$

Armeerimisteguri võrdlusväärtus

$$\rho_0 = 10^{-3} \sqrt{f_{ck}} = 10^{-3} \sqrt{30} = 0,00548 \quad (2.33)$$

Plaadi silde ja ristlõike kasuskõrguse põhisuhe on leitav valemiga

$$\rho = \frac{A_{s,req}}{bd} = \frac{222,71}{1000 * 162} = 0,00137 \quad (2.34)$$

$\rho < \rho_0$, seega plaadi silde ja ristlõike kasuskõrguse põhisuhe on leitav valemiga:

$$\left(\frac{l}{d}\right)^* = K \left[11 + 1,5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \sqrt{f_{ck}} \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1\right)^{\frac{3}{2}} \right] \quad (2.35)$$

, kus $K = 1,0$ – on konstruktsiooni skeemi arvesse võttev tegur

$$\left(\frac{l}{d}\right)^* = 1,0 * \left[11 + 1,5 \sqrt{30} \frac{0,00548}{0,00137} + 3,2 \sqrt{30} \left(\frac{0,00548}{0,00137} - 1\right)^{\frac{3}{2}} \right] = 134,94$$

Plaadi silde ja ristlõike kasuskõrguse suhe piirväärtus (2.23)

$$\left(\frac{l}{d}\right)_u = 1,0 * 1,0 * 1,0 * 0,277 * 134,94 = 37,38$$

Plaadi silde ja ristlõike kasuskõrguse suhe

$$\frac{l}{d} = \frac{5000}{162} = 30,86$$

Tingimus (2.23) on täidetud!

2.7.2 Läbipaine arvutus

Ristlõike töötamisel eristatakse kahte olukorda:

- Pragunemata olukord, mis esineb, kui ristlõikes $\sigma_{ct,max} \leq f_{ctm}$ ehk painde korral $M_{Ek} \leq M_{cr} = f_{ctm}W_{t,red}$
- Täispragunenud olukord, kui $\sigma_{ct,max} > f_{ctm}$ ehk painde korral $M_{Ek} > M_{cr} = f_{ctm}W_{t,red}$

Pragudekindluse kontroll näitas, ei plaadis pragusid ei tekki, seega läbipainearvutuses täispragunenud olukorras arvutusi ei teosta.

Pragunemata elemendi läbipaine

$$f_l = \frac{1}{384} * \frac{p_k * l_{eff}^4}{E_{c,eff} * I_{red}} \quad (2.36)$$

, kus

p_k – plaadile mõjuvkoormus, kN/m² (tõenäoline koormuskombinatsioon)

l_{eff} - plaadi arvutussille, mm

$E_{c,eff}$ – betooni efektiivne elastsusmoodul

I_{red} – redutseeritud ristlõike inertsimoment

Pragunemata elemendi läbipaine leitakse valemiga (2.29)

$$f_l = \frac{1}{384} * \frac{p_k * l_{eff}^4}{E_{c,eff} * I_{red}} = \frac{1}{384} * \frac{14 * 5000^4}{12200 * 15 * 10^8} = 1,25mm$$

Läbipaine mahukahanemisest

$$f_{cs,1} = \frac{1}{r_{sc}} * \frac{l_{eff}^2}{8} \quad (2.35)$$

, kus

$\frac{1}{r_{sc}}$ - mahukahanemise põhjustatud telje kõverus

Mahukahanemise põhjustatud telje kõverus leitakse valemiga

$$\frac{1}{r_{CS}} = \varepsilon_{CS} * \alpha_s * \frac{S}{I} \quad (2.36)$$

, kus

$\varepsilon_{CS} = \varepsilon_{CS\infty}$ - mahukahanemise lõppdeformatsioon, võetakse EVS-EN 2.1.1 tabelist 3.2 olenevalt keskkonna relatiivsest niiskusest ja betooni klassist. ($\varepsilon_{CS} = 0,000234$) [9]

S - armatuuri ristlõike pinna staatiline moment normaallõike raskuskeset läbiva telje suhtes

I - normaallõike inertsimoment

$$S = A_{s1} * (d_1 - x) = 804 * (162 - 103,83) = 46768,7 \text{ mm}^3$$

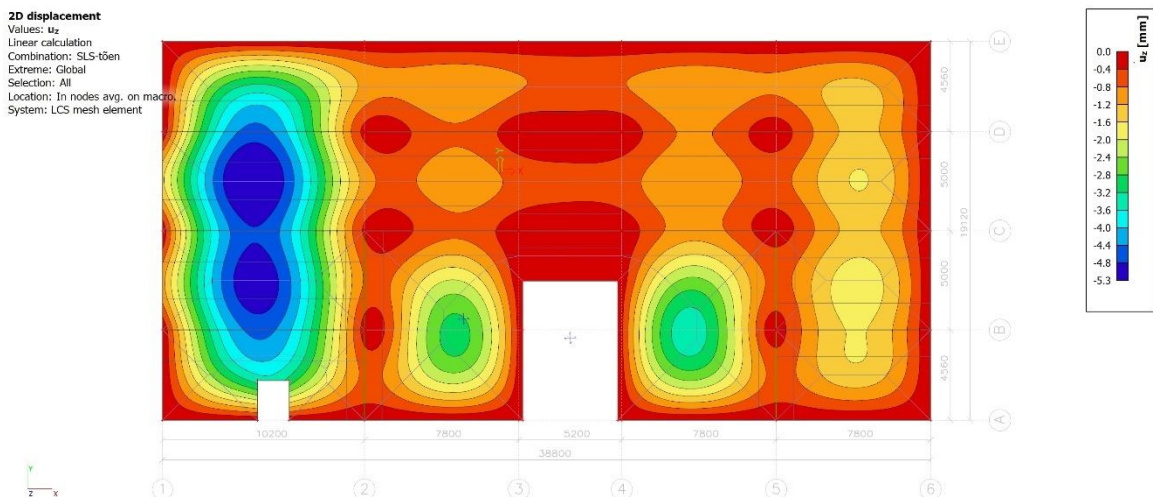
$$\frac{1}{r_{CS}} = 0,000234 * 16,4 * \frac{46768,7}{15,0 * 10^8} = 0,120 * 10^{-6} \frac{1}{\text{mm}}$$

Läbipaine mahukahanemisest arvutan valemiga (2.35)

$$f_{cs,1} = 0,120 * 10^{-6} * \frac{5000^2}{8} = 0,37 \text{ mm}$$

Koguläbipaine

$$f_k = 1,25 + 0,37 = 1,62 \text{ mm}; \quad \frac{f_k}{l_{eff}} = \frac{1,62}{5000} = \frac{1}{3086} < \frac{1}{250}$$



Joonis 2.15 Arvutusprogrammiga saadud läbipaine suurus

Plaadis tekkiv läbipaine suurus on väiksem lubatud väärtusest, seega tingimus on täidetud!

Arvutusprogrammi järgi leitud plaadi suurim läbipaine $f_{k,SCIA} = 5,3 \text{ mm}$. Võrreldes käsitsi arvutatud läbipaine suuruse arvutusprogrammi väärtustega tuleb pöörata tähelepanu, et arvutusprogramm arvestab plaadi läbipainde arvutusel ka talade läbipainet. Käesoleva lõputöö raames talade läbipainet ei arvuta.

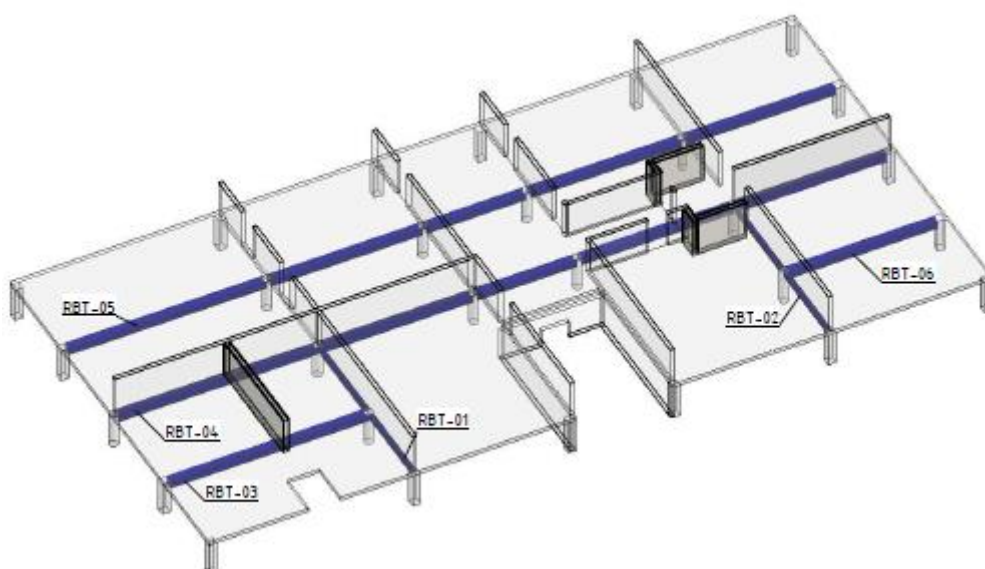
3. ESIMISE KORRUSE PÕRANDA PLAATI KANDVATE TALADE ARVUTUS

Esimese korruse põranda plaati kannavad neli jätkuvtala:

- Teljel "2" vahemikkus "A" - "C",
- Teljel "5" vahemikkus "A" - "C",
- Teljel "C" vahemikkus "1" - "6",
- Teljel "D" vahemikkus "1" - "6";

Ning kaks ühesildelist ava

- Teljel "B" vahemikkus "1" - "2",
- Teljel "C" vahemikkus "5" - "6".



Joonis 3.1 Esimese korruse põranda plaati kandvad talad

Antud peatükkis võrdlen ka talade armatuuri dimensioneerimist käsitsi ja arvutusprogrammiga SCIA Engineer 19.1.

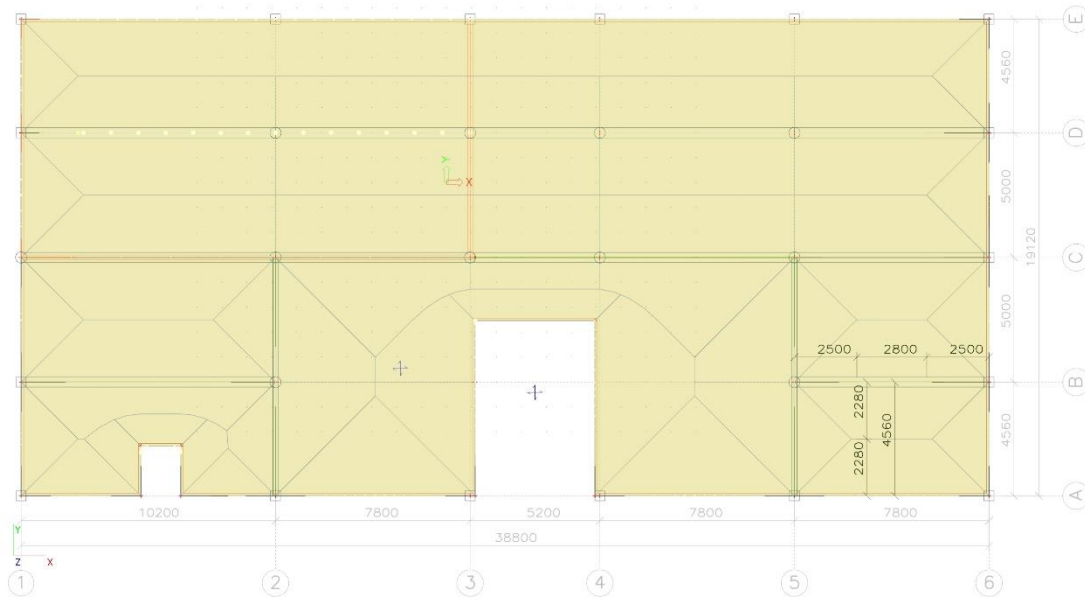
3.1 Koormusskeem

Talad toetuvad mõlemalt poolt postidele. Hoone väliperimeetril on tegemist ristkülikulise ristlõikega (400x400mm). Hoone sisemised postid on ümarad (d450mm).

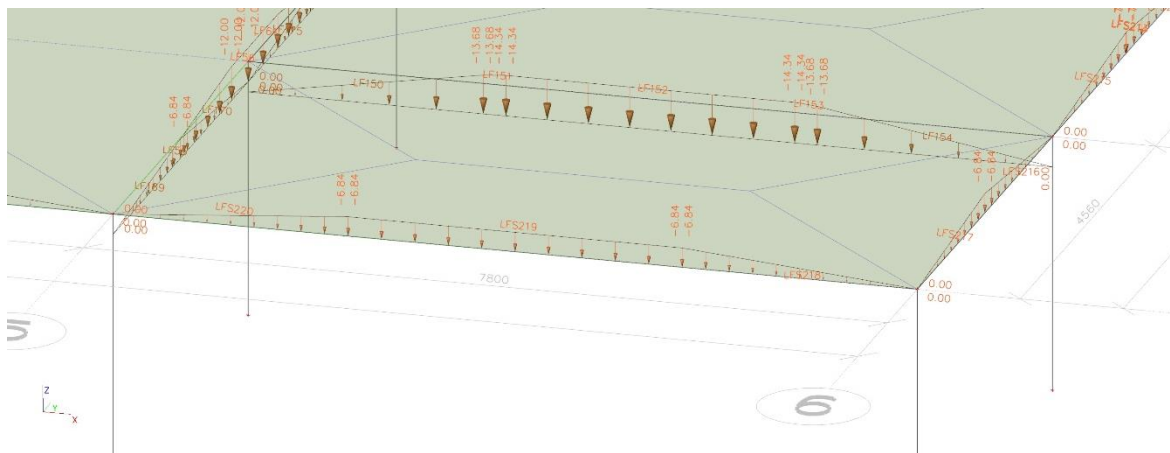
Talade ristlõigeteks piki hoonet valin 400x700(h) mm, põiki hoonet 200x500(h) mm.

Talade mõjutavateks koormusteks on talade omakaal ning plaadi pealt taladele ülekantavad koormused.

Antud töös talad on seotud plaadiga koos. Järgmistel joonistel on näidatud kasuskoormuse jagunemise skeem plaadilt taladele.



Joonis 3.2 Lauskoormuse jagunemise skeem plaadilt taladele



Joonis 3.3 Kasuskoormuse jagunemine taladele RBT-02 ja RBT-06

3.2 Talade sisejõud

Talade sisejõud on leitud arvutusprogrammiga SCIA Engineer 19.1. Talad on seotud plaadiga, ning on tegemist ribiplaatristlõikega. Nagu on eespool kirjeldatud, plaadi ja tala keskteljed ei kattu. Kesktelgede ekstsentrilisusest tekib talades täiendav tõmbejõud, mis tuleb momentide saamisel arvestada. [10] Talade sisejõu määramiseks on arvutusprogrammiga on kaks võimalust:

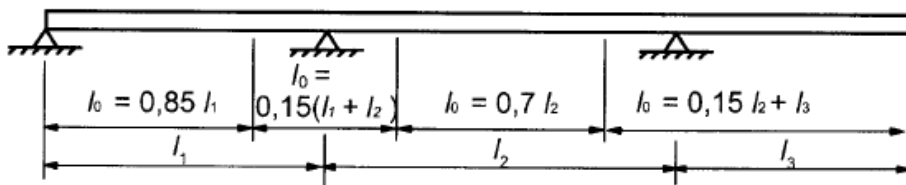
- Defineerida tala "rib" elemendina, kusjuures arvutuslaius määratakse käsitsi iga ava jaoks. Antud juhul arvutusprogramm arvestab ekstsentrilisust ise ning paindemomentide tulemused on lõplikud. [4]
- Teine võimalus on defineerida tala ülemine pind plaadi keskteljega kokku. Antud juhul tuleb lõpliku paindemomendi saamisel läbi korrutada talas esinev pikijõud ekstsentrilisusega ning liita seda epüüri järgi saadud paindemomendiga. [3] [4]

Töö raames eelistatakse esimest varianti. Teise variandi puuduseks on keerukus ja ebatäpsus.

3.2.1 Ribiplaatristlõike arvutuslaius

Antud arvutus tugineb standardile [9]

Plaadi arvutuslaius peaks lähtuma paindemomentide nullpunktide vahekaugusest l_0 .



Joonis 3.4 Vahekauguse l_0 määramine plaadi arvutuslaiuse arvutamiseks [9]

Plaadi arvutuslaiuseks b_{eff} võib võtta:

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b \quad (3.1)$$

, kus

$i = 1$ ja 2 ning

b_w , b_{eff} ja b – on tähistatud joonistel 3.4

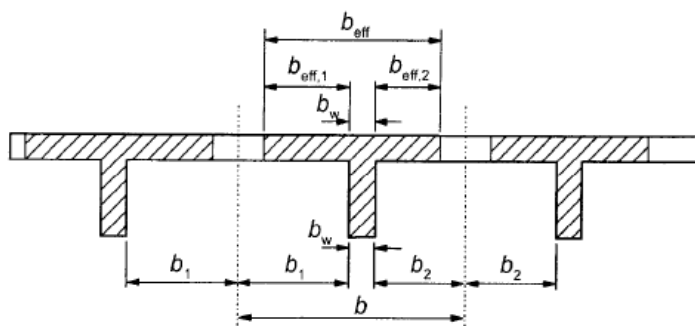
$$b_{eff,i} = 0,2 * b_i + 0,1 * l_0 \leq 0,2l_0 \quad ja \quad b_{eff,i} \leq b_i \quad (3.2)$$

, kus

$i = 1$ ja 2 ning

b_w , b_{eff} ja b – on tähistatud joonisel 3.5

l_0 – tala momentide nullpunktide vahekaugus, vt joonis 3.4



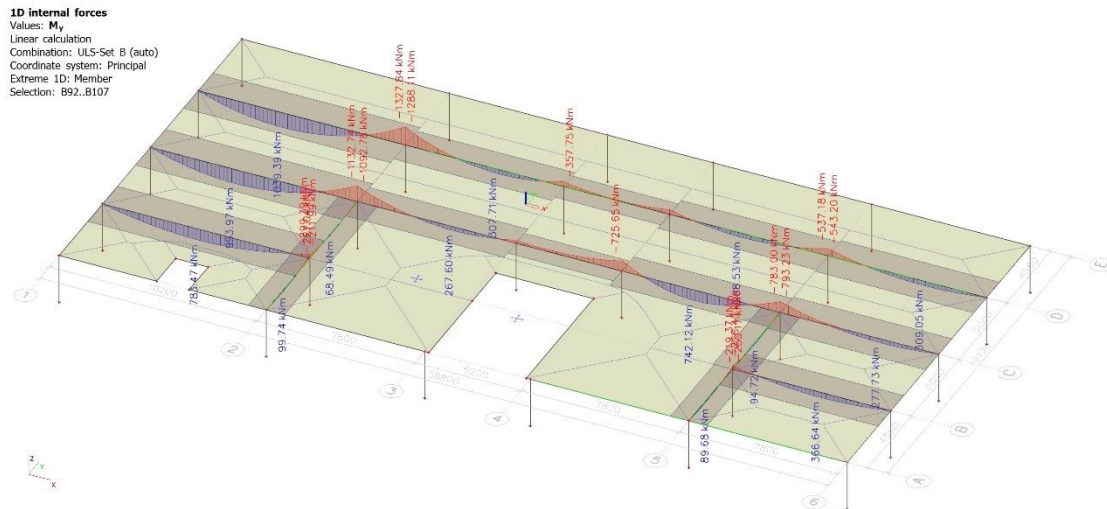
Joonis 3.5 Tala plaadi (vöö) arvutuslaius [9]

Talade arvutuslaiused on esitatud tabelis 3.1.

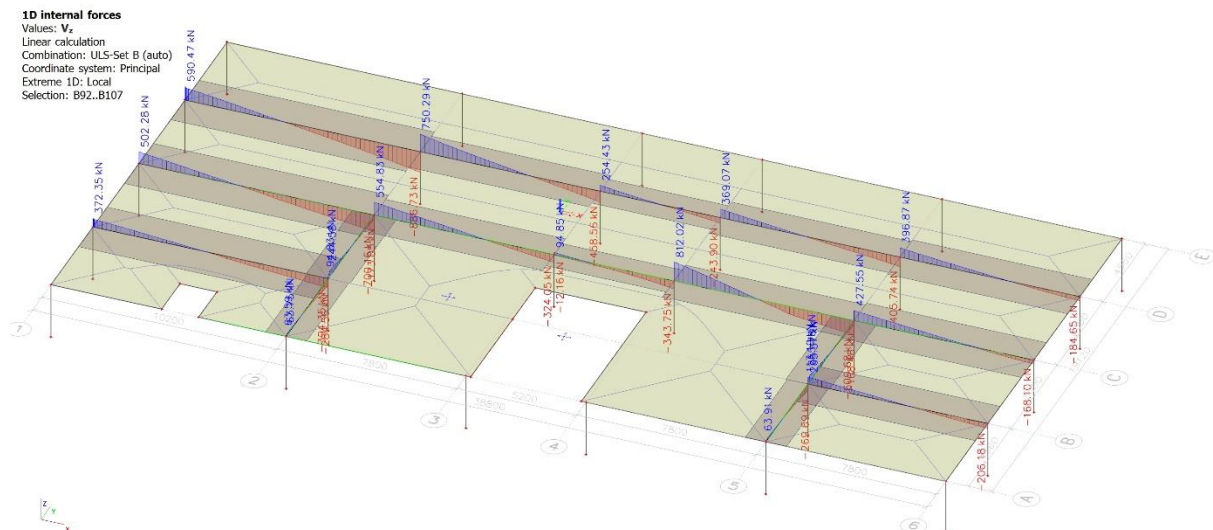
Tabel 3.1 Talade RBT-01..06 arvutuslaiused

Ava jrk nr	b_w mm	l_o mm	b_1 mm	b_2 mm	$b_{eff,1}$ mm	$b_{eff,2}$ mm	$0,2l_o$ mm	b_{eff} mm
Tala RBT-01								
1	200	3960	5100	3900	1416,1	1176,1	<u>792,2</u>	1784,4
2	200	4250	5100	3900	1445,0	1205,0	<u>850,0</u>	1900,0
Tala RBT-02								
1	200	3960	3900	3900	1176,1	1176,1	<u>792,2</u>	1784,4
2	200	4250	3900	3900	1205,0	1205,0	<u>850,0</u>	1900,0
Tala RBT-03								
1	400	8755	2280	2500	<u>1331,5</u>	<u>1375,5</u>	1751,0	3107,0
Tala RBT-04								
1	400	8755	2500	2500	<u>1375,5</u>	<u>1375,5</u>	1751,0	3151,0
2	400	5460	2500	2500	<u>1046,0</u>	<u>1046,0</u>	1092,0	2492,0
3	400	3640	2500	1267,5	864,0	<u>617,5</u>	<u>728,0</u>	1745,5
4	400	5460	2500	2500	<u>1046,0</u>	<u>1046,0</u>	1092,0	2492,0
5	400	6715	2500	2500	<u>1171,5</u>	<u>1171,5</u>	1343,0	2743,0
Tala RBT-05								
1	400	8755	2500	2280	<u>1375,5</u>	<u>1331,5</u>	1751,0	3107,0
2	400	5460	2500	2280	<u>1046,0</u>	<u>1002,0</u>	1092,0	2448,0
3	400	3640	2500	2280	864,0	820,0	<u>728,0</u>	1856,0
4	400	5460	2500	2280	<u>1046,0</u>	<u>1046,0</u>	1092,0	2448,0
5	400	6715	2500	2280	<u>1171,5</u>	<u>1127,5</u>	1343,0	2699,0
Tala RBT-06								
1	400	6715	2280	2500	<u>1127,5</u>	<u>1171,5</u>	1343,0	2699,0

Talade RBT-01..RBT-06 sisejõud on esitatud joonistel 3.6 ja 2.3.



Joonis 3.6 Esimese korruse plaadi kandvate talade painemomendid



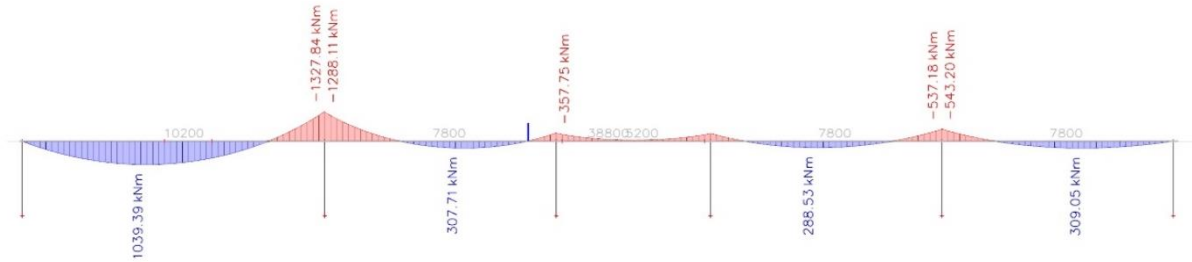
Joonis 3.7 Esimese korruse plaadi kandvate talade põikjõud

3.3 Talade armatuuri dimensioneerimine

Talade armatuuri dimensioneerimisel kasutati allikaid: [9] [10] [8] [4]

Kirjeldan armatuuri dimensioneerimist suurema sisejõududega talal **RBT-05**. Ülejäänute talade armatuuri suurused esitan tabelites 3.6..3.11.

3.3.1 Tala RBT-05 pikiarmatuuri dimensioneerimine



Joonis 3.8 Tala RBT-05 paindemomendi epüür

Kasutatakse betooni tugevusklassiga C30/37 ($f_{cd} = 20$ MPa) ja armatuuri B500B ($f_{yd} = 435$ MPa). Keskkonnaklass on XC3 ning konstruktsiooniklass S3. Arvestan maksimaalse pikiarmatuuri armatuuri $\varnothing 32$ mm ja rangide $\varnothing 10$ mm.

Tala mõõtmed: $h = 700$ mm, $b = 400$ mm.

Armatuuri nimikaitsekihi leitakse valemiga (2.2):

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 20 + 10 = 30 \text{ mm}$$

, kus c_{min} – on nõutav minimaalne kaitsekiht

Δc_{dev} – kaitsekihi lubatav hälve

Tala kasuskõrgus avas:

$$d_{1,ava} = 700 - 30 - 10 - \frac{32}{2} = 644 \text{ mm}, \quad d_{2,ava} = 30 + 10 + 16 + \frac{32}{2} = 72 \text{ mm}$$

Toel:

$$d_{1,tugi} = 700 - 30 - 10 - 16 - \frac{32}{2} = 628 \text{ mm}, \quad d_{2,tugi} = 30 + 10 + \frac{32}{2} = 56 \text{ mm}$$

Dimensioneerin armatuuri **esimeses avas**

Kontrollin, et nulljoon asub plaadis

$$M_{Ed,1} = 1039,39 \text{ kNm} \leq f_{cd} * b * h_f * (d_1 - 0.5h_f) + f_{ycd} * A_{s2} * (d_1 - d_2) \quad (3.3)$$

,kus

f_{cd} - betooni arvutuslik survetugevus, MPa

b - ristlõike arvutuslaius, mm

h_f - ristlõike plaadi paksus, mm

d – ristlõike kasuskõrgus, mm

f_{ycd} – armatuurterase arvutussurvetugevus, MPa

A_{s2} – armatuuri ristlõikepindala, mm²/m

$$M_{Ed,1} = 20 * 3107 * 200 * (644 - 0,5 * 200) + 0 = 6760,83 \text{ kNm}$$

Järelikult nulljoon asub plaadis ja ristlõiget arvutatakse ristkülikulise ristlõikenala laiusega b_{eff} .

Suhteline paindemoment leitakse valemiga (2.3):

$$\mu = \frac{M_{Ed,1}}{f_{cd} * b_{eff} * d_1^2} = \frac{1039,39 * 10^6}{20 * 3107 * 644^2} = 0,040 < \mu_c = 0,372$$

Survetsooni suhteline arvutuskõrgus (2.4):

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 * \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0,040} = 0,041 < \omega_c = 0,493$$

Vajalik armatuuri pindala (2.5):

$$A_{s1} = \frac{\omega * f_{cd} * b_{eff} * d_1}{f_{yd}} = \frac{0,041 * 20 * 3107 * 644}{435} = 3788,2 \text{ mm}^2$$

Valin töötavaks armatuuriks **5 tk Ø32 B500B**

$$A_{s1,proof} = 5 * \frac{\pi * 32^2}{4} = 4024 \text{ mm}^2$$

Kandevõime kontroll

Survetsooni esialgne kõrgus survearmatuurita ristlõikes ($A_{s2}=0$) leitakse valemiga (2.6):

$$x = \frac{f_{yd} * A_{s1}}{0,8 * f_{cd} * b} = \frac{435 * 4024}{0,8 * 20 * 3107} = 35,19 \text{ mm}$$

$$\xi = \frac{x}{d_1} = \frac{35,19}{644} = 0,05 \leq \xi_c = 0,617$$

Survetsooni arvutuskõrgus (2.7):

$$y = 0,8 * x = 0,8 * 35,19 = 28,15 \text{ mm}$$

Kandevõime avaldub momentide tasakaalutingimusest (2.8):

$$M_{Rd} = f_{cd} b y (d_1 - 0,5y) = 20 * 3107 * 28,15 * (644 - 0,5 * 28,15) = 1101,89 \text{ kNm} > M_{Ed} \\ = 1039,39 \text{ kNm}$$

Dimensioneerin armatuuri **esimesel vahetoel**

Suhteline paindemoment leitakse valemiga (2.3):

$$\mu = \frac{M_{Ed,B}}{f_{cd} * b * d_1^2} = \frac{1327,84 * 10^6}{20 * 400 * 628^2} = 0,421 > \mu_c = 0,372, \text{ seega valin } \mu = 0,372$$

Survetsooni suhteline arvutuskõrgus (2.4):

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 * \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0,372} = 0,493 = \omega_c = 0,493$$

Vajalik armatuuri pindala (2.5):

$$A_{s1} = \frac{\omega * f_{cd} * b * d_1}{f_{yd}} = \frac{0,493 * 20 * 400 * 628}{435} = 5693,9 \text{ mm}^2$$

Valin töötavaks armatuuriks ülal **7 tk Ø32** ja all **4 tk Ø25** B500B

$$A_{s1,proov} = 7 * \frac{\pi * 32^2}{4} = 5629,7 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2,proov} = 4 * \frac{\pi * 25^2}{4} = 1963,5 \text{ mm}^2$$

Kandevõime kontroll

Survetsooni esialgne kõrgus survearmatuuriga ristlõikes leitakse valemiga:

$$x = \frac{f_{yd} * A_{s1} - f_{ycd} * A_{s2}}{0,8 * f_{cd} * b} \quad (3.4)$$

, kus

A_s – armatuuri pindala, mm²

f_{cd} – betooni arvutuslik survetugevus, MPa

b – ristlõike arvutuslaius, mm

f_{yd} – armatuuri arvutuslik voolavuspiir, MPa

f_{ycd} – armatuurterase arvutussurvetugevus, MPa

$$x = \frac{435 * 5629,7 - 435 * 1963,5}{0,8 * 20 * 400} = 249,19 \text{ mm}$$

$$\xi = \frac{x}{d_1} = \frac{249,19}{628} = 0,40 \leq \xi_c = 0,617$$

Survetsooni arvutuskõrgus (1.7):

$$y = 0,8 * x = 0,8 * 249,19 = 199,35 \text{ mm}$$

Kandevõime avaldub momentide tasakaalutingimusest:

$$M_{Rd} = f_{cd}by(d_1 - 0,5y) + f_{ycd} * A_{s2} * (d_1 - d_2) \quad (3.5)$$

, kus

A_s – armatuuri pindala, mm²/m

f_{cd} - betooni arvutuslik survetugevus, MPa

b – ristlõike arvutuslaius, mm

y – survetsooni arvutuskõrgus, mm

f_{ycd} – armatuurterase arvutussurvetugevus, MPa

$$M_{Rd} = 20 * 400 * 199,35 * (628 - 0,5 * 199,35) + 435 * 1963,5 * (628 - 56) = 1356,65 \text{ kNm} > M_{Ed} = 1327,84 \text{ kNm}$$

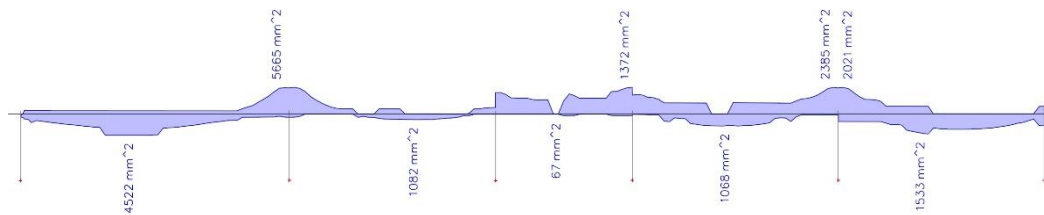
Ülejäänud avade ja vahetugede vajalikku armatuuri pindala leian analoogselt esimese avaga. Tulemised esitan tabelis 3.2.

Tabel 3.2 RBT-05 vajalik armatuuri pindala

Nimetus	M_{Ed} , kNm	μ	ω	$A_{s1,req}$ mm ²	$A_{s1,proov}$ mm ²	$A_{s2,proov}$ mm ²	M_{Rd} , kNm
Teine ava	307,71	0,015	0,015	1106,9	3Ø25/ 1472,6	-	408,3
Teine vahetugi	370,5	0,111	0,119	1406,2	2Ø32/ 1608,5	3Ø25/ 1472,6	404,3
Kolmas ava	47,91*	0,003	0,003	236,8	2Ø32/ 1608,5	2Ø25/ 981,7	418,9
Kolmas vahetugi	353,1	0,106	0,113	1335,9	2Ø32/ 1608,5	3Ø25/ 1472,6	404,3
Neljas ava	268,9	0,011	0,011	1030,0	3Ø25/ 1472,6	-	408,3
Neljas vahetugi	543,2	0,164	0,180	2130,7	3Ø32/ 2412,7	3Ø25/ 1472,6	619,3
Viies ava	309,5	0,014	0,014	1110,9	3Ø25/ 1472,6	-	408,3

*Kolmanda ava paindemoment on negatiivne (vt. joonis 3.8), tõmmatud on tala ülemine pool.

Järgmisena võrdlen käsitsi arvatud pikiarmatuuri pindala arvutusprogrammi väärtustega.



Joonis 3.9 RBT-05 pikiarmatuuri vajalik pindala arvutatud programiga SCIA Engineer 19.1

Tabel 3.3 Pikiarmatuuri vajaliku pindala arvutuse võrdlus käsitsi ja arvutusprogrammiga

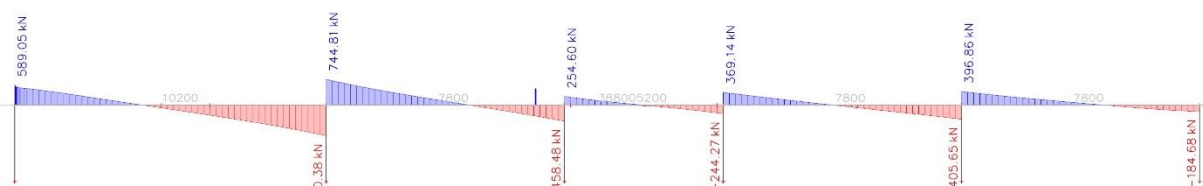
Nimetus	$A_{s1,req}$, mm ² käsitsi	$A_{s1,req}$, mm ² SCIA Engineer	Erinevus, %
Esimene ava	3788,2	4522	16,2
Teine ava	1106,9	1082	2,2
Kolmas ava	236,8	67*	-
Neljas ava	1030,0	1068	3,6
Viies ava	1110,9	1533	27,5
Esimene vahetugi	5693,9	5665	0,5
Teine vahetugi	1406,2	1231	12,4
Kolmas vahetugi	1335,9	1372	2,6
Neljas vahetugi	2130,7	2385	10,6

*Programmisis arvutatud konstruktiivse miinimumi järgi, mistõttu ei saa tugevuse järgi arvutatuga võrrelda

Tabelis 3.3 on kirjeldatud vajaliku armatuuri pindala suuruse protsentuaalne erinevus käsitsi arvutusel ning programiga. Avadel on keskmine erinevus 12,4% (kolmanda ava väärtus pole arvesse võetud). Tugedel keskmine erinevus on 6,5%.

3.3.2 Tala RBT-05 põikarmatuuri dimensioneerimine

Tala põikarmatuuri dimensioneerimisel lähtutakse allikatest: [9] [10] [12] [8] [4]



Joonis 3.10 Tala RBT-05 põikjõuepüür

Vähima põikarmatuuri kulu saamiseks määratakse tinglike kaldvarraste kaldenurk θ tingimusest $V_{Ed,max}=V_{Rd,max}$, millest saadakse θ jaoks avaldis [12]:

$$\theta = \frac{1}{2} \sin^{-1} \frac{2V_{Ed,max}}{b_w z v f_{cd}} \quad (3.6)$$

, kus

$z = 0,9 * d_1 = 0,9 * 644 = 580 \text{ mm}$ – sisejõudude õlg, mm

b_w – tala seina arvutuslik laius, mm

$v = 0,6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 * \left(1 - \frac{30}{250}\right) = 0,528$ – põikjõust pragunenud betooni tugevuse vähendustegur

Surutud betoonkaldvarda kaldenurk θ on vabalt valitav piirides $1 \leq \cot\theta \leq \cot\theta_{max} = 2,5$

Suurim põikjõud mõjub esimese vahetoe juures $V_{Ed,max} = 821,3 \text{ kN}$.

$$\theta = \frac{1}{2} \sin^{-1} \frac{2 * 880,4 * 10^3}{400 * 580 * 0,528 * 20} = 22,98^\circ$$

$$\cot\theta = \cot 22,98 = 2,64, \quad \text{valin } \cot\theta = 2,0$$

Esitan arvutuse **esimese ava** põikarmatuuri kohta. Esimese ava põikjõuväärtused on järgmised:

Tabel 3.4 RBT-05 esimese ava põikjõuväärtused

Tähis	Nimetus	Väärtus, kN
$V_{Ed,1}$	Põikjõud toel "1"	589,1
$V_{Ed,2}$	Põikjõud toel "2"	880,4
$V_{Ed,max,1}$	Põikjõud toe serval "1"	498,4
$V_{Ed,max,2}$	Põikjõud toe serval "2"	821,3
$V_{Ed,d,1}$	Põikjõud toest "1" kaugusel d	417,5
$V_{Ed,d,2}$	Põikjõud toest "2" kaugusel d	632,2
$V_{Ed,1/4l}$	Põikjõud avas vahetoest kaugusel $\frac{1}{4}$ ava	453,9

Arvutan rangid 1 ava vahetoe "2" lähedasse piirkonda:

Vajalik põikarmatuuri intensiivsuse a_{sw} määratakse toest kaugusel d mõjuva arvutusliku põikjõu järgi valemiga:

$$a_{sw} = \frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed,d,2}}{f_{ywd} * z * \cot \theta} \quad (3.7)$$

, kus

A_{sw} – põikarmatuuri pindala, mm²

s – rangide samm, mm

V_{Ed} – arvutuslik põikjõud, kN

f_{ywd} – põikarmatuuri arvutusvoolavustugevus, MPa

z – sisejõudude õlg, mm

θ – kaldvarraste kaldenurk

$$a_{sw} = \frac{632,2 * 10^3}{435 * 580 * 2,0} = 1,254 \frac{mm^2}{mm}$$

Valin kahelõikelised rangid **2010** B500B, mille ristlõikepindala on $A_{sw}=157,1$ mm².

Arvutan rangide sammu: $s = \frac{A_{sw}}{a_{sw}} = \frac{157,1}{1,25} = 125,3$ mm, valin $s = 125$ mm

Põikarmatuuri maksimaalne lubatav samm on

$$s_{1,max} = 0,75d(1 + \cot \alpha) = 0,75 * 644 * (1 + 0) = 483$$
 mm

Vertikaalse põikarmatuuriga elemendi põikjõukandevõime V_{Rd} on väikseim väärtustest:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} * z * f_{ywd} * \cot \theta \quad (3.8)$$

, kus

A_{sw} – põikarmatuuri pindala, mm²

s – rangide samm, mm

f_{ywd} – põikarmatuuri arvutusvoolavustugevus, MPa

z – sisejõudude õlg, mm

θ – kaldvarraste kaldenurk

$$V_{Rd,s} = \frac{157,1}{125} * 580 * 435 * 2,0 = 633,7$$
 kN

$$V_{Rd,max} = \frac{b_w * z * v * f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (3.9)$$

, kus

b_w – tala ribi laius, mm

v – põikjõust pragunenud betooni tugevuse vähendustegur

f_{cd} – betooni arvutuslik survetugevus, MPa

z – sisejõudude õlg, mm

θ – kaldvarraste kaldenurk

$$V_{Rd,max} = \frac{400 * 580 * 0,528 * 20}{2,0 + 0,5} = 979,3 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,d,2} = 632,2 \text{ kN} < V_{Rd,s} = 633,7 \text{ kN}$$

Arvutan rangid 1 ava keskossa:

Vajalik põikarmatuuri intensiivsuse a_{sw} määratakse toest kaugusel $\frac{1}{4}$ ava pikkusest mõjuva arvutusliku põikjõu järgi valemiga (3.7):

$$a_{sw} = \frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed,1/4l}}{f_{ywd} * z * \cot \theta} = \frac{453,9 * 10^3}{435 * 580 * 2,0} = 0,900 \frac{mm^2}{mm}$$

Valin kahelõikelised rangid **2Ø10** B500B, mille ristlõikepindala on $A_{sw}=157,1 \text{ mm}^2$.

Arvutan rangide sammu: $s = \frac{A_{sw}}{a_{sw}} = \frac{157,1}{0,900} = 174,5 \text{ mm}$, valin $s = 170 \text{ mm}$

Põikarmatuuri maksimaalne lubatav samm on

$$s_{1,max} = 0,75d(1 + \cot \alpha) = 0,75 * 644 * (1 + 0) = 483 \text{ mm}$$

Vertikaalse põikarmatuuriga elemendi põikjõukandevõime V_{Rd} on väikseim väärtustest (3.8) ja (3.9):

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} * z * f_{ywd} * \cot \theta = \frac{157,1}{170} * 580 * 435 * 2,0 = 465,9 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} = \frac{b_w * z * v * f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} = \frac{400 * 580 * 0,528 * 20}{2,0 + 0,5} = 979,3 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,d,2} = 453,9 \text{ kN} < V_{Rd,s} = 465,9 \text{ kN}$$

Arvutan rangid 1 ava otsmise toe "1" lähedasse piirkonda:

Vajalik põikarmatuuri intensiivsuse a_{sw} määratakse toest kaugusel d mõjuva arvutusliku põikjõu järgi valemiga (3.7):

$$a_{sw} = \frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed,d,1}}{f_{ywd} * z * \cot \theta} = \frac{417,5 * 10^3}{435 * 580 * 2,0} = 0,828 \frac{mm^2}{mm}$$

Valin kahelõikelised rangid **2Ø10** B500B, mille ristlõikepindala on $A_{sw}=157,1 \text{ mm}^2$.

Arvutan rangide sammu: $s = \frac{A_{sw}}{a_{sw}} = \frac{157,1}{0,828} = 189,7 \text{ mm}$, valin $s = 170 \text{ mm}$

Põikarmatuuri maksimaalne lubatav samm on

$$s_{1,max} = 0,75d(1 + \cot\alpha) = 0,75 * 644 * (1 + 0) = 483 \text{ mm}$$

Vertikaalse põikarmatuuriga elemendi põikjõukandevõime V_{Rd} on väikseim väärtustest (3.8) ja (3.9):

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} * z * f_{ywd} * \cot\theta = \frac{157,1}{170} * 580 * 435 * 2,0 = 465,9 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} = \frac{b_w * z * v * f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta} = \frac{400 * 580 * 0,528 * 20}{2,0 + 0,5} = 979,3 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,d,2} = 417,5 \text{ kN} < V_{Rd,s} = 465,9 \text{ kN}$$

Kontrollin, kas minimaalne Eurokoodeksis talasse nõutav põikarmatuuri hulk on olemas.

Minimaalne nõutav põikarmeerimistegur on $\rho_{w,min}=0,0009$ ($f_{ck}=30$ MPa ja $f_{yk}=500$ MPa) [8]

Põikarmatuuriga **2Ø10** B500B, s170mm armeeritud tala põikarmeerimistegur leitakse valemiga:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s b_w \sin\alpha} \quad (3.10)$$

, kus

A_{sw} – põikarmatuuri pindala, mm²

s – rangide samm, mm

b_w – tala ribi laius, mm

α – nurk põikarmatuuri ja elemendi pikitelje vahel

$$\rho_w = \frac{157,1}{170 * 400 * 1} = 0,0023$$

Seega, minimaalne nõutav põikarmatuuri hulk on tagatud.

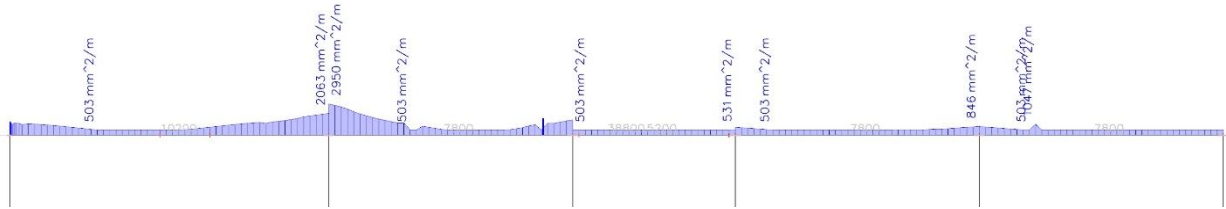
Ülejäänud avade ja vahetugede vajalikku põikarmatuuri pindala leian analoogselt esimese avaga. Tulemised esitan tabelis 3.5.

Tabel 3.5 RBT-05 vajalik põikarmatuuri pindala

Asukoht	Tähis	V_{Ed} , kN	$a_{sw,req}$	Arma tuur	A_{sw} mm ²	s_r mm	a_{sw} , proov	V_{Rd,s_r} kN
2 ava								
2 ava toe "2" kaugusel d	$V_{Ed,d,2}$	628,9	1,24	2Ø10	157,1	125	1,26	633,7
2 ava keskosa	$V_{Ed,1/4l}$	401,1	0,80	2Ø10	157,1	190	0,83	416,9
2 ava toe "3" kaugusel d	$V_{Ed,d,3}$	358,4	0,71	2Ø10	157,1	220	0,71	360,0
3 ava								
3 ava toe "3" kaugusel d	$V_{Ed,d,3}$	177,7	0,35	2Ø8	100,5	250	0,40	202,8
3 ava keskosa	$V_{Ed,1/4l}$	116,2	0,23	2Ø8	100,5	250	0,40	202,8
3 ava toe "4" kaugusel d	$V_{Ed,d,4}$	175,6	0,35	2Ø8	100,5	250	0,40	202,8
4 ava								
4 ava toe "4" kaugusel d	$V_{Ed,d,4}$	300,6	0,60	2Ø8	100,5	150	0,67	338,0
4 ava keskosa	$V_{Ed,1/4l}$	206,4	0,41	2Ø8	100,5	240	0,42	211,2
4 ava toe "5" kaugusel d	$V_{Ed,d,5}$	314,2	0,62	2Ø8	100,5	150	0,67	338,0
5 ava								
5 ava toe "5" kaugusel d	$V_{Ed,d,5}$	338,5	0,67	2Ø8	100,5	140	0,72	362,1
5 ava keskosa	$V_{Ed,1/4l}$	218,9	0,43	2Ø8	100,5	230	0,44	220,4
5 ava toe "6" kaugusel d	$V_{Ed,d,6}$	155,4	0,31	2Ø8	100,5	250	0,40	202,8

Kui võrrelda käsitsi arvatud põikarmatuuri kogused programmi väärtustega (joonis 3.11) selgub, et põikarmatuuri vajalik intensiivsus erineb kuni 2,5 korda. Erinevused on tingitud sellest, et arvutusprogrammi minimaalne põikarmatuuri intensiivsus $a_{sw}=503\text{mm}^2/\text{m}=0,503\text{mm}^2/\text{mm}$. Käsitsi arvutamisel minimaalne põikarmatuuri intensiivsus on määratletud minimaalse põikarmeerimisteguriga $\rho_{w,min}=0,0009$ [8]. Arvutustes on kasutatud rangid Ø8 ja Ø10, mille suurimad sammud, et oleks rahuldatud tingimus $\rho_w \geq \rho_{w,min}$ on 279mm ja 436mm. See tähendab, et käsitsi saame minimaalse põikarmatuuri intensiivsuse $a_{sw}=360\text{mm}^2/\text{m}=0,36\text{mm}^2/\text{mm}$.

Tugede juures arvutusprogrammiga saadud nõutud põikarmatuur intensiivsuse väärtused ei arvesta toe laiuse ja kauguse d . Lähemalt uurides joonist 3.11 selgub, et kõige täpsemad tulemused on tugede 4 ja 5 juures.



Joonis 3.11 RBT-05 põikarmatuuri vajalik intensiivsus arvutatud programmiga SCIA Engineer 19.1

3.3.3 Armatuuri ankurduse kontroll

Kasutatud allikad: [8] [9] [10] [12]

Kontrollin tõmbearmatuuri ankurdus otsmise toe lähedases piirkonnas. Toe serva kohal mõjuv paindemoment:

$$M_{Ed} = 102,5 \text{ kNm}$$

Sellest paindemomendist tekivad tõmbejõud:

$$\frac{M_{Ed}}{z} = \frac{102,5}{0,58} = 176,9 \text{ kN}$$

Põikjõust paindetõmbearmatuuris tekivad tõmbejõud arvutatakse valemiga:

$$\Delta F_{td} = \frac{V_{Ed,max,1} * (\cot\theta - \cot\alpha)}{2} \quad (3.11)$$

, kus

$V_{Ed,max,1}$ - põikjõud toe serval, kN

α - nurk põikarmatuuri ja elemendi pikitelje vahel

θ - kaldvarraste kaldenurk

$$\Delta F_{td} = 498,4 * \frac{2 - 0}{2} = 498,4 \text{ kN}$$

Toe serva kohal paindemomendist ja põikjõust tekivad tõmbejõud:

$$F_d = \frac{M_{Ed}}{z} + \Delta F_{td} \quad (3.12)$$

, kus

$\frac{M_{Ed}}{z}$ - paindemomendist tekkiv tõmbejõud, kN

ΔF_{td} - paindetõmbearmatuuris tekkiv tõmbejõud, kN

$$F_d = 176,9 + 498,4 = 675,3 \text{ kN}$$

Esimesel toel ulatub paindetõmbearmatuur **5Ø32** ($A_s=4021,2\text{mm}^2$) toe peale $l=350\text{mm}$.

Betooni C30/37 nakketugevus $f_{bd} = 3,0 \text{ MPa}$ [8]

Varraste baasankurduspikkus leitakse valemiga:

$$l_{b,rqd} = \frac{\emptyset}{4} * \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \quad (3.13)$$

, kus

\emptyset - varda läbimõõt, mm

σ_{sd} - varda arvutuslik pinge ankurduspikkuse alguses, MPa

f_{bd} - betooni Cnakketugevus, MPa

Ø32 B500B varraste baasankurduspikkus:

$$l_{b,d32} = \frac{32}{4} * \frac{435}{3,0} = 1160 \text{ mm}$$

Paindearmatuuri ankurdusega vastu võetav tõmbejõud leitakse valemiga:

$$F_{Rd,As1} = A_{s1} * f_{yd} * \frac{l}{l_{b,d}} \quad (3.14)$$

, kus

A_{s1} - tõmbearmatuuri pindala, mm^2/mm

f_{yd} - armatuurterase normvoolavustugevus, MPa

l - tõmbearmatuuri toetuspikkus, mm

$l_{b,d}$ - varraste baasankurduspikkus, mm

$$F_{Rd,As1} = 4021,1 * 435 * \frac{350}{1160} = 527,8 \text{ kN} < F_d = 675,3 \text{ kN}$$

Järelikult paindetõmbearmatuuri ankurdus ei ole tagatud.

Tala otstes paigaldan täiendavalt ankurduseks U-kujulised vardad 2Ø16, mis suudavad vastu võtta tõmbejõudu:

$$F_{Rd,2d16} = A_{s1} * f_{yd} = 402,1 * 435 = 174,9 \text{ kN}$$

Paindetõmbearmatuur ja U-kujulised lisavardad kokku suudavad vastu võtta:

$$F_{Rd} = 527,8 + 174,9 = 702,7 \text{ kN}$$

Toelähedase piirkonna kandevõime on tagatud.

3.3.4 Kokkuvõte talade RBT-01..04 ja RBT-06 armatuuri dimensioneerimisest

RBT-01 ja RBT-02 pikiarmatuuri väärtused on esitatud tabelis 3.6, põikarmatuuri väärtused tabelis 3.7. Talade ristlõike suurus on 200x500mm.

Tabel 3.6 Talade RBT-01 ja RBT-02 pikiarmatuuri kokkuvõte

Nimetus	M_{Ed} , kNm	μ	ω	$A_{s1,req}$ (käsitsi) mm ²	$A_{s1,req}$ (SCIA) mm ²	$A_{s1,proov}$ mm ²	$A_{s2,proov}$ mm ²	M_{Rd} , kNm
RBT-01								
Esimene ava	99,74	0,009	0,010	330,4	484	3Ø16/ 603,2	-	116,9
Esimene vahetugi	221,04	0,274	0,327	1351,4	1278	3Ø25/ 1472,6	2Ø16/ 402,1	252,0
Teine ava	68,49	0,009	0,009	351,9	390	2Ø16/ 402,1	-	78,2
Teine vahetugi	143,40	0,177	0,197	813,4	792	2Ø25/ 981,7	2Ø16/ 402,1	175,2
RBT-02								
Esimene ava	89,68	0,013	0,013	457,8	568	3Ø16/ 603,2	-	116,9
Esimene vahetugi	226,43	0,280	0,337	1392,6	1342	3Ø25/ 1472,6	3Ø16/ 603,2	252,0
Teine ava	94,72	0,012	0,012	487,4	503	3Ø16/ 603,2	-	117,0
Teine vahetugi	118,76	0,147	0,160	660,3	608	2Ø25/ 981,7	3Ø16/ 603,2	175,3

Tabel 3.7 Talade RBT-01 ja RBT-02 pöikarmatuuri kokkuvõte

Asukoht	Tähis	V_{Ed} , kN	$a_{sw,req}$	Arma tuur	A_{sw} mm ²	s_r mm	a_{sw} , proov	V_{Rd,s_r} kN
RBT-01 1 ava								
1 ava toe "A" kaugusel d	$V_{Ed,d,A}$	49,9	0,14	2Ø8	100,5	330	0,30	107,2
1 ava keskosa	$V_{Ed,1/4l}$	158,1	0,45	2Ø8	100,5	220	0,46	106,8
1 ava toe "B" kaugusel d	$V_{Ed,d,B}$	200,1	0,57	2Ø8	100,5	175	0,57	202,2
RBT-01 2 ava								
2 ava toe "B" kaugusel d	$V_{Ed,d,B}$	180,2	0,51	2Ø8	100,5	190	0,53	186,2
2 ava keskosa	$V_{Ed,1/4l}$	115,8	0,33	2Ø8	100,5	300	0,34	117,9
2 ava toe "C" kaugusel d	$V_{Ed,d,C}$	63,97	0,18	2Ø8	100,5	330	0,30	107,2
RBT-02 1 ava								
1 ava toe "A" kaugusel d	$V_{Ed,d,A}$	42,4	0,12	2Ø8	100,5	150	0,30	107,2
1 ava keskosa	$V_{Ed,1/4l}$	155,4	0,44	2Ø8	100,5	220	0,46	160,8
1 ava toe "B" kaugusel d	$V_{Ed,d,B}$	192,6	0,55	2Ø8	100,5	180	0,56	196,7
RBT-02 2 ava								
2 ava toe "B" kaugusel d	$V_{Ed,d,B}$	198,5	0,56	2Ø8	100,5	170	0,59	208,1
2 ava keskosa	$V_{Ed,1/4l}$	79,5	0,23	2Ø8	100,5	330	0,30	107,2
2 ava toe "C" kaugusel d	$V_{Ed,d,C}$	122,3	0,35	2Ø8	100,5	280	0,36	126,4

RBT-03 ja RBT-06 pikiarmatuuri väärtused on esitatud tabelis 3.8, põikarmatuuri väärtused tabelis 3.9. Talade ristlõike suurus on 400x700mm.

Tabel 3.8 Talade RBT-03 ja RBT-06 pikiarmatuuri kokkuvõte

Nimetus	M_{Ed} , kNm	μ	ω	$A_{s1,req}$ (käsitsi) mm ²	$A_{s1,req}$ (SCIA) mm ²	$A_{s1,proov}$ mm ²	$A_{s2,proov}$ mm ²	M_{Rd} , kNm
RBT-03								
Esimene ava	783,47	0,030	0,031	2840,6	2975	6Ø25/ 2945,2	-	811,9
Esimene vahetugi	229,39	0,076	0,076	872,7	1247	2Ø25/ 981,7	2Ø25/ 981,7	244,2
RBT-06								
Esimene ava	366,64	0,016	0,017	1319,7	1320,0	3Ø25/ 1472,6	-	408,7
Esimene vahetugi	253,17	0,076	0,079	941,1	1103	3Ø25/ 1472,6	3Ø25/ 1472,6	366,4

Tabel 3.9 Talade RBT-03 ja RBT-06 põikarmatuuri kokkuvõte

Asukoht	Tähis	V_{Ed} , kN	$a_{sw,req}$	Arma tuur	A_{sw} mm ²	s_r mm	$a_{sw,proov}$	$V_{Rd,sr}$ kN
RBT-03 1 ava								
1 ava toe "1" kaugusel d	$V_{Ed,d,1}$	299,0	0,59	2Ø10	157,1	260	0,60	304,6
1 ava keskosa	$V_{Ed,1/4l}$	220,4	0,44	2Ø10	157,1	350	0,45	226,3
1 ava toe "2" kaugusel d	$V_{Ed,d,2}$	323,0	0,66	2Ø10	157,1	230	0,68	344,4
RBT-06 2 ava								
1 ava toe "5" kaugusel d	$V_{Ed,d,5}$	204,3	0,47	2Ø8	100,5	200	0,50	253,5
1 ava keskosa	$V_{Ed,1/4l}$	168,9	0,33	2Ø8	100,5	270	0,37	187,8
1 ava toe "6" kaugusel d	$V_{Ed,d,2}$	167,2	0,33	2Ø8	100,5	270	0,37	187,8

RBT-04 pikiarmatuuri väärtused on esitatud tabelis 3.10, pöikarmatuuri väärtused tabelis 3.11. Tala ristlõike suurus on 400x700mm.

Tabel 3.10 Tala RBT-04 pikiarmatuuri kokkuvõte

Nimetus	M_{Ed} , kNm	μ	ω	$A_{s1,req}$ (käsitsi) mm ²	$A_{s1,req}$ (SCIA) mm ²	$A_{s1,proov}$ mm ²	$A_{s2,proov}$ mm ²	M_{Rd} , kNm
RBT-04								
Esimene ava	993,97	0,038	0,039	3618,3	4293	5Ø32/ 4021,2	-	1102
Esimene vahetugi	1132,7	0,359	0,469	5416,5	4758	6Ø32/ 4825,5	2Ø32/ 1608,5	1246
Teine ava	267,70	0,013	0,013	961,9	953	2Ø25/ 981,7	-	273,2
Teine vahetugi	228,20	0,069	0,071	844,7	1038	2Ø25/ 981,7	2Ø25/ 981,7	244,2
Kolmas ava	142,9*	0,012	0,012	3172,0	3497	2Ø25/ 981,7	2Ø25/ 981,7	381,0
Kolmas vahetugi	769,56	0,232	0,267	872,7	1247	4Ø32/ 3217,0	2Ø25/ 981,7	811,4
Neljas ava	742,12	0,028	0,029	2687,8	2812	4Ø32/ 3217,0	-	881,6
Neljas vahetugi	793,23	0,239	0,278	3287,9	2983	4Ø32/ 3217,0	2Ø25/ 981,7	811,4
Viies ava	227,73	0,010	0,010	817,1	993	2Ø25/ 981,7	-	273,3

*Kolmanda ava paindemoment on negatiivne, tõmmatud on tala ülemine pool.

Tabel 3.11 Tala RBT-04 pöikarmatuuri kokkuvõte

Asukoht	Tähis	V_{Ed} , kN	$a_{sw,req}$	Arma tuur	A_{sw} mm ²	s_r mm	a_{sw} , proov	V_{Rd,s_r} kN
1 ava								
1 ava toe "1" kaugusel d	$V_{Ed,d,1}$	400,5	0,79	2Ø10	157,1	190	0,82	416,9
1 ava keskosa	$V_{Ed,1/4l}$	388,1	0,77	2Ø10	157,1	200	0,79	396,0
1 ava toe "2" kaugusel d	$V_{Ed,d,2}$	614,6	1,22	2Ø10	157,1	125	1,26	633,7
2 ava								
2 ava toe "2" kaugusel d	$V_{Ed,d,2}$	468,3	0,93	2Ø10	157,1	160	0,98	495,0
2 ava keskosa	$V_{Ed,1/4l}$	339,3	0,67	2Ø10	157,1	230	0,68	344,4
2 ava toe "3" kaugusel d	$V_{Ed,d,3}$	226,0	0,45	2Ø10	157,1	350	0,45	226,3
3 ava								
3 ava toe "3" kaugusel d	$V_{Ed,d,3}$	33,1	0,07	2Ø8	100,5	270	0,37	187,8
3 ava keskosa	$V_{Ed,1/4l}$	230,2	0,46	2Ø8	100,5	220	0,46	230,4
3 ava toe "4" kaugusel d	$V_{Ed,d,4}$	271,1	0,54	2Ø8	100,5	180	0,56	281,6
4 ava								
4 ava toe "4" kaugusel d	$V_{Ed,d,4}$	623,7	1,24	2Ø10	157,1	120	1,31	660,1
4 ava keskosa	$V_{Ed,1/4l}$	379,1	0,75	2Ø10	157,1	200	0,79	396,0
4 ava toe "5" kaugusel d	$V_{Ed,d,5}$	487,2	0,97	2Ø10	157,1	160	0,98	495,0
5 ava								
5 ava toe "5" kaugusel d	$V_{Ed,d,5}$	355,5	0,70	2Ø8	100,5	140	0,72	362,1
5 ava keskosa	$V_{Ed,1/4l}$	262,3	0,52	2Ø8	100,5	190	0,53	266,8
5 ava toe "6" kaugusel d	$V_{Ed,d,6}$	117,3	0,31	2Ø8	100,5	270	0,37	187,8

4. POSTI ARVUTUS

Posti arvutused teostatakse suurema sisejõuduga postile RBP-C2. Kasutatakse betooni tugevusklassiga C40/50 ($f_{cd} = 26,7$ MPa) ja armatuuri B500B ($f_{yd} = 435$ MPa). Keskkonnaklass on XC3 ning konstruktsiooniklass S3. Arvestan maksimaalse pikiarmatuuri armatuuri $\varnothing 32$ mm ja rangide $\varnothing 8$ mm. Posti armeeritakse sümmeetriliselt.

Post on ümara ristlõikega, mille läbimõõt on 450mm. Posti kasuskõrgus:

$$d_1 = 450 - 30 - 8 - 32/2 = 396 \text{ mm}$$

$$d_2 = 30 + 8 + 32/2 = 54 \text{ mm}$$

Postile mõjuva pikijõu suurus $N_{Ed} = 6174,3 \text{ kN}$

Posti tugevusarvutustel tuginetakse järgmistele allikatele: [8] [9] [13] [14]

4.1 Postis mõjuva pikijõu arvutuslik ekstsentrilisus

Posti pikkus

$$l_{col} = 3,15 \text{ m}$$

Posti arvutus pikkus

$$l_o = \beta * l_{col} = 0,7 * 3,15 = 2,21 \text{ m} \quad (4.1)$$

, kus

β – posti otsa kinnitusviisist ja paigutuvusest sõltuv tegur

Konstruktsiooni hälve

$$\theta_i = \theta_0 \alpha_h \alpha_m = \frac{1}{200} * 1 * 1 = 0,005 \quad (4.2)$$

, kus

θ_0 - on hälbe baasväärtus

α_h - on kõrgust arvestatav tegur

α_m - koostöötavate postide arvu arvestatav tegur

Kõrgust arvestatav tegur leitakse valemiga

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}} = 1,12 \rightarrow \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1, \text{ seega valin } \alpha_h = 1 \quad (4.3)$$

Koostöötavate postide arvu arvestatav tegur $\alpha_m = 1$, kuna arvutatakse üksikut posti.

Geomeetriliste konstruktsioonihälvete arvesse võtmiseks suurendatakse pikijõu ekstsentrilisust vaadeldavas suunas lisaekstsentrilisuse e_i võrra:

$$e_i = \frac{\theta_i * l_0}{2} = \frac{0,005 * 2,21}{2} = 0,0055 \text{ m} = 5,5 \text{ mm} \quad (4.4)$$

Posti ristlõikepindala

$$A = \frac{\pi * d^2}{4} = \frac{\pi * 0,45^2}{4} = 0,159 \text{ m}^2$$

Posti inertsimoment

$$I = \frac{\pi * d^4}{64} = \frac{\pi * 0,45^4}{64} = 0,00201 \text{ m}^4$$

Inertsiraadius

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{0,00201}{0,159}} = 0,113 \quad (4.5)$$

Posti saledus

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{2,21}{0,113} = 19,6 \quad (4.6)$$

2. Järku ekstsentrilisust on vaja arvesse võtta, kui $\lambda > \lambda_{lim}$.

Piirsaledus

$$\lambda_{lim} = 20 * A * B * C * \frac{1}{\sqrt{n}} = 20 * 0,7 * 1,1 * 0,7 * \frac{1}{\sqrt{1,454}} = \frac{10,78}{\sqrt{1,454}} = 8,94 \quad (4.7)$$

, kus

$$A = \frac{1}{1+0,2*\varphi_{ef}}, \text{ kui } \varphi_{ef} \text{ ei ole teada võib võtta } A=0,7;$$

$$B = \sqrt{1+2\omega}, \text{ kui } \omega \text{ ei ole teada võib võtta } B=1,1;$$

$$C = 1,7 - r_m, \text{ kui } r_m \text{ ei ole teada võib võtta } C=0,7;$$

φ_{ef} - efektiivne roometegur

ω - mehaanilise armeerimstegur

r_m - momentide suhe, kus $|M_{02}| \leq |M_{01}|$ ning tegemist on esimest järku

paindemomentidega elemendi otsalõigete

n - pikijõu tegur (suhteline normaaljõud)

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c * f_{cd}} = \frac{6174,3 * 10^3}{\left(\frac{\pi * 450^2}{4}\right) * 26,7} = 1,454 \quad (4.8)$$

$\lambda > \lambda_{lim}$, seega on vaja arvestada ka 2. Järku ekstsentrilisusega.

4.1.1 Teist järku ekstsentrilisus

Pikijõu suurust arvestav parandustegur leitakse valemiga:

$$K_r = \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} \quad (4.9)$$

, kus

n – on pikiarmeermistegur (4.8)

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

$$n_u = 1 + \frac{A_s * f_{yd}}{A_c * f_{cd}} \quad (4.10)$$

Valin armatuuriks **10Ø32** ($A_s = 8042,5 \text{ mm}^2$)B500B

$$n_u = 1 + \frac{A_s * f_{yd}}{A_c * f_{cd}} = 1 + \frac{8042,5 * 435}{\left(\frac{\pi * 450^2}{4}\right) * 26,7} = 1,823$$

$$K_r = \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} = \frac{1,823 - 1,454}{1,823 - 0,4} = 0,259 \leq 1$$

Betooni roomet arvestav tegur

$$K_\varphi = 1 + \beta \varphi_{ef} \quad (4.11)$$

, kus

φ_{ef} – tegelik roometegur

β – leitakse valemiga (4.12)

$$\beta = 0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150} = 0,35 + \frac{30}{200} - \frac{19,6}{150} = 0,37 \quad (4.12)$$

Betooni tegeliku roometeguri φ_{ef} võtame võrdseks lõpliku roometeguriga $\varphi(\infty, t_0)$, mille määrame EVS-EN 2.1.1 jooniselt 3.1.

Selle tabeli kasutamiseks vajalik abisuurus h_0 :

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} = 2 * \frac{\left(\frac{\pi * 450^2}{4}\right)}{\pi * 450} = 225 \text{ mm}$$

Võttes betooni vanuseks koormamisel 28 päeva, saame betooni tegeliku roometeguri:

$$\varphi_{ef} = 2,3$$

Betooni roomet arvestav tegur leian valemiga (4.11)

$$K_\varphi = 1 + \beta\varphi_{ef} = 1 + 0,37 * 2,3 = 1,85 \geq 1$$

Posti telje kõverus

$$\frac{1}{r} = K_r * K_\varphi * \frac{1}{r_0} = 0,259 * 1,85 * 0,0122 = 0,0058 \text{ m}^{-1} \quad (4.13)$$

, kus

$$\frac{1}{r_0} = \frac{f_{yd}}{E_s * 0,45 * d} = \frac{435}{2 * 10^5 * 0,45 * 0,396} = 0,0122 \text{ m}^{-1} \quad (4.14)$$

Teist järku ekstsentrilisus

$$e_2 = \frac{l_0^2}{\pi^2} * \frac{1}{r} = \frac{2,21^2}{\pi^2} * 0,0058 = 0,00290 \text{ m} = 2,9 \text{ mm} \quad (4.15)$$

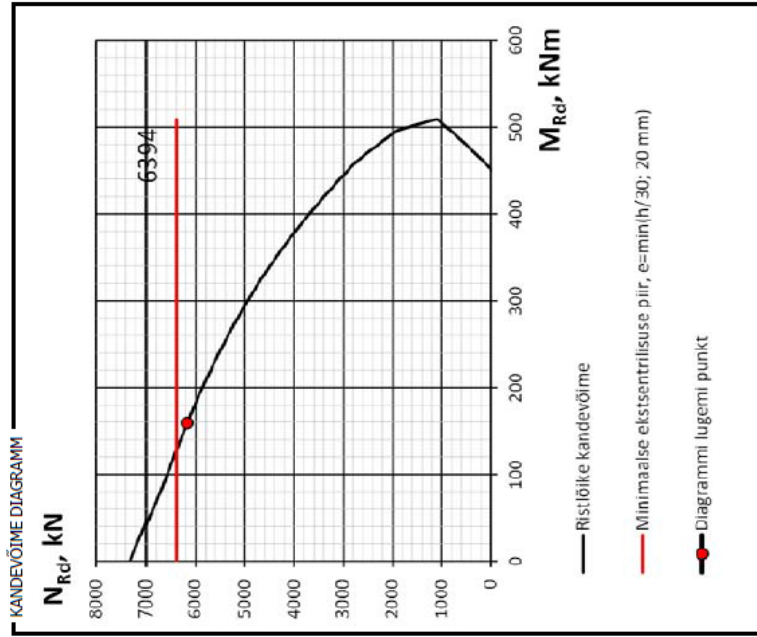
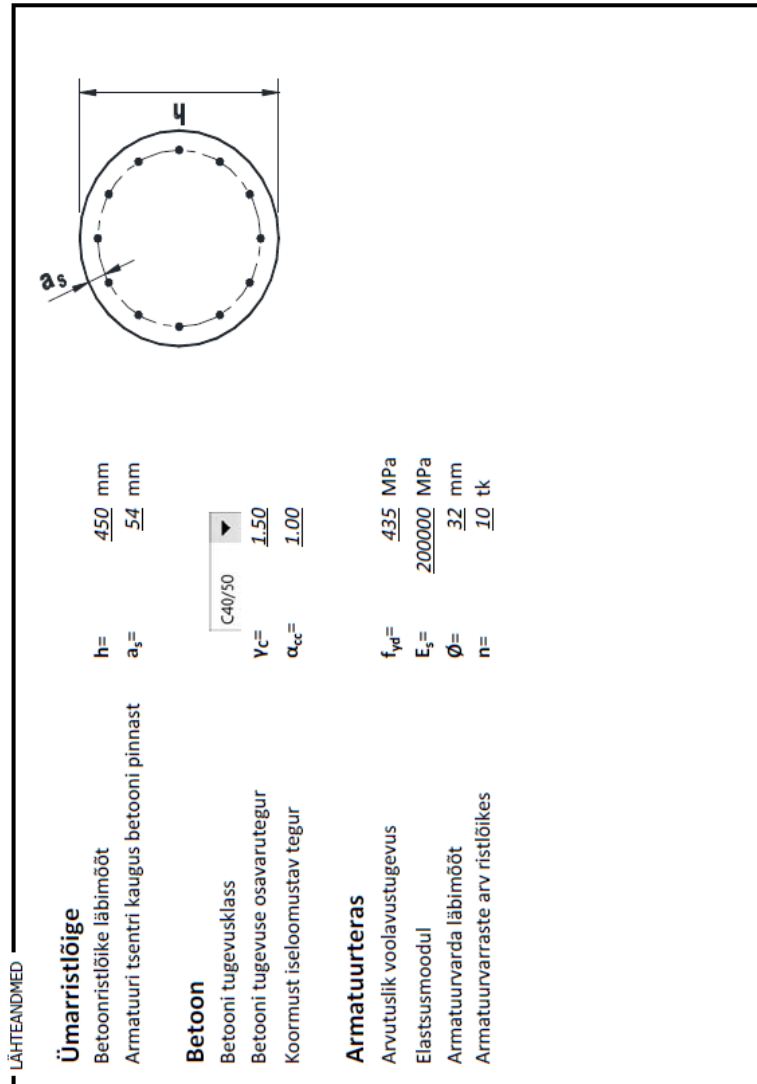
Summaarne ekstsentrilisus ($e_{tot,min} = \min\left\{\frac{h}{30}; 20 \text{ mm}\right\} = \min\{15 \text{ mm}; 20 \text{ mm}\}$):

$$e_{tot} = e_0 + e_i + e_c = 0 + 5,5 + 2,9 = 8,40 \text{ mm}, \quad \rightarrow \text{valin } e_{tot} = 15 \text{ mm}$$

4.2 Posti kandevõime arvutus

Posti kandevõimekontroll teostatakse Vello Otsmaa poolt koostatud ümarristlõike kandevõime N-M diagrammiga. [13] [14]

Ümarristlõike kandevõime N-M diagramm



JUHISED

Enne arvutustabeli kasutamist tutvuge juhendiga failis N-M_Diagrammid_02.pdf. Arvutustabeli kasutamine praktilises projekteerimises eeldab häid erialaseid teadmisi käsitletavas valdkonnas.

435 allajoonitud kaldtekstiga lahtritesse sisesta lähteandmed

DIAGRAMMI LUGEMINE

Survejõud ristlõikes $N_{Rd} = 6174$ kN
 Survejõule vastav paindekandevõime $M_{Rd} = 159$ kNm
 Survetsooni kõrgus $x = 394$ mm

Joonis 4.1 Ümarristlõike kandevõime N-M diagramm [14]

Seega, armatuuriga **10Ø32 B500B** armeeritud ristlõikes minimaalse ekstsentrilisuse $e_{tot} = 15 \text{ mm}$ korral, sellele vastav arvutuslik kandevõime:

$$N_{Rd,max} = 6394 \text{ kN} > N_{Ed} = 6174,3 \text{ kN}$$

4.3 Posti armatuuri konstrueerimine

4.3.1 Pikiarmatuuri konstrueerimine

EVS-EN1992-1-1:2007 Lisa NA.9.5.2 järgi pikiarmatuuri läbimõõt peaks olema vähemalt 8 mm. Pikiarmatuuri kogupindala ei tohiks olla väiksem kui $A_{s,min}$, mille soovitatav väärtus on antud valemiga:

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

Pikiarmatuuri kogupindala ei tohiks olla suurem kui $A_{s,max}$, mille soovitatav väärtus väljaspool ülekattejätkusid on $0,06A_c$. [9]

$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,10 * N_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{0,10 * 6174,3 * 10^3}{435} = 617,4 \text{ mm}^2 \\ 0,002 * A_c = 0,002 * \frac{\pi * 450^2}{4} = 318,1 \text{ mm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_{s,max} = 0,06 * \frac{\pi * 450^2}{4} = 9542,6 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = 617,1 \text{ mm}^2 < A_s = 8042,5 \text{ mm}^2 < A_{s,max} = 9542,6 \text{ mm}^2$$

Arvutusprogrammiga SCIA Engineer 19.1 saadud vajalik armatuuri pindala $A_{s,req} = 10295 \text{ mm}^2$. Antud tulemus ei vasta standardis esitatud nõuetele ning on 22% suurem käsitsi arvutusel kasutatud väärtust.

4.3.2 Põikarmatuuri konstrueerimine

EVS-EN1992-1-1:2007 Lisa NA.9.5.2 järgi põikiarmatuuri läbimõõt peaks olema [9]:

$$\phi_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 6 \text{ mm} \\ \frac{\phi}{4} = \frac{32}{4} = 8 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Põikiarmatuuri samm piki posti ei tohiks olla suurem kui $s_{cl,tmax}$, mille soovitatav väärtus on vähim kolmest järgnevast suurusest:

$$s_{c1,tmax} = \min \begin{cases} 15 * \varnothing = 15 * 32 = 480 \text{ mm} \\ c = 450 \text{ mm} \\ 400 \text{ mm} \end{cases}$$

Põikarmatuur samm tala või plaadi all ja peal:

$$s_{plaat} = 0,6 * s_{c1,tmax} = 0,6 * 400 = 240 \text{ mm}$$

Seega kasutan põikarmatuurina kahelõikelised rangid Ø8 B500B sammuga 400 mm ($a_{sw} = 251 \frac{mm^2}{m}$). Tala või plaadi all ja peal põikarmatuuri samm oleks 240 mm ($a_{sw} = 482 \frac{mm^2}{m}$).

Arvutusprogrammiga saadud põikarmatuuri intensiivsus kogu posti ulatuses on

$$a_{sw} = 314 \frac{mm^2}{m}$$

5. POSTI VUNDAMENDI ARVUTUS

Posti vundamenti arvutus teostatakse posti RBP-C2 jaoks. Vundamendile mõjuv koormus on võrdne postis mõjuva arvutusliku survejõuga $V_{Ed} = N_{Ed,RBP-C2} = 6174,3 \text{ kN}$.

Antud peatükki koostamisel tuginetakse allikatele: [2] [8] [9] [12] [15] [15] [16] [17]

5.1 Pinnase omadused

Pinnase omadused on saadud OÜ REI Geotehnika poolt koostatud ehitusgeoloogilise uuringu aruandest töö numbriga 4429-19/1. Aruanne oli koostatud 2019 aasta mai kuus.

Uuringu raames oli teostatud kokku 14 puurauku. Lõputöös arvatava hoone jaoks sobib puurauk PA 8. [2]

G	Kaevandi nr			PA 8		Koordinaadid x = 6 585 396 y = 541 240	Pinnaseveetase (sügavus / abs.kõrgus, m)	
	Maapinna absoluutkõrgus, m			26,50			1,35	Kuupäev 15.05.2019
Strat. Indeks	Kiht, m			Tähis	Kihid	Pinnasekirjeldus		
	sügavus	abs.kõrg.	paksus					
t _v	0,40	26,10	0,40	T T T T	2	Täitepinnas: muld, lubjakivitükid		
	1,20	25,30	0,80	T T T T		Täitepinnas: mölline peenliiv, lubjakivitükid, tihenenud		
	2,00	24,50	0,80	T T T T		Täitepinnas: lubjakivitükid peenliiva ja mulla vahetäitega, tihenenud		
	2,00+				6	Lubjakivi		

Joonis 5.1 Pinnasekihid puuraugu PA 8 kohal [2]

5.1.1 Väljavõtte ehitusgeoloogilistest tingimustest

"Ehitusgeoloogilised tingimused pool-soklikorrusega kortermajade rajamiseks on rahuldavad.

Hooned on võimalik rajada madalvundamendile, toetades taldmikumud lubjakivile (kihile 6). Pindmised kihid 1...5 on soovitatav taldmiku alt eemaldada.

Lubjakivile hoonete rajamisel ulatuvad need mõningal määral pinnaseveetasemest allapoole. Soovitatav on veetaset vähemalt ehituse ajal alandada, looduslikud eeldused selleks küll puuduvad, kasutada saaks linna sadeveekanaliseerimist.

Arvestada tuleks, et täite- ja keskliiva (kihid 3 ja 4) on väga heade filtratsiooniliste omadustega." [2]

5.1.2 Väljavõte geotehniliste näitajate normväärtuste peatükist

"Pinnaste geotehniliste näitajate normväärtused (tabel 1) EVS järgi on saadud laboritulemustest ning nende korellatsioonidest, samuti kogemuslikult.

Täitepinnase (kihtide 1...3) filtratsioonimoodul on hinnanguline, kuna pinnas on heterogeense koostisega. Kiht 3 puhul on arvestatud kiht 4 lähedase väärtusega. Keskliiva (kiht 4) filtratsioonimoodul on saadud nn Leedu liivpinnaste korellatsioonidest lõimisenäitajate d_{10} ja d_{60} kaudu.

Laboris määratud üheteljeline survetugevus on lubjakivikärnidel $R_f=66...68$ MPa (tugev). Puurimisel oli kärni väljatulekuprotsent ligi 100. EVS-EN 1997-1:2006 lisa G järgi võiks antud olukorras pinnase üheteljeliseks survetugevuseks $q_u=50$ MPa. Juhul kui lubjakivilasundi pealispind ehituse käigus lahti kaevatakse, tuleks vaadelda pragusid lubjakivilasundis ning viia sisse parandused EVS-EN 1997-1:2006 joonis G.1 järgi arvutusliku survetugevuse saamiseks." [2]

Tabel 5.1 Pinnase geotehniliste näitajate normväärtused [2]

Kihid nr	Pinnas	Mahukaal	Kaljupinnase (kärni) üheteljeline	Üheteljeline surve	Filtratsiooni-moodul	Kaevetööde kategooriate positsioon SNIP IV-2-82 tabel 1 järgi
		γ	R_f	q_u	k	
		kN/m ³	MPa	MPa	m/d	
1	Täitepinnas: kivid	17,5				24a
2	Täitepinnas: ebaühtlane	17,0				24a/9b
3	Täitepinnas: liiv	17,5				27b
4	Keskliiv	20,0				27a
5	Kivimoreen	23,0				10и
6	Lubjakivi	27,0	66	50	0,1..50*	15b

*sõltub lõhede olemasolust

5.2 Vundamendi talla mõõtmete määramine

Antud hoone puhul on tegemist tugeva kaljupinnasega mille puhul ei määrata pinnase sisehõõrdenurka ega nidusust. Talla mõõtmete määramisel tuleb lähtuda pinnase üheteljelisest survetugevusest. [15]

Kontrollin, et survepinge talla all oleks väiksem pinnase üheteljelisest survetugevusest.

$$\sigma = \frac{V_d}{A} \leq \frac{q_u}{\gamma_{R,v}} \quad (5.1)$$

, kus $q_u = 50 \text{ MPa}$ – pinnasele lubatud üheteljeline survepinge

$\gamma_{R,v} = 1,5$ – jaotusvundamendi kandevõime osavarutegur

$V_d = V_{Ed} + d_k * A * \gamma_k * \gamma_D$ – koormus koos pinnase omakaaluga

A – talla pindala

$d_k = 1 \text{ m}$ – talla keskmine süvis

$\gamma_k = 27 - 9,81 = 17,19 \text{ kN/m}^3$ - vundamendi ja selle tallale jääva pinnase keskmine mahukaal

Valin vundamendi mõõtmeteks $1,5 \times 1,5 \text{ m}$ ($A=2,25 \text{ m}^2$).

Täpsustan koormuse

$$V_d = 6174,3 + 1 * 2,25 * 17,19 * 1,2 = 6220,7 \text{ kN}$$

Survepinge talla all

$$\sigma = \frac{6220 * 10^3}{2,25 * 10^6} = 2,76 \text{ MPa} \leq \frac{50}{1,5} = 33,3 \text{ MPa}$$

5.2.1 Vundamendi talla kõrguse määramine

läbisurumisarvutusest

Vundamendi kõrguse määratakse eeldusel, et vundamendis ei ole põikjõu vastuvõtmiseks põikarmatuuri.

Postvundamendil tuleks läbisurumiskandevõime määrata erinevatel kontrollperimeetritel, mis jäävad posti servast kaugusele kuni 2d. [9] [12] [16]

Täidetud peab olema tingimus, et kontrollperimeetri ühikpikkusel mõjuv arvutuslik nihkepinge peab olema väiksem arvutuslikust nihkekandevõimest:

$$V_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{u * d} < V_{Rd} \quad (5.2)$$

, kus

u – kontrollperimeetri pikkus

d – vundamendi kasuskõrgus

$V_{Ed,red}$ - kontrollperimeetril rakenduv jõud

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed} \quad (5.3)$$

V_{Ed} - on postilt vundamendile mõjuv jõud;

ΔV_{Ed} - on seespool vaadeldavat kontrollperimeetrit mõjub üldine ülespoole suunatud jõud, s.o. pinnase rõhk miinus vundamendi omakaal [9]

Arvutusliku läbisurumiskandevõime [MPa] võib arvutada valemiga:

$$v_{Rd} = C_{Rd,c} * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{\frac{1}{3}} * \frac{2 * d}{a} \geq v_{min} * \frac{2 * d}{a} \quad (5.4)$$

, kus

a - on vaadeldava kontrollperimeetri kaugus posti servast

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$$

$$\rho_1 = \sqrt{\rho_{1z} + \rho_{1y}} \leq 0,02 \text{ - on pikiarmeermistegur}$$

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

$$v_{min} = 0,035 * k^{\frac{3}{2}} * f_{ck}^{\frac{1}{2}}$$

Pinge vundamenditalla all postilt vundamendile mõjuvast koormusest:

$$\sigma = \frac{6220 * 10^3}{2,25 * 10^6} = 2,76 \text{ MPa} = 2760 \text{ kPa}$$

Valin vundamendi esialgseks kogukõrguseks h=730 mm ja kasuskõrguseks

$$d_1 = 730 - 30 - 10 - \frac{20}{2} = 680 \text{ mm}$$

Kontrollin vundamenti läbisurumise suhtes posti servast kaugusel a=2,0d kuni a=0,1d

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{680}} = 1,54 \leq 2,0$$

Pikiarmeerimisetegur

$$\rho_1 = \rho_{1y} = \frac{A_s}{s * d} = \frac{314}{200 * 680} = 0,002 < 0,02$$

Tabel 5.2 Vundamendi läbisurumisarvutus

a/d	a	u	A	V _{Ed,red}	V _{Ed}	V _{min}	V _{Rd,c}
	mm	m	m ²	kN	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
0,1	69,7	1,85	0,27	5474,4	4,37	7,34	7,77
0,2	139,4	2,29	0,42	5088,2	3,30	3,67	3,88
0,3	209,1	2,72	0,59	4621,6	2,52	2,45	2,59
0,4	278,8	3,16	0,79	4074,8	1,92	1,84	1,94
0,5	348,5	3,60	1,03	3447,6	1,43	1,47	1,55
0,6	418,2	4,03	1,29	2740,1	1,01	1,22	1,29
0,7	487,9	4,47	1,59	1952,3	0,65	1,05	1,11

5.3 Vundamendi paindearmatuuri arvutus

Vundamendi vajalikku paindearmatuuri leian lähtudes paindemomendist posti külje kohal asuvas vertikaallõikes:

$$M_{Ed,I} = B * \frac{a^2}{2} * \sigma = 1,5 * \frac{0,525^2}{2} * 2760 = 570,5 \text{ kNm}$$

, kus a – vundamendi ääre kaugus vundamendile poetuvast postist

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} * b_1 * d_1^2} = \frac{570,5 * 10^6}{20 * 1500 * 680^2} = 0,0391 < \mu_c = 0,372$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0,0394} = 0,0399 < \omega_c = 0,493$$

$$A_{s,req} = \frac{\omega * f_{cd} * b_1 * d_1}{f_{yd}} = \frac{0,0399 * 20 * 1500 * 680}{435} = 1917,8 \text{ mm}^2$$

Valin armatuuriks 7Ø20 B500B, mille

$$A_{s,proof} = 7 * \frac{\pi * 20^2}{4} = 2199,1 \text{ mm}^2$$

5.3.1 Vundamendi armatuuri ankurdus

Arvutus tugineb allikatele: [9] [16]

Ankurdatav tõmbejõud leitakse valemiga

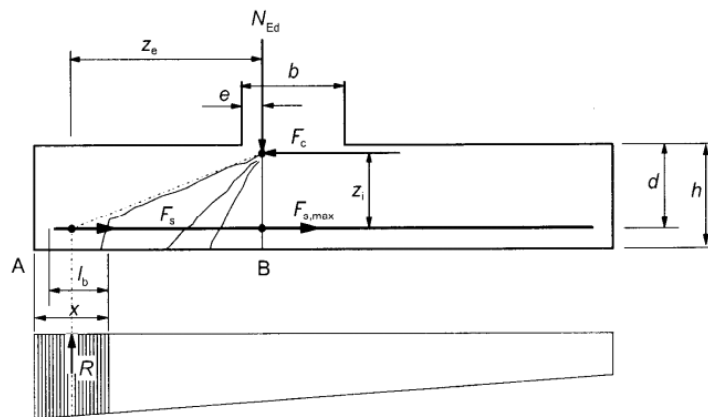
$$F_s = R * \frac{z_e}{z_i} \quad (5.5)$$

, kus

R - on pinnasesurve resultant lõigul x

z_e - n välisjõudude õlg, so R ja vertikaaljõu N_{Ed} vahekaugus

z_i - on sisejõudude õlg, so armatuuri ja horisontaaljõu F_c vahekaugus



Joonis 5.2 Kaldpragused arvestav arvutuskeem tõmbejõu määramiseks [9]

,kus

N_{Ed} - on vertikaaljõud, mis võrdub lõigete A ja B vahelise üldise pinnasesurvega

F_c - on maksimaalsele tõmbejõule $F_{s,max}$ vastav survejõud

Armatuuris arvutusliku koormuse poolt tekitatav pinge:

$$\sigma_{sd} = \frac{M_{Ed}}{\zeta * d_1 * A_{s,proov}} = \frac{570,5 * 10^6}{0,98 * 680 * 2199,1} = 383,7 \text{ MPa} \quad (5.6)$$

, kus

$$\zeta = 1 - \frac{\omega}{2} = 1 - \frac{0,0399}{2} = 0,98$$

Betooni ja armatuuri vaheline nakketugevus $f_{bd} = 3,0 \text{ MPa}$ [8]

Nõutav baasankurduspikkus

$$l_{b,req} = \frac{\emptyset}{4} * \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = \frac{20}{4} * \frac{383,7}{3} = 639,5 \text{ mm}$$

Varda 1mm pikkuse kohta vardalt betoonile kantav arvutuslik ankurdusjõud:

$$F_{bd,1} = \frac{\sigma_{sd} * A_{s,prov}}{l_{b,req}} = \frac{383,7 * 2199,1}{639,5} = 1319,5 \frac{N}{mm} \quad (5.7)$$

200 mm sammuga varraste arv 1m laiuses ribas

$$n = \frac{1000}{s} = \frac{1000}{200} = 5$$

Leian paindearmatuuris vundamendi äärest kaugusel $x=x_{min}$ mõjuva jõu:

$$x_{min} = \frac{d_1}{2} = \frac{680}{2} = 340 \text{ mm} \quad (5.8)$$

$$R = x_{min} * \sigma = 0,340 * 2760 = 938,4 \text{ kN} \quad (5.9)$$

$$z_e = 0,15 * d_1 + \left(a - \frac{x_{min}}{2}\right) = 0,15 * 680 + \left(525 - \frac{340}{2}\right) = 457 \text{ mm} \quad (5.10)$$

$$F_s = R * \frac{z_e}{z_i} = 938,4 * \frac{457}{0,9 * 680} = 702,3 \text{ kN} \quad (5.11)$$

$$F_{bd} = l_{b,prov} * n * F_{bd,1} = (370 - 35) * 5 * 1319,5 = 2210,2 \text{ kN} > 702,3 \text{ kN} \quad (5.12)$$

Ankurdus on piisav.

KOKKUVÕTE

Käesoleva lõputöö eesmärgiks oli teostada ühe maa-aluse ja seitsme maapealse korrustega hoone tugevusarvutused ning võrrelda käsitsi arvutatud tulemusi arvutusprogrammi väärtustega.

Lõputöö esimeses osas kirjeldati töös kasutatud koormuskombinatsioone, leiti hoonele mõjuvad alalised ja muutuvad koormused, sh tuule- ja lumekoormused.

Esimese korruse põrandaplaati projekteerimisel seoti plaat seda kandvate taladega, lubades plaadile vertikaalsed siirded. Plaadi paindearmatuuri dimensioneerimisel kasutati plaadi avas ja tugeudel arvutiprogrammiga leitud paindemomente. Käsitsi arvutatud ja arvutusprogrammiga leitud vajalike armatuuride pindalade erinevus oli 2,5 kuni 22,0%. Plaati läbisurumisarvutus teostati postide RBP-B2 ja RBP-B5 juures, mille tulemusel eelnimetatud postide juures lisati plaadile kapiteelid kõrgusega 100 mm ning laiusel 300 mm. Pragudekindluse kontrollil selgus, et põrandaplaati pragu ei teki. Plaadi läbipainet kontrolliti vahemikus piiratud telgedega "1" ja "2" ning "C" ja "D", kus suurim läbipaine väärtus oli 1,62 mm. Arvutusprogrammi tulemus samas kohas oli 5,3 mm; mille väärtust mõjutasid ka talade läbipained. Väärtuste täpsem võrdlus on võimalik peale talade kasutuspiiriseisundi arvutuste teostamist, mida käesoleva lõputöö mahus ei teostatud.

Esimese korruse kandvad talad projekteeriti ribiplaatriistolõikena. Armatuuri dimensioneerimist kirjeldati tala RBT-05 näitel. Tulemusi samuti võrreldati arvutusprogrammi väärtustega. Paindearmatuuri väärtused erinesid avadel 2,2 kuni 27,5% ning tugeudel 0,5 kuni 12,4%. Erandiks oli paindearmatuuri nõutava koguse väärtus tala kolmandas avas, mida tulemusi ei saadi võrrelda tugevuse järgi arvutatuga. Vajalikku põikarmatuuri intensiivsuse vahe oli kuni 2,5 kordne. Antud erinevust põhjustavad nii arvutusprogrammiga kasutatud minimaalne põikarmatuuri intensiivsus kui ka programmi omadus kasutada maksimaalset põikjõuväärtust vahetult toel arvestamata toe laiust ja tala arvutuskõrgust.

Projekteeriti ka hoone raskemini koormatud post RBP-C2. Posti ristlõike määrati vastavalt arhitektursele eelprojektile, kus kasutati ümarat posti läbimõõduga 450 mm. [1] Post projekteeriti nagu tsentriliselt surutud element, mille puhul puudub esimest järku ekstsentrilisus, kuid arvestati teist järku ekstsentrilisusega. Arvutusprogrammiga saadud pikiarmatuuri vajalik pindala oli 22% suurem arvutustes kasutatud pindalast, ning ei vastanud ka standardis esitatud nõuetele [9]. Rangide projekteerimisel ei arvesta programm rangide minimaalset sammu tala või plaadi peal ja all.

Posti RBP-C2 vundamendi projekteerimisel määrati vundamendi taldmiku suurus lähtudes pinnase üheteljelist survetugevusest. Vundamendi talla mõõtmeks saadi 1500x1500 mm². Talla kõrguse määrati läbisurumisarvutusest.

Käesoleva lõputöö tulemustest tuleneb, et arvutusprogrammi võimalus pakkuda vajalikku armatuuri koguse on sobiv viis käsitsi arvutatud väärtuste korrektsuste hindamiseks. Kuigi nendesse väärtustesse tuleb suhtuda kriitiliselt, kuna alati ei pruugi need väärtused olla vastavuses konkreetse olukorraga kui ka standartide eeskirjadega.

SUMMARY

The objective of this thesis was to perform a structural analysis of a seven-level building with one underground level and compare manual calculations with the outputs of a computer program.

The first section described the load combinations used along with wind and snow loads that act upon the building.

The first level's floor slab was designed to be connected with its bearing beams, allowing slab vertical displacements. For calculating the amount of reinforcement required, the largest of the observed bending moments were used. The difference between manual and software-assisted calculation results was between 2,5 and 22,0%. Slab punching shear calculations were done to the column RBP-B2 and to the column RBP-B5. As a result, caps with a height of 100 mm and length of 300 mm were added. A crack control performed afterwards showed that the possibility of floor cracks appearing was avoided. Control of vertical displacements was performed in range limited by grids "1", "2", "C" and "D", where the largest vertical displacement was 1,62 mm. The computer program's output for the same region was 5,3 mm, which was also affected by the beam's vertical displacement. A more detailed comparison can be done after calculating the beams' serviceability limit state. However, that wasn't in the scope of the current thesis.

The first level's load-bearing beams were designed as rib sections. Reinforcement calculations were described using beam RBT-05 as an example. The result was also compared with the computer program's output. For openings, the result differences varied between 2,2 and 27,5%. Whereas for supports, the result differences varied between 0,5 and 12,4%. The exclusion to this was the required reinforcement area in the beam's third opening, the difference of the results was not compared, due to program result inaccuracy. The results of manual and program-based calculations of required shear reinforcement area differed by up to 2,5 times. This kind of difference was caused by the program's built-in minimal shear reinforcement area and preference towards using the maximum shear force at the support, not considering the supports' length and the beam's effective depth.

In addition, the more heavily loaded column RBP-C2 was also designed. The column's cross-section was specified according to the architectural pre-project, where a round column with a 450mm diameter was used. [1] The column was designed as an axially center-loaded element. In this case there is no first-order eccentricity. Only the second-order eccentricity was considered. The required longitudinal reinforcement area calculated by the program was 22% larger than the one used in manual calculations.

Moreover, the program's required reinforcement area did not adhere to the standard's requirements [9]. As for shear reinforcement design, the program did not consider the minimal step of shear reinforcement upon and below slab or beam.

When designing the foundation for column RBP-C2, the footing size was chosen based on the one-dimensional pressure acting upon the underlying soil. The resulting foundation beam dimensions are 1500x1500 mm². The beam's height was chosen based on the slab punching calculations.

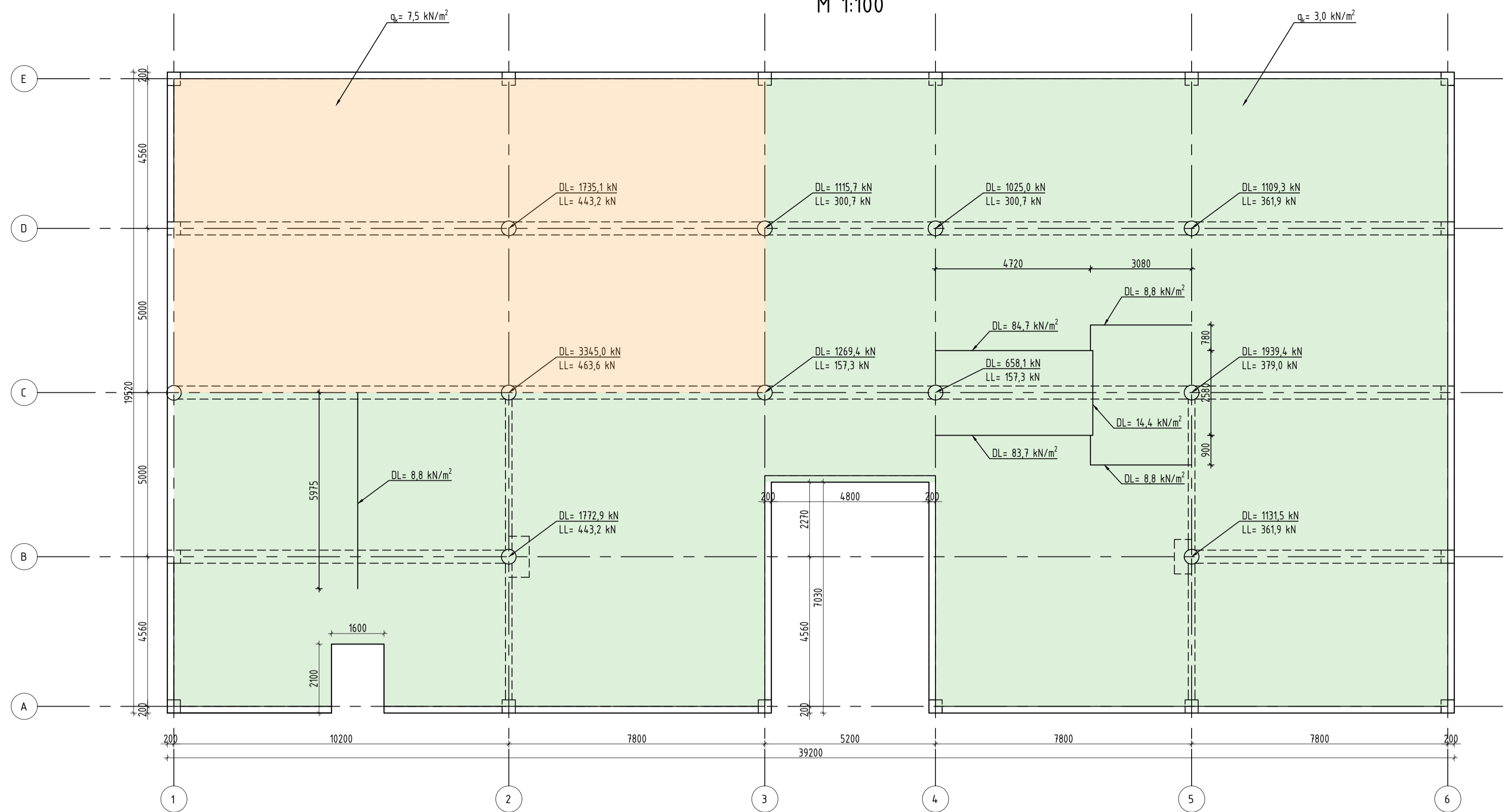
Based on the results of this thesis, it can be said that leveraging a computer program's ability to suggest the amount of reinforcement to use can be a suitable method to gauge the correctness of manual calculations. However, the program's output should be viewed critically since the values may not necessarily be correct for any given case. More importantly, they may not always adhere to the required standards.

KASUTATUD KIRJANDUS

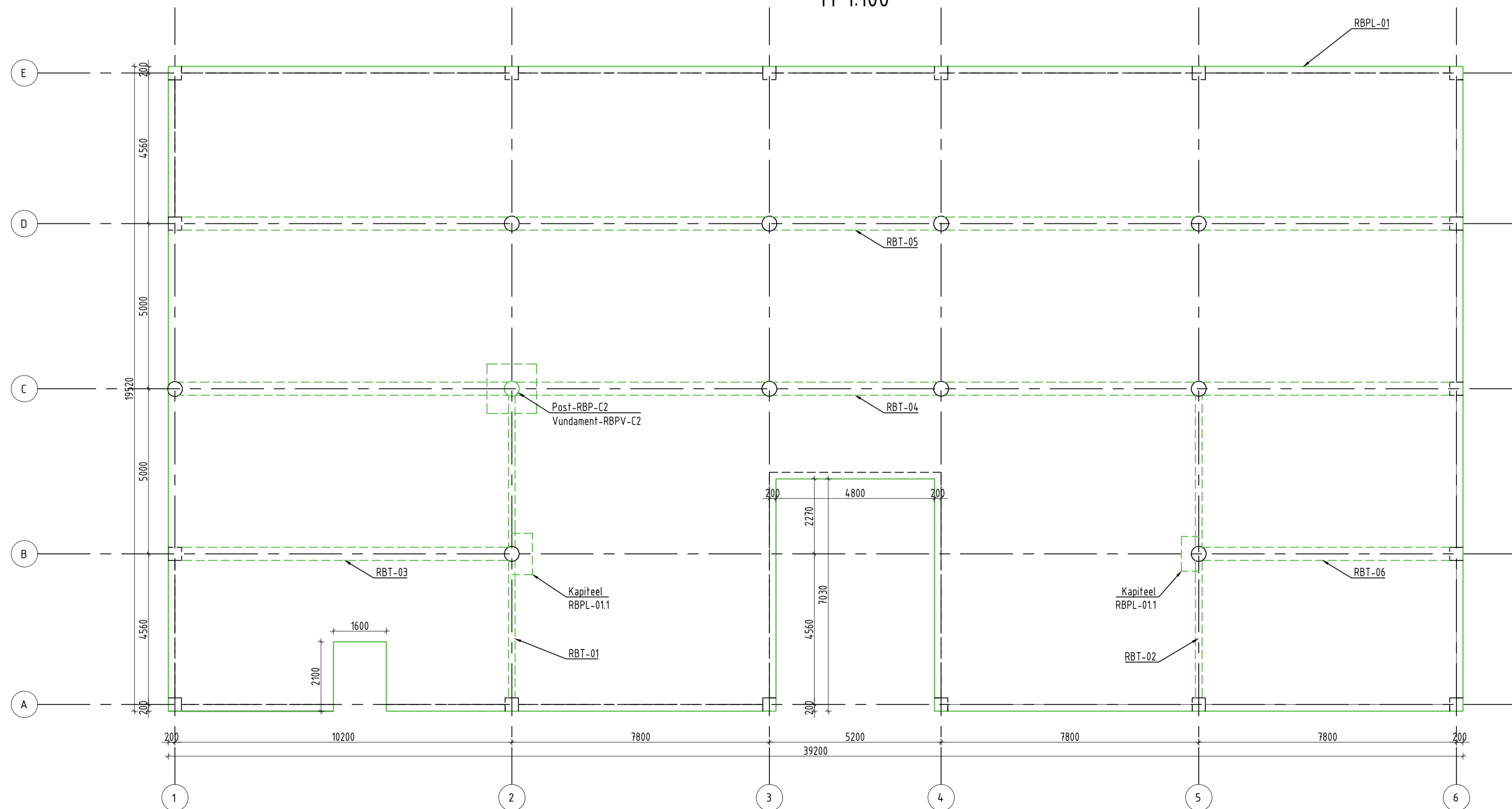
- [1] OÜ Allianss Arhitektid, *Eelprojekti seletuskiri, arhitektuuri osa. Töö nr. 181512*, 2019.
- [2] R. Enni, OÜ REI Geotehnika, *Korterelamud. Tallinn Kristiine linnaosa. Rivi tn 6 // Sammu tn 5 // Sõjakooli tn 14 // 16 // Talli tn 2 // 4. Ehitusgeoloogilise uuringu aruanne*, Tallinn, 2019.
- [3] SCIA Engineer, „Topic Training. Finite Element Method,“ Nemetschek, 2019. [Võrgumaterjal]. Available: [https://downloads.scia.net/support/sciaengineer/manuals/15/fem/\[eng\]topic%20training%20-%20fem_15.1.106.pdf](https://downloads.scia.net/support/sciaengineer/manuals/15/fem/[eng]topic%20training%20-%20fem_15.1.106.pdf).
- [4] SCIA Engineer, „Advanced Concept Training Reinforced concrete (EN 1992) –1D members,“ Nemetschek Group, 2014. [Võrgumaterjal]. Available: http://masesoft.com/uploads/3/5/4/3/35434736/_engadvanced_concept_training_-_1d_concrete_members__en_1992.pdf.
- [5] Eesti standardikeskus, *EVS-EN 1991-1-1:2002+NA:2002 Eurokoodeks 1: Ehituskonstruksioonide koormused. Osa 1-1: Üldkoormused. Mahukaalud, omakaalud, hoonete kasuskoormused*.
- [6] Eesti standardikeskus, *EVS-EN 1991-1-4:2005+NA:2007 Eurokoodeks 1: Ehituskonstruksioonide koormused. Osa 1-4: Üldkoormused. Tuulekoormus*.
- [7] Eesti standardikeskus, *EVS-EN 1991-1-3:2006+A1:2016+NA:2016 Eurokoodeks 1: Ehituskonstruksioonide koormused Osa 1-3: Üldkoormused. Lumekoormus*.
- [8] J. Rohusaar, R. Mägi, T. Masso, I. Talvik, V. Jaaniso, V. Otsmaa, V. Voltri, K. Loorits, T. Peipmann, O. Pukk, K. Öiger, E. Just, A. Just ja V. Hartšuk, *Ehituskonstruktoriga käsiraamat*, Tallinn: Ehitame kirjastus, 2014.
- [9] Eesti standardikeskus, *EVS-EN 1992-1-1:2005+A1:2015+NA:2015 Eurokoodeks 2: Betoonkonstruktsioonide projekteerimine. Osa 1-1: Üldreegliid ja reegliid hoonetele*.
- [10] V. Otsmaa, *Betoonkonstruktsioonide arvutamine*, Tallinn: Tallinna Tehnikaülikooli Kirjastus, 2014.
- [11] V. Otsmaa ja J. Pello, „(Raud)betoonkonstruktsioonide üldkursus II,“ 2016. [Võrgumaterjal]. Available: https://ttu.ee/public/e/ehitusteaduskond/Instituudid/Ehitiste_projekteerimise_instituut/Oppematerjalid/Betoonkonstruktsioonid/Betoonkonstruktsioonid_II/Kasutuspiiriseisundid-2016.pdf.
- [12] V. Otsmaa ja J. Pello, „(Raud)betoonkonstruktsioonide üldkursus I,“ 2016. [Võrgumaterjal]. Available: https://www.ttu.ee/public/e/ehitusteaduskond/Instituudid/Ehitiste_projekteerimise_instituut/Oppematerjalid/Betoonkonstruktsioonid/Betoonkonstruktsioonid_I/Raubbetoon_I_1.pdf.

- [13] V. Otsmaa, „Normaalõike kandevõime diagrammid,“ Tallinna Tehnikaülikool, Eesti Betooniühing., 2014. [Võrgumaterjal]. Available: https://www.betoon.org/wp-content/uploads/2014/05/N-M_Diagrammid_02.pdf.
- [14] V. Otsmaa, *Ümarristlõike kandevõime N-M diagramm (RB_Ymar_02.xlsx)*, Tallinna Tehnikaülikool, Eesti Betooniühing., 2014.
- [15] V. Jaaniso, *Madalvundamendi arvutus*, Tallinn: Ehitame kirjastus, 2014.
- [16] J. Pello, „Vundamendid - projekt. Näide,“ [Võrgumaterjal]. Available: http://staff.ttu.ee/~aldur/Vundamendi_projekt/Naide.pdf.
- [17] Eesti standardikeskus, *EVS-EN 1997-1:2005+A1:2013+NA:2014 Eurokoodeks 7: Geotehniline projekteerimine. Osa 1: Üldeeskirjad*.
- [18] Maa-ameti Geoportaal, *Kaardirakendused, „Maainfo (X-GIS 2),“* 2020. [Võrgumaterjal]. Available: <https://xgis.maaamet.ee/xgis2/page/app/maainfo>.

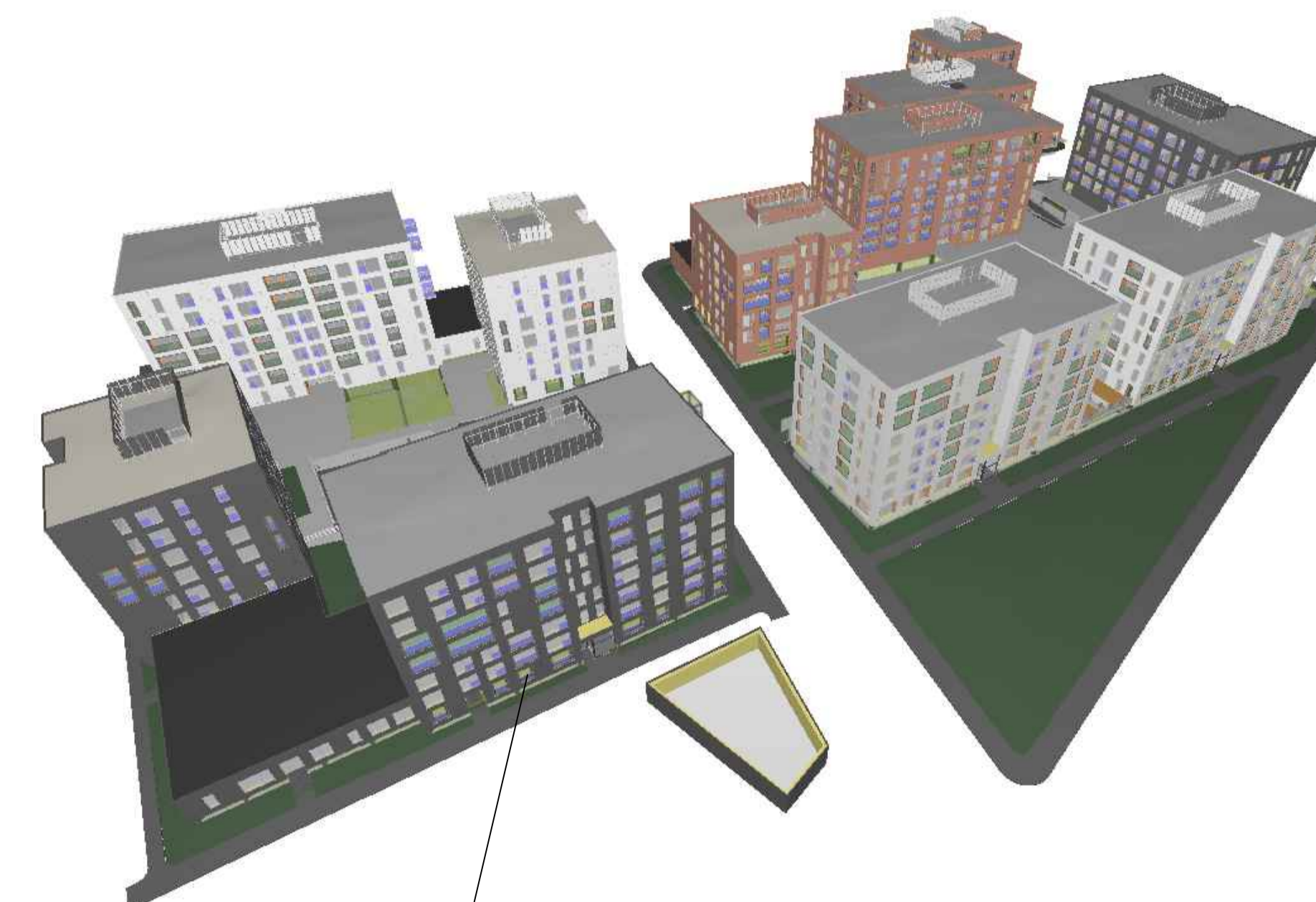
HOONE PLAAN KOORMUSTEGA
M 1:100



LÕPUTÖÖ RAAMES PROJEKTEERITAVATE KONSTRUKTSIOONIDE SKHEEM
M 1:100



HOONETE KOMPLEKSI 3D SKHEEM



LÕPUTÖÖ RAAMES KÄSITLETAV HOONE

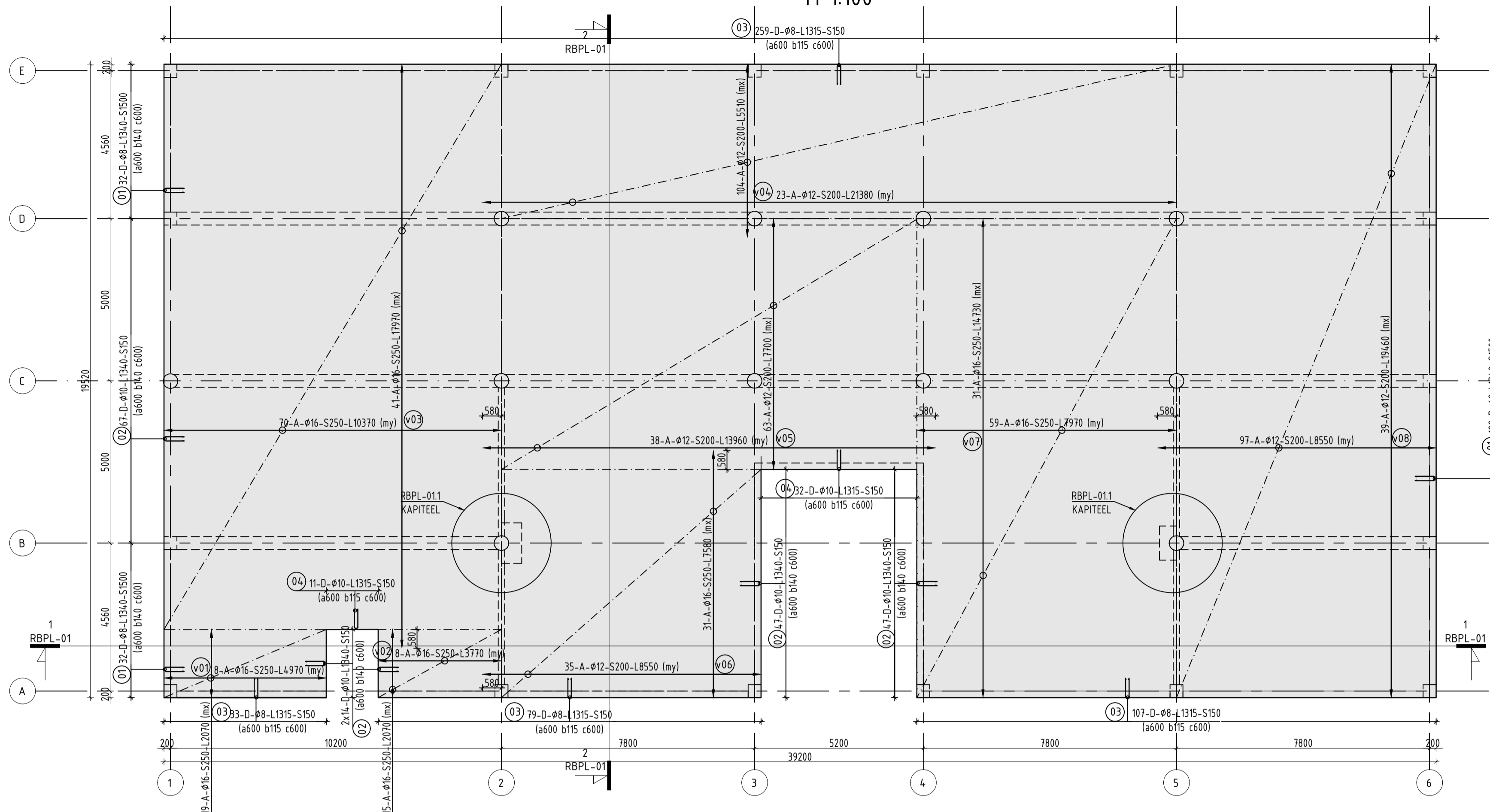
- LEGEND:
- bürooruumid ($q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$)
 - laopinnad ($q_k = 7,5 \text{ kN/m}^2$)
 - lõputöö raames projekteeritav konstruktsioon

- MÄRKUSED JA TOLETANTSID:
1. ±0.000= abs. 26.65 m
 2. Betoon: C30/37, keskkonnaklass XC3, $c_{nom}=30 \text{ mm}$
 3. Armaatuuri klass B500B

TTÜ INSENERITEADUSKOND <small>Projektant</small> Sofia Fukson <small>Juhendaja</small> Johannes Pello	Magistritöö	1/6
	Hoone plaan ja koormused	
Ehituse ja arhitektuuri instituut	Seitsmekorruselise elamu betoonist kandekonstruktsioonide analüüs	

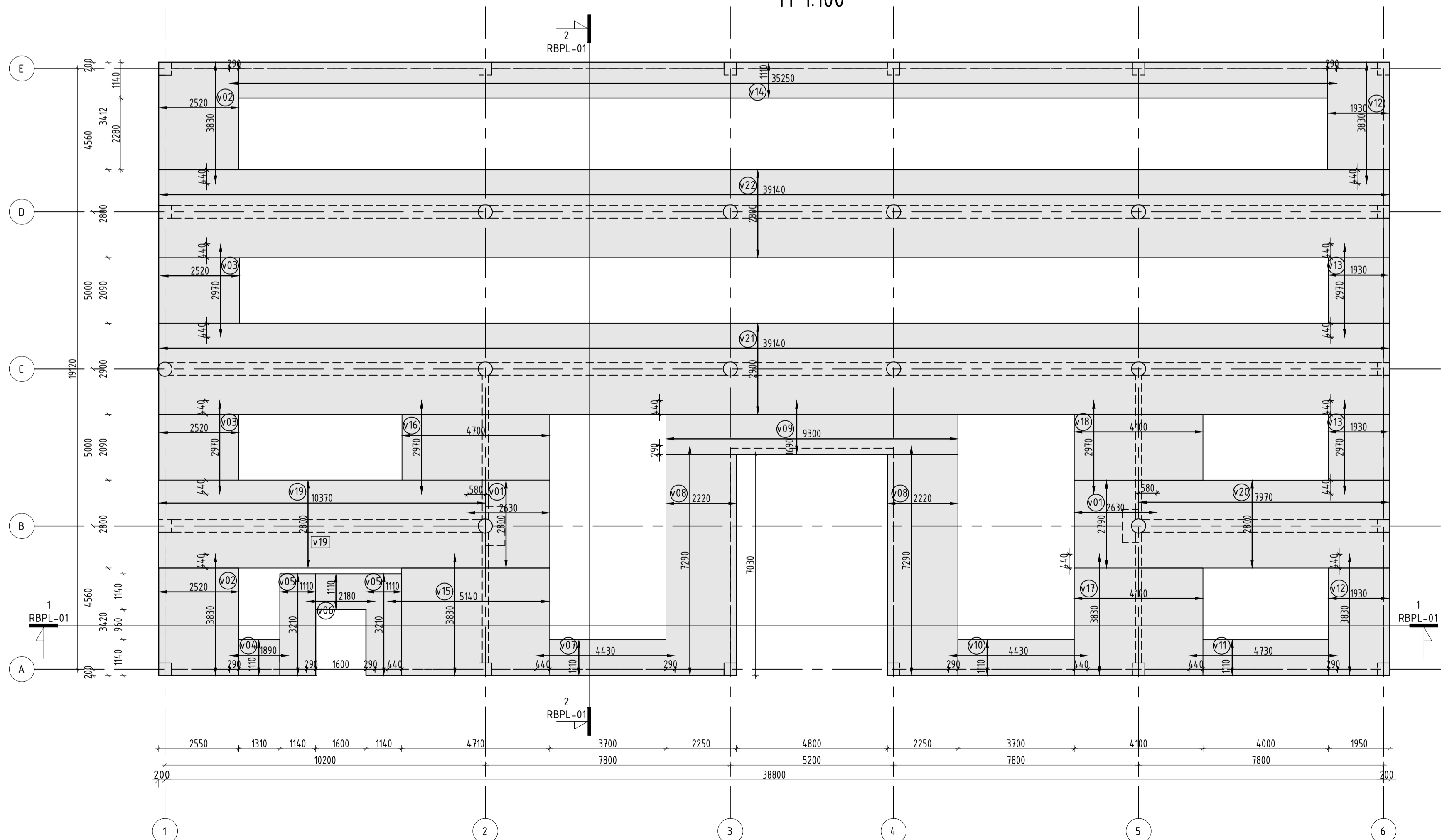
1. KORRUSE PÕRANDA PLAADI ALUMISE PINNA ARMEERING

M 1:100



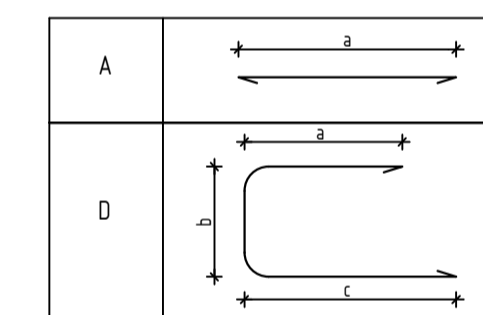
1. KORRUSE PÕRANDA PLAADI ÜLEMISE PINNA ARMEERING

M 1:100

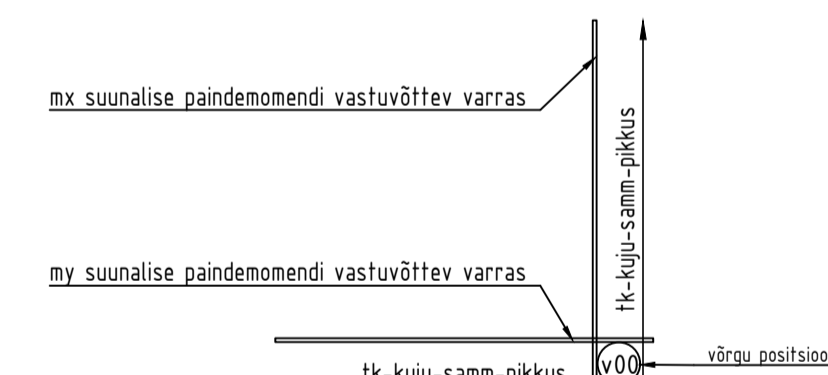


1. korruse põranda plaadi alumise pinna arm. võrkude loetelu			
v01	v02	v03	v04
8-A-φ16-S250-L4970 (my)	8-A-φ16-S250-L3770 (my)	70-A-φ16-S250-L10370 (my)	23-A-φ12-S200-L21380 (my)
19-A-φ16-S250-L10370 (my)	15-A-φ16-S250-L2070 (my)	41-A-φ16-S250-L17970 (my)	10-A-φ12-S200-L15510 (my)
v05	v06	v07	v08
38-A-φ12-S200-L13960 (my)	35-A-φ12-S200-L8550 (my)	59-A-φ16-S250-L17970 (my)	97-A-φ12-S200-L8550 (my)
63-A-φ12-S200-L1770 (my)	31-A-φ16-S250-L14730 (my)	31-A-φ16-S250-L14730 (my)	39-A-φ12-S200-L19460 (my)
1. korruse põranda plaadi ülemise pinna arm. võrkude loetelu			
v01	v02	v03	v04
29-A-φ16-S100-L2630 (my)	15-A-φ8-S250-L2520 (my)	10-A-φ8-S250-L2520 (my)	6-A-φ8-S250-L1890 (my)
72-A-φ12-S200-L2800 (my)	72-A-φ8-S250-L3830 (my)	72-A-φ8-S250-L2970 (my)	7-A-φ8-S250-L1100 (my)
v05	v06	v07	v08
14-A-φ8-S250-L1110 (my)	6-A-φ8-S250-L2180 (my)	6-A-φ8-S250-L4430 (my)	30-A-φ8-S250-L2220 (my)
6-A-φ8-S250-L1110 (my)	6-A-φ8-S250-L1110 (my)	16-A-φ8-S250-L1110 (my)	10-A-φ8-S250-L1290 (my)
v09	v10	v11	v12
7-A-φ8-S250-L1930 (my)	6-A-φ8-S250-L4430 (my)	6-A-φ8-S250-L4730 (my)	15-A-φ8-S250-L1930 (my)
39-A-φ8-S250-L1690 (my)	16-A-φ8-S250-L1110 (my)	18-A-φ8-S250-L1110 (my)	9-A-φ8-S250-L1380 (my)
v13	v14	v15	v16
10-A-φ8-S250-L1930 (my)	6-A-φ8-S250-L35250 (my)	18-A-φ12-S200-L5140 (my)	12-A-φ12-S200-L4700 (my)
9-A-φ8-S250-L12970 (my)	14-A-φ8-S250-L1110 (my)	25-A-φ12-S200-L3830 (my)	25-A-φ12-S200-L2970 (my)
v17	v18	v19	v20
18-A-φ12-S200-L4100 (my)	12-A-φ12-S200-L4100 (my)	20-A-φ16-S150-L10370 (my)	20-A-φ16-S150-L1970 (my)
22-A-φ12-S200-L3830 (my)	22-A-φ12-S200-L2970 (my)	51-A-φ12-S200-L2800 (my)	42-A-φ12-S200-L2800 (my)
v21	v22		
21-A-φ16-S150-L39140 (my)	20-A-φ16-S150-L39140 (my)		
197-A-φ12-S200-L2900 (my)	51-A-φ12-S200-L2800 (my)		

VARRASTE PAINUTUSTUÜBID:



ARMATUURI VÕRKUDE TÄHISTUSE SELGITUS:



LEGEND:

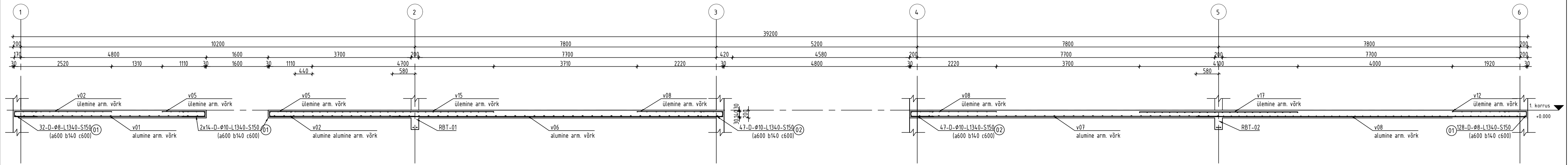
v01 - armatuurvõrk ja võrgu positsiooni number

MÄRKUSED JA TOLETANTSID:

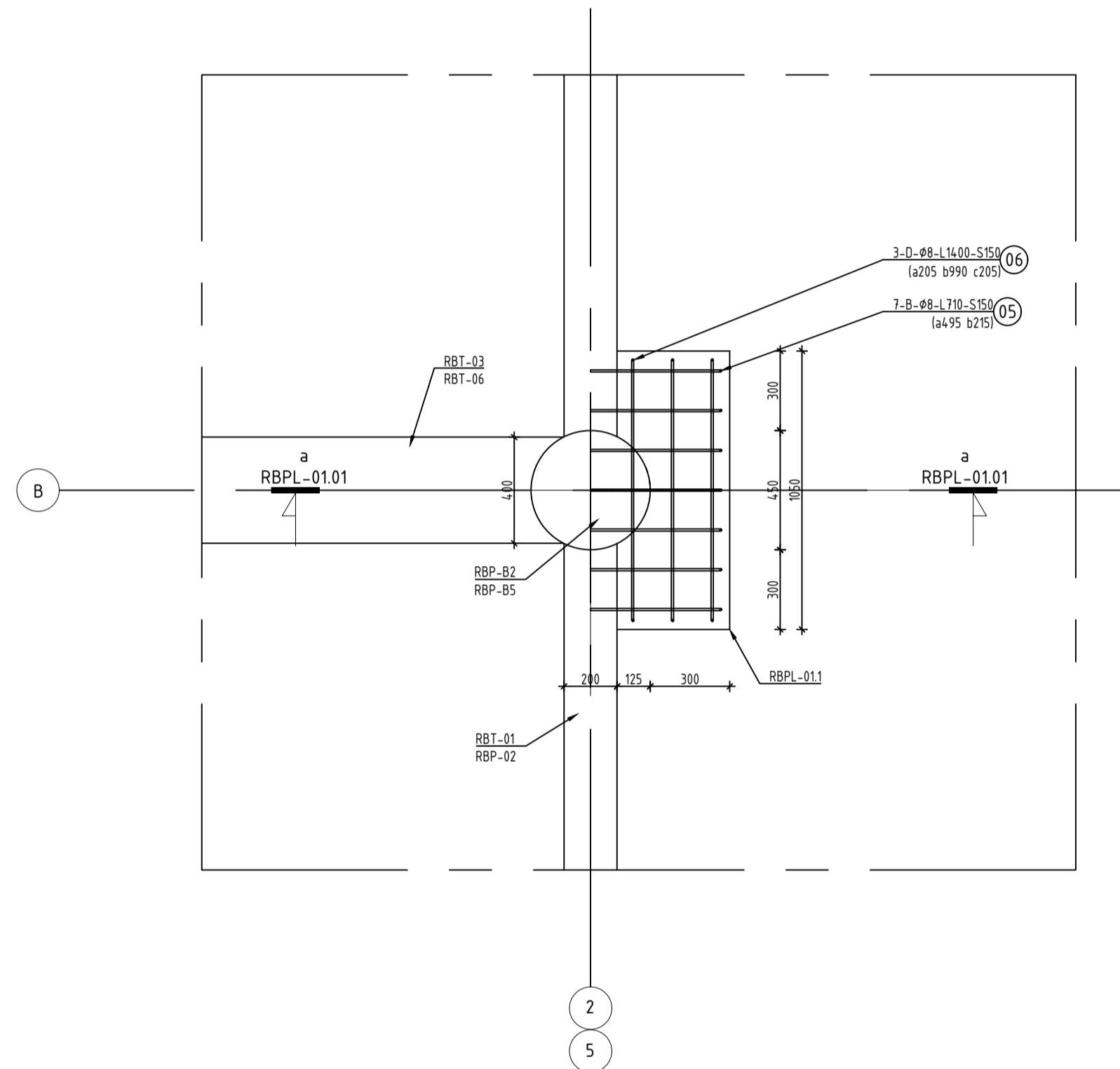
- ±0.000= abs. 26.65 m
- Betoon: C30/37, keskkonnaklass XC3, c_{nom}=30 mm
- Armatuuri klass B500B
- Sarruste jätkupikkused, kui joonisel ei ole näidatud teisiti:
 - φ8 - 290 mm
 - φ12 - 435 mm
 - φ16 - 580 mm
- Ühes lõikes võib jätkata kuni 30% varrastest
- Suundade tähistus:
 - suund my
 - suund mx

- RBPL-01 lõiked ja spetsifikatsioonid on esitatud joonisel 3/7

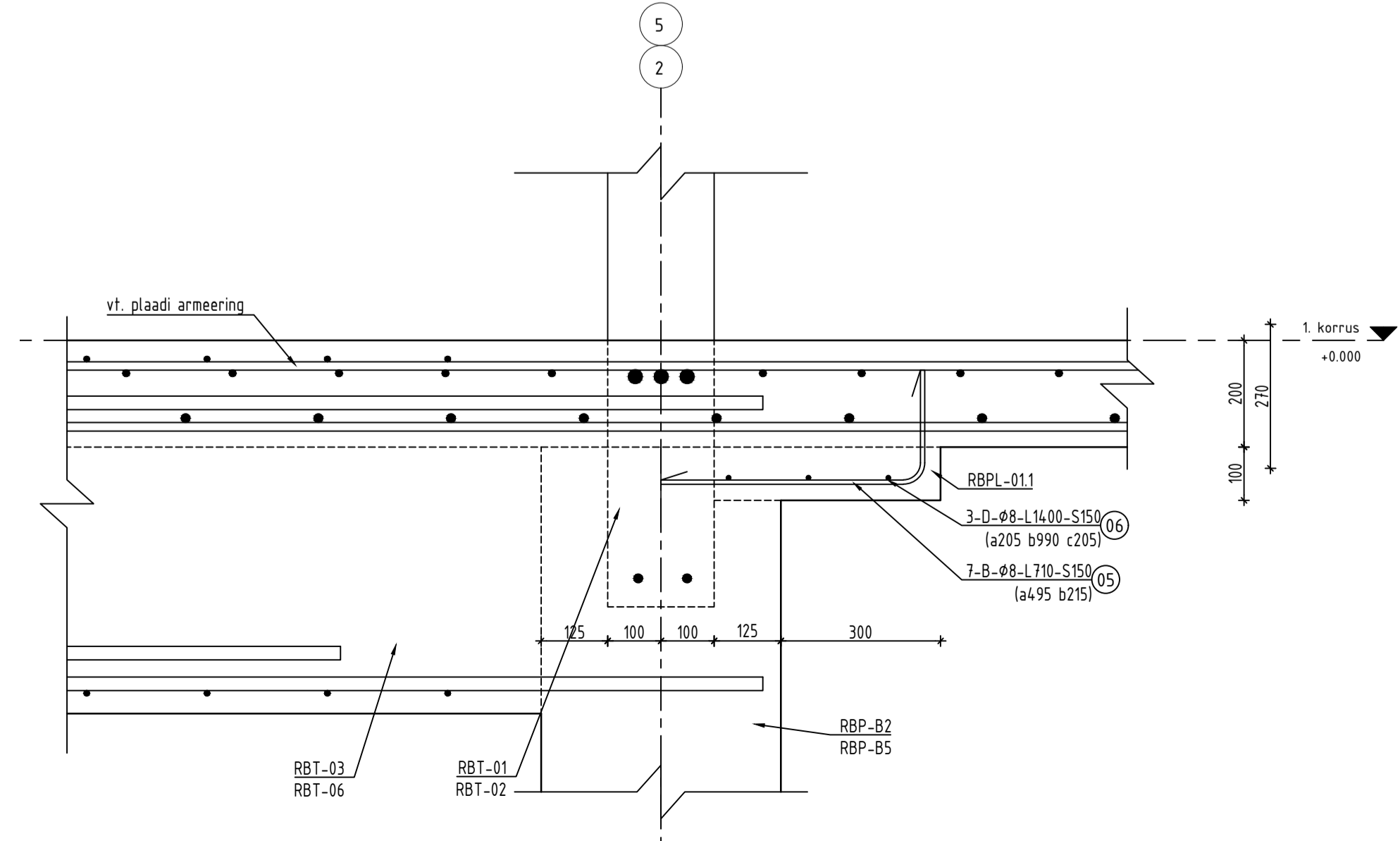
1. KORRUSE PÕRANDA PLAADI LÕIGE 1-1
M 1:50



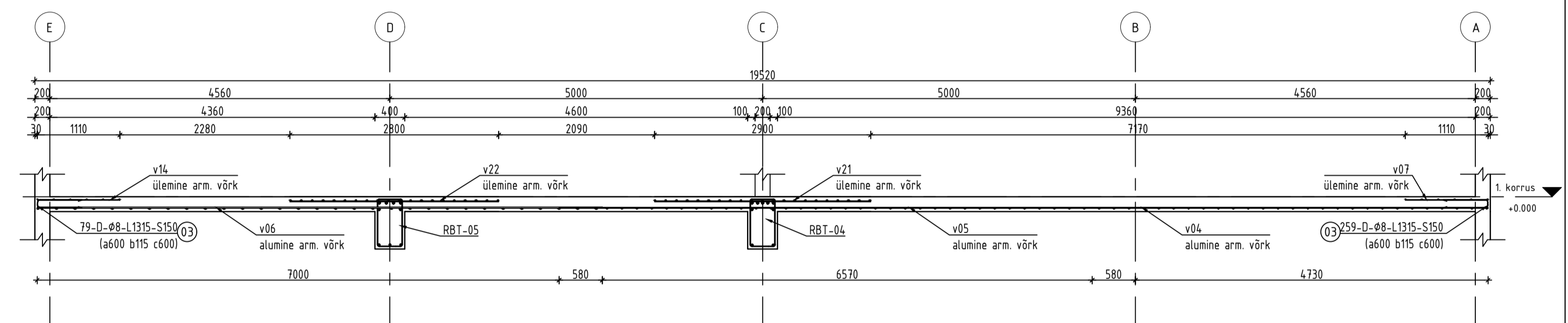
SÕLM RBPL-01.1
M 1:20



RBPL-01.1 LÕIGE a-a
M 1:10



1. KORRUSE PÕRANDA PLAADI LÕIGE 2-2
M 1:50



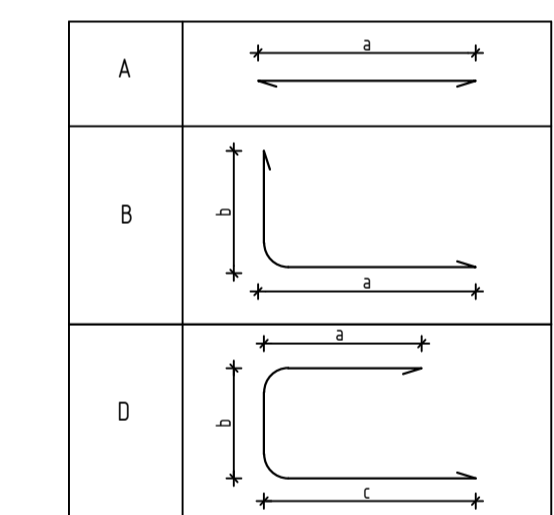
Positsioon	Keskkonnaklass	Pindala, m ²	Maht, m ³	Kaal, kg
RBPL-01	XC3	728 m ²	14,562 m ³	364,039,98 kg
RBPL-01.1	XC3	0,45 m ²	0,04 m ³	111,56 kg

Positsioon	Arv, tk	Arm. võrk	Armatuuri klass	Kaal, kg
v01	1	19-A-Ø16-S250-L2070 (mx) / 8-A-Ø16-S250-L4970 (my)	B500B	14,621 kg
v02	1	15-A-Ø16-S250-L2070 (mx) / 8-A-Ø16-S250-L3770 (my)	B500B	114,79 kg
v03	1	41-A-Ø16-S250-L17970 (mx) / 70-A-Ø16-S250-L10370 (my)	B500B	2313,26 kg
v04	1	104-A-Ø12-S200-L5510 (mx) / 23-A-Ø12-S200-L21380 (my)	B500B	901,86 kg
v05	1	63-A-Ø12-S200-L7700 (mx) / 38-A-Ø12-S200-L13960 (my)	B500B	899,20 kg
v06	1	31-A-Ø16-S250-L14730 (mx) / 35-A-Ø12-S200-L8550 (my)	B500B	615,01 kg
v07	1	31-A-Ø16-S250-L14730 (mx) / 59-A-Ø16-S250-L7970 (my)	B500B	1506,25 kg
v08	1	39-A-Ø12-S200-L19460 (mx) / 97-A-Ø12-S200-L8550 (my)	B500B	1411,91 kg

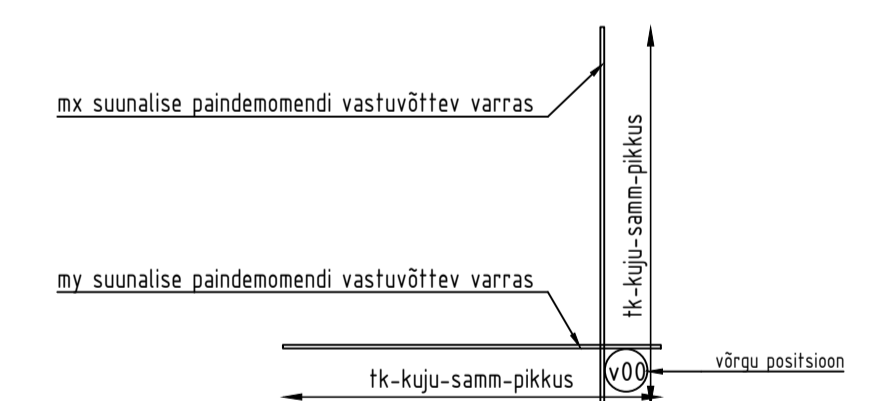
Positsioon	Arv, tk	Arm. võrk	Armatuuri klass	Kaal, kg
v01	2	12-A-Ø12-S200-L2800 (mx) / 29-A-Ø16-S100-L2630 (my)	B500B	122,49 kg
v02	2	12-A-Ø8-S250-L3830 (mx) / 15-A-Ø8-S250-L2520 (my)	B500B	30,96 kg
v03	2	12-A-Ø8-S250-L2970 (mx) / 15-A-Ø8-S250-L2520 (my)	B500B	19,95 kg
v04	1	7-A-Ø8-S250-L1110 (mx) / 6-A-Ø8-S250-L1890 (my)	B500B	6,17 kg
v05	2	6-A-Ø8-S250-L3210 (mx) / 14-A-Ø8-S250-L1110 (my)	B500B	13,80 kg
v06	1	8-A-Ø8-S250-L1110 (mx) / 6-A-Ø8-S250-L2180 (my)	B500B	7,39 kg
v07	1	16-A-Ø8-S250-L1110 (mx) / 6-A-Ø8-S250-L4430 (my)	B500B	15,79 kg
v08	2	10-A-Ø8-S250-L7290 (mx) / 30-A-Ø8-S250-L2220 (my)	B500B	53,02 kg
v09	1	39-A-Ø8-S250-L1690 (mx) / 7-A-Ø8-S250-L9300 (my)	B500B	41,26 kg
v10	1	16-A-Ø8-S250-L1110 (mx) / 6-A-Ø8-S250-L4430 (my)	B500B	15,77 kg
v11	1	18-A-Ø8-S250-L1110 (mx) / 6-A-Ø8-S250-L4730 (my)	B500B	16,91 kg
v12	2	9-A-Ø8-S250-L3830 (mx) / 15-A-Ø8-S250-L1930 (my)	B500B	23,58 kg
v13	2	9-A-Ø8-S250-L2970 (mx) / 10-A-Ø8-S250-L1930 (my)	B500B	15,03 kg
v14	1	14-A-Ø8-S250-L1110 (mx) / 6-A-Ø8-S250-L35250 (my)	B500B	14,341 kg
v15	1	25-A-Ø12-S200-L3830 (mx) / 18-A-Ø12-S200-L5140 (my)	B500B	150,36 kg
v16	1	25-A-Ø12-S200-L2970 (mx) / 12-A-Ø12-S200-L4700(my)	B500B	96,47 kg
v17	1	22-A-Ø12-S200-L3830 (mx) / 18-A-Ø12-S200-L4100 (my)	B500B	131,77 kg
v18	1	22-A-Ø12-S200-L2970 (mx) / 12-A-Ø12-S200-L4100 (my)	B500B	84,69 kg
v19	1	54-A-Ø12-S200-L2800 (mx) / 20-A-Ø16-S150-L10370 (my)	B500B	455,98 kg
v20	1	42-A-Ø12-S200-L2800 (mx) / 20-A-Ø16-S150-L7970 (my)	B500B	350,94 kg
v21	1	197-A-Ø12-S200-L2900 (mx) / 21-A-Ø16-S150-L7970 (my)	B500B	1789,32 kg
v22	1	54-A-Ø12-S200-L2800 (mx) / 20-A-Ø16-S150-L39140 (my)	B500B	1709,84 kg

Element	Pos	Varda läbimõõt, mm	Varda pikkus, mm	Kogus, tk	Kaal, kg	Kuju	a	b	c	d	e
RBPL-01	01	8 mm	1340 mm	192	101,52 kg	D	600 mm	140 mm	600 mm	0 mm	0 mm
RBPL-01	02	10 mm	1340 mm	189	156,14 kg	D	600 mm	140 mm	600 mm	0 mm	0 mm
RBPL-01	03	8 mm	1315 mm	487	252,69 kg	D	600 mm	115 mm	600 mm	0 mm	0 mm
RBPL-01	04	10 mm	1315 mm	43	34,86 kg	D	600 mm	115 mm	600 mm	0 mm	0 mm
RBPL-01.1	05	8 mm	710 mm	14	3,92 kg	B	495 mm	215 mm	0 mm	0 mm	0 mm
RBPL-01.1	06	8 mm	1400 mm	6	3,31 kg	D	205 mm	990 mm	205 mm	0 mm	0 mm

VARRASTE PAINUTUSTÜÜBID:



ARMATUURI VÕRKUDE TÄHISTUSE SELGITUS:

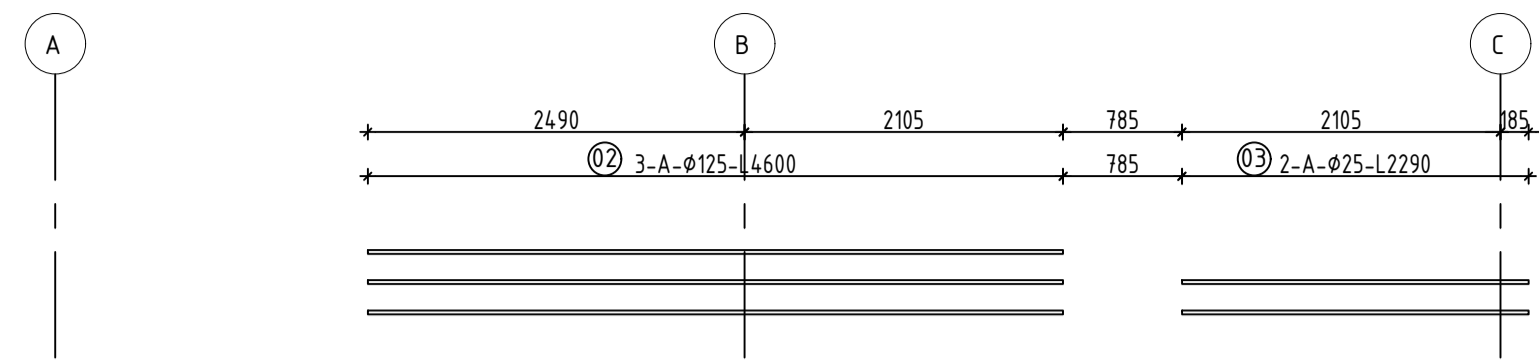


MÄRKUSED JA TOLETANTSID:

- s0.000= abs. 26,65 m
- Betoon: C30/37, keskkonnaklass XC3, C_{min}=30 mm
- Armatuuri klass B500B
- Sarruste jätkupikkused, kui joonisel ei ole näidatud teisiti:
Ø8 - 290 mm
Ø12 - 435 mm
Ø16 - 580 mm
- Ühes lõikes võib jätkata kuni 30% varrastest
- Suundade tähistus:
suund my
suund mx
- RBPL-01 plaanid ja armatuurivõrkude loetelu on esitatud joonisel 2/7

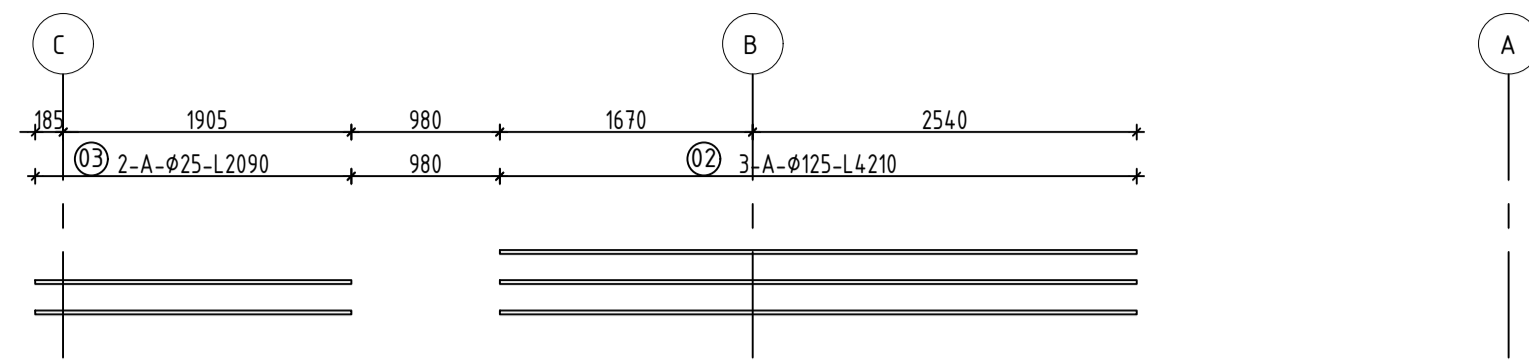
TALA RBT-01 ARMEERIMINE ÜLEMISES PINNAS

M 1:50



TALA RBT-02 ARMEERIMINE ÜLEMISES PINNAS

M 1:50



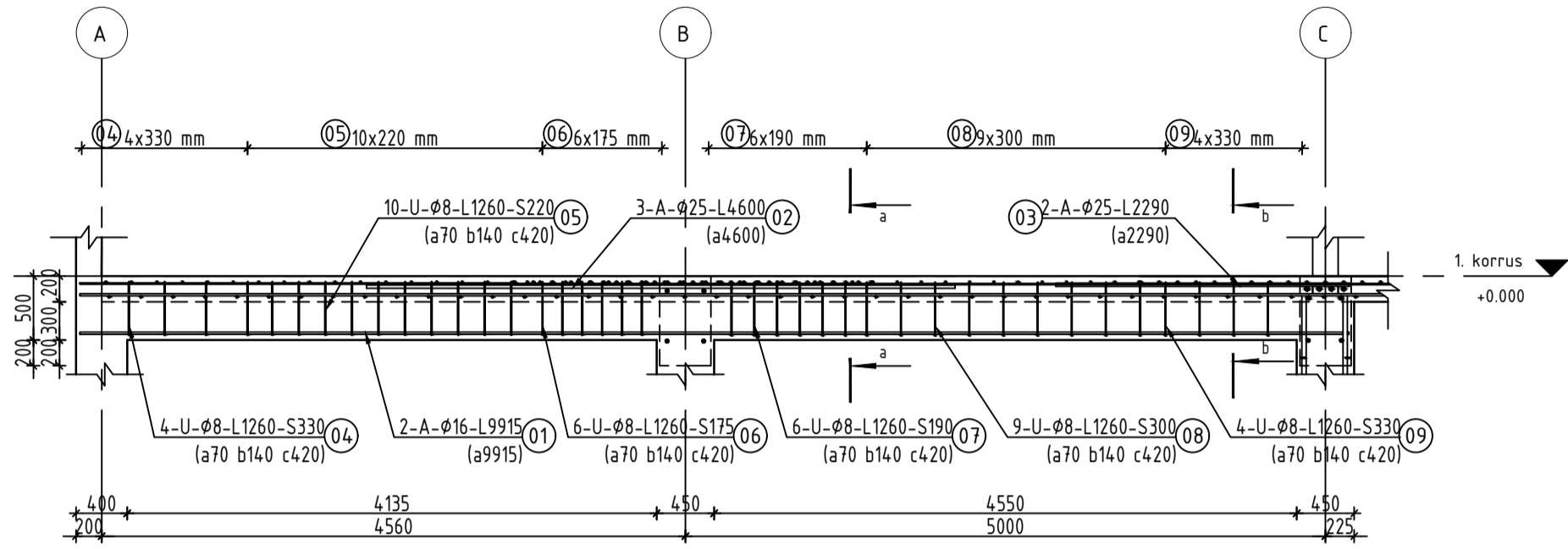
TALA RBT-03 ARMEERIMINE ÜLEMISES PINNAS

M 1:50



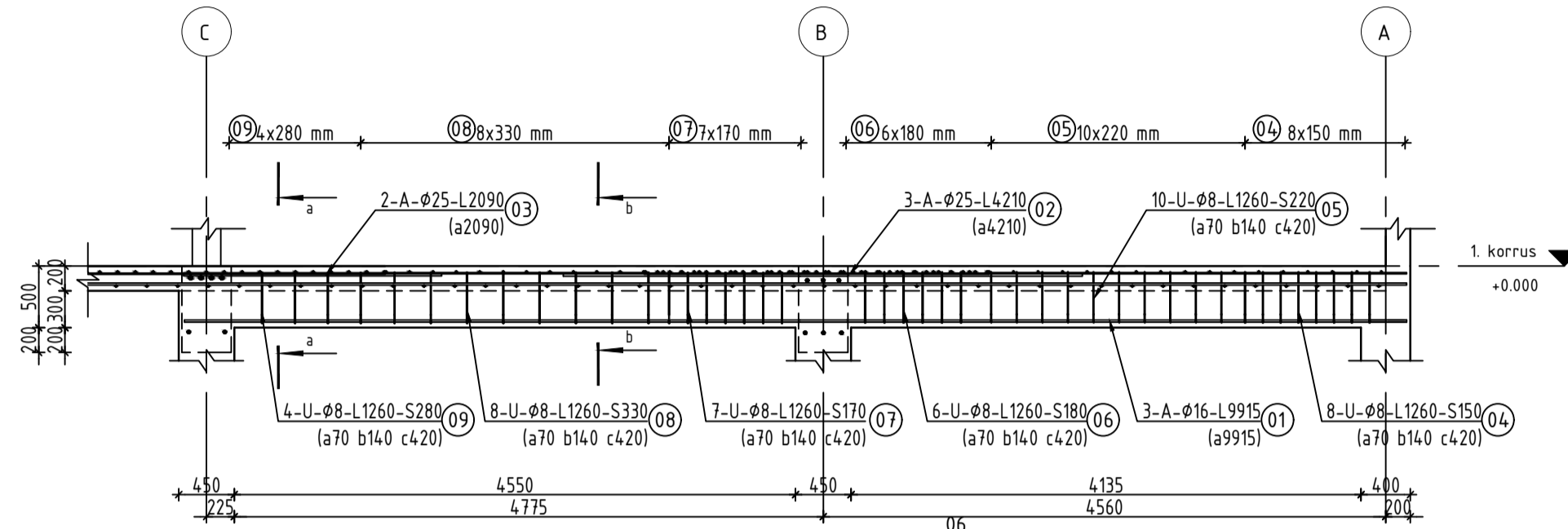
TALA RBT-01 ARMEERIMINE

M 1:50



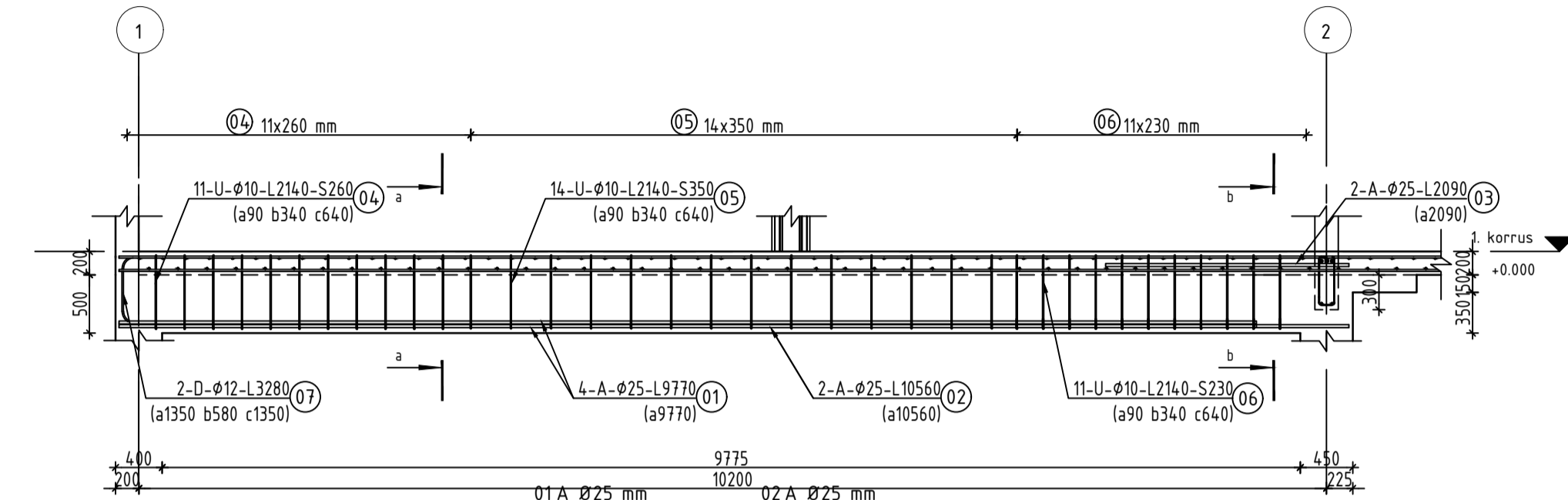
TALA RBT-02 ARMEERIMINE

M 1:50



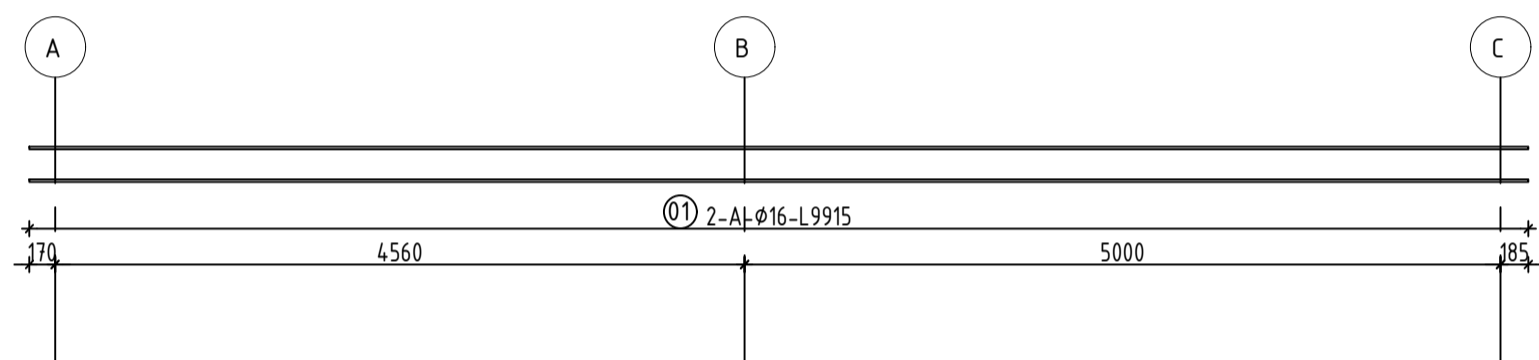
TALA RBT-03 ARMEERIMINE

M 1:50



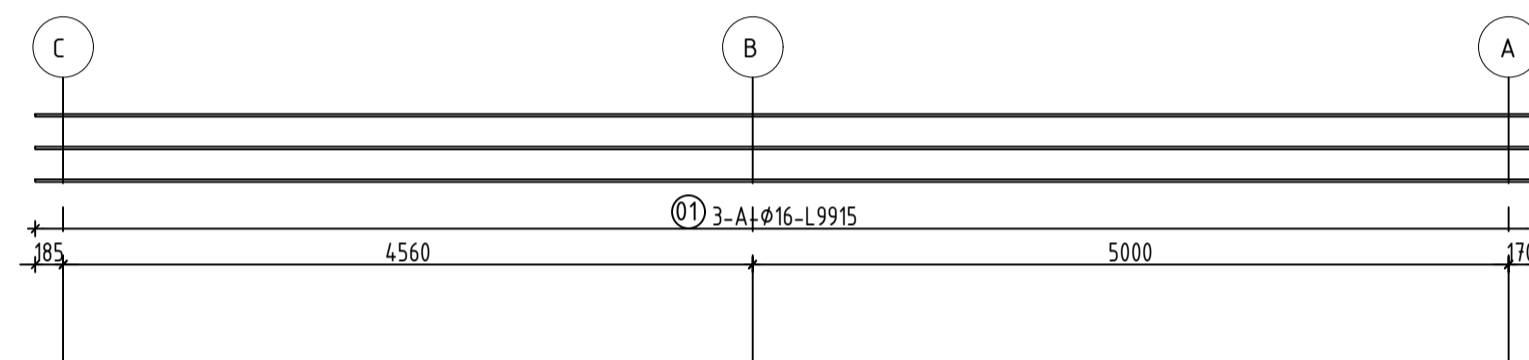
TALA RBT-01 ARMEERIMINE ALUMISES PINNAS

M 1:50



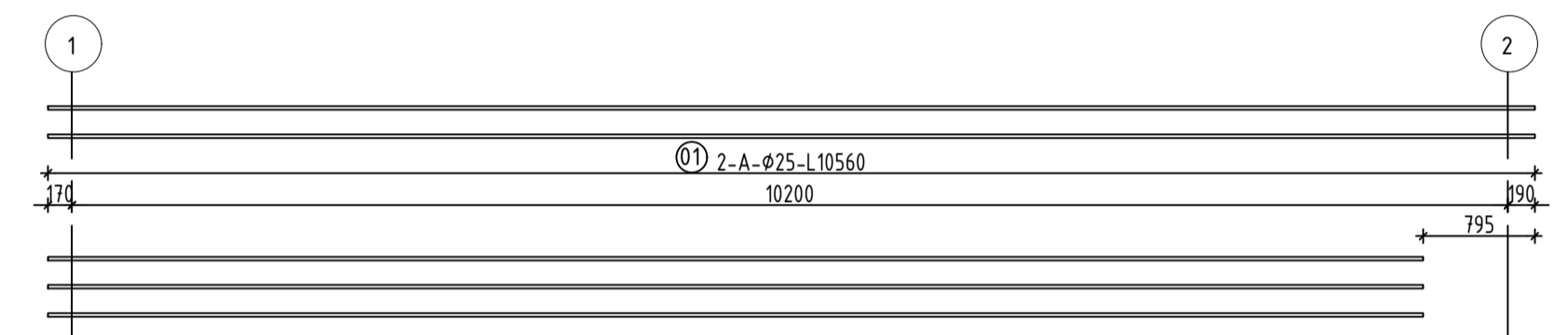
TALA RBT-02 ARMEERIMINE ALUMISES PINNAS

M 1:50



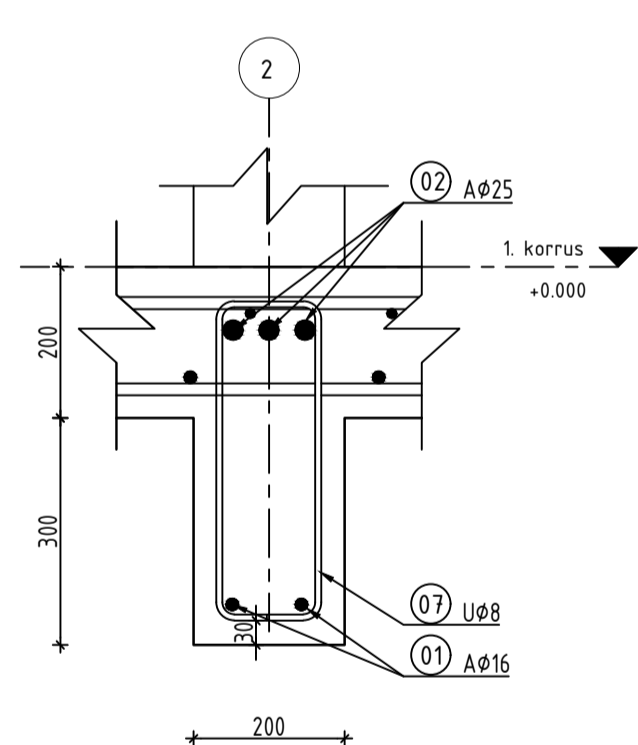
TALA RBT-03 ARMEERIMINE ALUMISES PINNAS

M 1:50



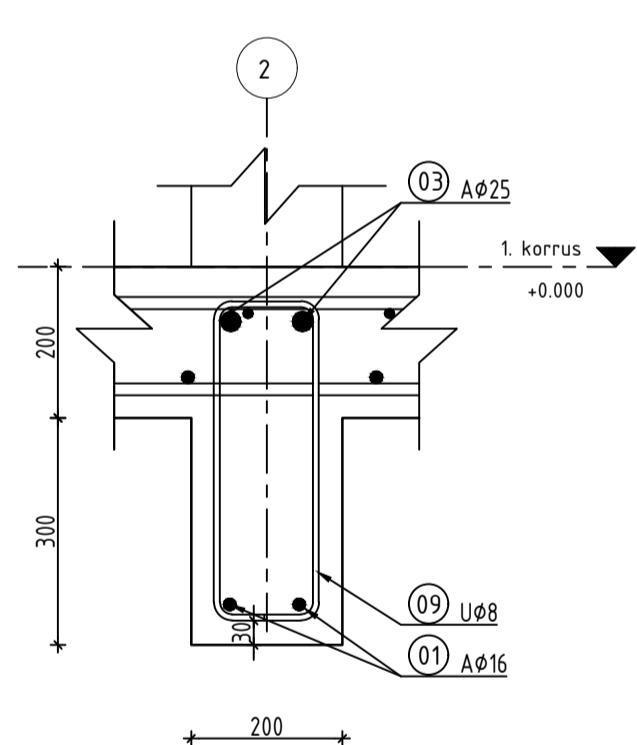
RBT-01, LÕIGE a-a

M 1:10



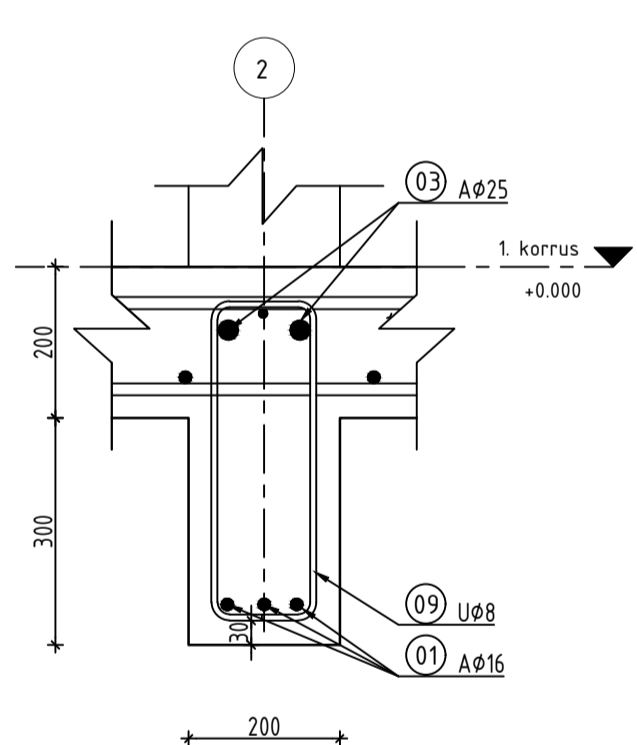
RBT-01, LÕIGE b-b

M 1:10



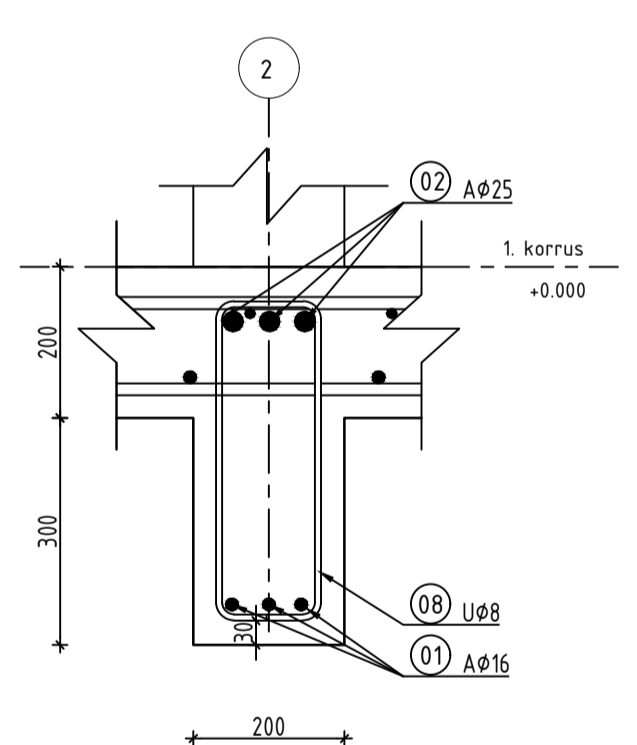
RBT-02, LÕIGE a-a

M 1:10

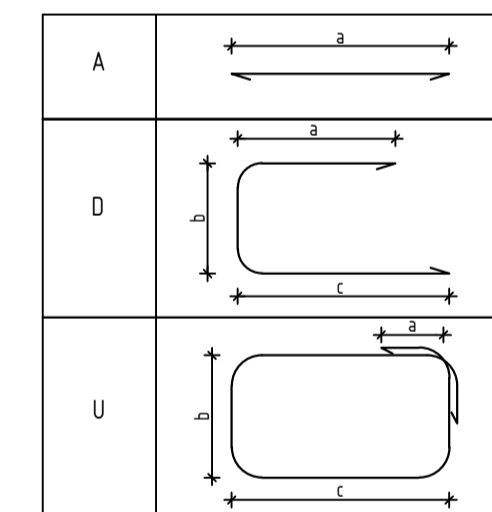


RBT-02, LÕIGE b-b

M 1:10

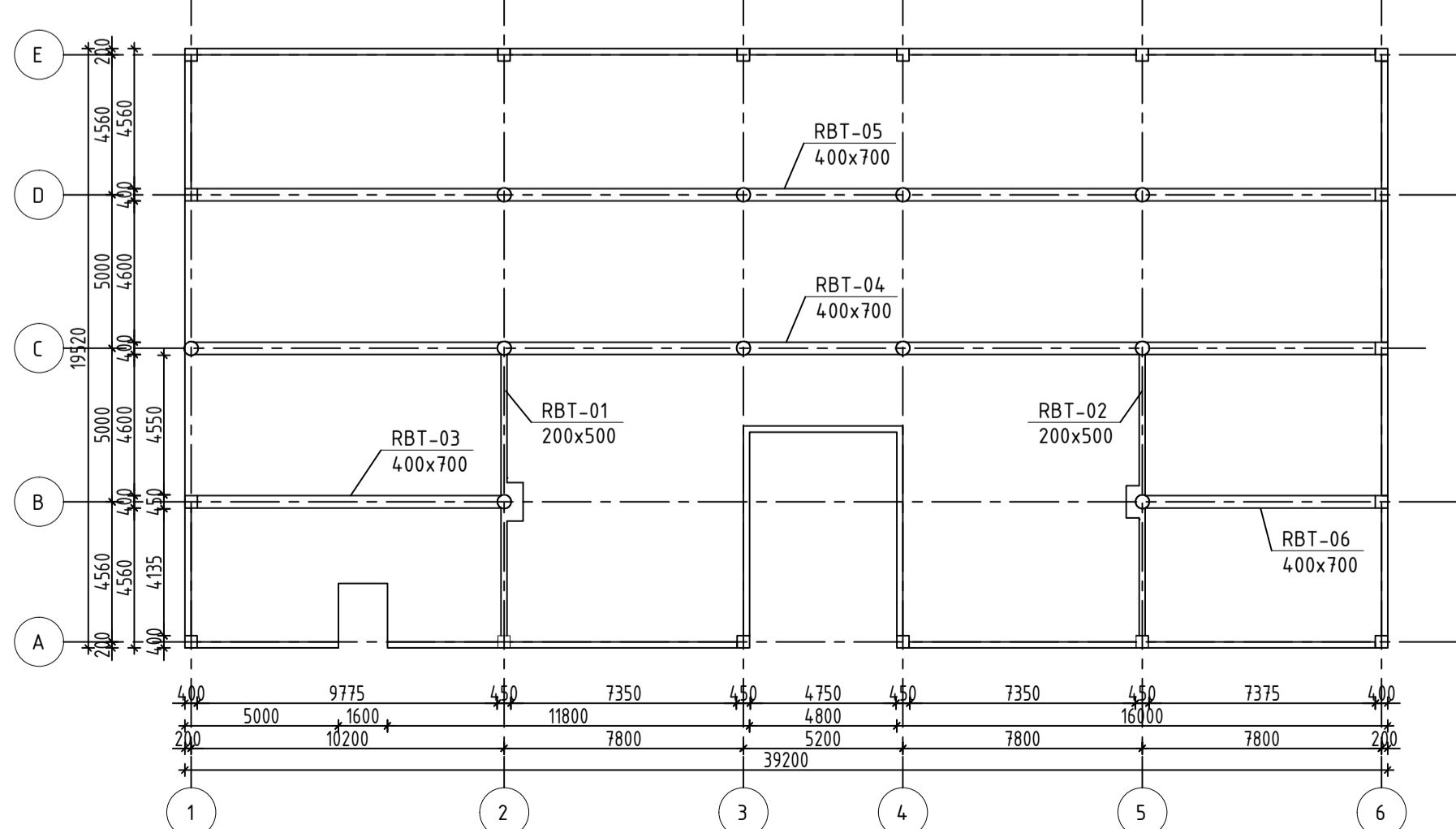


VARRASTE PAINUTUSTÜÜBID:



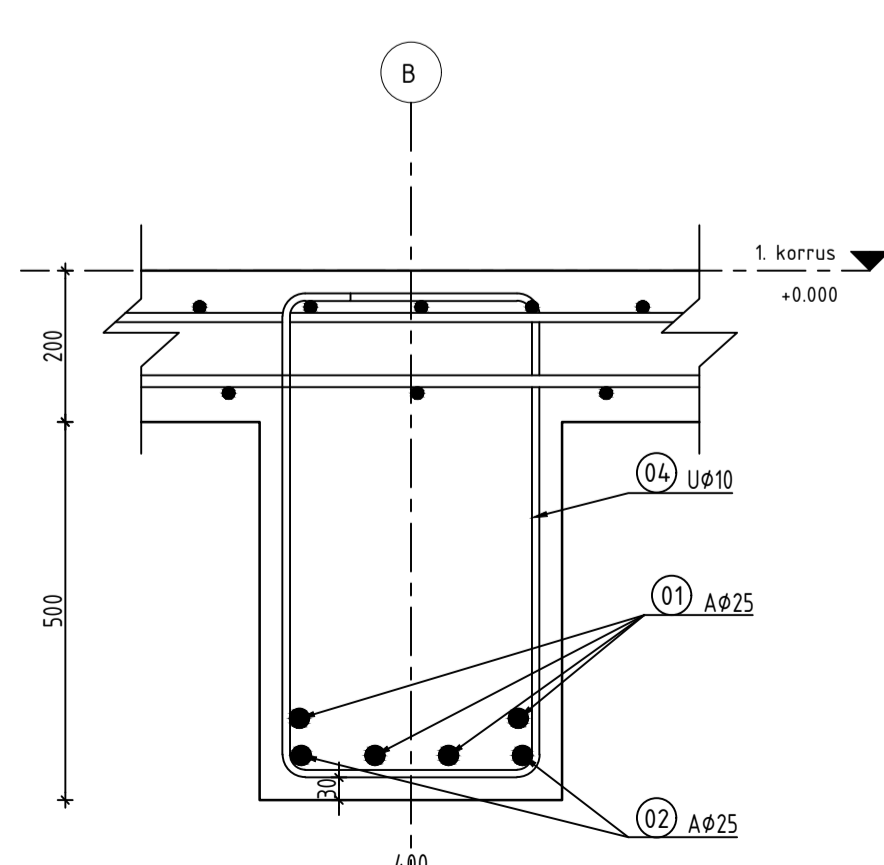
1. KORRUSE PÕRANDA TALADE PLAAN

M 1:200



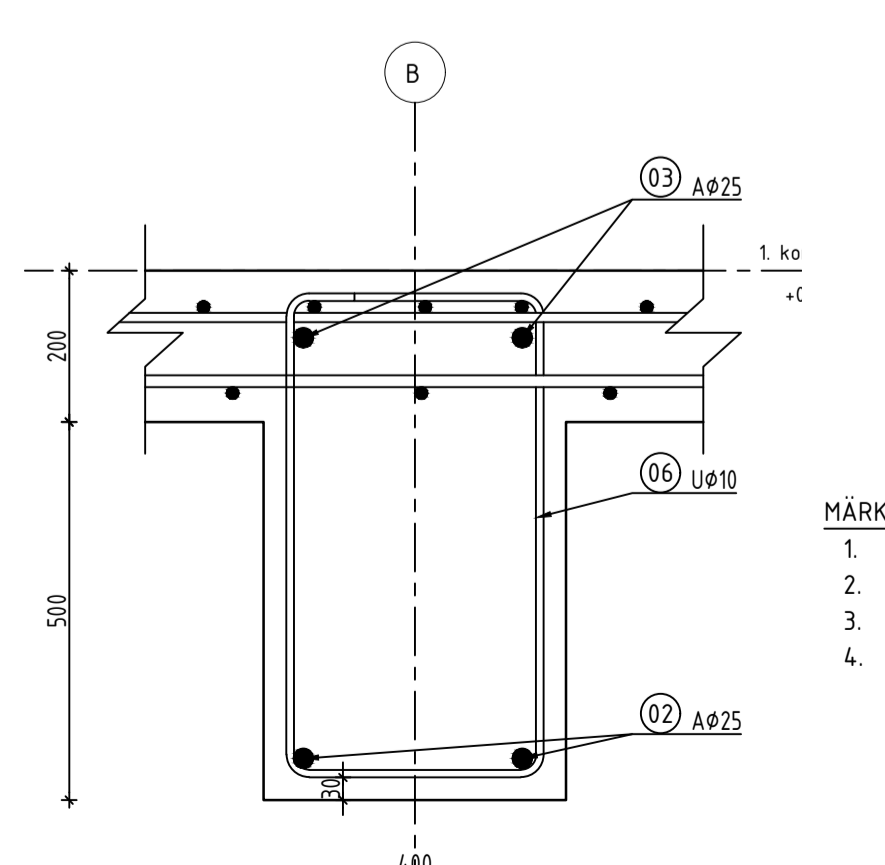
RBT-03, LÕIGE a-a

M 1:10



RBT-03, LÕIGE b-b

M 1:10



MÄRKUSED JA TOLETANTSID:

- ±0.000= abs. 26.65 m
- Betoon: C30/37, keskkonnaklass XC3, C_{nom}=30 mm
- Armatuuri klass B500B
- Sarruste jätkupikkused, kui joonisel ei ole näidatud teisiti:
 - Ø8 - 290 mm
 - Ø10 - 363 mm
 - Ø12 - 435 mm
 - Ø16 - 580 mm
 - Ø25 - 907 mm
 - Ø32 - 1160 mm
- Ühes lõikes võib jätkata kuni 30% varrastest

Talad RBT-01..03			
Positsioon	Ristlõige	Maht, m ³	Kaal, kg
RBT-01	200x500(h) mm	0.51 m ³	1264.37 kg
RBT-02	200x500(h) mm	0.52 m ³	1288.33 kg
RBT-03	400x700(h) mm	1.96 m ³	4904.44 kg

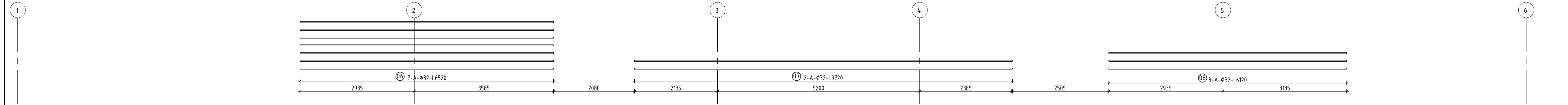
RBT-01 armatuuri spetsifikatsioon											
Element	Pos	Varda läbimõõt, mm	Varda pikkus, mm	Kogus, tk	Kaal, kg	Kuju	a	b	c	d	e
RBT-01	01	16 mm	9915 mm	2	30.89 kg	A	9915 mm	0 mm	0 mm	0 mm	0 mm
RBT-01	02	25 mm	4600 mm	3	54.89 kg	A	4600 mm	0 mm	0 mm	0 mm	0 mm
RBT-01	03	25 mm	2290 mm	2	18.22 kg	A	2290 mm	0 mm	0 mm	0 mm	0 mm
RBT-01	04	8 mm	1260 mm	4	2.33 kg	U	70 mm	140 mm	420 mm	0 mm	0 mm
RBT-01	05	8 mm	1260 mm	10	4.66 kg	U	70 mm	140 mm	420 mm	0 mm	0 mm
RBT-01	06	8 mm	1260 mm	6	3.26 kg	U	70 mm	140 mm	420 mm	0 mm	0 mm
RBT-01	07	8 mm	1260 mm	6	3.26 kg	U	70 mm	140 mm	420 mm	0 mm	0 mm
RBT-01	08	8 mm	1260 mm	9	4.23 kg	U	70 mm	140 mm	420 mm	0 mm	0 mm
RBT-01	09	8 mm	1260 mm	4	2.33 kg	U	70 mm	140 mm	420 mm	0 mm	0 mm

RBT-02 armatuuri spetsifikatsioon											
Element	Pos	Varda läbimõõt, mm	Varda pikkus, mm	Kogus, tk	Kaal, kg	Kuju	a	b	c	d	e
RBT-02	01	16 mm	9915 mm	3	46.34 kg	A	9915 mm	0 mm	0 mm	0 mm	0 mm
RBT-02	02	25 mm	4210 mm	3	50.24 kg	A	4210 mm	0 mm	0 mm	0 mm	0 mm
RBT-02	03	25 mm	2090 mm	2	16.63 kg	A	2090 mm	0 mm	0 mm	0 mm	0 mm
RBT-02	04	8 mm	1260 mm	8	4.66 kg	U	70 mm	140 mm	420 mm	0 mm	0 mm
RBT-02	05	8 mm	1260 mm	10	4.66 kg	U	70 mm	140 mm	420 mm	0 mm	0 mm
RBT-02	06	8 mm	1260 mm	6	3.26 kg	U	70 mm	140 mm	420 mm	0 mm	0 mm
RBT-02	07	8 mm	1260 mm	7	3.76 kg	U	70 mm	140 mm	420 mm	0 mm	0 mm
RBT-02	08	8 mm	1260 mm	8	3.76 kg	U	70 mm	140 mm	420 mm	0 mm	0 mm
RBT-02	09	8 mm	1260 mm	4	2.33 kg	U	70 mm	140 mm	420 mm	0 mm	0 mm

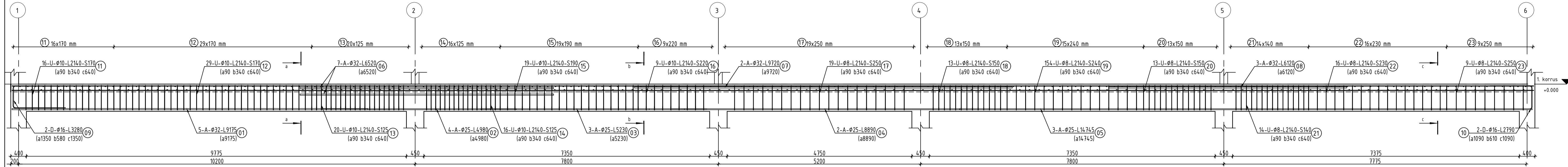
RBT-03 armatuuri spetsifikatsioon											
Element	Pos	Varda läbimõõt, mm	Varda pikkus, mm	Kogus, tk	Kaal, kg	Kuju	a	b	c	d	e
RBT-03	01	25 mm	9770 mm	4	155.45 kg	A	9770 mm	0 mm	0 mm	0 mm	0 mm
RBT-03	02	25 mm	10560 mm	2	84.01 kg	A	10560 mm	0 mm	0 mm	0 mm	0 mm
RBT-03	03	25 mm	2090 mm	2	16.63 kg	A	2090 mm	0 mm	0 mm	0 mm	0 mm
RBT-03	04	10 mm	2140 mm	11	15.09 kg	U	90 mm	640 mm	340 mm	0 mm	0 mm
RBT-03	05	10 mm	2140 mm	14	17.52 kg	U	90 mm	640 mm	340 mm	0 mm	0 mm
RBT-03	06	10 mm	2140 mm	11	15.09 kg	U	90 mm	640 mm	340 mm	0 mm	0 mm
RBT-03	07	12 mm	3280 mm	2	5.63 kg	D	1350 mm	580 mm	1350 mm	0 mm	0 mm

	TTÜ INSENERITEADUSKOND	Magistritöö	4/6
	Proostas: Sofia Fukson Juhendaja: Johannes Pello	Talad RBT-01..03	
Ehituse ja arhitektuuri instituut		Seisimekorralise elu- ja ärihoone betoonist kandekonstruktsioonide analüüs	

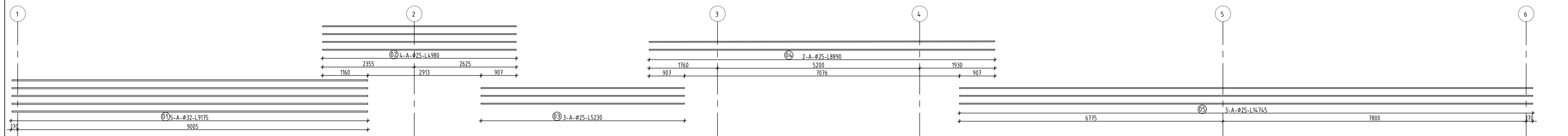
TALA RBT-05 ARMEERIMINE ÜLEMISES PINNAS
M 1:50



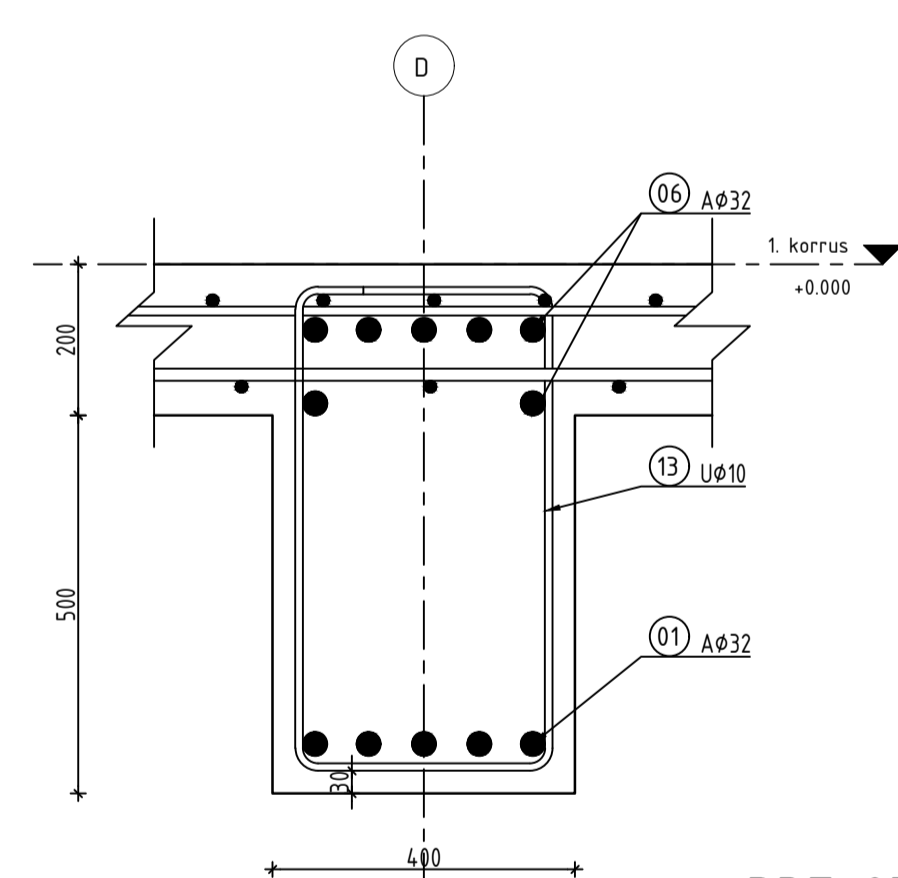
TALA RBT-05 ARMEERIMINE
M 1:50



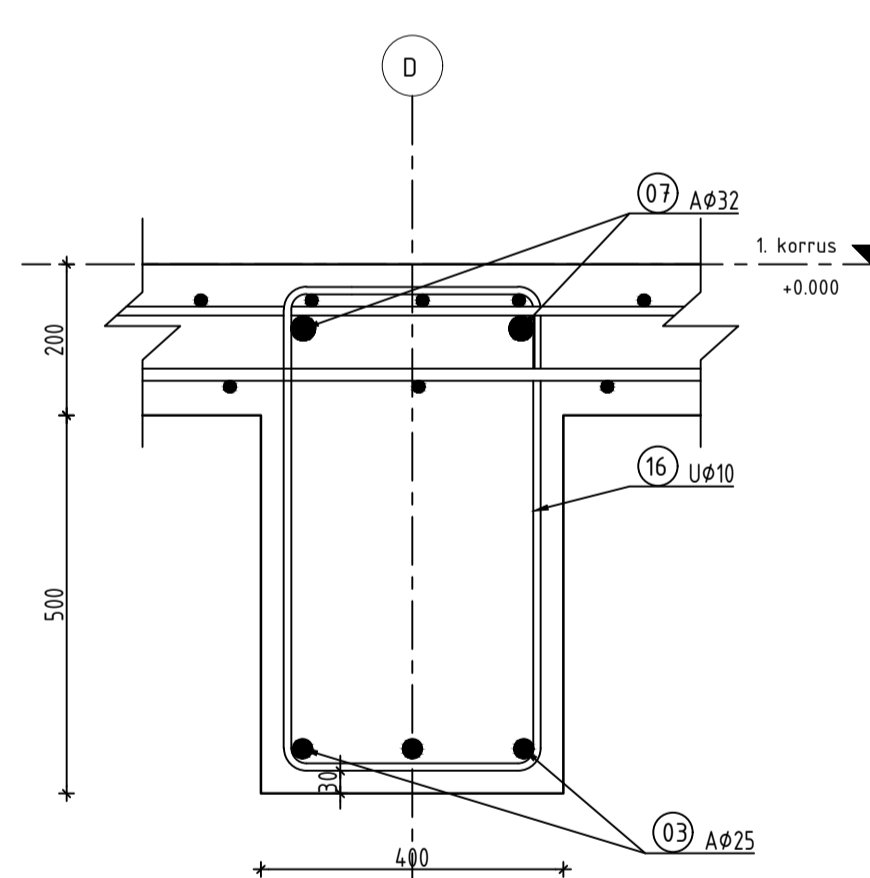
TALA RBT-05 ARMEERIMINE ALUMISES PINNAS
M 1:50



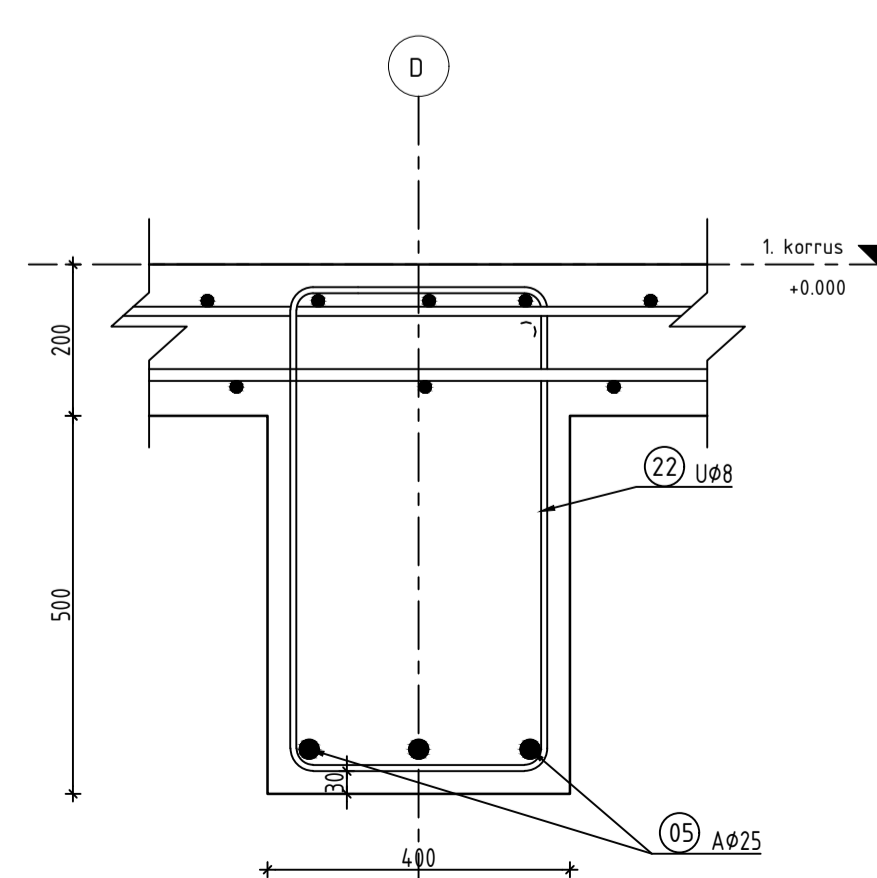
RBT-05, LÕIGE a-a
M 1:10



RBT-05, LÕIGE b-b
M 1:10



RBT-05, LÕIGE c-c
M 1:10

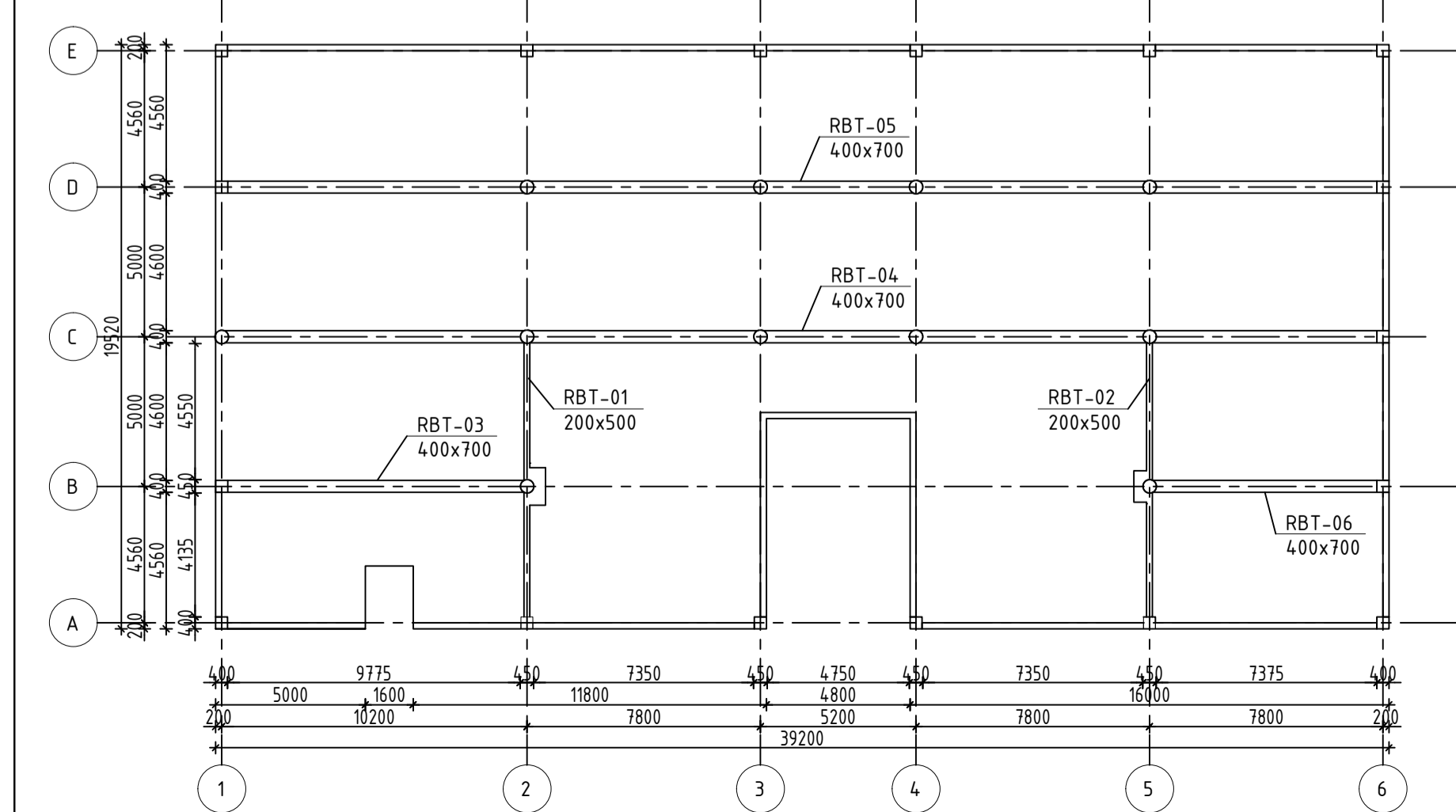


Tala RBT-05			
Positsioon	Ristlõige	Mahf, m ³	Kaal, kg
RBT-06	400x700(h) mm	1,48 m ³	3704,93 kg

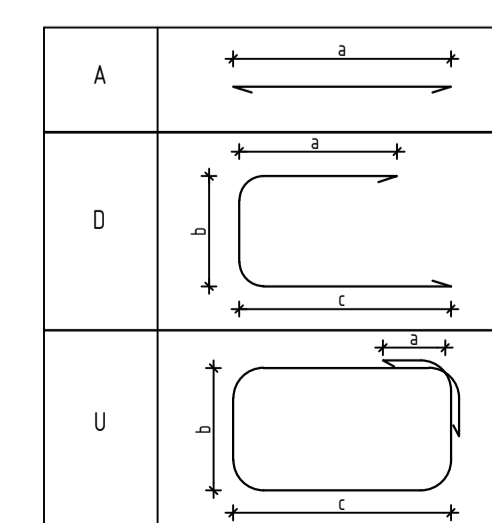
RBT-05 armatuuri spetsifikatsioon

Element	Pos	Varda läbimõõt, mm	Varda pikkus, mm	Kogus, tk	Kaal, kg	Kuju	a	b	c	d	e
RBT-05	01	32 mm	9175 mm	5	312,93 kg	A	9175 mm	0 mm	0 mm	0 mm	0 mm
RBT-05	02	25 mm	4980 mm	4	70,01 kg	A	4980 mm	0 mm	0 mm	0 mm	0 mm
RBT-05	03	25 mm	5230 mm	3	69,33 kg	A	5230 mm	0 mm	0 mm	0 mm	0 mm
RBT-05	04	25 mm	8890 mm	2	58,87 kg	A	8890 mm	0 mm	0 mm	0 mm	0 mm
RBT-05	05	25 mm	14745 mm	3	186,63 kg	A	14745 mm	0 mm	0 mm	0 mm	0 mm
RBT-05	06	32 mm	6520 mm	7	293,57 kg	A	6520 mm	0 mm	0 mm	0 mm	0 mm
RBT-05	07	32 mm	9720 mm	2	125,04 kg	A	9720 mm	0 mm	0 mm	0 mm	0 mm
RBT-05	08	32 mm	6120 mm	3	118,10 kg	A	6120 mm	0 mm	0 mm	0 mm	0 mm
RBT-05	09	16 mm	3290 mm	2	9,98 kg	D	1350 mm	580 mm	1350 mm	0 mm	0 mm
RBT-05	10	16 mm	2790 mm	2	8,42 kg	D	1090 mm	610 mm	1090 mm	0 mm	0 mm
RBT-05	11	10 mm	2140 mm	16	22,64 kg	U	90 mm	640 mm	340 mm	0 mm	0 mm
RBT-05	12	10 mm	2140 mm	29	36,47 kg	U	90 mm	640 mm	340 mm	0 mm	0 mm
RBT-05	13	10 mm	2140 mm	20	26,41 kg	U	90 mm	640 mm	340 mm	0 mm	0 mm
RBT-05	14	10 mm	2140 mm	16	21,38 kg	U	90 mm	640 mm	340 mm	0 mm	0 mm
RBT-05	15	10 mm	2140 mm	19	23,90 kg	U	90 mm	640 mm	340 mm	0 mm	0 mm
RBT-05	16	10 mm	2140 mm	10	12,58 kg	U	90 mm	640 mm	340 mm	0 mm	0 mm
RBT-05	17	8 mm	2140 mm	19	16,66 kg	U	90 mm	640 mm	340 mm	0 mm	0 mm
RBT-05	18	8 mm	2140 mm	13	11,10 kg	U	90 mm	640 mm	340 mm	0 mm	0 mm
RBT-05	19	8 mm	2140 mm	15	11,90 kg	U	90 mm	640 mm	340 mm	0 mm	0 mm
RBT-05	20	8 mm	2140 mm	13	11,16 kg	U	90 mm	640 mm	340 mm	0 mm	0 mm
RBT-05	21	8 mm	2140 mm	14	11,96 kg	U	90 mm	640 mm	340 mm	0 mm	0 mm
RBT-05	22	8 mm	2140 mm	16	12,69 kg	U	90 mm	640 mm	340 mm	0 mm	0 mm
RBT-05	23	8 mm	2140 mm	9	7,93 kg	U	90 mm	640 mm	340 mm	0 mm	0 mm

1. KORRUSE PÕRANDA TALADE PIAAN
M 1:200



VARRASTE PAINUTUSTÜÜBID:

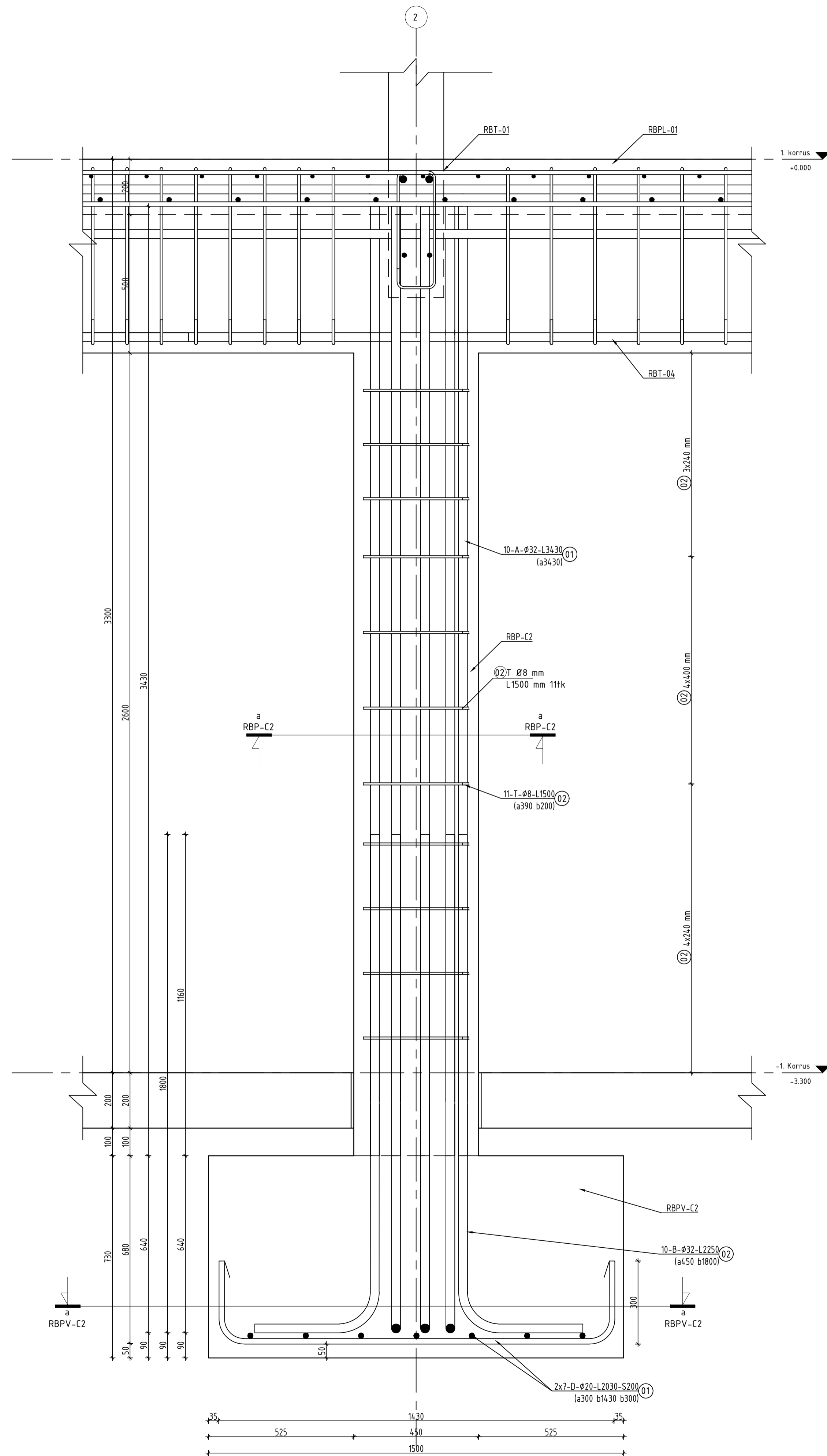


MÄRKUSED JA TOLETANTSID:

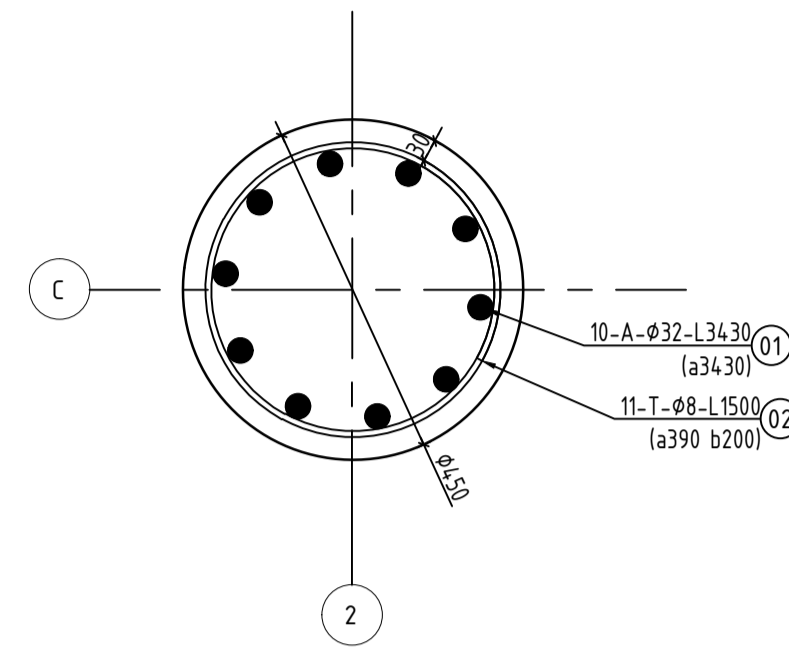
- ±0.000= abs. 26,65 m
- Betoon: C30/37, keskkonnaklass XC3, c_{nom}=30 mm
- Armatuuri klass B500B
- Sarruste jätkupikkused, kui joonisel ei ole näidatud teisiti:
Ø8 - 290 mm
Ø10 - 363 mm
Ø12 - 435 mm
Ø16 - 580 mm
Ø25 - 907 mm
Ø32 - 1160 mm
- Ühes löukes võib jätkata kuni 30% varrastest

TAL TTÜ INSENERITEADUSKOND	Magistritöö	5/6
Projektor: Sofia Fukson	Tala RBT-05	
Jahendaja: Johannes Pello	Seisukorraldusele elu- ja ärihoone betoonist kandekonstruktsioonide analüüs	
Ehituse ja arhitektuuri instituut		

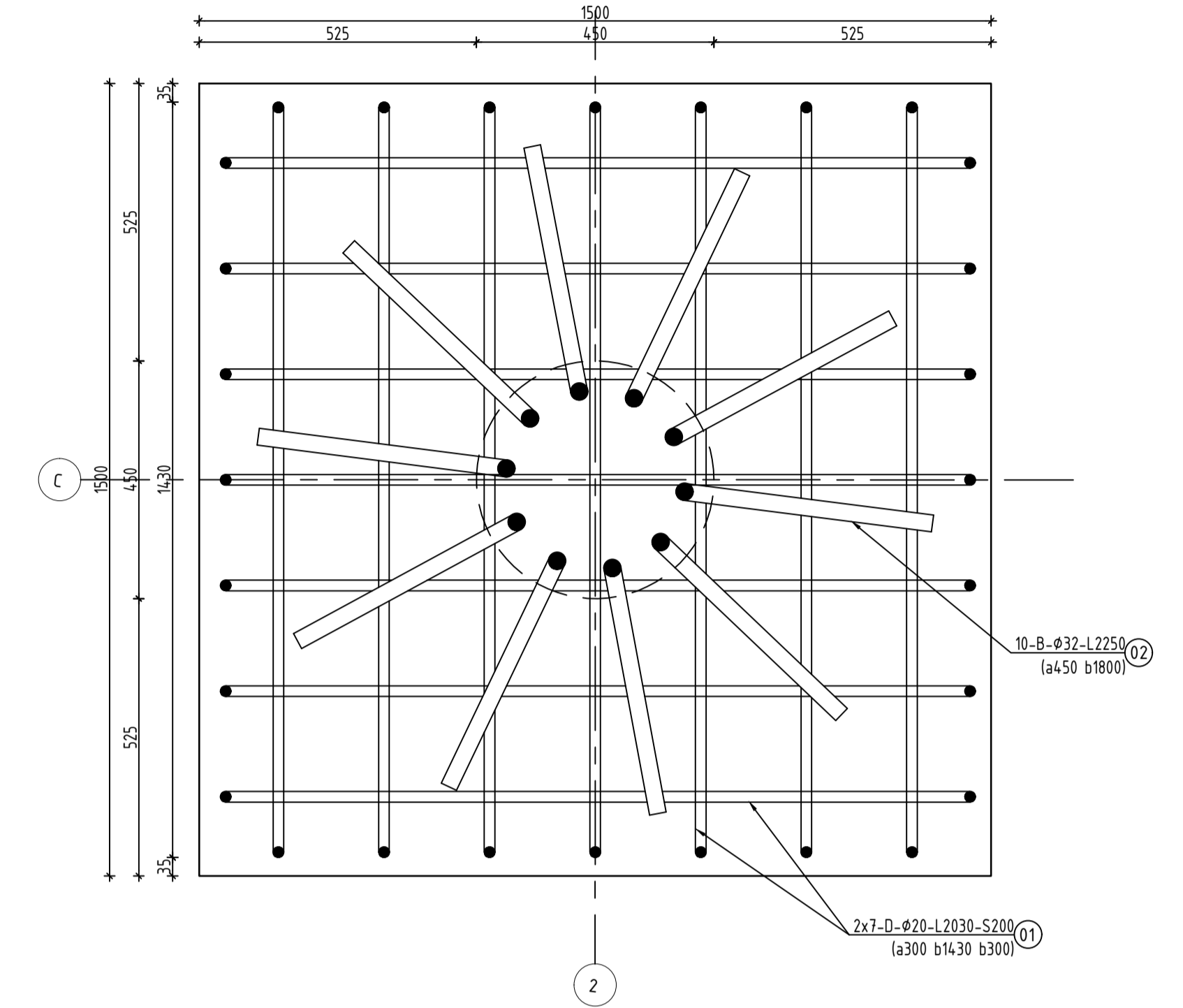
POSTI RBP-C2 ARMEERIMINE
M 1:10



POST RBP-C2, LÕIGE a-a
M 1:10



POSTI VUNDAMENT RBPV-C2, LÕIGE a-a
M 1:10



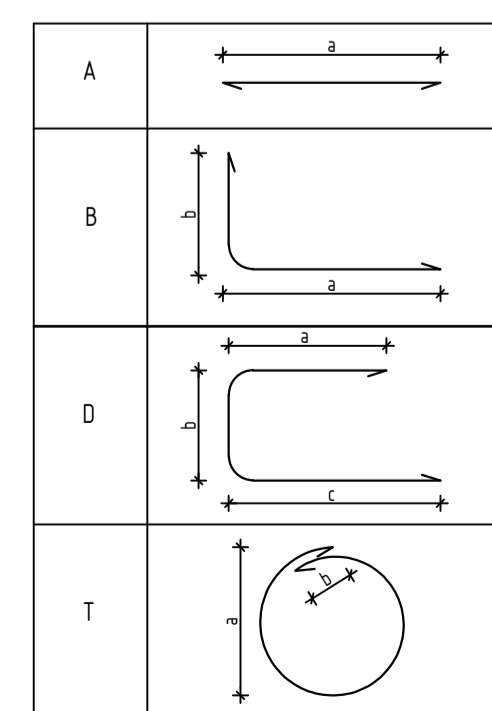
Post RBP-C2				
Element	Ristlõige	Pikkus, mm	Mahit, m ³	Kaal, kg
RBP-C2	φ450 mm	3300 mm	13.83 m ³	4575 kg

Posti vundament RBPV-C2				
Pos	Ristlõige	Pindala	Mahit, m ³	Kaal, kg
RBPV-C2	1500 x 1500 x 740 mm	2.25 m ²	1.67 m ³	4162.50 kg

RBP-C2 armatuuri spetsifikatsioon											
Element	Pos	Varda läbimõõt, mm	Varda pikkus, mm	Kogus, tk	Kaal, kg	Kuju	a	b	c	d	e
RBP-C2	01	32 mm	3430 mm	10	238.20 kg	A	4030 mm	0 mm	0 mm	0 mm	0 mm
RBP-C2	02	8 mm	1500 mm	11	6.51 kg	T	390 mm	200 mm	0 mm	0 mm	0 mm

RBPV-C2 armatuuri spetsifikatsioon											
Element	Pos	Varda läbimõõt, mm	Varda pikkus, mm	Kogus, tk	Kaal, kg	Kuju	a	b	c	d	e
RBPV-C2	01	20 mm	2030 mm	14	70.09 kg	D	300 mm	1430 mm	300 mm	0 mm	0 mm
RBPV-C2	01	32 mm	2250 mm	10	142.05 kg	B	450 mm	1800 mm	0 mm	0 mm	0 mm

VARRASTE PAINUTUSTÜÜBID:



MÄRKUSED JA TOLETANTSID:

- ±0.000= abs. 26.65 m
- Post: betoon C40/50, keskkonklass postil XC3, C_{min}=30 mm,
- Posti vundament: betoon C30/37, keskkonklass posti vundamendil XC2, C_{min}=50 mm (maalune konstriktsioon)
- Armatuuri klass B500B
- Sarruste jätkupikkused, kui joonisel ei ole näidatud teisiti:
 - φ8 - 290 mm
 - φ10 - 363 mm
 - φ12 - 435 mm
 - φ16 - 580 mm
 - φ25 - 907 mm
 - φ32 - 1160 mm
- Ühes lõikes võib jätkata kuni 30% varrastest

	TTÜ INSENERITEADUSKOND	Magistritöö	6/6
	Koostaja Sofia Fukson Juhendaja Johannes Pello	Post PBP-C2 ja posti vundament RBPV-C2	
Ehituse ja arhitektuuri instituut		Seitsmekorruselise elu- ja ärihoone betoonist kandekonstruktsioonide analüüs	