



TALLINNA TEHNIKAÜLIKOOL
INSENERITEADUSKOND
Tartu kolledž

BETONPÕRANDA JA VUNDAMENTIDE LAHENDUSTE VÕRDLUS GEOLOOGILISE EEL- JA PÕHIUURINGU PÕHJAL LAOHOONE NÄITEL

**COMPARISON OF CONCRETE FLOOR AND FOUNDATION
SOLUTIONS BASED ON GEOLOGICAL PRELIMINARY AND
MAIN SURVEY ON THE EXAMPLE OF A WAREHOUSE**

MAGISTRITÖÖ

Üliõpilane: Mihkel Laanes

Üliõpilaskood 165263 EAEI

Juhendaja: Lehar Leetsaar, lektor

(Tiitellehe pöördel)

AUTORIDEKLARATSIOON

Olen koostanud lõputöö iseseisvalt.

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

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

Autor:

/ allkiri /

Töö vastab bakalaureusetöö/magistritööle esitatud nõuetele

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

Juhendaja:

/ allkiri /

Kaitsmisele lubatud

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

Kaitsmiskomisjoni esimees

/ nimi ja allkiri /

Lihtlitsents lõputöö reprodutseerimiseks ja lõputöö üldsusele kättesaadavaks tegemiseks¹

Mina _____ (autori nimi)

1. Annan Tallinna Tehnikaülikoolile tasuta loa (lihtlitsentsi) enda loodud teose

(lõputöö pealkiri)

mille juhendaja on _____
(juhendaja nimi)

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

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

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

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

(kuupäev)

¹ Lihtlitsents ei kehti juurdepääsupiirangu kehtivuse ajal vastavalt üliõpilase taotlusele lõputööle juurdepääsupiirangu kehtestamiseks, mis on allkirjastatud teaduskonna dekaani poolt, välja arvatud ülikooli õigus lõputööd reprodutseerida üksnes säilitamise eesmärgil. Kui lõputöö on loonud kaks või enam isikut oma ühise loomingu tegevusega ning lõputöö kaas- või ühisautor(id) ei ole andnud lõputööd kaitsvale üliõpilasele kindlaksmääratud tähtajaks nõusolekut lõputöö reprodutseerimiseks ja avalikustamiseks vastavalt lihtlitsentsi punktidele 1.1. ja 1.2, siis lihtlitsents nimetatud tähtaja jooksul ei kehti.

Tartu kolledž

LÕPUTÖÖ ÜLESANNE

Üliõpilane: Mihkel Laanes, 165263 EAEI

Õppekava, peeriala: EAEI02/12Tartu - Ehitiste projekteerimine ja ehitusjuhtimine
spetsialiseerumisega ehitiste projekteerimine ja arhitektuur

Juhendaja(d): Lehar Leetsaar, lektor, 6204805, lehar.leetsaar@taltech.ee

Konsultant: Priit Lille, tehnilise teenistuse juht, Acino Estonia OÜ,
+372 57880677, priit.lille@acino.swiss

Lõputöö teema:

Betoonpõranda ja vundamentide lahenduste võrdlus geoloogilise eel- ja põhiuuringu põhjal laohoone näitel

Comparison of concrete floor and foundation solutions based on geological preliminary and main survey on the example of a warehouse

Lõputöö põhieesmärgid:

Võrrelda laohoone betoonpõranda ja vundamentide lahendust kahe geoloogilise uuringu näitel.

Lõputöö etapid ja ajakava:

Nr	Ülesande kirjeldus	Tähtaeg
1.	Geoloogia ja hoone kirjeldus	30.09.2022
2.	Betoonpõranda tugevusarvutused ja kasutuspiirseisundid	30.09.2022
3.	Madalvundamendid, vaivundamendid, roostvärk	30.10.2022
4.	Maksumus, analüüs, sissejuhatus, kokkuvõte	30.11.2022
5.	Vormistamine	06.01.2023

Töö keel: eesti keel **Lõputöö esitamise tähtaeg:** 08.01.2022

Üliõpilane: Mihkel Laanes 08.01.2022
/allkiri/

Juhendaja: Lehar Leetsaar 08.01.2022
/allkiri/

Konsultant: Priit Lille 08.01.2022
/allkiri/

Programmijuht: 08.01.2022

Kinnise kaitsmise ja/või lõputöö avalikustamise piirangu tingimused formuleeritakse pöördel

SISUKORD

EESSÕNA	8
LÜHENDITE JA TÄHISTE LOETLU	9
SISSEJUHATUS	15
ABSTRACT	17
1 GEOLOOGIA	19
1.1 Ehitusgeoloogiline ülevaade – eeluuring.....	19
1.1.1 Pinnase omadused.....	19
1.1.2 Pinnasevesi ja sulglohk	20
1.1.3 Ehitusgeoloogilised tingimused.....	20
1.2 Ehitusgeoloogiline ülevaade – põhiuuring.....	21
1.2.1 Pinnase omadused.....	22
1.2.2 Pinnasevesi	24
1.2.3 Ehitusgeoloogilised tingimused.....	24
2 LAOHOONE KIRJELDUS NING KOORMUSED	26
2.1 Laohoone kirjeldus.....	26
2.2 Laohoones mõjuvad koormused.....	27
2.2.1 Konstruktsiooni kirjeldus – omakaal.....	27
2.2.2 Alaliskoormused omakaalust.....	28
2.2.3 Alaliskoormused postidel	29
2.2.4 Kasuskoormused	30
2.2.5 Muutuvkoormus (lumekoormus).....	31
2.2.6 Arvutuslikud koormused postidele	32
2.2.7 Tuulemomendiga koormatud madalvundamentide mõõtmete määramine	33
3 Laohoone põranda arvutusmetoodika	35
3.1 Programm Ftool.....	35
3.2 Põrandale mõjuv koormused	35
3.3 Ribiplaat põranda mõõtmete valimine.....	37
3.4 Ribiplaatristlõike koormusskeem ja sisejõud	38
3.5 Ribiplaatristlõike kandepiiriseisundid	40
3.5.1 Ribiplaatristlõike paindekandevõime	40
3.5.2 Ribiplaatristlõike põikjõukandevõime	43
3.5.3 Raudbetoonplaadi läbisurumiskandevõime.....	44
3.5.4 Raudbetoonelemendi kasutuspiiriseisundid	44
3.6 Ribiplaatristlõike tugevusarvutused	49
3.6.1 Ribiplaatristlõike paindekandevõime	49
3.6.2 Raudbetoonplaadi paindekandevõime	50

3.6.3 Raudbetoonplaadi põikjõukandevõime	51
3.6.4 Raudbetoonplaadi läbisurumiskandevõime.....	52
3.6.5 Ribide kasutuspiirseisundid	53
3.6.6 Raudbetoonplaadi kasutuspiirseisundid	58
4 MADALVUNDAMENDID.....	65
4.1 Arvutusmetoodika.....	66
4.1.1 Üksikvundamendi mõõtmete määramine	66
4.1.2 Üksikvundamendi vajumid.....	68
4.2 Enimkoormatud vundamendi tugevusarvutused	69
4.2.1 Põikjõukandevõime.....	70
4.2.2 Läbisurumiskandevõime	70
4.2.3 Pikiarmatuuri dimensioneerimine.....	72
4.3 Madalvundamendi arvutus eeluuringu põhjal	73
4.3.1 Momendiga koormatud üksikvundamentide mõõtmed	76
4.3.2 Vajum enimkoormatud vundamendi all eeluuringu järgi	78
4.3.3 Vajumid ülejäänud vundamentide all	80
4.3.4 Vundamentide vajumierimid	80
4.4 Enimkoormatud vundamendi tugevusarvutused	82
4.4.1 Pikiarmatuuri dimensioneerimine.....	82
4.4.2 Põikjõukandevõime.....	83
4.4.3 Läbisurumiskandevõime	83
4.5 Madalvundamendi arvutus põhiuuringu põhjal	85
4.6 Madalvundamendi maht.....	85
5 VAIVUNDAMENDID	86
5.1 Mikrovaiaid	86
5.2 Üksikvaia kandevõime	87
5.3 Mikrovaia arvutus	88
5.4 Vaiade arvutus eeluuringu järgi	89
5.5 Vaivundamentide maksumus.....	89
6 ROSTVÄRK.....	90
6.1 Rostvärgi mõõtmete määramine	90
6.1.1 Tõmbearmatuur	90
6.1.2 Põikjõukandevõime.....	91
6.1.3 Läbisurumiskandevõime	91
6.1.4 Nelja R51N vaiaga rostvärk	92
6.1.5 Kahe R38N vaiaga rostvärk	94
6.1.6 Kahe R51N vaiaga rostvärk	95
6.2 Rostvärgi maht.....	97

7 VUNDAMENTIDE MAKSUMUSE VÕRDLUS	98
ANALÜÜS	100
KOKKUVÕTE	101
SUMMARY	103
KASUTATUD KIRJANDUS	105
LISAD	107
Lisa 4 Graafiline osa.....	112

EESSÕNA

Magistritöö teema peale hakkasin mõtlema 2021. aasta augustis, kui olin praktikal farmaatsia ettevõttes Acino Estonia OÜ tehnilise teenistuse osakonnas. Üheks huvitavamaks ülesandeks oli planeerida uute hoonete kompleksi ideeline kavand, mille hulka kuulub lao-, kontori- ja tootmishoone. Piiratud aja tõttu jõudsin välja mõelda hoonete kuju ning asukoha kinnistul.

Mõeldes ees ootava magistritöö peale, tahtsin praktikal alustatud tööga edasi minna ja detailsemalt uurida, kas on võimalik antud kinnistule käesolevat hoonet projekteerida. Koolis aitas lõpliku teema formuleerida komisjon, kelle hulka kuulusid dotsent A. Ruus ja J. Resev, lektorid E. Haiba, J. Tintera, L. Leetsaar ja abiprofessor M. Kiviste.

Autor avaldab tänu järgmistele isikutele: juhendaja Lehar Leetsaar ning kaasjuhendaja Priit Lille ja ettevõtetele: Acino Estonia OÜ, Rakendusgeoloogia OÜ ja Mikrovai OÜ. Lisaks soovib autor avaldada tänu teda toetanud lähedastele ning kursusekaaslastele.

Käesolevas töös antakse ülevaade projekteeritavast hoonest, kahest geoloogilisest uuringust, betoonpõranda tugevusarvutustest, madal- ja vaivundamendi arvutustest, maksumusest ja analüüsist.

Võtmesõnad: laohoone, ehitusgeoloogiline uuring, vaivundament, madalvundament, magistritöö.

LÜHENDITE JA TÄHISTE LOETLU

Ladina suurtähed

A	- vundamendi talla pindala, m ² - vaia ristlõike pindala, m ² - rostvargi pindala, m ² - hoone põranda pindala, m ²
A_o	- pinna suurusest tuleneva vähendusteguri leidmiseks vajalik tegur
A_c	- betoonristlõike pindala, m ² - ristlõike survetsooni pindala, m ²
A'	- vundamendi talla efektiivpindala, m ²
A_s	- armatuuri ristlõike pindala, mm ²
$A_{s,min}$	- armatuuri ristlõike miinimumpindala, mm ²
$A_{s,red}$	- armatuuri redutseeritud ristlõike pindala, mm ²
A_{s1}	- tõmbearmatuuri ristlõikepindala, mm ²
A_{s2}	- survearmatuuri ristlõikepindala, mm ²
A_{sw}	- põikarmatuuri ristlõikepindala, mm ²
A_{cont}	- taldmiku kontrollala pindala, mm ²
A_{red}	- redutseeritud ristlõike pindala, mm ²
A_{ref}	- konstruktsioonis osa pindala, m ²
B	- vundamendi talla laius, m - rostvargi laius, m
B'	- vundamendi talla efektiivlaius, m
B_1	- talla mõõtmete alglahend, m
B_{i+1}	- talla mõõtmete järk-järguline lahend, m
$C_{Rd,c}$	- põikjõukandevõime arvutamisel kasutatav tegur
DPSH-A	- väga raske löökpenetratsioon
DPSH-B	
E'	- elastsusmoodul, MPa
E_0	- deformatsioonimoodul, MPa
E_c	- betooni algelastsusmoodul, MPa
E_{cd}	- betooni arvutuslik elastsusmoodul, MPa
$E_{c,eff}$	- betooni efektiivne elastsusmoodul, MPa
E_{cm}	- betooni deformatsioonimoodul, MPa
E_s	- armatuurterase arvutuslik elastsusmoodul, MPa
F_w	- tuulejõud, kN

G_k	- alaline koormus, kN
$G_{rostvärk}$	- rostvargi omakaal, kN/m ³
$G_{k,vai}$	- vaia omakaal, kN/m ³
I_c	- betoonristlõike inertsimoment peatelje suhtes (praota ristlõige), mm ⁴ - betooni survetsooni pinna inertsimoment peatelje suhtes (praoga ristlõige), mm ⁴
I_{red}	- redutseeritud ristlõike inertsimoment, mm ⁴
K	- täpsustav tegur, parandustegur,
K_s	- lõiketegur
L	- talla pikkus, m - vundamentide vahekaugus, m - vaia pikkus, m - rostvargi pikkus, m
M_{cr}	- pragunemist põhjustav moment, kNm
M_{Ed}	- arvutuslik paindemoment, kNm
M_{Rd}	- arvutuslik paindekandevõime, kNm
N_{sd}	- arvutuslik koormus, kN
N_{Ed}	- arvutuslik normaaljõud, kN
N_{Rd}	- arvutuslik surve- või tõmbekandevõime, kN
N_y, N_q, N_c	- kandevõime tegurid
O_p	- vaia übermõõt, mm
PA	- puurauk
Q_k	- normmuutuvkoormus, kN
RH	- keskkonna suhteline niiskus, %
$R_{c;k}$	- vaia normkandevõime, kN
$R_{c;d}$	- vaia arvutuslik kandevõime, kN
R_d	- kandevõime arvutusväärtus, kN
S_{0c}	- betoonristlõike pinna staatiline moment tõmmatud serva suhtes, mm ³
V_{Ed}	- arvutuslik põikjõud, kN - läbisurumisjõud, kN
V_{Rd}	- põikarmatuuriga elemendi arvutuslik põikjõukandevõime, kN
$V_{Rd,max}$	- arvutuslik läbisurumiskandevõime, kN
$V_{Rd,c}$	- põikarmatuurita elemendi arvutuslik põikjõukandevõime, kN
$V_{Rd,c,min}$	- põikarmatuurita elemendi minimaalne põikjõukandevõime, kN
V_{1d}	- vertikaalkoormus ilma vundamendi omakaaluta, kN
$W_{t,red}$	- vastupanumoment tõmmatud serva suhtes, mm ³
$W_{c,red}$	- vastupanumoment surutud serva suhtes, mm ³

Ladina väiketähed

α	- kaugus taldmiku servast posti ääreni, m
a_1, a_2	- tegurid talla laiuse arvutuste valemis - kontrollperimeeter, mm
a_v	- posti serva ja kriitilise lõike vaheline kaugus, mm
a_s	- pragunemata ristlõike karakteristik
b	- ristlõike kogulaius, mm - arvutuslaius, mm
b_w	- ribi laius, mm
b_{eff}	- efektiivne ristlõike laius, mm
c	- pinna suuruselt tuleneva vähendusteguri leidmiseks vajalik tegur
c_{nom}	- nimikaitsekiht, mm
c_{min}	- minimaalne kaitsekiht, mm
$c_{min,b}$	- nakke tagamiseks vajalik minimaalne kaitsekiht, mm
$c_{min,dur}$	- korrosioonikindluse tagamiseks vajalik minimaalne kaitsekiht, mm
c'	- pinnase efektiivnidusus, kPa
c_f	- konstruktsiooniosa või -elemendi jõutegur
c'_k	- efektiivnidususe normväärtus, kPa
$c_{f,0}$	- ristküliku ristlõikega elemendi jõutegur
c_u	- dreanimata nihketugevus, kPa
c_i, c_1, c_2	- posti külgede mõõtmed, mm
d_1, d_2	- tõmbe- (A_{s1}) ja survearmatuuri (A_{s2}) kaugus enamsurutud servast, mm
d	- talla süvis, m - kasuskõrgus, mm - diameeter, mm
d_k	- talla keskmine süvis, m
e_0	- ekstsentrilisus
f_c	- betoonisurvetugevus, MPa
f_{cd}	- betooni arvutussurvetugevus, MPa
f_{ck}	- 28 päeva vanuse betooni silindriline normsurvetugevus, MPa
f_{ctk}	- 28 päeva vanuse betooni normtõmbetugevus, MPa
f_{cm}	- betooni silindrilise survetugevuse keskmine suurus, MPa
f_{ctm}	- betooni keskmine tõmbetugevus, MPa
f_{yk}	- armatuurterase normtugevus, MPa
f_{yd}	- armatuurterase arvutusvoolavustugevus, MPa
f_{ycd}	- armatuurterase arvutussurvetugevus, MPa
$f_{ywd,ef}$	- põikarmatuuri efektiivne arvutusvoolavustugevus, MPa

$f_{k,adm}$	- tala läbipainde piirsuurus, mm
g_k	- alaliskoormus omakaalust, kN/m ²
h	- taldmiku kõrgus, mm - rostvargi kõrgus, mm - pinnase kihi paksus, mm - ristlõike kõrgus, mm
h_f	- ristlõike plaadi paksus, mm
k	- filtratsioonimoodul, m/ööpäev - tegur põikjõukandevõime arvutamisel
k_σ	- mittelineaarse roometeguri leidmiseks vajalik tegur
$(\frac{l}{d})_u$	- silde ja kasuskõrguse piirsuhe
$(\frac{l}{d})^*$	- silde ja kasuskõrguse põhisuhe
l	- sille, mm
l_{eff}	- vaia telgede vahe, mm
l_0	- tala paindemomendi nullpunktide vahekaugus, mm
l_n	- betoonplaadi laius, mm
m	- rõhujaotusteguri leidmiseks vajalik tegur
n	- vaia poolt läbitavate pinnasekihtide arv, tk - talla külgede suhe - vaiade arv, tk
p	- keskmine kogusurve vundamendi taldmiku all, kN/m ² - lauskoormus, kN/m
p_{Ed}	- pinnakoormus, kN/m ²
p_s	- vaiakülje ühikpinna vastupanu, kN/m ²
p_b	- vaiaotsa ühikpinna vastupanu, kN/ m ²
p_t	- tihendav pinge taldmiku all, kN/m ²
q'	- pinnase efektiivpinge talla tasapinnas, kN/m ²
q_k	- kasuskoormus, kN/m ²
q_b	- pinnase erivastupanu vaia otsa all, kN/ m ²
q_s	- vaia külje erivastupanu, kN/m ²
$q_p(z)$	- kiirusrõhk, kN/m ²
q_{net}	- taldmiku netokoormus, kN/m ²
s	- vajum, m - armatuuri samm, mm - lumekoormuse normsuurus, kN/m ²
s_{max}	- maksimaalne vajum, m
s_k	- lumekoormuse normsuurus maapinnal, kN/m ²

s_r	- põikarmatuuri radiaalsamm, mm - rangide samm radiaalsuunas, mm - pragude vahekaugus, mm
s_t	- rangide samm tangentsiaalsuunas, mm
s_y, s_q, s_c	- talla kujutegurid
t	- betooni vanus, päev - ajahetk, aeg
t_0	- vanus koormamisel, päev
z	- kõrgus, m
z_i	- pinnasekihi paksus, m
u_1	- baaskontrollperimeeter, mm
v	- läbisurumiskandevõime tegur
v_{min}	- põikjõukandevõime leidmiseks vajalik tegur
v_{Ed}	- arvutuslik nihkepinge, MPa
v_{Rd}	- arvutuslik nihketugevus (nihkekandevõime), MPa
$v_{Rd,c}$	- arvutuslik läbisurumiskandevõime, MPa
w	- prao avanemislaius, mm
w_n	- normatiivne niiskussisaldus, %
w_k	- lubatav prao laius, mm
x	- nulljoone sügavus (survetsooni kõrgus), mm
y	- survetsooni arvutuskõrgus, mm
y_c	- ristlõike peatelje kaugus enamsurutud teljest, mm
y_0	- ristlõike peatelje kaugus nulljoonest, mm
$y_{0,red}$	- Redutseeritud ristlõike raskuskeskme kaugus ristlõike allservast, mm

Kreeka tähed

α	- rõhujaotustegur - nurk põikarmatuuri ja betoonplaadi vahel, ° - nurk põik- ja pikiarmatuuri vahel, °
α_A	- pinna suurusest tulenev vähendustegur
β	- koormuse ekstsentrilisust arvestav tegur
γ	- mahukaal, kN/m ³
γ'	- tallast allapoole jääva pinnase efektiivmahukaal, kN/m ³
γ'_1	- tallast kõrgemale jääva pinnase efektiivmahukaal kN/m ³
γ_b	- betooni mahukaal, kN/m ³
γ_c	- tegur põikjõukandevõime arvutamisel
γ'_d	- pinnase mahukaal süvise ulatuses, kN/m ³
γ_G	- alalise koormuse osavarutegur

γ_Q	- ajutise koormuse osavarutegur
γ_k	- vundamendi ja selle talla vahele jääva pinnase keskmine mahukaal, kN/m ³
γ_R	- kandevõime osavarutegur
γ_t	- vaia kandevõime arvutamiseks vajalik tegur
Δ_s	- vajumierim, cm
ΔV_{Ed}	- kontrollperimeetri seespool mõjuv jõud, kN
Δh_i	- elementaarkihi paksus, m
Δc_{dev}	- kaitsekihi lubatav hälve, mm
δ_{gz}	- pinnasesurve talla tasandis, kN/m ²
δ_{pz}	- tihendav pinge talla all, kN/m ²
δ_d	- vundamendi koormusest põhjustatud pinge talla all, kN/m ²
ε_{cu3}	- betoonelemendi tegur
$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	- keskmine deformatsioon pragudevahelisel lõigul
η	- betoonelemendi tegur
θ	- suhteline erim, cm
λ	- betoonelemendi tegur
μ_c	- armatuuri tegur
μ_i	- lumekoormuse kujutegur
ρ_1	- pikiarmeerimistegur
σ_s	- armatuuri pinge, MPa
σ_{cp}	- elemendi pinge, MPa
σ_c	- suurim survepinge, MPa
σ_{pzi}	- keskmine pinge elementaarkihis, MPa
\emptyset	- armatuuri läbimõõt, mm
	- vaia läbimõõt, mm
φ'_k	- efektiiv sisehõõrdenurk, °
$\varphi(\infty, t_0)$	- roometeguri lõppväärtus
$\varphi_{nl}(\infty, t_0)$	- mittelineaarne roometegur
ψ_0, ψ_1, ψ_2	- kasuskoormuse kombinatsioonitegur
ψ_r	- vähendustegur
ψ_λ	- elemendi otsa mõju tegur
ω_c	- armatuuri tegur

SISSEJUHATUS

Vundamendiks nimetatakse maapinnast allpool asetsevat hoone või ehitise osa, mis kannab ehitise koormuse alusele – pinnasemassiivile.

Pinnase tugevus on valdavalt väiksem pinnasele toetuva konstruktsioonimaterjali tugevusest. Postidelt ja seintelt tuleva koormuse peab jaotama pinnasele suurema pinna kaudu – sellest tulebki nimetus jaotusvundament, mille asemel kasutatakse ka vahel mõistet madalvundament. [2]

Kõigepealt alustatakse planeeritava hoone asukohas pinnase uuringutega, mille omaduste ning hoone konstruktsiooni põhjal tuleb valida võimalik vundamenti tüüp. Vundamenti valik sõltub veel ka hüdrogeoloogilistest tingimustest, maastiku reljeefist, külmakerkeohtlikkusest, naaberhoonete vundamentide olemasolust ning kommunikatsioonide (kanalisatsioon, soojavarustussüsteem) asetusest. [2]

Käesolevas magistritöös võrreldakse kahe erineva geoloogilise uuringuetapi: eel- ja põhiuuringu põhjal arvatud vundamentide ja betoonpõranda lahendust. Eeluuringu põhjal arvutatakse hoonele madalvundament koos betoonplaadist põrandaga ning põhiuuringu alusel vaivundament koos ribiristlõikega põrandaga.

Hoone planeeritakse Põlva linna Jaama 55c kinnistule. Hoone arhitektuurilise lahenduse aluseks võetakse ettevõtte Acino Estonia OÜ olemasolev laohoone ning Šveitsis asuva Acino Pharma AG laohoone. Neid andmeid käesolevas magistritöös ei avaldata. Neid andmeid kasutati, et projekteeritav laohoone oleks vastavuses lähteandmetega, mille andsid autorile Acino Estonia OÜ tehnilise osakonna ja tarneahela juht. See tähendab, projekteeritav laohoone sai konstruktsioonid ning vajaliku suuruse, et tulevikuks ettenähtud mahud oleks võimalik ära ladustada.

Kinnistule on teostatud kaks geoloogilist uuringut: esimene tehti 2016. aastal Alusgeoloogia OÜ poolt ning teine teostati märtsis, 2022 Rakendusgeoloogia OÜ poolt. Vundeerimislahenduste projekteerimisel lähtutakse hoone vertikaalsetest koormustest. Lisaks lähtutakse geoloogiliste uuringute käigus leitud pinnase parameetritest, mille põhjal kontrollitakse hoone alla jääva pinnase kandevõimet ning pinnasekihtide vajumite suurusi.

Käesolevas töös arvutatakse laohoonele eeluuringu põhjal madalvundamendid ning põhiuuringu põhjal vaivundamendid. Madalvundamentide puhul on projekteeritud betoonplaat pinnasele ning teise variandi puhul toetub vaiadele ribiristlõikega betoonplaat. Betoonpõrandale teostatakse tugevusarvutused ning kasutuspiirseisundite

kontrollid. Seejärel koostatakse mõlema variandi puhul maksumuse tabel ning analüüsitakse vundamentide tulemusi ning maksumust.

Käesolevas magistritöös ei analüüsita kokkusurutava pinnase asendamist mineraalse pinnasega, tugiseinade rajamist ega oru täitmist täitepinnasega ning nende tagajärgi.

Magistritöös on kasutatud järgmisi Microsoft Office programme: Word 2013 ja Excel 2013, Autodesk tarkvara: AutoCad 2023, Robot Structural Analysis Professional 2023 ning sisejõudude arvutamisel Ftool-programmi.

ABSTRACT

The foundation is the part of the building or construction located below the ground, which carries the load of the building.

The strength of the soil is mostly lower than the strength of the structural material resting on the soil. The load from the posts and walls must be distributed to the soil through a larger surface - hence the name distribution foundation, instead of which the term shallow foundation is sometimes used. [2]

First of all, soil surveys are carried out at the location of the planned building, based on the properties and structure of the building, a possible type of foundation must be selected. The choice of foundation also depends on the hydrogeological conditions, the relief of the landscape, the risk of frost heave, the presence of foundations of neighbouring buildings and the location of communications (sewerage, heat supply system). [2]

This master's thesis compares the differences in foundations calculated on the basis of two different geological surveys: preliminary and main survey. Based on the preliminary survey, the shallow foundation for the building is calculated, and the pile foundation based on the main survey.

The building is planned on Jaama 55c lot in Põlva city. The architectural solution of the building is based on the existing warehouse of the company Acino Estonia OÜ and the warehouse of Acino Pharma AG located in Switzerland. These data is not published in this master's thesis. These data were used so that the designed warehouse would be in accordance with the initial data given to the author by the technical department and supply chain manager of Acino Estonia OÜ. This means that the designed warehouse got the structures and the necessary size to be able to store the volumes intended for the future.

Two geological studies have been carried out on the plot: the first was carried out in 2016 by Alusgeoloogia OÜ and the second was carried out in March, 2022 by Rakendusgeoloogia OÜ. The foundation solutions are designed on the building's vertical loads and the soil parameters found during geological surveys, on the basis of which the load-bearing capacity of the soil under the building and the sizes of the subsidence of the soil layers are checked.

In this work, shallow foundations for the warehouse are calculated based on the preliminary study and pile foundations based on the main study. In the case of shallow

foundations, a concrete slab is designed on the soil, and in the case of the second option, a concrete slab with a ribbed cross-section lays on the piles. Then, for both options, a cost table is drawn up and the results and cost of the foundations are analysed.

The master's thesis uses the following Microsoft Office programs: Word 2013 and Excel 2013, Autodesk software: AutoCad 2023, Robot Structural Analysis Professional 2023, and the Ftool program for calculating internal forces.

1 GEOLOOGIA

1.1 Ehitusgeoloogiline ülevaade – eeluuring

Pinnaseuuring, millest üks puurauk (PA-6) asub vaadeldaval krundil, on tehtud 2004. aastal ning põgus ülevaade on tehtud 2016. aasta detsembris kinnistule numbriga 62201:001:0479, mis kuulub Acino Estonia OÜ-le. Selle viis läbi OÜ Alus-geoloogia. Uuringu piirkond asub Ugandi platool, Orajõe ürgoru veeru peal. Loodusliku maapinna absoluutsed kõrgused jäävad 55-57 m vahele, üldine kalle on põhja- ja läänesuunaline. Maatüki põhja-loodeosas on sulglohk, mille absoluutne kõrgus on umbes 53 m. [3]

Geoloogilise eeluuringuetapi asendiplaan ning PA-6 asukoht on välja toodud Lisa 4, joonis nr 12.

1.1.1 Pinnase omadused

Kiht 1 TÄITEPINNAS. See moodustub 50-60 % mullast, vähemal määral liivast-kruusast ja moreenist. Täide on nii horisontaal- kui vertikaalsuunas väga muutliku koostisega ning tihedusega, valdavalt tihenemata. Täitekihi paksus katastri idaosas on kuni 4 m, puurauku kohal kuni 0,6 m, valdavalt kuni 1,5 m. [3]

Kiht 2 MULD. See algab vahetult maapinnast või on jäänud täitepinnase alla. Kihi paksuseks on valdavalt umbes 0,2-0,3 m.[3]

Kiht 3 SITKE SAVIMÖLLMOREEN. See on punakaspruun, väheplastne, keskmiselt kokkusurutav ning vahetub liiva-kruusa veeküllastunud kihtidega. Kihi paksus krundil on 2-4 m. [3]

Kiht 4 PEENLIIV. See on kollakaspruun, kesktihe kuni tihe, niiske ning selles kihis esineb möllika peenliiva ja jämeliiva vahekihte. Kiht 4 on vähe kokkusurutav. [3]

Pinnase kihtide ligikaudsed normatiivsed näitajad on esitatud tabelis 1.1.

Tabel 1.1 Pinnase kihtide normatiivsed näitajad eeluuringu põhjal [3]

Kiht	Pinnas	E' MPa	c'_k kPA	φ'_k °	γ kN/m ³	k m/24 h	p_s kN/m ²	p_b kN/m ²
1.	Täitepinnas	-	-	-	-	-	-	-
2.	Muld	-	-	-	-	-	-	-
3.	Sitke savimõllmoreen	14	8	27	21,5	0,1	14	-
4.	Peenliiv	20	5	32	20,5	3	14	1600

1.1.2 Pinnasevesi ja sulglohk

Sulglohu alal on ilmselt olnud kunagi sügavam tiik, aga aja jooksul on see osaliselt täitunud. Alale on tekkinud 1-1,5 m paksune mudakiht. [3]

Pinnase veetase on piirkonnas olnud 1,8 m sügavusel maapinnast. Vesi on seotud põhiliselt kihiga 3. Veetase tõuseb absoluutse maksimumini aegadel ajutiselt kuni 0,5 m sügavuseni maapinnast. Moreenialusest liivakihist toimub Orajõe oru veerudel pinnasevee väljavool, liiv püsib aastaringelt niiske ning ajutised ülaveekihid tekivad vaid savisemate kihtide peale. [3]

1.1.3 Ehitusgeoloogilised tingimused

Ala geoloogilisest ehitusest tingituna on kõige parem hoone rajamiseks krundi kesk- ja lõunaosa [3].

Sellesse piirkonda saaks ehitisi rajada nii moreenile (kihile 3) toetuva madalvundamendile või otsaga moreenialusesse peenliiva (kihti 4) süvistatavatele vaiadele. Madalvundamendi puhul tuleks see projekteerida maksimaalselt kõrgele pinnasevee tõttu, vastasel juhul on raske teostada pinnasetöid pinnast rikkumata. [3]

Kiht 3, savimõllmoreen, on leondumisohtlik ning tugevalt külmakerkeline, mille puhul kaotaks pinnas oluliselt kandevõimet. [3]

Tabelis 1.1 esitatud vaia ühikpinna vastupanud (p_s ; p_b) on antud betoonist rammvaia kasutamiseks, kuid neid tuleks rammida väikese energiaga, kuna vastasel juhul saaks kahjustada naaberhooned. Antud kinnistu pinnase geoloogiline tulp on välja toodud joonisel 1.1.

Joonis 1.1 Pinnase geoloogiline tulp [3]

Kaevandi tähis ja nr	PA-6 24026	Suudme abs. kõrgus	57.55	Puuritud (kuup.) Seade	02.04.2004 AVB-2M	Pinnasevee sügavus/abs. kõrgus	1.80/55.75	Veepind mõõdetud (kuup.)	02.04.2004
X=6440234.9				Y=681196.5					
	Geo. in-deks	Sügavus m	Abs. kõrgus m	Pak-sus m	Geoloogiline lõige	Proov (labori nr.)	Pinnase kirjeldus		
1	kultQIV	0.60	56.95	0.60	①		Täitepinnas: muld, liiv, moreen, kohev.		
		0.75	56.80	0.15	②		Muld		
2	gQIII			2.55	③		Savimõllmoreen: punakaspruun, väheplastne, sitke, jämeperdu ~10%, esineb liiva-kruusa veeküllastunud vahekihte.		
3		3.30	54.25						
4	rQIII			1.70	④		Peenliiv: kollakaspruun, kesktihe kuni tihe, sisaldab üksikuid mõllika peenliiva ja jämeliiva vahekihte, niiske.		
5		5.00	52.55						

1.2 Ehitusgeoloogiline ülevaade – põhiuuring

Uued ehitusgeoloogilised uuringud teostati Põlva linnas, Jaama 55c 08.03-14.03.2022. Kokku tehti välitööde käigus 14 puurauku (PA-2...7, 9...15 ja 17), kasutades puurmasinat A-Sond 204 ning 3 puurauku (PA-1, 8 ja 16), kasutades puurmasinat Borro. Puuraugud olid 3,7-13,5 m sügavused. Pinnase arvutusparameetrite hindamiseks tehti kaheksa väga raske löökpenetratsiooni katset (DPSHA-1...8), sügavusega 5,8-20,4 m. [4]

Uuringualt võeti 42 niiskusproovi, mis teimiti vastavalt standardile ISO/TS 17892-1:2004 Rakendusgeoloogia OÜ litsentseerimata laboris. [4]

Väga raske löökpenetratsiooni katsed (DPSHA-1...8) viidi läbi standardse katseseadmega, mis on monteeritud puurmasina A-Sondi 204 külge. Kasutati 63,5 kg löögivasarat langetuskõrgusel 0,5 m, vardaid kaaluga 6 kg, koonuse otsikut pindalaga 16 cm². Mõõdeti 20 cm läbimiseks kulunud löökide arvu. Lähtuti normist ISO 22476-2. [4]

Töö on koostatud vastavalt MKM määrusele nr 32, 24. aprill 2015. a, „Ehitusgeoloogilistele uuringutele esitatavad nõuded“ ning pinnase nimetused on antud EVS-EN 1997-1:2006 Osa I nõuete kohaselt, lisaks EN ISO 14688-2:2004 järgi. [4]

Uuringupunktide asukohad mõõdeti sisse mõõdulindiga alusplaani olevatest objektidest või GPS seadmega (Garmin eTrex30). Puuraukude kõrguslikul sidumisel lähtuti geodeetilisel alusplaani olevatest maapinna kõrgusmärkidest. Kõrgused on EH2000 süsteemis. Koordinaadid, mis võeti alusplaani, on L-EST 97` süsteemis. [4]

Puuraukude asukohad on näidatud asendiplaanil (vt Lisa 4, joonis nr 11).

1.2.1 Pinnase omadused

Kiht 1 TÄITEPINNAS. Täitepinnas esines uuringualal puuraugu 14 alal 0,50 meetri paksuse kihina kasvukihi (kiht 2) all, maapinnast 0,1 meetri sügavusel, abs. kõrgusel 57,60 meetrit. Puuraukude 4, 5, 8...9 ja 15 oli täide 0,7...1,6 meetri paksuseks pindmiseks kihiks. Täide on olemuselt ümberpööratud muld ja (segaterine) liiv, (savine peenliiv) moreen, orgaanilise aine ja mullaga peenliiv või savine liiv, (tume)pruun, punakaspruun kuni kollakaspruun või kirju, väga kohev kuni kohev, niiske kuni veeküllastunud, mullane. [4]

Kiht 2 MULD. Muld esines uuringualal puuraugu 15 alal 0,4 meetri paksuse kihina täite (kiht 1) all, maapinnast 1,6 meetri sügavusel, abs. kõrgusel 62,15 meetrit. Puuraukude 1...3, 6...7, 14 ja 16...17 oli kasvukiht -muld 0,10...0,55 meetri paksuseks pindmiseks kihiks. Kasvukiht -muld on lõimiselt mölline (liiv), tumepruun, kohev ja niiske kuni märg. [4]

Kiht 3 LIIVMUDA, MÖLLMUDA. Liivmuda kuni möllmuda esines uuringualal PA-4 alal 0,6 meetri paksuse kihina täite (kiht 1) all, maapinnast 0,7 meetri sügavusel, abs. kõrgusel 53,70 meetrit. PA-10 ja -13 alal oli liivmuda kuni möllmuda 0,7...1,9 meetri paksuseks 5 pindmiseks kihiks. Kiht on hallikaspruun kuni mustjaspruun, väga kohev, veeküllastunud, sisaldab taimejäänuseid ning turba ja liiva vahekihte. Kihist võeti kaks niiskusproovi, pinnase normatiivne niiskussisaldus on $w_n=185,4\%$ (121,0...196,5 %). [4]

Kiht 4 MÖLLIKAS SEGATERALINE LIIV. Möllikat segaterist liiva esines uuringualal PA-1...4, 6...9, 14 ja 16...17 alal 0,25...1,75 meetri paksuse kihina täite (kiht 1), kasvukiht - mulla (kiht 2) või liivmuda kuni möllmuda (kiht 3) all, maapinnast 0,2...1,3 meetri sügavusel, abs. kõrgusel 53,10...63,40 meetrit. Kiht on pruunikaskollast, punakaspruuni kuni pruuni värvi, kohev kuni kesktihe, niiske kuni veeküllastunud, sisaldab orgaanika viirge (2 %), mulla pesasid või viirge ja kruusa kuni 5 %, kiht on kohati savikas/ savine. PA-6 puhul on kiht 0,2...1,0 meetri sügavusel maapinnast ümberpööratud. [4]

Kiht 5 TURVAS. Turvas esines uuringualal PA-11...13 alal 1,25...5,35 meetri paksuse kihina jää (kiht J) või muda (kiht 3) all, maapinnast 0,05...0,70 meetri sügavusel, abs. kõrgusel 53,00...53,50 meetrit. Kiht on mustjaspruun- tumepruun, keskmiselt - halvasti kõdunenud. [4]

Kiht 6 MÖLL/LIIVPINNAS. Kihti esines uuringualal PA10...13 alal 0,30...0,55 meetri paksuse kihina muda (kiht 3) või turba (kiht 5) all, maapinnast 1,90...5,4 meetri sügavusel, abs. kõrgusel 48,10...51,75 meetrit. Kiht on rohekashalli kuni -pruuni värvi, väga kohev kuni kohev ja niiske kuni veeküllastund. [4]

Kiht 7 SAVIMÖLL. Kihti esines uuringualal PA-4, -9...10 ja -13 alal 0,80...2,90 meetri paksuse kihina segaterise liiva (kiht 4) või orgaanilise aine sisaldusega möll/liivpinnase (kiht 6) all, maapinnast 1,7...2,7 meetri sügavusel, abs. kõrgusel 51,20...56,25 meetrit. Kiht on sinakashall kuni punakaspruun, keskpastne kuni väheplastne, pehme kuni sitke, oranžikaspruunide kuni 0,1 m paksuste liiva kuni mölli vahekihtidega. [4]

Kiht 8 MÖLLINE LIIV KUNI KESKLIIV. Kihti esines uuringualal PA-4, -9 ja -11...13 alal 0,8...1,45 meetri paksuse kihina orgaanilise ainega liivpinnase (kiht 6) või savimöll-möllsavi (kiht 7) all, maapinnast 1,7...5,85 meetri sügavusel, abs. kõrgusel 47,65...55,45 meetrit. Kiht on pruun, hall kuni punakaspruun, väga kohev kuni kohev, veeküllastunud, sisaldab jämepurdu 5...10 % ja savi, savimölli või jämeliiva vahekihte. [4]

Kiht 9A SAVINE PEENLIIV. Savist peenliiv- rohke liivaga savimöll moreeni esines uuringualal PA-1...6, 8...13 ja 15...17 alal 0,5...3,35 meetri paksuse kihina täite (kiht 1), mulla (kiht 2), (möllika) segaterise liiva (kiht 4), savimöll-möllsavi (kiht 7) või keskliiva (kiht 8) all, maapinnast 0,6...6,85 meetri sügavusel, abs. kõrgusel 46,85...62,70 meetrit. Savine peenliiv- rohke liivaga savimöll moreen on hallikaspruuni kuni punakaspruuni värvi, väheplastne (mitteplastne), sitke kuni poolkõva, sisaldab jämepurdu 10...15 % ning (peen)liiva, kruusa ja savisemaid vahekihte. [4]

Kiht 9B KRUUSAGA SAVINE PEENLIIV. Kihti esines uuringualal PA-1...10, 14...15 ja 17 alal 0,35...3,25 meetri paksuse kihina segaterise liiva (kiht 4), savise peenliiv- (rohke liivaga) savimöll moreeni (kiht 9A) või liivakompleksi (kiht 11A) all, maapinnast 1,35...6,20 meetri sügavusel, abs. kõrgusel 48,25...62,20 meetrit. Kiht on kollakas-hallikaspruun kuni punakaspruun, väheplastne (mitteplastne), poolkõva kuni kõva, sisaldab jämepurdu 10...25 % ja saviseid või peenliiva vahekihte. [4]

Kiht 10 SAVIMÖLL-MÖLLSAVI. Kihti esines uuringualal PA-16 alal 1,45 meetri paksuse kihina savise peenliiv- (rohke liivaga) savimöll moreeni (kiht 9A) all, maapinnast 3,6 meetri sügavusel, abs. kõrgusel 56,25 meetrit. Kiht on pruunikaspruun, keskpastne,

poolpehme, viirja tekstuuriga, sisaldab üksikuid kuni 0,05 meetri paksusi liiva vahekihte. [4]

Kiht 11A LIIVAKOMPLEKS. Kihti esines uuringualal PA-3 ja -9 alal 0,45...8,8 meetri paksuse kihina savise peenliiv- rohke liivaga savimöll moreeni (kiht 9A) all, maapinnast 3,95...8,40 meetri sügavusel, abs. kõrgusel 50,25...50,80 meetrit. [4]

Kiht 11B LIIVAKOMPLEKS. Kiht avati uuringualal PA-4...5, 7...10, 14 ja 16 alal 1,6...8,7 meetri paksuse kihina kruusaga savise peenliiv ((-rohke liivaga) savimöll) moreeni (kiht 9B), savimölli (-möllsavi) (kiht 10) või liivakompleksi (kiht 11A) all, maapinnast 3,25...17,20 meetri sügavusel, abs. kõrgusel 41,75...59,30 meetrit. Kiht on lõimiselt kruusaga keskliiv või segaterine liiv, kollane, kollakashall kuni helepruun, kesktihe kuni tihe, kuiv kuni niiske, kruusa ja tolmliiiva vahekihtidega. [4]

Kiht 12 SAVINE PEENLIIV. Kiht avati uuringualal PA-4...5, 7 ja 14...15 alal 0,08...1,95 meetri paksuse kihina savise peenliiv- savimöll moreeni (kiht 9B) või liivakompleksi (kiht 11B) all, maapinnast 5,55...9,6 meetri sügavusel, abs. kõrgusel 44,80...58,20 meetrit. Kiht on pruun, väheplastne-mitteplastne, (väga) kõva - tsementeerunud. [4]

Pinnaste normatiivsed väärtused põhiuuringu põhjal on välja toodud Lisas 1.

1.2.2 Pinnasevesi

Uuringute ajal esines pinnasevett PA-2...4, 9...13 ja 17 0,0-2,6 meetri sügavusel maapinnast. PA-5 puhul esines ülavett 1,35 meetri sügavusel maapinnast, mis on tõenäoliselt pikaajalise keskmise pinnasevee tasemega. Suuremate sadude järgselt võib pinnasevees tase tõusta meetri võrra kihtides 9A, 4 ja 1, 0,25 meetrit kihis 5 ning põuaste ilmade püsidest võib pinnasevee tase langeda kuni poole meetri võrra. [4]

1.2.3 Ehitusgeoloogilised tingimused

Ehitusgeoloogilised tingimused on raskendatud keerulise geoloogilise ehituse ja vaheldusrikkuse tõttu. [4]

Rahuldavad on tingimused hoonete rajamiseks oru veerule, kus enamjaolt levivad hea kandevõimega moreen ja liivpinnaste kompleksid. Keerulised on orundi põhjas, kus esinevad tugevalt kokku surutavad soosetted (muda, turvas) ning lisaks alaliselt kõrge pinnasevee tase. [4]

Planeeritavate hoonete ehitusaluseks ei sobi täitepinnased, kasvukiht-muld ja orgaanikaga pinnased (kihid 1-6), need tuleks eemaldada ja asendada vajaliku

kõrguseni kiht-kihilt tihendatud mineraalse pinnaga (liiv, kruus). Juhul, kui väljakaevamine kõrge pinnaseveetaseme ja asendatava pinnasehulga tõttu ei osutu mõistlikuks, tuleks hoone rajada vaiadele. [4]

Juhul kui soovitakse uued hooned rajada samale kõrgusele kui olemasolev hoone, tuleb arvestada, et pinnasega täitmisest tekkiv täiendav kaal kutsub suure tõenäosusega esile nõlva lihke, selle vältimiseks tuleks kasutada tugiseinu, mis on rajatud vaiadele ja vajadusel oleksid ka ankurdatud. Arvestama peab nõlva all asuvate paksu soosetete kompleksiga, mis täitepinnase koormamisest tekkida võiva nõlvalihkel lükataks välja vaaludena naaber kruntidele. Kindlasti ei oleks ka mõistlik soosetete välja kaevamine ning asendamine mineraalse täitepinnasega. Arvestama peab, et nõlva all asuvad soosetted käituvad nõlva vastukaaluna ja nende eemaldamisel koos vee välja pumpamisega kutsutaks suure tõenäosusega esile nõlva lihke. Samamoodi tuleb arvestada, et uuringualal esineva turba poorsustegur e on 11,7 ja mudal 2,8 ning koheva liivpinnase poorsustegur e on ainult 0,6... 9 0,9, moreenpinnasel 0,30..0,45. Ehk soosetted turvas ja muda veehulga sisaldus on 3...30 korda suurem kui liiv- või moreenpinnastel. Selline pinnase välja vahetamine kutsuks esile veetaseme üldise tõusu ja võib naaber krundid osaliselt vee alla jätta. Ehk asendades soosetted mineraalse pinnasega tuleks arvestada ka orus veerežiimi muutumisega. Parem oleks mitte koormata täiendavalt siin orus soosetteid. [4]

Joonis 1.2 Ehitusgeoloogiline tulp [4]

Kaevandi tähis ja nr	PA-12	Suudme abs. kõrgus	53.55	Puuritud (kuup.) Seade	13.03.2022 A-Sond 204	Pinnasevee sügavus/abs. kõrgus	0.00/53.55	Veepind mõõdetud (kuup.)	13.03.2022
X=6440290					Y=681154				
	Geo indeks	Sügavus m	Abs. kõrgus m	Paksus m	Geoloogiline lõige	Proov looduslik niiskus	Pinnase kirjeldus		
1	a _{iv}	0.05	53.50	0.85	(5)		Jää		
2	b _{iv}			3.15	(5)		Turvas: mustjaspruun- tumepruun, keskmiselt - halvasti kõdunenud.		
3	a _{iv}	3.20	50.35		(6)		Orgaanilise ainega liivpinnas: rohekashall- pruun, segaterine mölline liiv, vähese orgaanilise aine sisaldusega (1-2%), väga kohev, veeküllastunud.		
4	a _{iv-fgl}	3.75	49.80	0.55	(8)		Keskliv: hall, väga kohev, savimõlli 0,01...0,05 m paksuste vahekihtidega, veeküllastunud.		
5	a _{iv-fgl}	4.80	48.75	1.05	(8)		Savine peenliiv- rohke liivaga savimõll moreen: hallikaspruun- punakaspruun, väheplastne, sitke kuni poolköva, sisaldab jäme purdu 10...15%.		
6	g _{li}	6.00	47.55	1.20	(9A)				

2 LAOHOONE KIRJELDUS NING KOORMUSED

2.1 Laohoone kirjeldus

Projekteeritavad hooned on plaaneritud Põlva linna, Jaama tänava 55c kinnistule, mis kuulub Acino Estonia OÜ-le. Laohoone on üks planeeritavatest hoonetest, mille kohta tehakse käesolevas töös arvutused. Laohoone põhiline ülesanne on materjalide, tooraine ning muude toodete ladustamine ning hoiustamine.

Olemasolevale tootmishoonele on läbi viidud Terviseameti poolt uuring, mille tulemusel tuli välja, et tootmismasinad teevad kohati kuni 80dB müra [5], seetõttu sai planeeritava laohoone välisseinaks (VSL-1) valitud Ruukki *sandwich*-paneeli SPA100S, et hoida laos töötavaid inimesi müra eest ning valitud seinatüüp aitab tagada stabiilsemat temperatuuri, mis vajalik ravimite ladustamiseks (vt Lisa 4, joonis nr 5) [6].

Laohoone gabariitmõõdud on 30x84 m (vt Lisa 4, joonis nr 1), mille üks osa on 10 m kõrge ning madalam osa on 6 m kõrgune (vt Lisa 4, joonis 6). Laohoone on teraskarkassil põhinev ehitus. Konstruksiooniks on terasfermid, -talad ja -postid (vt Lisa 4, joonis nr 2). Terasemärk on S355 ja postidena on kasutatud IPE220 ja HEA280. Välisseinaks (VSL-1) on *sandwich*-paneelid, põrandaks (VLL-1) on raudbetoonplaat ning katuseks (KLL-1) kandev profiilplekk PP-113 (vt Lisa 4, joonis nr 5). Põrandaalune pindala $S = 30 \times 84 = 2520 \text{ m}^2$.

Hoone postid on 6 m sammuga telgedel A, F, 1, 5, 9, 13 ja 15. Telgedel B1-B5, B5-B9 ja B9-B13 (k.a teljed C-E) asub ferm, mille pikkus on 24 m ning B13-B15 (k.a teljed C-E) asub tala, mille pikkus 12 m (vt Lisa 4, joonis nr 2).

Hoonel on soklipaneelid, mis toetuvad postide kohal asuvatele vundamentidele. Hoonel on lamekatus, mille katusekalle on 1:80. Hoone betoonplaadist põrand asub samal kõrgusel maapinnaga (vt. Lisa 4 joonis nr 6). Hoone projekteeritakse kinnistu loodes asuvasse nurka, kus on ehitusgeoloogilised tingimused kõige sobilikumad. Kinnistule on võimalik pääseda mööda Kase tänavat, kuid samuti on võimalik teha ligipääs mööda Acino Estonia OÜ kinnistut.

Laohoonele on ette nähtud välisseintesse jäikussidemed, mille analüüs ei kuulu antud magistritöö koosseisu. Farmaatsiatehase laohoone tingimus, mis mõjutab antud magistritöös arvutusi, on laohoone suhteline niiskus. Seda on kasutatud betoonpõranda arvutamisel.

2.2 Laohoones mõjuvad koormused

2.2.1 Konstruktsiooni kirjeldus – omakaal

VSL-1 (44,2 kg/m²) [6]

- Ruukki *sandwich*-paneel (100 mm)
- Õhuvähe (300 mm)
- Kivivill Paroc UNS 37 (100 mm)
- Ruukki *sandwich*-paneel (100 mm)

VLL-1 [7]

- Aluskate (-)
- Raudbetoon (125/375 mm) 2500 kg/m³
- Soojustus XPS 300 Foam SL (50 mm)
- Tihendatud liiv

KLL-1 [7], [8], [9]

- Bituumenrullmaterjalist kate 5 kg/m²
- Mineraalvill OL-K (30 mm) 125 kg/m³
- Mineraalvill OL-P (150 mm) 125 kg/m³
- Aurutõke 0,05 kN/m²
- Kandev profiilplekk PP113 (113 mm) 11,45 kg/m²

KLL-2 [7], [8], [9], [10]

- Bituumenrullmaterjalist kate 5 kg/m²
- Mineraalvill OL-K (30 mm) 125 kg/m³
- Mineraalvill OL-P (150 mm) 125 kg/m³
- Aurutõke 0,05 kN/m²
- Kandev profiilplekk PP113 (113 mm) 11,45 kg/m²

- Ripplagi Newton 6 kg

Konstruksiooni lõiked on välja toodud Lisa 4, joonisel nr 5.

2.2.2 Alaliskoormused omakaalust

Laohoone konstruktsioonide asukohad on näidatud Lisa 4, joonistel nr 1 ja 2. Postidena on kasutatud IPE220 ja HEA280 terast margiga S355 ning taladena on kasutatud IPE220 terast margiga S355. Fermid on projekteeritud nelikanttorudest. Ühe fermi mass on 1574 kg. Lisaks hoone omakaalukoormustele tuleb laos arvestada ka laoriulite koormusega, kuna täismahus tekitavad need arvestatava koormuse põrandale ja pinnasele. EPN-ENV 1.1 kohaselt tuleb analüüsi kaasata koormuskombinatsiooni maksimaalsete koormustega [11].

Välissein VSL-1:

$$g_{k,VSL-1} = 44,2 \text{ kg/m}^2 = 0,442 \text{ kN/m}^2$$

Katuslagi KLL-1:

$$g_{k,KLL-1} = 5 + 125 \cdot 0,03 + 125 \cdot 0,15 + 0,05 + 11,45 = 39 \text{ kg/m}^2 = 0,39 \text{ kN/m}^2$$

Katuslagi KLL-2:

$$g_{k,KLL-2} = 5 + 125 \cdot 0,03 + 125 \cdot 0,15 + 0,05 + 11,45 + 6 = 45 \text{ kg/m}^2 = 0,45 \text{ kN/m}^2$$

Terasferm-1

$$g_{k,ferm-1} = 1574 \text{ kg} = 15,74 \text{ kN}$$

Post-1, post-2 ja post-3 [12]:

Terasemark on IPE220 S355, meetri kaal 26,2 kg. Terasemark HEA280 S355, meetri kaal 76,4 kg.

$$g_{k,post-1} = 26,2 \cdot 9,980 = 261,476 \text{ kg} = 2,61 \text{ kN}$$

$$g_{k,post-2} = 76,4 \cdot 9,980 = 762,472 \text{ kg} = 7,62 \text{ kN}$$

$$g_{k,post-3} = 26,2 \cdot 5,346 = 140,0652 \text{ kg} = 1,40 \text{ kN}$$

Tala-1 ja tala-2 [12]:

$$g_{k,tala-1} = 26,2 \cdot 6,0 = 157,2 \text{ kg} = 1,57 \text{ kN}$$

$$g_{k,tala-2} = 26,2 \cdot 12,0 = 314,4 \text{ kg} = 3,14 \text{ kN}$$

2.2.3 Alaliskoormused postidel

Telg A1 ja F1

$$G_k = \frac{l_1}{2} \cdot \frac{l_1}{2} \cdot g_{k,KLL-1} + \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_1}{2}\right) \cdot g_{k,VSL-1} \cdot h_{sein} + g_{k,post-1} + 2 \cdot \frac{g_{k,tala-1}}{2}$$

$$G_k = 3 \cdot 3 \cdot 0,39 + (3 + 3) \cdot 0,442 \cdot 10,1 + 2,61 + 1,57 = 34,48 \text{ kN}$$

Telg B1-E1

$$G_k = 2 \cdot \frac{l_1}{2} \cdot 3 \cdot l_1 \cdot g_{k,KLL-1} + \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_1}{2}\right) \cdot g_{k,VSL-1} \cdot h_{sein} + g_{k,post-1} + 2 \cdot \frac{g_{k,tala-1}}{2} + \frac{g_{k,ferm-1}}{2}$$

$$G_k = 2 \cdot 3 \cdot 3 \cdot 6 \cdot 0,39 + (3 + 3) \cdot 0,442 \cdot 10,1 + 2,61 + 1,57 + 15,74 \cdot 0,5 = 80,96 \text{ kN}$$

Telg A2-A12 ja F2-F12

$$G_k = 2 \cdot \frac{l_1}{2} \cdot \frac{l_1}{2} \cdot g_{k,KLL-1} + \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_1}{2}\right) \cdot g_{k,VSL-1} \cdot h_{sein} + g_{k,post-1} + 2 \cdot \frac{g_{k,tala-1}}{2}$$

$$G_k = 2 \cdot 3 \cdot 3 \cdot 0,39 + (3 + 3) \cdot 0,442 \cdot 10,1 + 2,61 + 1,57 = 37,99 \text{ kN}$$

Telg B5-E5 ja B9-E9

$$G_k = 6 \cdot l_1 \cdot 2 \cdot \frac{l_1}{2} \cdot g_{k,KLL-1} + g_{k,post-2} + 2 \cdot \frac{g_{k,ferm-1}}{2}$$

$$G_k = 6 \cdot 6 \cdot 2 \cdot 3 \cdot 0,39 + 7,62 + 15,74 = 107,6 \text{ kN}$$

Telg A13 ja F13

$$G_k = 2 \cdot \frac{l_1}{2} \cdot \frac{l_1}{2} \cdot g_{k,KLL-1} + \left(\frac{l_1}{2}\right) \cdot g_{k,VSL-1} \cdot h_{sein} + \left(\frac{l_1}{2}\right) \cdot g_{k,VSL-1} \cdot h_{sein} + \left(\frac{l_1}{2}\right) \cdot g_{k,VSL-1} \cdot h_{sein} + g_{k,post-1} + 2 \cdot \frac{g_{k,tala-1}}{2} + \frac{g_{k,tala-1}}{2}$$

$$G_k = 2 \cdot 3 \cdot 3 \cdot 0,39 + 3 \cdot 0,442 \cdot 10,1 + 3 \cdot 0,442 \cdot 6 + 3 \cdot 0,442 \cdot 4,1 + 2,61 + 1,57 + 0,785 = 38,77 \text{ kN}$$

Telg A14 ja F14

$$G_k = 2 \cdot \frac{l_1}{2} \cdot \frac{l_1}{2} \cdot g_{k,KLL-1} + \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_1}{2}\right) \cdot g_{k,VSL-1} \cdot h_{sein} + g_{k,post-3} + 2 \cdot \frac{g_{k,tala-1}}{2}$$

$$G_k = 2 \cdot 3 \cdot 3 \cdot 0,39 + (3 + 3) \cdot 0,442 \cdot 6 + 1,4 + 1,57 = 25,90 \text{ kN}$$

Telg A15 ja F15

$$G_k = \frac{l_1}{2} \cdot \frac{l_1}{2} \cdot g_{k,KLL-1} + \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_1}{2}\right) \cdot g_{k,VSL-1} \cdot h_{sein} + g_{k,post-3} + 2 \cdot \frac{g_{k,tala-1}}{2}$$

$$G_k = 3 \cdot 3 \cdot 0,39 + (3 + 3) \cdot 0,442 \cdot 6 + 1,4 + 1,57 = 22,39 \text{ kN}$$

Telg B13-E13

$$G_k = 4 \cdot l_1 \cdot 2 \cdot \frac{l_1}{2} \cdot g_{k,KLL-1} + \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_1}{2}\right) \cdot g_{k,VSL-1} \cdot h_{sein} + g_{k,post-2} + \frac{g_{k,ferm-1}}{2} + 2 \cdot \frac{g_{k,tala-1}}{2} + \frac{g_{k,tala-2}}{2}$$

$$G_k = 4 \cdot 6 \cdot 2 \cdot 3 \cdot 0,39 + (3 + 3) \cdot 0,442 \cdot 4,1 + 7,62 + 7,87 + 1,57 + 1,57 = 85,66 \text{ kN}$$

Telg B15-E15

$$G_k = 2 \cdot \frac{l_1}{2} \cdot l_1 \cdot g_{k,KLL-1} + \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_1}{2} \right) \cdot g_{k,VSL-1} \cdot h_{sein} + g_{k,post-3} + 2 \cdot \frac{g_{k,tala-1}}{2} + \frac{g_{k,tala-2}}{2}$$

$$G_k = 2 \cdot 3 \cdot 6 \cdot 0,39 + (3 + 3) \cdot 0,442 \cdot 6 + 1,4 + 1,57 + 1,57 = 34,49 \text{ kN}$$

2.2.4 Kasuskoormused

Laohoone on projekteeritud vastavalt hoone osale, kas 6 m või 10 m kõrgune ja asub Põlvas. Maastikutüüp on III [13].

Laohoone: klass E1, mille $\psi_0 = 1,0$, $\psi_1 = 0,9$, $\psi_2 = 0,8$, $q_k = 7,5 \text{ kN/m}^2$ ja $Q_k = 7,0 \text{ kN}$ [11], [14].

Pinna suuruselt tulenev vähendustegur [11]:

$$\alpha_A = c\psi_0 + \frac{A_0}{A} \leq 1,0 \quad (2.1)$$

kus $c = 5/7$,

$$A_0 = 10,0 \text{ m}^2,$$

ψ_0 – kombinatsioonitegur.

Pinna suuruselt tulenev vähendustegur leitakse valemi 2.1 abil:

$$\alpha_A = \frac{5}{7} \cdot 1,0 + \frac{10}{2520} = 0,718 \leq 1,0$$

Kasuskoormus koos vähendusteguriga:

$$q_k = q_k \cdot \alpha_A = 7,5 \cdot 0,718 = 5,385 \text{ kN/m}^2$$

Telg A1, F1, A15 ja F15

$$Q_k = \frac{l_1}{2} \cdot \frac{l_1}{2} \cdot q_k = 3 \cdot 3 \cdot 5,385 = 48,465 \text{ kN}$$

Telg B1-E1

$$Q_k = 2 \cdot l_1 \cdot 2 \cdot \frac{l_1}{2} \cdot q_k = 2 \cdot 6 \cdot 2 \cdot 3 \cdot 5,385 = 387,72 \text{ kN}$$

Telg A2-A14, F2-F14

$$Q_k = \frac{l_1}{2} \cdot 2 \cdot \frac{l_1}{2} \cdot q_k = 3 \cdot 2 \cdot 3 \cdot 5,385 = 96,93 \text{ kN}$$

Telg B5-E5 ja B9-E9

$$Q_k = 4 \cdot l_1 \cdot 2 \cdot \frac{l_1}{2} \cdot q_k = 4 \cdot 6 \cdot 2 \cdot 3 \cdot 5,385 = 775,44 \text{ kN}$$

Telg B13-E13

$$Q_k = 3 \cdot l_1 \cdot 2 \cdot \frac{l_1}{2} \cdot q_k = 3 \cdot 6 \cdot 2 \cdot 3 \cdot 5,385 = 581,58 \text{ kN}$$

Telg B15-E15

$$Q_k = l_1 \cdot 2 \cdot \frac{l_1}{2} \cdot q_k = 6 \cdot 2 \cdot 3 \cdot 5,385 = 193,86 \text{ kN}$$

2.2.5 Muutuvkoormus (lumekoormus)

Lumekoormuse normsuurus on Põlvas $s_k = 1,5 \text{ kN/m}^2$ ning kujutegur $\mu_i = 0,8$ [14].

Katuse lumekoormuse normsuurus määratakse järgmiselt [11]:

$$s = u_i \cdot s_k, \quad (2.2)$$

kus u_i - lumekoormuse kujutegur,

s_k - lumekoormuse normsuurus maapinnal.

Katuse lumekoormuse normsuurus leitakse valemi 2.2 alusel:

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

Telg A1, F1, A15 ja F15

$$Q_{k,lumi} = \frac{l_1}{2} \cdot \frac{l_1}{2} \cdot s = 3 \cdot 3 \cdot 1,2 = 10,8 \text{ kN}$$

Telg B1-E1

$$Q_{k,lumi} = 2 \cdot l_1 \cdot 2 \cdot \frac{l_1}{2} \cdot s = 2 \cdot 6 \cdot 2 \cdot 3 \cdot 1,2 = 86,4 \text{ kN}$$

Telg A2-A14, F2-F14

$$Q_{k,lumi} = \frac{l_1}{2} \cdot 2 \cdot \frac{l_1}{2} \cdot s = 3 \cdot 2 \cdot 3 \cdot 1,2 = 21,6 \text{ kN}$$

Telg B5-E5 ja B9-E9

$$Q_{k,lumi} = 4 \cdot l_1 \cdot 2 \cdot \frac{l_1}{2} \cdot s = 4 \cdot 6 \cdot 2 \cdot 3 \cdot 1,2 = 172,8 \text{ kN}$$

Telg B13-E13

$$Q_{k,lumi} = 3 \cdot l_1 \cdot 2 \cdot \frac{l_1}{2} \cdot s = 3 \cdot 6 \cdot 2 \cdot 3 \cdot 1,2 = 129,6 \text{ kN}$$

Telg B15-E15

$$Q_{k,lumi} = l_1 \cdot 2 \cdot \frac{l_1}{2} \cdot s = 6 \cdot 2 \cdot 3 \cdot 1,2 = 43,2 \text{ kN}$$

2.2.6 Arvutuslikud koormused postidele

Leitakse arvutuslikud koormused posti all, vundamentide arvutamiseks.

Kasutame eelnevalt leitud normatiivseid, kasus- ja lumekoormuseid ning teise arvutusvariandi (AV2) osavarutegureid ja kombinatsioonitegureid: $\gamma_G = 1,2$, $\gamma_Q = 1,5$ [15].

Üldvalem arvutusliku koormuse leidmine postile:

$$N_{sd} = \gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot (Q_k + \psi_0 \cdot Q_{k,lumi}), \quad (2.3)$$

kus G_k - alaline punktkoormus (kN/m),

Q_k - muutuv punktkoormus (kN/m),

γ_G - alaliskoormuse osavarutegur - $\gamma_G = 1,2$,

γ_Q - muutuvkoormuse osavarutegur - $\gamma_Q = 1,5$,

ψ_0 - lumekoormuse kombinatsioonitegur, $\psi_0 = 0,5$.

Leiame arvutuslikud koormused postidele valemi 2.3 abil:

$$N_{sd,A1 \text{ ja } F1} = 1,2 \cdot 34,48 + 1,5 \cdot (48,465 + 0,5 \cdot 10,8) = 122,17 \text{ kN}$$

$$N_{sd,B1-E1} = 1,2 \cdot 80,96 + 1,5 \cdot (387,72 + 0,5 \cdot 86,4) = 743,53 \text{ kN}$$

$$N_{sd,A2-A12 \text{ ja } F2-F12} = 1,2 \cdot 37,99 + 1,5 \cdot (96,93 + 0,5 \cdot 21,6) = 207,18 \text{ kN}$$

$$N_{sd,B5-E5 \text{ ja } B9-E9} = 1,2 \cdot 107,6 + 1,5 \cdot (775,44 + 0,5 \cdot 172,8) = 1421,88 \text{ kN}$$

$$N_{sd,A13 \text{ ja } F13} = 1,2 \cdot 38,77 + 1,5 \cdot (96,93 + 0,5 \cdot 21,6) = 208,12 \text{ kN}$$

$$N_{sd,A14 \text{ ja } F14} = 1,2 \cdot 25,90 + 1,5 \cdot (96,93 + 0,5 \cdot 21,6) = 192,68 \text{ kN}$$

$$N_{sd,A15 \text{ ja } F15} = 1,2 \cdot 22,39 + 1,5 \cdot (48,465 + 0,5 \cdot 10,8) = 107,67 \text{ kN}$$

$$N_{sd,B13-E13} = 1,2 \cdot 85,66 + 1,5 \cdot (581,58 + 0,5 \cdot 129,6) = 1072,36 \text{ kN}$$

$$N_{sd,B15-E15} = 1,2 \cdot 34,49 + 1,5 \cdot (193,86 + 0,5 \cdot 43,2) = 364,59 \text{ kN}$$

2.2.7 Tuulemomendiga koormatud madalvundamentide mõõtmete määramine

Lisaks arvutuslikule koormusele, muudab tuulest tulenev moment välisseinte all olevate taldmike suurust. Postil asub tugi katusetasapinnas.

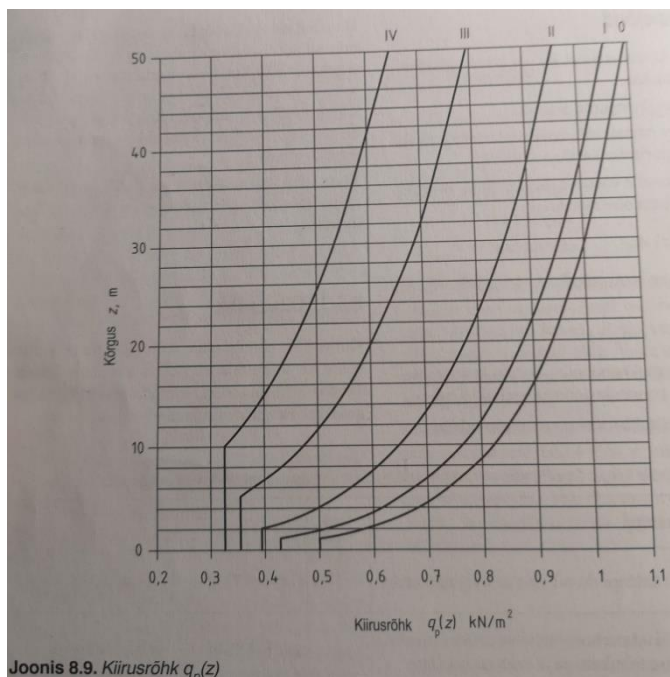
Tuulejõud konstruktsioonile leitakse järgmiselt [14]:

$$F_w = c_f q_p(z) A_{ref}, \quad (2.4)$$

kus c_f - konstruktsiooni, -osa või -elemendi jõutegur,
 $q_p(z)$ - kiirusrõhk (kN/m^2),
 A_{ref} - konstruktsiooniosa pindala (m^2).

Kiirusrõhk leitakse vastavalt maastikutüübile III jooniselt 2.1:

Joonis 2.1 Kiirusrõhk $q_p(z)$ (kN/m^2) [14]



Konstruktsiooniosa jõutegur leitakse [14]:

$$c_f = c_{f,0} \psi_r \psi_\lambda, \quad (2.5)$$

kus $c_{f,0}$ - ristküliku ristlõikega elemendi jõutegur, $c_{f,0} = 0,9$ [14],
 ψ_r - vähendustegur, $\psi_r = 1,0$ [14],
 ψ_λ - otsa mõju tegur elementidel, $\psi_\lambda = 1,0$ [14].

Suurim konstruktsiooniosa pindala, millelt üks post koormust vastu võtab:

$$A_{ref} = 2 \frac{l h_{max}}{2}, \quad (2.6)$$

Suurim tuulemoment vundamendis arvutatakse järgmiselt [26]:

$$M_{tuul} = F_w l, \quad (2.7)$$

kus l - kõrgus vundamendist, (m).

Ekstsentrilisus leitakse järgmiselt [15]:

$$e_0 = M_{tuul}/V_{Ed}, \quad (2.8)$$

Vajalik talla pikkus leitakse järgmiselt [15]:

$$L = B + 2e_0, \quad (2.9)$$

kus B - vundamendi taldmiku laius, (m).

3 Laohoone põranda arvutusmetoodika

Eeluuringu alusel oli võimalik hoonele projekteerida madalvundamendid. Hoone põrand oli võimalik rajada otse pinnasele.

Põhiuuringu alusel ei olnud aga võimalik projekteerida madalvundamente, mistõttu projekteeriti hoonele ribiristlõikega põrand. Eeluuringu järgi arvutatakse madalvundament ja lisaks tuleb betoonplaat pinnasele.

Põhiuuringu järgi arvutatakse vaivundament, millele hakkab toetuma rostvärk koos hoone postidega ning ribiplaatristlõike kujuga põrand. Põrandale on tehtud arvutused nii kande- kui ka kasutuspiirseisundis ning selle põhjal on leitud konstruktsiooni mõõtmed ja armeering.

Rajatava monoliitse ribiplaatristlõikega raudbetoon põranda ülemise pinna keskkonnaklass on XC1, alumise pinna keskkonnaklass on XC2 ning konstruktsiooniklass on S4, kuna hoone arvestuslik eluiga on 50 aastat [14].

3.1 Programm Ftool

Ribiplaatristlõikega põranda sisejõud on arvutatud programmi Ftooli abil. Ftool rakendus kasutab arvutustes Euleri-Bernoulli ja/või Timoshenko teooriat. Ftooli põhiline eesmärk on lihtsustada erinevate struktuuride tugevusarvutusi. Selle programmiga on võimalik arvutada erinevaid koormuskombinatsioone. [16]

3.2 Põrandale mõjuv koormused

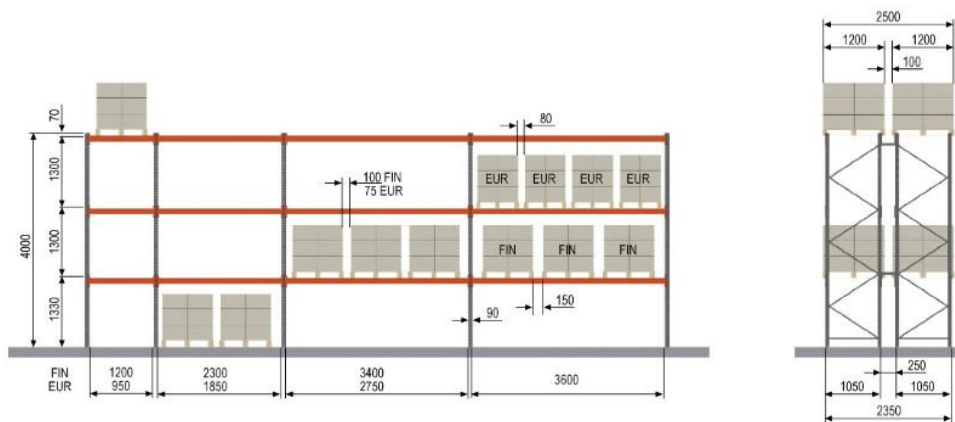
Laoriiulid koosnevad püstelementidest. Kuna projekteeritavas laos on planeeritud 50 m pikkused riulid (vt Lisa 4, joonis nr 3 ja 4), siis valikuks osutus kaks erineva laiusega püstakut: 3600 mm ja 1850 mm laiune [17] (vt joonis 3.1), millest esimest tuleb 13 tk ja viimast 1 tk. Püstaku ühe korruse kõrguseks on 1300 mm ning 3600 mm laiusele mahub 4 ning 1850-le mahub 2 euroalust [17]. Püstakul on kokku 6 korrust, millest 5 on püstelemendil ja üks asub põranda peal. Kogu kõrgus on 6600 mm.

Joonisel 3.2 esitatud graafikult on näha, et 1300 mm kõrguse korruse puhul on ühe püstelemendi kandevõimeks 9500 kg. Ühe püstelemendi kogu koormus on $V_{Ed} = 9500 \text{ kg} = 95 \text{ kN}$, millest ühele jalale mõjuv koormus on $V_{Ed,riiul} = 95/4 = 23,75 \text{ kN}$.

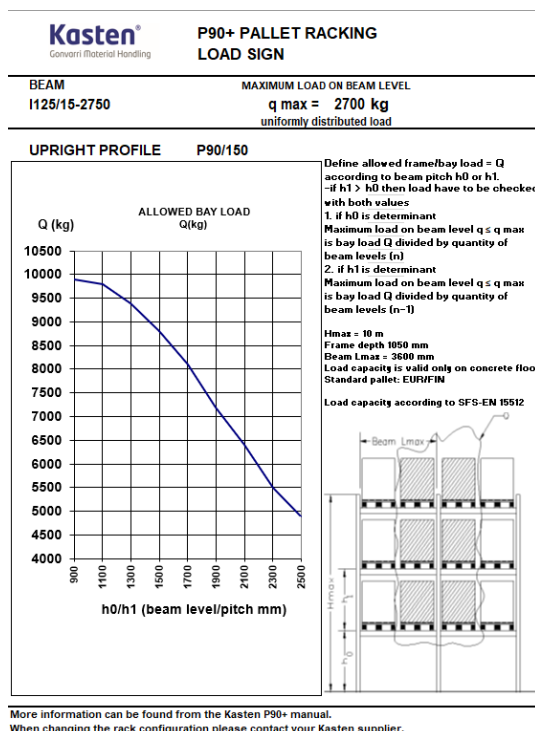
Lisaks saab asetada aluseid esimesele korrusele ehk põrandale peale. 50 m ulatuses mahub kokku 54 alust. Ühe aluse max. kandevõime on 1500 kg ehk 15 kN ja mõõtmed on 800x1200 mm, siis 54 aluse max. kandevõime kokku on 81 000 kg ehk 810 kN, mille koormus jaotub 50 ruutmeetri peale ja tekib $p_{euroalus} = 810/50 = 16,2 \text{ kN/m}^2$.

Kahe laoriili minimaalne vahe peab olema vähemalt 1600 mm, et sinna mahuks töötama vastavates tingimustes efektiivne tõstuk „VNA trucks“, mis on mõeldud töötama kitsastes tingimustes ning samal ajal suutes tõsta aluseid kuni 15 m kõrgusele [18].

Joonis 3.1 Kaubaalusriiulite spetsifikatsioon [17]



Joonis 3.2 Laoriil kandevõime [17]



3.3 Ribiplaat põranda mõõtmete valimine

Vastavalt standardile, peab olema ribipaneeli betooniklass vähemalt C30/37 [19].

Nimikaitsekiht leitakse järgmiselt [14]:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}, \quad (3.1)$$

kus c_{min} - nõutav minimaalne kaitsekiht

Δc_{dev} - kaitsekihi lubatav hälve.

Minimaalne kaitsekiht leitakse järgmiselt [14]:

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur}; 10 \text{ mm}\}, \quad (3.2)$$

kus $c_{min,b}$ - nakke tagamiseks vajalik min. kaitsekiht

$c_{min,dur}$ - korrosioonikindluse tagamiseks vajalik min. kaitsekiht.

Tabel 3.1 $c_{min,dur}$ väärtused armatuuriterasele mm [14]

Konstruktsiooniklass	Keskkonnaklass						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Betoonplaadi pealmine keskkonnaklass on XC1 ja alumine pind koos ribidega XC2.

Vastavalt tabelile 3.1 on $c_{min,ülemine} = \max\{10; 15; 10 \text{ mm}\}$, $= \max\{10; 25; 10 \text{ mm}\}$ ning üldjuhul on kaitsekihi lubatav hälve $\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$ [14].

Betooni kaitsekiht vastavalt valemile 3.1:

$$c_{nom,ülemine} = 15 + 10 = 25 \text{ mm.}$$

$$c_{nom,alumine} = 25 + 10 = 35 \text{ mm.}$$

Põranda elemendi mõõtmed:

Betoonplaadi pikkus ribidel - $l_n = 3000 \text{ mm}$.

Eeldatav töötav armatuur - $\emptyset = 16 \text{ mm}$.

Valime plaadi paksuseks - $h_f = 250 \text{ mm}$.

Plaadi kasuskõrgus leitakse järgmiselt [20]:

$$d = h_f - \frac{\emptyset}{2} - c_{nom,ülemine} - c_{nom,alumine} = 250 - \frac{16}{2} - 25 - 35 = 182 \text{ mm}$$

Valime ribide mõõtmeteks $b = 450 \text{ mm}$ ja $h = 650 \text{ mm}$.

Ribi tõmbe- ja survearmatuuri kaugus enamsurutud teljest on $d_1 = 600 \text{ mm}$ ja $d_2 = 50 \text{ mm}$.

Põranda omakaalu ja laoriuli koormused põrandale on esitatud ptk 3.2-3.4. Laoriulite asukoht on välja toodud Lisa 4, joonis nr 3. Põrandaks on ribiristlõikega (samm 3 m) betoonplaat.

Vahelagi VLL-1 omakaal:

$$g_{k,betoonplaat} = 0,25 \cdot 2500 = 625 \text{ kg/m}^2 = 6,25 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{k,ribiristlõikega\ betoonplaat} = 0,9 \cdot 2500 = 2250 \text{ kg/m}^2 = 22,25 \text{ kN/m}^2$$

Lauskoormus põrandal on $p_{Ed} = (22,52 + 16,2) \cdot 1,2 \cdot 3 \approx 140 \text{ kN/m}$.

Projekteerimise aluste tekstis tuleb välja, et grupp E (laoruumid) $q_k = 6,0 \text{ kN/m}^2$ ja $Q_k = 7,0 \text{ kN}$ ning neid kasutatakse kui kasuskoormuse minimaalseid väärtusi, kui pole teada reaalsed koormused põrandale [11].

Käesolevas magistritöös on need välja arvatud, kus punktkoormuse tekitab põrandale laoriuli jalg ning lauskoormuse raudbetoon põranda omakaal ning kaubaalused, mis lähevad põranda peale riuli alla. Need koormused on välja toodud ptk 3.2.

Betooni C30/37 ja armatuur A500 tugevusnäitajad [14]:

Betoon C30/37, mille $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$,

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

$$f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}.$$

Armatuur A500, mille $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$,

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

$$\mu_c = 0,372,$$

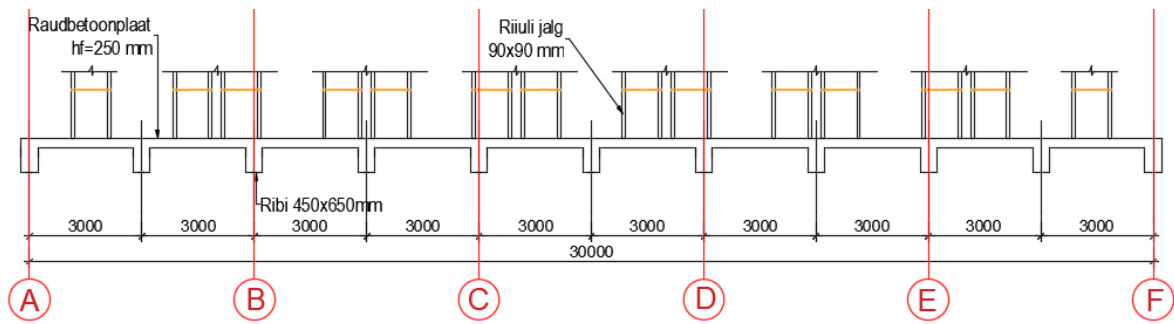
$$\omega_c = 0,493,$$

$$\xi_c = 0,617.$$

3.4 Ribiplaatristlõike koormusskeem ja sisejõud

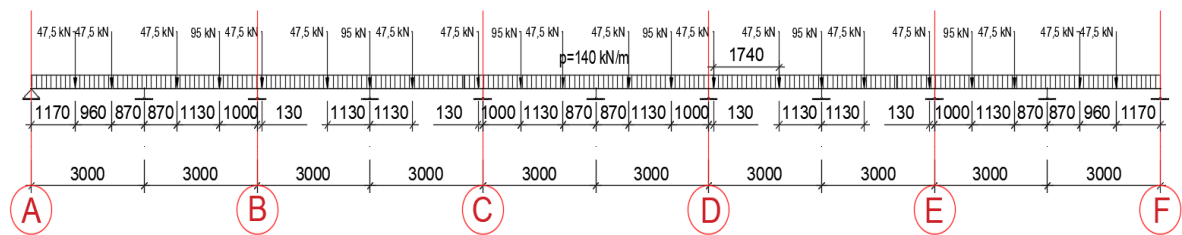
Joonisel 3.3 esitatud arvutusskeemist näeb punktkoormuse asukohad, mille tekitavad ribiplaadile laoriuli jalad ning joonisel 3.4 esitatud skeemil on välja toodud põranda omakaal ning kaubaalustest tekkinud joonkoormus, mis asuvad riuli all põranda peal.

Joonis 3.3 Ribiplaat pöranda arvutuskeem



Peatükis 3.2 arvatatud koormuste asukoht on näha joonisel 3.4. Vaadeldavaks kohaks on võetud telje 3 ja 4 vaheline ala, kus igale jalale tekib kaks korda 23,75 kN koormus ehk 47,5 kN (naaber püstakud). Joonisel 3.1 on näha, et kahe riili kõrvuti asetseva jala vahe on 250 mm, mistõttu on nende jalgade koormus võetud kokku ehk resultantjõuks, mille väärtuseks tuleb 95 kN (arvutuslik koormus).

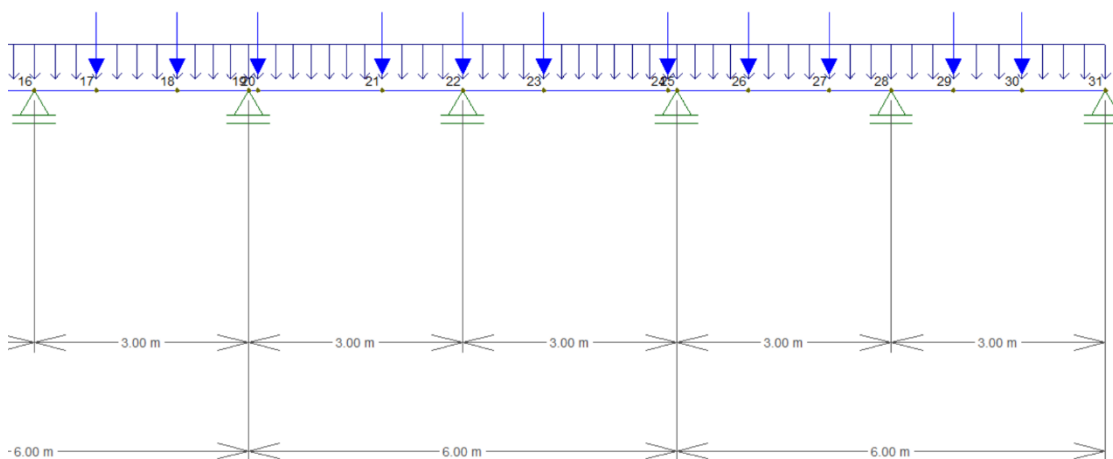
Joonis 3.4 Ribiplaat pöranda skeem jätkuvtalana koos koormustega



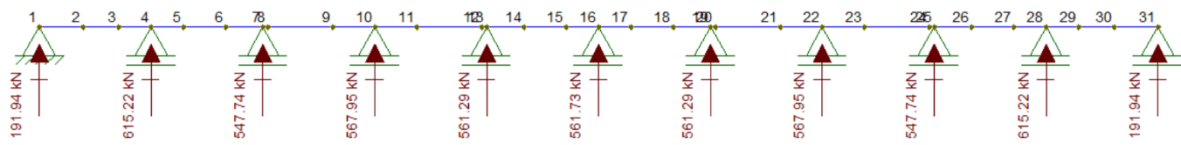
Ribiplaatristlõikega pörandale, mis toetub vaiadele, on leitud toereaktsioonid (vt joonis 3.6) ning plaadile on leitud sildemomendid (vt joonis 3.8) ning põikjõud (vt joonis 3.7).

Punktides 18, 22 ja 26 asub punktikoormus väärtusega 95 kN, ülejäänud punktides asub punktikoormus väärtusega 47,5 kN ning samal ajal mõjub joonkoormus väärtusega 135 kN/m (vt joonis 3.4 ja 3.5). Varraskeemiks on võetud 1 m laiune riba pörandast.

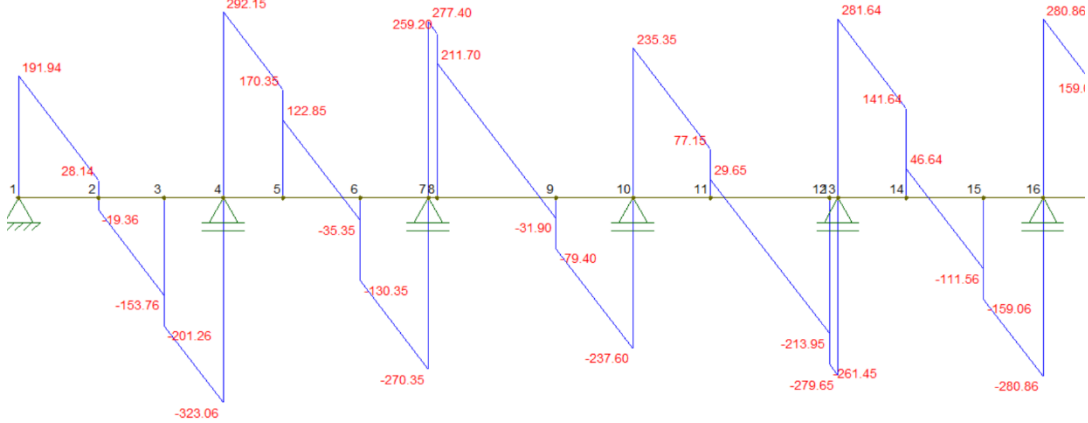
Joonis 3.5 Pörandi skeem koormustega, kasutades Ftooli. Joonis on sümmeetriline teise poolega.



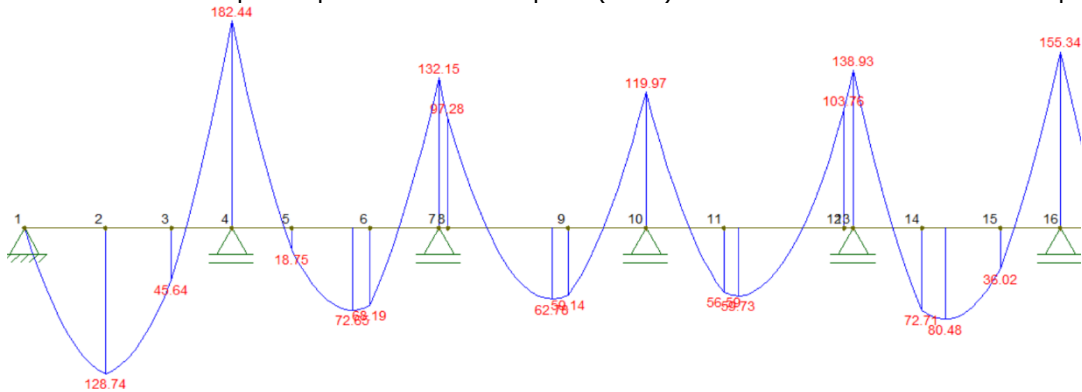
Joonis 3.6 Vaiadele mõjuvad toereaktsioonid (kN)



Joonis 3.7 Põrandaplaadi põikjõu epüür (kN). Joonis on sümmeetriline teise poolega.



Joonis 3.8 Põrandaplaadi paindemomendi epüür (kNm). Joonis on sümmeetriline teise poolega.



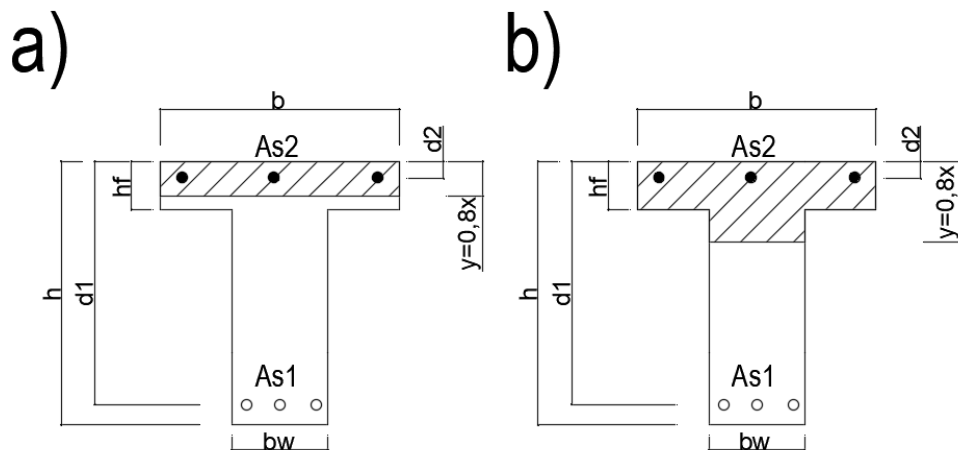
3.5 Ribiplaatristlõike kandepiirteisused

3.5.1 Ribiplaatristlõike paindekandevõime

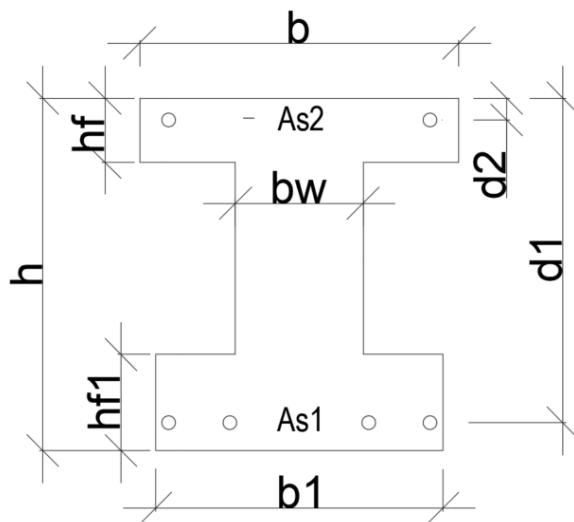
Vaadeldakse survetsoonis asuva plaadiga ribiplaatristlõiget (vt joonis 3.9). Siin käsitletakse elemente, mille betooni tugevusklass pole suurem kui C50/60 ning nende elementide näitajad on järgmised [14]:

$$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}, \lambda = 0,8, \eta = 1,0, \varepsilon_{cu3} = 0,0035$$

Joonis 3.9 Ribiplaatristlõike nulljoone asend. a - plaadis, b – ribis [14]



Joonis 3.10 Ribiplaatristlõike tähised



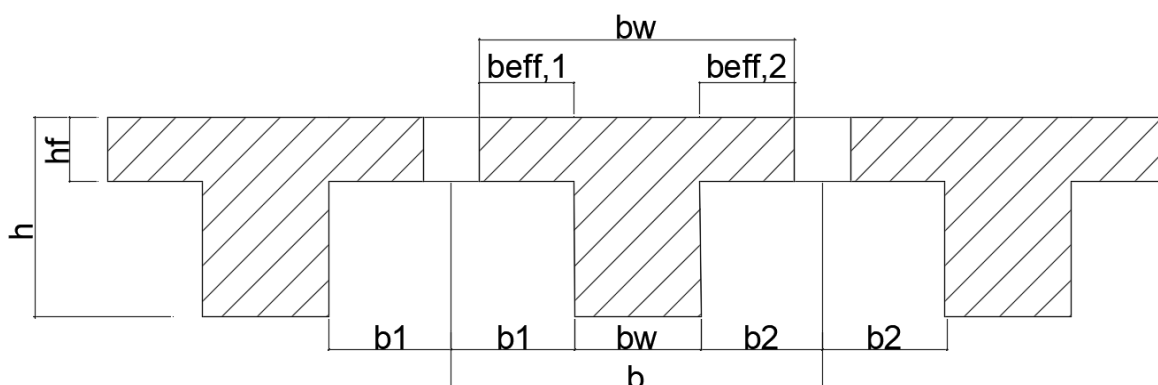
Plaadi arvutuslaius leitakse järgmiselt [14]:

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b, \quad (3.3)$$

$$b_{eff,i} = 0,2b_i + 0,1l_0 \leq 0,2l_0 \text{ ja } b_{eff,i} \leq b_i \quad (3.4)$$

kus i = 1 ja 2,
 $b, b_w, b_i, b_{eff,i}, b_{eff}$ - vt joonis 3.11
 l_0 - tala paindemomendi nullpunktide vahekaugus, mis on jätkuvtala puhul $l_0 = 0,7l$

Joonis 3.11 Tala plaadi arvutuslaius [14]



Kui on täidetud järgmised tingimused:

$$A_{s1}f_{yd} \leq \eta f_{cd} b h_f + f_{ycd} A_{s2} \text{ või} \quad (3.5)$$

$$M_{Ed} \leq f_{cd} b h_f (d_1 - 0,5 h_f) + f_{ycd} A_{s2} (d_1 - d_2), \quad (3.6)$$

siis asub nulljoon plaadis ja ristlõiget arvutatakse laiussega b (vt joonis 3.9, a) [14].

Kui tingimused 3.5 või 3.6 pole täidetud, asub nulljoon ribis ning tugevustingimuseks on järgmine valem [14]:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} = f_{cd} b_w y (d_1 - 0,5 y) + f_{cd} (b - b_w) h_f (d_1 - 0,5 h_f) + f_{ycd} A_{s2} (d_1 - d_2) \quad (3.7)$$

Kui nulljoon asub plaadis, siis tugevustingimuseks on [21]:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} = \eta f_{cd} b y (d_1 - 0,5 y) \quad (3.8)$$

Survetsooni esialgne kõrgus leitakse järgmiselt [21]:

$$x = \frac{f_{yd} A_{s1}}{\lambda \eta f_{cd} b} \quad (3.9)$$

Survetsooni arvutuskõrgus leitakse järgmiselt [21]:

$$y = \lambda x \quad (3.10)$$

3.5.1.1 Armatuuride A_{s1} ja A_{s2} dimensioneerimine

Survearmatuuri A_{s2} dimensioneerimine [21]:

$$A_{s2} = \frac{M_{Ed} - \mu_c \eta f_{cd} b d_1^2 - \eta f_{cd} (b - b_w) h_f (d_1 - 0,5 h_f)}{f_{ycd} (d_1 - d_2)} \quad (3.11)$$

Kui $A_{s2} < 0$, siis pole arvutuslik survearmatuur vajalik ning kui $A_{s2} < 0$, siis tõmbearmatuuri A_{s1} dimensioneerimine [21]:

$$\mu = \frac{M_{Ed} - \eta f_{cd} (b - b_w) h_f (d_1 - 0,5 h_f) - f_{ycd} A_{s2} (d_1 - d_2)}{\eta f_{cd} b_w d_1^2} \leq \mu_c \quad (3.12)$$

Kui tegur $\mu \leq \mu_c$, siis A_{s1} :

$$A_{s1} = \frac{\omega \eta f_{cd} b_w d_1 + \eta f_{cd} (b - b_w) h_f + f_{ycd} A_{s2}}{f_{yd}}, \quad (3.13)$$

kus $\omega = 1 - \sqrt{1 - 2\mu}$.

Armatuuri samm [21]:

$$s = \frac{A_s}{A_{s1}} \quad (3.14)$$

3.5.2 Ribiplaatristlõike põikjõukandevõime

Arvutuslikku põikarmatuuri ei vaja lõiked, kus on rahuldatud tugevustingimus [14]:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} \quad (3.15)$$

Piirkondades, kus $V_{Ed} > V_{Rd,c}$, tuleb ette näha põikarmatuur, mille puhul peab olema täidetud tingimus [14]:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,r} \quad (3.16)$$

kus V_{Ed} - elemendis mõjuv põikjõud (kN),
 $V_{Rd,c}$ - põikarmatuurita elemendi arvutuslik põikjõukandevõime (kN),
 $V_{Rd,r}$ - põikarmatuuriga elemendi arvutuslik põikjõukandevõime (kN).

Arvutuslik põikjõukandevõime leitakse järgmiselt [14]:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d, \quad (3.17)$$

mille miinimumväärtus on

$$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d, \quad (3.18)$$

kus

$C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c$ (üldjuhul $\gamma_c = 1,5$ ja $C_{Rd,c} = 0,12$),

$v_{min} = 0,0035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$,

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

$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w d} \leq 0,02$,

$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0,2 f_{cd}$ (MPa),

kus f_{ck} - ühikuks on MPa,
 N_{Ed} - arvutuslik pikijõud lõikes,
 A_c - betoonristlõike pindala (mm²).

3.5.3 Raudbetoonplaadi läbisurumiskandevõime

Koormatud ala perimeetril peaks olema rahuldatud tingimus [14]:

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

Läbisurumisarmatuur ei ole vajalik, kui perimeetril on rahuldatud tingimus [14]:

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

Suurim nihkepinge kontroll-lõikes leitakse järgmiselt [14]:

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_i d} \quad (3.21)$$

kus β - koormuse ekstsentrilisust arvestav tegur, mis siseposti puhul $\beta = 1,15$,
 V_{Ed} - kontrollalal mõjuv põikjõud (kN),
 u_i - vaadeldava kontrollperimeetri pikkus (mm).

Põikarmatuurita plaadi läbisurumiskandevõime leidmisel tuleks posti perimeetril kontrollida tingimust [14]:

$$v_{Rd,max} = 0,5v f_{cd} \quad (3.22)$$

$$v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (3.23)$$

Arvutuslik läbisurumiskandevõime leitakse järgmiselt [14]:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + 0,1 \sigma_{cp} \geq v_{min} + 0,1 \sigma_{cp} \quad (3.24)$$

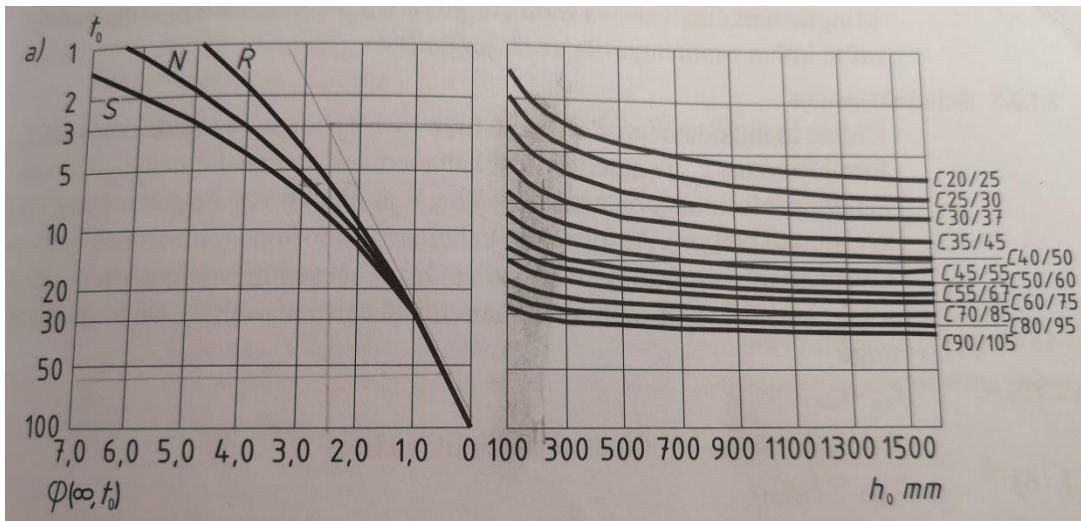
kus $C_{Rd,c}$, k , ρ_1 , σ_{cp} ja v_{min} - vt ptk 3.5.2 valemeid 3.17 ja 3.18,
 f_{ck} - betooni normsurvetugevus (MPa).

3.5.4 Raudbetoonelemendi kasutuspiirseisundid

3.5.4.1 Betooni roometegur

Acino Estonia OÜ poolt antud keskkonna suhteline niiskus aastalõikes on keskmiselt $RH = 50\%$ ja betooni vanus koormamisel $t_0 = 60$ päeva. Roometegur $\varphi(\infty, t_0) = 2,5$ on leitud joonise 3.12 abil.

Joonis 3.12 Betooni lõplik roometegur $\varphi(\infty, t_0)$ sisetingimustes $RH = 50\%$ [21]



Betoon ristlõike pindala, übermõõt ja h_0 [21]:

$$A_c = bh$$

$$u = 2(b + h)$$

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} \quad (3.25)$$

3.5.4.2 Normaalaroo tekkimine

Pragunemata ristlõike karakteristikud enne roomedeformatsioone ($t < t_0$) [21]:

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

$$A_{s1,red} = \alpha_s A_{s1}$$

$$S_{0c} = \frac{bh^2}{2} \quad (3.26)$$

Redutseeritud ristlõike pindala [21]:

$$A_{red} = A_c + A_{s1,red} \quad (3.27)$$

Redutseeritud ristlõike raskuskeskme kaugus ristlõike allservast [21]:

$$y_{0,red} = \frac{S_{0c} + A_{s1,red}(h - d_1)}{A_{red}} \quad (3.28)$$

Peatelje kaugus enamsurutud servast [21]:

$$y_c = x = h - y_{0,red} \quad (3.29)$$

Betoonristlõike inertsimoment peatelje suhtes [21]:

$$I_c = \frac{bh^3}{12} + A_c(0,5h - y_{0,red})^2 \quad (3.30)$$

Redutseeritud ristlõike inertsimoment [21]:

$$I_{red} = I_c + A_{s1,red}(d_1 - y_c)^2 \quad (3.31)$$

Vastupanumoment tõmmatud serva suhtes [21]:

$$W_{t,red} = \frac{I_{red}}{y_{0,red}} \quad (3.32)$$

Prao tekkimist kontrollime hetkel ($t = t_0$) [21].

Pragu põhjustav moment [21]:

$$M_{cr} = f_{ctm}W_{t,red} \quad (3.33)$$

Kasutusseisundis tekivad normaalpraod, kui on täidetud tingimus [21]:

$$M_{cr} < M_{Ed} \quad (3.34)$$

3.5.4.3 Pingepiirangute piirseisund

Betooni suurimad survepinged hetkel $t = t_0$ normaalpraoga ristlõike jääma piiridesse [21]:

$$\sigma_c \leq 0,6f_{ck} \quad (3.35)$$

Survetsooni kõrgus [21]:

$$x = \sqrt{\left(\frac{A_{s1,red}}{b}\right)^2 + \frac{2A_{s1,red}d_1}{b}} - \frac{A_{s1,red}}{b} \quad (3.36)$$

Redutseeritud ristlõike inertsimoment [21]:

$$I_{red} = \frac{bx^3}{3} + A_{s1,red}(d_1 - x)^2 \quad (3.37)$$

Vastupanumoment surutud serva suhtes [21]:

$$W_{c,red} = \frac{I_{red}}{x} \quad (3.38)$$

Suurim survepinge [21]:

$$\sigma_c = \frac{M_{Ed}}{W_{c,red}} \quad (3.39)$$

Roomedeformatsioonid võib lugeda lineaarseks, kui hetkel $t = t_0$ koormuse põhjustatud suurim survepinge [21]:

$$\sigma_c \leq 0,45f_{ck} \quad (3.40)$$

Mittelineaarne roometegur [21]:

$$\varphi_{nl}(\infty, t_o) = \varphi(\infty, t_o) \exp[1,5(k_\sigma - 0,45)] \quad (3.41)$$

$$k_\sigma = \frac{\sigma_c}{f_{ck}} \quad (3.42)$$

Suurim tõmbearmatuuri pinge peaks jääma piiridesse [21]:

$$\sigma_s \leq 0,8f_{yk} \quad (3.43)$$

Täispragunenud ristlõike karakteristikud pärast roomedeformatsioone ($t = \infty$) [21].

Betooni efektiivne elastsusmoodul [21]:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_o)} \quad (3.44)$$

Armatuuri suurim pinge [21]:

$$\sigma_{s1} = \alpha_s \frac{M_{Ed}(d_1 - x)}{I_{red}} \quad (3.45)$$

3.5.4.4 Pragudekindluse piiriseisund

Armatuuri minimaalne ristlõikepindala [21]:

$$A_{s,min} = \frac{k_c k f_{ct,eff} A_{ct}}{\sigma_s} \quad (3.46)$$

- kus
- $A_{ct} = b(h - x)$ - betooni efektiivse ristlõikepindala (mm²),
 - σ_s - armatuuri maksimaalne lubatav pinge,
 - $f_{ct,eff} = f_{ctm} = 2,9$ - betooni efektiivne keskmine tõmbetugevus $f_{ct,eff} = f_{ctm}$,
 - k - tegur, mis arvestab tõkestusjõudude vähenemisele viitavat ebaühtlaselt jaotuvate isetasakaalustuvate algpingete mõju. Kõrgusega $h \leq 300$ mm $\rightarrow k = 1$,
 - k_c - tegur, mis arvestab ristlõike pingejaotust. Ristkülikristlõike korral $k_c = 0,4$.

Täpsustatud suurim lubatud armatuuri läbimõõt [21]:

$$\varnothing_s = \varnothing'_s \cdot \frac{f_{ct,eff}}{2,9} \cdot \frac{k_c h_{cr}}{2 \cdot (h - d)} \quad (3.47)$$

- kus
- \varnothing'_s - esialgne määratud armatuuri läbimõõt (mm),
 - $h_{cr} = h - y_c$ - tõmbetsooni kõrgus vahetult enne praotekkimist (mm).

Normaalprao avanemiselaius w_k [21]:

$$w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (3.48)$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (3.49)$$

kus $s_{r,max}$ - pragude maksimaalne vahekaugus (mm),
 $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ - keskmine deformatsioon pragudevahelisel lõigul,
 $k_t = 0,4$ - tegur pikaajalise koormuse korral,
 $A_{c,eff} = bh_{c,eff}$ - armatuuri ümbritseva tõmmatud betooni kasulik pindala (mm²),

$$h_{c,eff} = \min \left[2,5(h - d); \frac{h-x}{3}; \frac{h}{2} \right] \quad (3.50)$$

Pragude maksimaalne vahekaugus [21]:

$$s_{r,max} = 3,4c + \frac{0,425k_1k_2\emptyset}{\rho_{p,eff}} \quad (3.51)$$

kus \emptyset - varda läbimõõt (mm),
 c - armatuuri kaitsekiht (mm) (vt ptk 3.3),
 k_1 - tegur, mis kõrgnakkega varrastel on $k_1 = 0,8$,
 k_2 - tegur, mis paindel on $k_2 = 0,5$.

3.5.4.5 Läbipainde piirseisund

Tala läbipainde piirsuurus on [21]:

$$f_{k,adm} = \frac{l_{eff}}{250} \quad (3.52)$$

Tala läbipainet ei ole vaja arvutusega kontrollida, kui on täidetud tingimus [21]:

$$l_{eff}/d \leq \left(\frac{l}{d}\right)_u \quad (3.53)$$

kus $\frac{l_{eff}}{d}$ - silde efektiivse pikkuse ja kasuskõrguse suhe,
 $\left(\frac{l}{d}\right)_u$ - silde ja kasuskõrguse piirsuhe.

Silde ja kasuskõrguse põhisuhte l/d määramiseks vajalikud parameetrid [21]:

- $K = 1,5$
- tõmbearmeerimistegur $\rho = \frac{A_{s,req}}{bd}$
- survearmeerimistegur $\rho' = 0$

- armeerimisteguri võrdlusväärtus $\rho_0 = 10^{-3}\sqrt{f_{ck}}$

Tingimuste puhul: 1. $\rho > \rho_0$ ja 2. $\rho < \rho_0$ leitakse silde ja kasuskõrguse põhisuhe [21]:

$$1. \left(\frac{l}{d}\right)^* = K \left[11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12}\sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right]$$

$$2. \left(\frac{l}{d}\right)^* = K \left[11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2\sqrt{f_{ck}} \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1\right)^{3/2} \right] \quad (3.54)$$

Silde ja kasuskõrguse piirsuhe [21]:

$$\left(\frac{l}{d}\right)_u = k_1 k_2 k_3 k_\sigma \left(\frac{l}{d}\right)^* \quad (3.55)$$

$$k_\sigma = \frac{500 A_{s,prov}}{f_{yk} A_{s,reg}} \quad (3.56)$$

kus $k_1 = k_2 = k_3 = 1,0$ - vaadeldava juhu tegurid,
 $A_{s,prov}$ - armatuuri tegelik ristlõikepindala (mm²),
 $A_{s,reg}$ - armatuuri nõutav ristlõikepindala (mm²).

3.6 Ribiplaatristlõike tugevusarvutused

3.6.1 Ribiplaatristlõike paindekandevõime

Suurim paindemoment tekib ribiplaadil tugevde kohal, kus $M_{Ed} \approx 183$ kNm (vt joonis 3.8).
 b_1 on välja arvatud joonise 3.11 põhjal:

$$b_1 = \frac{b - b_w}{2} = \frac{3000 - 450}{2} = 1275 \text{ mm}$$

Plaadi arvutuslaius leitakse valemite 3.3 ja 3.4 abil:

$$b_{eff,i} = 0,2 \cdot 1275 + 0,1 \cdot 1275 = 382,5 \text{ mm} \leq 0,2 \cdot 1275 = 255 \text{ mm} \rightarrow b_{eff,i} = 255 \text{ mm}$$

b_{eff} leitakse joonise 3.11 ja valemi 3.4 põhjal:

$$b_{eff} = 2b_{eff,i} + b_w = 2 \cdot 255 + 450 = 960 \text{ mm}$$

Survearmatuur A_{s2} leitakse valemi 3.11 abil:

$$A_{s2} = \frac{183 \cdot 10^6 - 0,372 \cdot 1,0 \cdot 20,0 \cdot 960 \cdot 850^2 - 1,0 \cdot 20,0 \cdot (960 - 450) \cdot 250 \cdot (850 - 0,5 \cdot 250)}{435 \cdot (850 - 50)} =$$

$$= -19615 \text{ mm}^2$$

Kuna $A_{s2} < 0$, siis pole arvutuslik survearmatuur vajalik [14].

Tõmbearmatuuri A_{s1} leitakse valemite 3.12 ja 3.13 abil [21]:

$$\mu = \frac{183 \cdot 10^6 - 1,0 \cdot 20,0 \cdot (960 - 450) \cdot 250 \cdot (850 - 0,5 \cdot 250) - 0}{1,0 \cdot 20,0 \cdot 450 \cdot 850^2} = -0,256 \leq \mu_c = 0,372$$

$$A_{s1} = \frac{-0,230 \cdot 1,0 \cdot 20,0 \cdot 450 \cdot 850 + 1,0 \cdot 20,0 \cdot (960 - 450) \cdot 250 + 0}{435} = 1817 \text{ mm}^2$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot (-0,256)} = -0,230$$

Valime armatuuriks A500 6Ø20, mille $A_s = 314 \text{ mm}^2 \rightarrow A_{s1} = 1884 \text{ mm}^2$

Kontrollime nulljoone asukohta tingimustega 3.5 ja 3.6:

$$1884 \cdot 435 = 819540 \leq 1,0 \cdot 20,0 \cdot 960 \cdot 250 + 0 = 4800000$$

$$183 \cdot 10^6 \leq 20,0 \cdot 960 \cdot 250 \cdot (850 - 0,5 \cdot 250) + 0 = 3480 \cdot 10^6$$

Tingimused 3.5 ja 3.6 on täidetud ning nulljoon asub plaadis.

Survetsooni esialgne kõrgus leitakse valemiga 3.9:

$$x = \frac{435 \cdot 1884}{0,8 \cdot 1,0 \cdot 20,0 \cdot 960} = 53,4 \text{ mm}$$

Kuna $x \leq \xi_c d_1 = 0,617 \cdot 850 = 524,5$, siis x väärtus on lõplik ning survetsooni arvutuskõrgus leitakse valemiga 3.10:

$$y = 0,8 \cdot 53,4 = 42,7 \text{ mm}$$

Kui nulljoon asub plaadis, siis tugevustingimuseks on valem 3.8:

$$M_{Ed} = 183 \text{ kNm} \leq M_{Rd} = 1,0 \cdot 20,0 \cdot 960 \cdot 42,7 \cdot (850 - 0,5 \cdot 42,7) = 679360416 \text{ Nmm} = 679 \text{ kNm}$$

Tingimus on täidetud! Paindekandevõime on tagatud!

3.6.2 Raudbetoonplaadi paindekandevõime

Betoonplaadis esinev suurim paindemoment on $M_{Ed} \approx 183 \text{ kNm}$ (vt joonis 3.8). Plaadi paksus $h_f = 250 \text{ mm}$ ja $d = 182 \text{ mm}$.

Suhteline paindemoment leitakse järgmiselt:

$$\mu = \frac{m}{f_{cd} b d_1^2} = \frac{183 \cdot 10^6}{20,0 \cdot 3000 \cdot 182^2} = 0,092 < \mu_c = 0,372$$

Survetsooni suhteline arvutuskõrgus leitakse valemi 3.13 alusel:

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,092} = 0,097$$

Armatuuri vajalik pindala leitakse järgmiselt:

$$A_{s1} = \frac{\omega f_{cd} b d_1}{f_{yd}} = \frac{0,097 \cdot 20,0 \cdot 3000 \cdot 182}{435} = 2435 \text{ mm}^2$$

Valin armatuuriks A500 13Ø16, mille $A_s = 2613 \text{ mm}^2$.

Survetsooni kõrgus leitakse valemiga 3.9:

$$x = \frac{435 \cdot 2613}{0,8 \cdot 1,0 \cdot 20,0 \cdot 3000} = 23,7 \text{ mm}$$

Kuna $x = 23,7 \leq \xi_c d_1 = 0,617 \cdot 182 = 112,3$, siis x väärtus on lõplik ning survetsooni arvutuskõrgus leitakse valemiga 3.10:

$$y = 0,8 \cdot 23,7 = 19 \text{ mm}$$

Kandevõime leitakse järgmiselt:

$$M_{Rd} = f_{cd} b y (d_1 - 0,5y) = 20 \cdot 3000 \cdot 19 \cdot (182 - 0,5 \cdot 19) = 196650000 \text{ Nmm} = 196 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 183 \text{ kNm} < M_{Rd} = 196 \text{ kNm}$$

Tingimus on täidetud! Paindekandevõime on betoonplaadis tagatud!

3.6.3 Raudbetoonplaadi põikjõukandevõime

Suurim põikjõud tekib plaadil toe kohal, kus $V_{Ed} = 324 \text{ kN}$ (vt joonis 3.7).

Leiame $V_{Rd,c}$ ja $V_{Rd,c,min}$ jaoks vajalikud tegurid valemi 3.18 abil:

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

$$v_{min} = 0,035 \cdot 2,0^{3/2} \cdot 30^{\frac{1}{2}} = 0,542$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{182}} = 2,05 > 2,0 \rightarrow k = 2,0$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0,2f_{cd} \rightarrow \text{pikijõudu ei esine, seega } \sigma_{cp} = 0.$$

Leiame arvutusliku põikjõukandevõime miinimumväärtuse valemiga 3.18:

$$V_{Rd,c,min} = (0,542 + 0) \cdot 3000 \cdot 182 = 295932 \text{ N} = 295,9 \text{ kN} < 314 \text{ kN}$$

Seega tuleb arvestada ka pikiarmatuuriga. Betoonaalplaadi pikiarmatuuri 13Ø16, mille $A_{s1} = 2613 \text{ mm}^2$.

$$\rho_1 = \frac{2613}{3000 \cdot 182} = 0,0048 \leq 0,02 \rightarrow \rho_1 = 0,0048$$

Leiame arvutusliku põikjõukandevõime valemitega 3.17:

$$V_{Rd,c} = [0,12 \cdot 2,0 \cdot (100 \cdot 0,0048 \cdot 30)^{1/3} + 0] \cdot 3000 \cdot 182 = 318804 \text{ N} \approx 318 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = 318 \text{ kN} > V_{Ed} = 314 \text{ kN}$$

Tingimus 3.15 on täidetud, seega plaadi põikjõukindlus on tagatud!

3.6.4 Raudbetoonplaadi läbisurumiskandevõime

Suurim postijalast tulenev punktkoormus on 95 kN (vt joonis 3.4).

Leiame kontrollala pikkuse u_i , mis asub koormatud alast $2d$ kaugusel [14].

Postijalg on mõõtmetega $90 \times 90 \text{ mm}$, mistõttu tekib kontrollalaks ristkülik, mille külg asub $2 \cdot 182 = 364 \text{ mm}$ kaugusel postijalast.

Kontrollala $u_i = (90 + 364) \cdot 2 \cdot 4 = 3632 \text{ mm}$.

Suurim nihkepinge kontrollalal leitakse valemi 3.21 abil:

$$v_{Ed} = 1,15 \cdot \frac{95 \cdot 10^3}{3632 \cdot 182} = 0,165 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 0,165 \text{ MPa}$$

Põikarmatuurita betoonplaadi läbisurumiskandevõimet kontrollitakse valemiga 3.22 ja 3.23:

$$v_{Rd,max} = 0,5 \cdot 0,528 \cdot 20,0 = 5,28 \text{ MPa}$$

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

Koormatud ala perimeetril peaks olema rahuldatud tingimus 3.19:

$$v_{Ed} = 0,165 \text{ MPa} \leq v_{Rd,max} = 5,28 \text{ MPa}$$

Tingimus 3.19 ehk läbisurumiskandevõime on tagatud! Plaadi paksus ja betooni tugevus on piisavad läbisurumisjõu vastuvõtmiseks.

Leiame vajalikud tegurid valemi 3.18 abil:

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

$$v_{min} = 0,035 \cdot 2,0^{3/2} \cdot 30^{\frac{1}{2}} = 0,542$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{182}} = 2,05 \leq 2,0 \rightarrow k = 2,0$$

Armatuur $13\emptyset 16$, mille $A_{s1} = 2613 \text{ mm}^2$ ja $\rho_1 = 0,0048$.

Arvutuslik läbisurumiskandevõime leitakse järgmiselt valemiga 3.24:

$$v_{Rd,c} = 0,12 \cdot 2,0 \cdot (100 \cdot 0,0048 \cdot 30)^{\frac{1}{3}} + 0 = 0,583 \text{ MPa} \geq v_{min} = 0,542 + 0 = 0,542$$

Läbisurumisarmatuur ei ole vajalik, kui perimeetril on rahuldatud tingimus 3.20:

$$v_{Ed} = 0,165 \text{ MPa} < v_{Rd,c} = 0,583 \text{ MPa}$$

Tingimus 3.20 on täidetud ehk läbisurumisarmatuur ei ole vajalik!

3.6.5 Ribide kasutuspiirseisundid

Kasutuspiirseisundeid kontrollitakse ribidel mõõtmetega - $b = 450$ mm, $h = 650$ mm ja sammuga $s = 3000$ mm.

Betooni klass on C30/37, mille $f_{ck} = 30$ MPa, $f_{ctm} = 2,9$ MPa, $f_{cd} = 20$ MPa ja $E_{cm} = 33000$ MPa; armatuurteras on A500, mille $f_{yk} = 500$ MPa, $f_{yd} = 435$ MPa ja $E_s = 200\,000$ MPa. Põranda kaitsekiht on $c_{nom,ülemine} = 25$ mm ja $c_{nom,alumine} = 35$ mm (vt ptk 3.3). Peatükis 3.6.1 arvatud vajalik armatuuri ristlõike pindala on $A_{s1} = 1817$ mm². Valitud on 6Ø20, $A_{s1} = 1884$ mm² [21].

Suurim põikjõud ja paindemoment tekivad teisel toel, kus $V_{Ed} = 324$ kN ja $M_{Ed} = 183$ kNm (vt joonis 3.7 ja 3.8).

3.6.5.1 Betooni roometegur

Betoon ristlõike pindala, übermõõt ja h_0 valemi 3.25 abil:

$$A_c = 450 \cdot 650 = 292500 \text{ mm}^2$$

$$u = 2 \cdot (450 + 650) = 2200 \text{ mm}$$

$$h_0 = 2 \cdot \frac{292500}{2200} = 133 \text{ mm}$$

3.6.5.2 Normaalsprao tekkimine

Pragunemata ristlõike karakteristikud enne roomedeformatsioone leitakse, kasutades valemeid 3.26:

$$\alpha_s = \frac{200000}{33000} = 6,06$$

$$A_{s1,red} = 6,06 \cdot 1884 = 11417 \text{ mm}^2$$

$$S_{0c} = \frac{450 \cdot 650^2}{2} = 95,1 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

Redutseeritud ristlõike pindala leitakse valemi 3.27 abil:

$$A_{red} = 292500 + 11417 = 303917 \text{ mm}^2$$

Redutseeritud ristlõike raskuskeskme kaugus ristlõike allservast leitakse valemi 3.28 abil:

$$y_{0,red} = \frac{95,1 \cdot 10^6 + 11417 \cdot (650 - 600)}{303917} = 314,8 \text{ mm}$$

Peatelje kaugus enamsurutud servast leitakse valemi 3.29 abil:

$$y_c = x = 650 - 314,8 = 335,2 \text{ mm}$$

Betoonristlõike inertsimoment peatelje suhtes leitakse valemi 3.30 abil:

$$I_c = \frac{450 \cdot 650^3}{12} + 292500 \cdot (0,5 \cdot 650 - 314,8)^2 = 10328,9 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

Redutseeritud ristlõike inertsimoment leitakse valemi 3.31 abil:

$$I_{red} = 10328,9 \cdot 10^6 + 11417 \cdot (600 - 335,2)^2 = 11129 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

Vastupanumoment tõmmatud serva suhtes leitakse valemi 3.32 abil:

$$W_{t,red} = \frac{11129 \cdot 10^6}{314,8} = 35,4 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

Pragu põhjustav moment leitakse valemi 3.33 abil:

$$M_{cr} = 2,9 \cdot 35,4 = 103 \text{ kNm}$$

Kontrollime tingimust 3.34:

$$M_{cr} = 103 \text{ kNm} < M_{Ed} = 183 \text{ kNm}$$

Antud kasutustingimustes tekivad seega normaalpraod.

3.6.5.3 Pingepiirangute piirsisund

Täispragunenud ristlõike karakteristikud enne roomedeformatsioone ($t < t_0$):

$$\alpha_s = 6,06$$

$$A_{s1,red} = 11417 \text{ mm}^2$$

Survetsooni kõrgus leitakse valemi 3.36 abil:

$$x = \sqrt{\left(\frac{11417}{450}\right)^2 + \frac{2 \cdot 11417 \cdot 600}{450}} - \frac{11417}{450} = 151 \text{ mm}$$

Redutseeritud ristlõike inertsimoment leitakse valemi 3.37 abil:

$$I_{red} = \frac{450 \cdot 151^3}{3} + 11417 \cdot (600 - 151)^2 = 2818 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

Vastupanumoment surutud serva suhtes leitakse valemi 3.38 abil:

$$W_{c,red} = \frac{2818 \cdot 10^6}{151} = 18,7 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

Suurim survepinge leitakse valemi 3.39 abil:

$$\sigma_c = \frac{183 \cdot 10^6}{18,7 \cdot 10^6} = 9,8 \text{ MPa}$$

Kontrollime tingimust 3.35:

$$\sigma_c = 9,8 \text{ MPa} < 0,6f_{ck} = 0,6 \cdot 30 = 18 \text{ MPa}$$

Tõmbetsoonis ei ole seega pikipragude tekkimise ohtu!

Kontrollime tingimust 3.40:

$$\sigma_c = 9,8 \text{ MPa} < 0,45f_{ck} = 0,45 \cdot 30 = 13,5 \text{ MPa}$$

Seega tuleb kasutada varem saadud roometegurit $\varphi(\infty, t_o) = 2,5$ [21].

Täispragunenud ristlõike karakteristikud pärast roomedeformatsioone ($t = \infty$) [21].

Betooni efektiivne elastsusmoodul leitakse valemi 3.44 abil:

$$E_{c,eff} = \frac{33000}{1 + 2,5} = 9430 \text{ MPa}$$

α_s ja $A_{s1,red}$ leitakse valemite 3.26 abil:

$$\alpha_s = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{200000}{9430} = 21,2$$

$$A_{s1,red} = 21,2 \cdot 1884 = 39941 \text{ mm}^2$$

Survetsooni kõrgus leitakse valemi 3.36 abil:

$$x = \sqrt{\left(\frac{39941}{450}\right)^2 + \frac{2 \cdot 39941 \cdot 600}{450} - \frac{39941}{450}} = 249,5 \text{ mm}$$

Redutseeritud ristlõike inertsimoment leitakse valemi 3.37 abil:

$$I_{red} = \frac{450 \cdot 249,5^3}{3} + 39941 \cdot (600 - 249,5)^2 = 7236,5 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

Armatuuri suurim pinge leitakse valemi 3.45 abil:

$$\sigma_{s1} = 21,2 \cdot \frac{183 \cdot 10^6 \cdot (600 - 249,5)}{7236,5 \cdot 10^6} = 188 \text{ MPa}$$

Kontrollime tingimust 3.43:

$$\sigma_{s1} = 188 \text{ MPa} < 0,8f_{yk} = 0,8 \cdot 500 = 400 \text{ MPa}$$

Seega armatuuris plastseid deformatsioone ei teki!

3.6.5.4 Pragudekindluse piir seisund

Suurim paindemoment $M_{Ed} = 183 \text{ kNm}$. Lubatav prao laius keskkonnaklassi XC2 puhul $w_k = 0,3 \text{ mm}$ [14]. Armatuuri A500 $\varnothing = 20 \text{ mm}$ ja $A_{s1} = 1884 \text{ mm}^2$ (vt ptk 3.6.1).

Täispragunenud redutseeritud ristlõike karakteristikud hetkel ($t = t_0$):

$$\alpha_s = 6,06$$

$$x = 151 \text{ mm}$$

$$I_{red} = 2818 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

Armatuuri pingele leitakse valemi 3.45 abil:

$$\sigma_s = 6,06 \cdot \frac{183 \cdot 10^6 \cdot (600 - 151)}{2818 \cdot 10^6} = 177 \text{ MPa}$$

Armatuuri minimaalne ristlõikepindala leitakse valemi 3.46 abil:

$$A_{s,min} = \frac{0,4 \cdot 1,0 \cdot 2,9 \cdot 141660}{177} = 928 \text{ mm}^2 < A_s = 1884 \text{ mm}^2$$

$$A_{ct} = 450 \cdot (650 - 335,2) = 141660 \text{ mm}^2$$

Seega on normaallõike kandevõimest tulenev armatuur suurem pragude arenemise piiramiseks vajalikust minimaalsest armatuurist [21].

Armatuuri suurim lubatav läbimõõt ja varraste suurim vahekaugus. Pingele $\sigma_s = 177 \text{ MPa}$ vastab $w_k = 0,3 \text{ mm}$ korral esialgne suurim läbimõõt $\phi'_s = 29 \text{ mm}$ ja varraste suurim kaugus $s_s = 279 \text{ mm}$ [21].

Täpsustatud suurim lubatud armatuuri läbimõõt leitakse valemi 3.47 abil:

$$\phi_s = 29 \cdot \frac{2,9}{2,9} \cdot \frac{0,4 \cdot 314,8}{2 \cdot (650 - 600)} = 37 \text{ mm}$$

$$h_{cr} = 650 - 335,2 = 314,8 \text{ mm}$$

$$s_s = 279 \geq s = 68,8 \text{ mm}$$

$$\phi_s = 37 \text{ mm} > \phi = 20 \text{ mm}$$

Nõutav pragudekindlus on tagatud, seega ei ole normaalprao avanemiselaiuse arvutuslik kontroll vajalik [21]! Kui soovitakse seda siiski teada, siis seda leiab järgmiselt.

Keskmine deformatsioon pragudevahelisel lõigul ja selle jaoks vajalikud tegurid leitakse valemite 3.49 ja 3.50 abil:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{177 - 0,4 \cdot \frac{2,9}{0,0335} \cdot (1 + 6,06 \cdot 0,0335)}{200000} = 0,00068 \geq 0,6 \cdot \frac{177}{200000} = 0,000531$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} = \frac{1884}{56250} = 0,0335$$

$$A_{c,eff} = 450 \cdot 125 = 56250 \text{ mm}^2$$

$$h_{c,eff} = \min \left[2,5 \cdot (650 - 600) = 125 \text{ mm}; \frac{650 - 151}{3} = 164 \text{ mm}; \frac{650}{2} = 325 \text{ mm} \right] \rightarrow h_{c,eff} = 125 \text{ mm}$$

$$\alpha_e = 6,06$$

Pragude maksimaalne vahekaugus leitakse valemi 3.51 abil:

$$s_{r,max} = 3,4 \cdot 35 + \frac{0,425 \cdot 0,8 \cdot 0,5 \cdot 20}{0,0335} = 220,5 \text{ mm}$$

Normaalprao avanemiselaius leitakse valemi 3.48 abil:

$$w_k = 220,5 \cdot 0,00068 = 0,15 \text{ mm}$$

Tingimus $w_k = 0,15 \text{ mm} < w_{max} = 0,3 \text{ mm}$ on täidetud! Normaalpragude avanemise väärtus jääb lubatud piiridesse [21]!

3.6.5.5 Läbipainde piirseisund

Tala läbipainde piirsuurus leitakse valemi 3.52 abil:

$$f_{k,adm} = \frac{3000}{250} = 12 \text{ mm}$$

Tõmbe-, survearmeerimistegur ja armeerimisteguri võrdlusväärtus leitakse järgmiselt [21]:

$$\rho = \frac{1817}{450 \cdot 600} = 0,00672$$

$$\rho' = 0$$

$$\rho_0 = 10^{-3} \sqrt{30} = 0,00548$$

Kuna ribil on $\rho > \rho_0$, siis silde ja kasuskõrguse põhisuhe leitakse valemi 3.54.1 abil:

$$\left(\frac{l}{d}\right)^* = 1,5 \cdot \left[11 + 1,5 \sqrt{30} \frac{0,00548}{0,00672} + 0 \right] = 26,5$$

Silde ja kasuskõrguse piirsuhe leitakse valemi 3.55 ja 3.56 abil:

$$\left(\frac{l}{d}\right)_u = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,04 \cdot 26,5 = 28$$

$$k_\sigma = \frac{500 \cdot 1884}{500 \cdot 1817} = 1,04$$

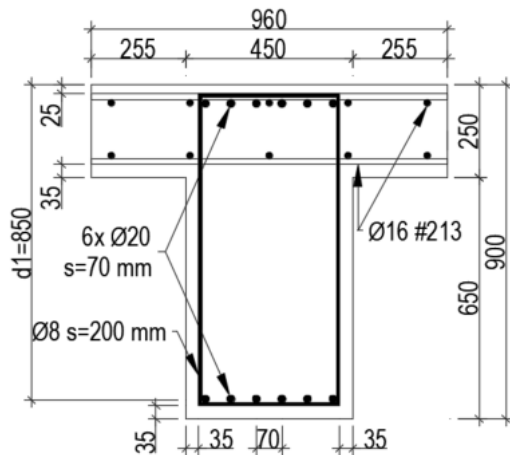
Kontrollime tingimust 3.53:

$$\frac{3000}{600} = 5 \text{ mm} \leq \left(\frac{l}{d}\right)_u = 28 \text{ mm}$$

Seega tingimus on täidetud ning tala läbipainet pole vaja arvutusega kontrollida [21]!

Joonisel 3.13 on välja toodud ribiristlõikega betoonplaadi mõõtmed ja armatuuri kogus ptk 3.3 ja 3.6.1-3.6.2 alusel.

Joonis 3.13 Ribiplaatristlõige: $h_f = 250 \text{ mm}$, $b_w = 450 \text{ mm}$, $h_{ribi} = 650 \text{ mm}$, $b_{eff} = 960 \text{ mm}$, $d_1 = 850 \text{ mm}$. Kaitsekihi paksus ülemises pinnas $c = 25 \text{ mm}$ ja alumises $c = 35 \text{ mm}$.



3.6.6 Raudbetoonplaadi kasutuspiirseisundid

Kasutuspiirseisundeid kontrollitakse betoonplaadil, mõõtmetega $b = 3000 \text{ mm}$ ja $h = 250 \text{ mm}$.

Betooni klass on C30/37, mille $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$, $f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$, $f_{cd} = 20 \text{ MPa}$ ja $E_{cm} = 33000 \text{ MPa}$; armatuurteras on A500, mille $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 435 \text{ MPa}$ ja $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$. Põranda kaitsekiht on $c_{nom,ülemine} = 25 \text{ mm}$ ja $c_{nom,alumine} = 35 \text{ mm}$ (vt ptk 3.3). Peatükis 3.6.3 vajalikuks armatuuri ristlõike pindalaks on $13\phi 16$, mille $A_{s1} = 2613 \text{ mm}^2$.

Suurim põikjõud ja paindemoment tekivad teisel toel, kus $V_{Ed} = 324 \text{ kN}$ ja $M_{Ed} = 183 \text{ kNm}$ (vt joonis 3.7 ja 3.8).

3.6.6.1 Betooni roometegur

Betoon ristlõike pindala, übermõõt ja h_0 [21]:

$$A_c = 3000 \cdot 250 = 750000 \text{ mm}^2$$

$$u = 2 \cdot (3000 + 250) = 6500 \text{ mm}$$

$$h_0 = 2 \cdot \frac{750000}{6500} = 231 \text{ mm}$$

3.6.6.2 Normaalprao tekkimine

Pragunemata ristlõike karakteristikud enne roomedeformatsioone leitakse, kasutades valemeid 3.26:

$$\alpha_s = \frac{200000}{33000} = 6,06$$

$$A_{s1,red} = 6,06 \cdot 2613 = 15835 \text{ mm}^2$$

$$S_{0c} = \frac{3000 \cdot 250^2}{2} = 93,75 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

Redutseeritud ristlõike pindala leitakse valemi 3.27 abil:

$$A_{red} = 750000 + 15835 = 765835 \text{ mm}^2$$

Redutseeritud ristlõike raskuskeskme kaugus ristlõike allservast leitakse valemi 3.28 abil:

$$y_{0,red} = \frac{93,75 \cdot 10^6 + 15835 \cdot (250 - 182)}{765835} = 124 \text{ mm}$$

Peatelje kaugus enamsurutud servast leitakse valemi 3.29 abil:

$$y_c = x = 200 - 124 = 76 \text{ mm}$$

Betoonristlõike inertsimoment peatelje suhtes leitakse valemi 3.30 abil:

$$I_c = \frac{3000 \cdot 250^3}{12} + 750000 \cdot (0,5 \cdot 250 - 124)^2 = 3907 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

Redutseeritud ristlõike inertsimoment leitakse valemi 3.31 abil:

$$I_{red} = 3907 \cdot 10^6 + 15835 \cdot (182 - 76)^2 = 4085 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

Vastupanumoment tõmmatud serva suhtes leitakse valemi 3.32 abil:

$$W_{t,red} = \frac{4085 \cdot 10^6}{124} = 33 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

Pragu põhjustav moment leitakse valemi 3.33 abil:

$$M_{cr} = 2,9 \cdot 33 = 95,7 \text{ kNm}$$

Kontrollime tingimust 3.34:

$$M_{cr} = 95,7 \text{ kNm} < M_{Ed} = 183 \text{ kNm}$$

Antud kasutustingimustes tekivad seega normaalpraod [21].

3.6.6.3 Pingepiirangute piirseisund

Täispragunenud ristlõike karakteristikud enne roomedeformatsioone ($t < t_0$):

$$\alpha_s = 6,06$$

$$A_{s1,red} = 15835 \text{ mm}^2$$

Survetsooni kõrgus leitakse valemi 3.36 abil:

$$x = \sqrt{\left(\frac{15835}{3000}\right)^2 + \frac{2 \cdot 15835 \cdot 182}{3000}} - \frac{15835}{3000} = 39 \text{ mm}$$

Redutseeritud ristlõike inertsimoment leitakse valemi 3.37 abil:

$$I_{red} = \frac{3000 \cdot 39^3}{3} + 15835 \cdot (182 - 39)^2 = 383 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

Vastupanumoment surutud serva suhtes leitakse valemi 3.38 abil:

$$W_{c,red} = \frac{383 \cdot 10^6}{39} = 9,8 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

Suurim survepinge leitakse valemi 3.39 abil:

$$\sigma_c = \frac{183 \cdot 10^6}{9,8 \cdot 10^6} = 18,7 \text{ MPa}$$

Kontrollime tingimust 3.35:

$$\sigma_c = 18,7 \text{ MPa} > 0,6f_{ck} = 0,6 \cdot 30 = 18 \text{ MPa}$$

Tõmbetsoonis on seega pikipragude tekkimise oht! Keskkonna klasside XD, XF või XS korral tuleks valida kõrgem betooni klass, suurendada ristlõiget või ette näha põikarmatuur [21].

Kontrollime tingimust 3.40:

$$\sigma_c = 18,7 \text{ MPa} > 0,45f_{ck} = 0,45 \cdot 30 = 13,5 \text{ MPa}$$

Seega tuleb praoga ristlõike jäikuse määramisel arvesse võtta rõõme mittelineaarsust ja asendada varem saadud roometegur $\varphi(\infty, t_0) = 2,5$ mittelineaarse roometeguriga $\varphi_{nl}(\infty, t_0)$ [21].

Mittelineaarse roometeguri leiame valemite 3.41 ja 3.42 abil:

$$k_\sigma = \frac{18,7}{30} = 0,623$$

$$\varphi_{nl}(\infty, t_0) = 2,5 \cdot \exp[1,5 \cdot (0,623 - 0,45)] = 3,2$$

Täispragunenud ristlõike karakteristikud pärast roomedeformatsioone ($t = \infty$) [21].

Betooni efektiivne elastsusmoodul leitakse valemi 3.44 abil:

$$E_{c,eff} = \frac{33000}{1 + 3,2} = 7857 \text{ MPa}$$

α_s ja $A_{s1,red}$ leitakse valemite 3.26 abil:

$$\alpha_s = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{200000}{7857} = 25,5$$

$$A_{s1,red} = 25,5 \cdot 2613 = 66514 \text{ mm}^2$$

Survetsooni kõrgus leitakse valemi 3.36 abil:

$$x = \sqrt{\left(\frac{66514}{3000}\right)^2 + \frac{2 \cdot 66514 \cdot 182}{3000}} - \frac{66514}{3000} = 70,4 \text{ mm}$$

Redutseeritud ristlõike inertsimoment leitakse valemi 3.37 abil:

$$I_{red} = \frac{3000 \cdot 70,4^3}{3} + 66514 \cdot (182 - 70,4)^2 = 1177 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

Armatuuri suurim pinge leitakse valemi 3.45 abil:

$$\sigma_{s1} = 25,5 \cdot \frac{183 \cdot 10^6 \cdot (182 - 70,4)}{1177 \cdot 10^6} = 442,5 \text{ MPa}$$

Kontrollime tingimust 3.43:

$$\sigma_{s1} = 442,5 \text{ MPa} > 0,8f_{yk} = 0,8 \cdot 500 = 400 \text{ MPa}$$

Seega armatuuris tekivad plastsed deformatsioonid! Suurendame armatuuri. Valime 15Ø16, mille $A_{s1} = 3015 \text{ mm}^2$.

$$A_{s1,red} = 25,5 \cdot 3015 = 76883 \text{ mm}^2$$

Survetsooni kõrgus leitakse valemi 3.36 abil:

$$x = \sqrt{\left(\frac{76883}{3000}\right)^2 + \frac{2 \cdot 76883 \cdot 182}{3000}} - \frac{76883}{3000} = 74,3 \text{ mm}$$

Redutseeritud ristlõike inertsimoment leitakse valemi 3.37 abil:

$$I_{red} = \frac{3000 \cdot 74,3^3}{3} + 76883 \cdot (182 - 74,3)^2 = 1295 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

Armatuuri suurim pinge leitakse valemi 3.45 abil:

$$\sigma_{s1} = 25,5 \cdot \frac{183 \cdot 10^6 \cdot (182 - 74,3)}{1295 \cdot 10^6} = 388 \text{ MPa}$$

Kontrollime tingimust 3.43:

$$\sigma_{s1} = 388 \text{ MPa} < 0,8f_{yk} = 0,8 \cdot 500 = 400 \text{ MPa}$$

Tingimus 3.43 on täidetud! Seega armatuuris ei teki plastseid deformatsioone!

3.6.6.4 Pragudekindluse piir seisund

Suurim paindemoment $M_{Ed} = 183 \text{ kNm}$. Lubatav prao laius keskkonnaklassi XC2 puhul $w_k = 0,3 \text{ mm}$ [14]. Armatuuri A500 $\phi = 16 \text{ mm}$ ja $A_{s1} = 3015 \text{ mm}^2$ (vt ptk 3.6.6.3).

Täispragunenud redutseeritud ristlõike karakteristikud hetkel ($t = t_0$):

$$\alpha_s = 6,06$$

$$x = 39 \text{ mm}$$

$$I_{red} = 383 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

Armatuuri pingele leitakse valemi 3.45 abil:

$$\sigma_s = 6,06 \cdot \frac{183 \cdot 10^6 \cdot (182 - 39)}{383 \cdot 10^6} = 414 \text{ MPa}$$

Armatuuri minimaalne ristlõikepindala leitakse valemi 3.46 abil:

$$A_{s,min} = \frac{0,4 \cdot 1,0 \cdot 2,9 \cdot 522000}{414} = 1463 \text{ mm}^2 < A_s = 3015 \text{ mm}^2$$

$$A_{ct} = 3000 \cdot (250 - 76) = 522000 \text{ mm}^2$$

Seega on normaallõike kandevõimest tulenev armatuur suurem pragude arenemise piiramiseks vajalikust minimaalsest armatuurist [21].

Armatuuri suurim lubatav läbimõõt ja varraste suurim vahekaugus. Pingele $\sigma_s = 414 \text{ MPa}$ vastab $w_k = 0,3 \text{ mm}$ korral esialgne suurim läbimõõt $\phi'_s = 5,7 \text{ mm}$ ja varraste suurim kaugus $s_s = 50 \text{ mm}$ [21].

Täpsustatud suurim lubatud armatuuri läbimõõt leitakse valemi 3.47 abil:

$$\phi_s = 5,7 \cdot \frac{2,9}{2,9} \cdot \frac{0,4 \cdot 174}{2 \cdot (250 - 182)} = 3 \text{ mm}$$

$$h_{cr} = 250 - 76 = 174 \text{ mm}$$

$$s_s = 50 \text{ mm} < s = 200 \text{ mm}$$

$$\phi_s = 3 \text{ mm} < \phi = 16 \text{ mm}$$

Nõutav pragudekindlus ei ole tagatud, seega on vajalik normaalprao avanemiselaiuse arvutuslik kontroll [21]!

Keskmine deformatsioon pragudevahelisel lõigul ja selle jaoks vajalikud tegurid leitakse valemite 3.49 ja 3.50 abil:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{414 - 0,4 \cdot \frac{2,9}{0,0142} \cdot (1 + 6,06 \cdot 0,0142)}{200000} = 0,00163 \geq 0,6 \cdot \frac{414}{200000} = 0,00124$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} = \frac{3015}{213000} = 0,0142$$

$$A_{c,eff} = 3000 \cdot 71 = 213000 \text{ mm}^2$$

$$h_{c,eff} = \min \left[2,5 \cdot (250 - 182) = 245 \text{ mm}; \frac{250 - 39}{3} = 71 \text{ mm}; \frac{250}{2} = 125 \text{ mm} \right] \rightarrow h_{c,eff} = 71 \text{ mm}$$

$$\alpha_e = 6,06$$

Pragude maksimaalne vahekaugus leitakse valemi 3.51 abil:

$$s_{r,max} = 3,4 \cdot 35 + \frac{0,425 \cdot 0,8 \cdot 0,5 \cdot 16}{0,0142} = 122 \text{ mm}$$

Normaalprao avanemiselaius leitakse valemi 3.48 abil:

$$w_k = 122 \cdot 0,00163 = 0,2 \text{ mm}$$

Tingimus $w_k = 0,2 \text{ mm} \leq w_{max} = 0,3 \text{ mm}$ on täidetud! Normaalpragude avanemise väärtus jääb lubatud piiridesse [21]!

3.6.6.5 Läbipainde piirseisund

Plaadi läbipainde piirsuurus leitakse valemi 3.52 abil:

$$f_{k,adm} = \frac{3000}{250} = 12 \text{ mm}$$

Tõmbe-, survearmeerimistegur ja armeerimisteguri võrdlusväärtus leitakse järgmiselt [21]:

$$\rho = \frac{2435}{3000 \cdot 182} = 0,00446$$

$$\rho' = 0$$

$$\rho_0 = 10^{-3} \sqrt{30} = 0,00548$$

Kuna ribil on $\rho < \rho_0$, siis silde ja kasuskõrguse põhisuhe leitakse valemi 3.54.2 abil:

$$\left(\frac{l}{d}\right)^* = 1,5 \cdot \left[11 + 1,5\sqrt{30} \frac{0,00548}{0,00446} + 3,2\sqrt{30} \left(\frac{0,00548}{0,00446} - 1 \right)^{\frac{3}{2}} \right] = 34,5$$

Silde ja kasuskõrguse piirsuhe leitakse valemi 3.55 ja 3.56 abil:

$$\left(\frac{l}{d}\right)_u = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,24 \cdot 34,5 = 42,7$$

$$k_\sigma = \frac{500\,3015}{500\,2435} = 1,24$$

Kontrollime tingimust 3.53:

$$\frac{l_{eff}}{d} = \frac{3000}{182} = 16,5 \text{ mm} \leq \left(\frac{l}{d}\right)_u = 42,7 \text{ mm}$$

Seega tingimus on täidetud ning tala läbipainet pole vaja arvutusega kontrollida [21]!

Projekteeritud pörand on välja toodud Lisa 4, joonisel nr 5 ja 7.

4 MADALVUNDAMENDID

Madalvundamendi mõiste on paralleelselt kasutatud jaotusvundamendi kõrval. Madalvundament on enim kasutatud vundamentitüüp. Kui vanasti oli materjaliks looduskivist müüritist, siis tänapäeval tehakse madalvundamendid enamasti raudbetoonist või betoonist. Nende suuremaks eeliseks eelkäijate ees on suurem tõmbe- ja löiketugevus. [2]

Kuju järgi võib neid liigitada järgmiselt: üksikvundament, lintvundament, ristlintvundament ning plaatvundament. [2]

Üksikvundament on üksikut ehitise osa toetav enamasti ristkülikukujulise tallaga vundament, mille pikkuse ja laiuse suhe on alla viie. [2]

Lintvundament on enamasti seinu toetuv vundament, mille pikkus on üle viie korra suurem laiusest. Mõnikord kasutatakse vajumite ühtlustamiseks ka postide rea all. [2]

Ristlintidest vundamenti kasutatakse karkassehitiste puhul, kus vahetult talla alla jääv pinnasekiht on piisavalt tugev ja sügavamal kokku surutavad ning erineva paksusega kihid. [2]

Plaatvundamenti kasutatakse suure koormusega ja suhteliselt nõrgale pinnasele rajatud ehitiste korral, mille eesmärgiks on vähendada survet pinnasele ja vajumite erimeid. [2]

Kõigepealt leitakse talla mõõtmed ja vajum enim koormatud vundamendi jaoks. Kui saadud tulemused on rahuldavad, siis arvutatakse vundamentide vajumid ning vajumite erimid. Kui vajumite erimid ei mahu lubatud piiri, siis tuleb vundamendi mõõtmeid suurendada ning uuesti kontrollida. [2]

Kui vundament kannab hoone koormuse üle pinnasele, siis tekivad seal lisapinged, mis põhjustavad deformatsioone ning seetõttu ka vundamendi vajumist. Vajumid on tingitud eelkõige pinnasekihtide kokkusurutavusest. [22]

Vajumite piirväärtused on paika pandud sõltuvalt ehitise liigist: raudbetoonkarkassiga, kandvate paneelseintega, teraskarkassiga hooned jt [15].

4.1 Arvutusmetoodika

4.1.1 Üksikvundamendi mõõtmete määramine

Tsentriselt surutud üksikvundament on otstarbekas projekteerida ruudukujuline, mille taldmiku pikkused on võrdsed $B = L$. [15]

Madalvundamendi kandevõime on tagatud, kui on tagatud tingimus [15]:

$$R_d \geq V_{ED}, \quad (4.1)$$

kus R_d – pinnase kandevõime, kN,
 V_{ED} – arvutuslik koormus, kN.

Pinnase kandevõime dreenitud tingimustes arvutatakse valemiga [15]:

$$R_d = \frac{B^2(0,5B\gamma'N_\gamma s_\gamma + q'N_q s_q + c'N_c s_c)}{\gamma_R}, \quad (4.2)$$

kus B – talla laius, m,
 γ' – tallast allapoole jääv pinnase efektiivmahukaal, kN/m³
 N_γ, N_q, N_c – pinnase kandevõime tegurid
 s_γ, s_q, s_c – talla kuju arvestavad tegurid
 q' – pinnase efektiivpinge talla tasandis, kN/m²
 c' – efektiivnidusus
 γ_R – kandevõime osavarutegur.

Pinnase omakaalust tingitud efektiivpinge leitakse valemiga [15]:

$$q' = d\gamma'_1 \quad (4.3)$$

kus d – talla süvis maapinnast, m,
 γ'_1 – tallast kõrgemale jääva pinnase mahukaal, kN/m³.

EVS-ENV 1997-1 järgi võib kasutada kolme erineva osavarutegurite süsteemiga arvutusvarianti, mida tähistatakse AV. Eelistama peaks AV2, mille puhul koormuse arvutusväärtus pinnasest tingitud kandevõime arvutusel on samasugune kui vundamendi materjali tugevuse kontrollimisel. Kandevõime osavarutegurid leitakse tabelist 4.1. [15]

Tabel 4.1 Kandevõime osavarutegurid (γ_R) jaotusvundamentidele [15]

Kandevõime	Tähis	Komplekt		
		AV1	AV2	AV3
Kandevõimele	$\gamma_{R,v}$	1,0	1,5	1,1
Lihkele	$\gamma_{R,h}$	1,0	1,2	1,0

Talla kuju arvestavad tegurid dreenitud tingimustes leitakse valemitega [15]:

$$S_\gamma = 1 - 0,3 \frac{B'}{L'} \quad (4.4)$$

$$S_q = 1 + \frac{B'}{L'} \sin\varphi \quad (4.5)$$

$$S_c = \frac{S_q N_q - 1}{N_q - 1} \quad (4.6)$$

Tsentraalselt koormatud ruudukujulise üksikvundamendi mõõtmed dreenitud tingimustes leitakse kuupvõrrandiga [15]:

$$a_1 B^3 + a_2 B^2 - V_{ED} = 0, \quad (4.7)$$

kus

$$a_1 = \frac{0,5\gamma' N_\gamma}{\gamma_R} \quad (4.8)$$

$$a_2 = \frac{(q' N_q + c' N_c)}{\gamma_R} - d_k \gamma_k \gamma_G, \quad (4.9)$$

- kus d_k - talla keskmine süvis, m,
 γ_k - pinnase ja vundamendi keskmine mahukaal, keskmiselt 22 kN/m³,
 γ_G - alaliskoormuse osavarutegur.

Koormuste osavarutegurid AV2 puhul leitakse tabelist 4.2, mille järgi on alaliskoormuse osavarutegur $\gamma_G = 1,2$ ja ajutise koormuse osavarutegur $\gamma_Q = 1,5$ [23].

Tabel 4.2 Koormuste osavarutegurid [23]

Koormus		Tähis	AV2
Alaline	Ebasoodus	γ_G	1,2
	Soodus		1,0
Ajutine	Ebasoodus	γ_Q	1,5
	Soodus		0

Taldmiku laius leitakse järkjärgulise lähenemise teel valemiga [15]:

$$B_{i+1} = \sqrt{\frac{VED}{a_1 B_i + a_2}}, \quad (4.10)$$

mille esimeseks sammuks võetakse valem [15]:

$$B_i = \sqrt{\frac{VED}{a_2}} \quad (4.11)$$

4.1.2 Üksikvundamendi vajumid

Käesolevas magistritöös kasutatakse vajumite leidmisel summeerimismeetodit. Selle idee seisneb vundamendi talla alla jääva pinnase jaotamine õhukesteks kihtideks, arvutada nendes kihtides pinged ning pingete kaudu leida deformeerumine ning lõpuks kogu vundamendi vajum. [22]

Vajumi arvutus toimub nii, et kõigepealt jaotatakse pinnasekihid elementaarkihtideks, mille paksus on Δh . Vajaliku täpsuse saavutamiseks peab olema Δh talla laiuse sügavuseni 0,2-0,3B. Alates sellest peab olema elementaarkihi paksus 0,4-0,6B kuni 3B sügavuseni ning sügavamate kihtide korral peaks olema elementaarkihi paksus $\sim B$. [22]

Seejärel toimub vundamendi koormusest põhjustatud tihendava vertikaalpinge leidmine, mis leitakse valemiga [22]:

$$\sigma_{pz} = \alpha p_t, \quad (4.12)$$

kus α - rõhujaotustegur,
 p_t - tihendav pinge talla all, kN/m².

Tihendav pinge talla all leitakse valemiga [22]:

$$\delta_{pz} = p - d\gamma'_d, \quad (4.13)$$

kus p - keskmine kogusurve vundamendi talla all, kN/m²
 γ'_d - pinnase mahukaal süvise ulatuses, kN/m³.

Rõhujaotusteguri suuruse saab leida Lisa 3 tabelist, kus $m = 2z/B$ ja $n = L/B$ [15].

Pärast vertikaalpinge leidmist arvutatakse elementaarkihi deformatsioon valemiga [22]:

$$s_i = \frac{\sigma_{pzi} \Delta h_i}{E_i}, \quad (4.14)$$

kus σ_{pzi} - keskmine pinge elementaarkihis i , kPa,

Δh_i - kihi i paksus, m,

E_i - kihi i deformatsioonimoodul, MPa.

Vajum leitakse elementaarkihtide deformatsioonide summana [22]:

$$s = \sum_{i=1}^{i=j} s_i, \quad (4.15)$$

Üksikvundamendile leitud vajumit võrreldakse standardis EVS-EN 1997-1:2005+A1:2003+NA:2014 rahvuslikus lisas välja toodud vajumite piirväärtusega (tabel 4.3).

Tabel 4.3 Vajumite piirväärtused [23]

Ehitise liik	θ	ω	$S_{kv}(S_{max})$ (cm)
Raudbetoonkarkassiga ehitised	0,002	-	(8)
Teraskarkassiga ehitised	0,004	-	(12)
Kandvate paneelseintega ehitised	0,0016	0,005	10
Tellis- ja plokkeintega ehitised	0,002	0,005	10
Armatuur- või raudbetoonvöödega tugevdatud tellis- ja plokkeintega ehitised	0,0024	0,005	15
Staatiliselt määratud konstruktsiooniga ehitised	0,006	-	(15)
Jäigad kuni 100 m kõrgused ehitised, v.a korstnad	-	0,004	20
Kuni 100 m kõrgused korstnad	-	0,005	40

Projekteeritav laohoone on konstruktsioonilt teraskarkassil, mille maksimaalne vajum (S_{max}) on 12 cm (tabel 4.3). Soovitav on siiski kasutada piirväärtust $S_{max} = 5$ cm [14].

Kahe vundamendi vajumite vahe on vajumierim (Δ_s). Suhteline erim θ on vajumierim jagatud vundamendi vahekaugusega (Δ_s/L). [19]

4.2 Enimkoormatud vundamendi tugevusarvutused

Taldmiku paksuse dimensioneerimisel leitav kasuskõrgus on tõmbearmatuuri kaugus ristlõike surutud küljest. Kasuskõrguse leidmiseks tuleb lahutada betoonkaitsekiht taldmiku kõrgusest. Betoonkaitsekiht on betooni kaugus armatuurist välispinnani. Kaitsekiht peab tagama armatuuri piisava korrosioonikaitse, betooni ja armatuuri vahelise nakkejõu ülekandmise ning konstruktsiooni piisava tulekindluse. [14]

Nimikaitsekihti tuleb kasutada konstruktsiooni arvutamisel. Betoonimisel tuleks nimikaitsekihti suurendada. Ettevalmistatud pinnasele, s.t taldmiku alla paigutatakse tihendatud killustikupadi, betoneerimisel peaks olema nimikaitsekiht vähemalt 40 mm. Betoneerimisel otse pinnasele peab olema see 75 mm. Nimikaitsekihile liidetakse juurde kaitsekihi lubatav hälve - $\Delta c_{dev} = 10$ mm. [14]

4.2.1 Põikjõukandevõime

Arvutuslikku põikarmatuuri ei vaja lõiked, millel on rahuldatud tingimus [14]:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} \quad (4.16)$$

kus V_{Ed} - arvutuslik põikjõud, kN

$V_{Rd,c}$ - ilma põikarmatuurita elemendi arvutuslik põikjõukandevõime, kN

Põikarmatuurita arvutusliku põikjõukandevõimet kontrollitakse järgmiselt [14]:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}] \cdot b_w \cdot d \quad (4.17)$$

kus $C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c$, kus γ_c on üldjuhul 1,5,

ρ_1 - armeerimistegur,

f_{ck} - betooni normsurvetugevus, MPa,

b_w - ristlõike min. laius tõmbetsoonis, mm,

d - kasukõrgus, mm.

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad (4.18)$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} \leq 0,02 \quad (4.19)$$

kus A_{s1} - tõmbearmatuuri ristlõikepindala, mm².

Tingimuse 3.16 miinimumväärtus leitakse järgmiselt [14]:

$$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + 0,15 \cdot \delta_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (4.20)$$

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

4.2.2 Läbisurumiskandevõime

Läbisurumiskandevõime arvutusega kontrollitakse maksimaalset läbisurumispinget V_{Ed} posti servas ja baaskontrollperimeetril u_1 . Kontrollperimeeter võetakse posti servast kuni 2d. [14]

Läbisurumisarmatuuri pole vaja, kui kontrollperimeetril on täidetud tingimus [14]:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} \quad (4.21)$$

kus V_{Ed} - läbisurumispinge, MPa,

$V_{Rd,c}$ - läbisurumiskandevõime, MPa.

Baaskontrollperimeeter leitakse järgmiselt [21]:

$$u_1 = 2(c_1 + c_2) + 2\pi \cdot a_1 \quad (4.22)$$

kus $c_1; c_2$ - posti külgede mõõtmed, mm,
 a_1 - kontrollperimeetri kaugus posti servast, mm.

Taldmiku kontrollala pindala kontrollitakse järgmiselt [21]:

$$A_{cont} = c_1 c_2 + 2(c_1 + c_2)a_1 + \pi a_1^2 \quad (4.23)$$

Vundamendis tuleb üldist läbisurumisjõudu V_{Ed} vähendada seespool kontrollperimeetrit mõjuva pinnase reaktsioonjõu võrra. Seda arvutatakse järgmiselt [21]:

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed} \quad (4.24)$$

kus ΔV_{Ed} - kontrollperimeetri seespool mõjuv ülespoole suunatud jõud, mis leitakse järgmiselt [21]:

$$\Delta V_{Ed} = A_{cont,i} \cdot \delta_d \quad (4.25)$$

kus δ_d - vundamendi koormusest põhjustatud pinge talle all, kPa, mis leitakse järgmiselt [21]:

$$\delta_d = \frac{V_{Ed}}{A} \quad (4.26)$$

Järgmiselt leitakse kontroll-lõikes nihkepinge tsentriselt koormatud vundamendil [21]:

$$V_{Ed} = V_{Ed,red}/u_i d \quad (4.27)$$

Arvutuslik läbisurumiskandevõime leitakse järgmiselt [21]:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} \frac{2d}{a} \quad (4.28)$$

Min. läbisurumiskandevõime leitakse järgmiselt [21]:

$$V_{Rd,c,min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \frac{2d}{a_i} \quad (4.29)$$

Postil tuleb kontrollida läbisurumiskandevõimet, mille puhul kontrollitakse järgmist tingimust [21]:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max} \quad (4.30)$$

Maksimaalne läbisurumiskandevõime leitakse järgmiselt [24]:

$$V_{Rd,max} = 0,5 \cdot u \cdot d \cdot v \cdot \frac{f_{ck}}{1,5} \quad (4.31)$$

kus $v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$.

Kui tingimus 4.30 pole täidetud, tuleks projekteerida läbisurumisarmatuur, mille puhul oleks täidetud tingimus [14]:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,cs} \quad (4.32)$$

Lõike läbisurumiskandevõime leitakse järgmise valemiga [14]:

$$V_{Rd,cs} = 0,75 \cdot v_{Rd,c} + 1,5 \cdot \frac{d}{s_r} \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \cdot \frac{1}{u_1 \cdot d} \cdot \sin a \quad (4.33)$$

kus A_{sw} - põikarmatuuri ristlõikepindala, mm²,
 s_r - põikarmatuuri paiknemise radiaalsamm, mm,
 a - nurk põikarmatuuri ja plaadi pinna vahel (ühe rea puhul 0,67)
 d - plaadi kahe ristuva suuna keskmine kasuskõrgus, mm,
 $f_{ywd,ef} = 250 + 0,25 \cdot d \leq f_{ywd}$ - põikarmatuuri efektiivne arvutustugevus läbisurumisel, MPa.

Minimaalne põikarmatuuri ristlõikepindala leitakse valemiga [14]:

$$A_{sw,min} = \frac{1,5 \cdot \sin a + \cos a}{s_r \cdot s_t} \geq 0,08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (4.34)$$

kus a - põik- ja pikiarmatuuri vaheline nurk (vertikaalsete puhul $a = 90^\circ$),
 s_r - rangide samm radiaalsuunas,
 s_t - rangide samm tangentsiaalsuunas,
 f_{ck} - ühikuks MPa.

4.2.3 Pikiarmatuuri dimensioneerimine

Arvutuslik paindemoment leitakse valemiga [25]:

$$M_{Ed} = 0,5Ba^2q_{net} \quad (4.35)$$

kus q_{net} - taldmiku netokoormus, kN/m²,
 a - posti ja taldmiku vaheline pikkus, m.

Netokoormus leitakse järgmiselt [25]:

$$q_{net} = \gamma_G h \gamma_b + \frac{V_{Ed}}{A} \quad (4.36)$$

kus h - taldmiku kõrgus, m,
 γ_b - betooni mahukaal, kN/m³.

Armatuur arvutatakse järgmiselt [25]:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{f_{cd}Bd^2} \quad (4.37)$$

kus M_{Ed} - arvutuslik paindemoment, kNm,
 f_{cd} - betooni arvutussurveugevus, MPa,
 B - taldmiku laius, m,
 d - kasuskõrgus, mm.

Pikitõmbearmatuur leitakse järgmiselt [25]:

$$a_{s1} = \omega f_{cd} d / f_{yd} \quad (4.38)$$

kus $\omega = 1 - \sqrt{1 - 2\mu}$

Armatuuri samm leitakse järgmiselt [25]:

$$s = \frac{A_s}{a_{s1}} \quad (4.39)$$

kus A_s - armatuurvarda ristlõikepindala, mm².

Pikiarmeerimistegur arvutatakse valemiga [25]:

$$\rho_1 = \frac{A_s}{sd} \quad (4.40)$$

4.3 Madalvundamendi arvutus eeluuringu põhjal

Üksikvundamentide leidmisel kasutatakse eeluuringus esitatud andmeid ning hoone all oleva pinnase kandevõime ja vajumite arvutustes kasutatakse peatükis 2.2.6 leitud postide normatiivsete koormustega.

Eeluuringus esitatud soovitude põhjal võib ehitisi ehitada nii kihile 3 kui ka kihile 4 [3]. Tabelis 1.1 esitatud info järgi näeb, et 4. kihi φ'_k on suurem 3. kihi omast ning dreenitud tingimuste puhul määrab pinnase tugevuse sisehõõrdenurga ja nidususe efektiiv väärtused φ'_k ja c' [2], kuid kuna pinnasevesi asub 1.8 m kõrgusel (joonis 1.1), siis tuleks madalvundament rajada 3. kihi (savimõllmoreen) peale, mille absoluutkõrgus on 56,80 m [3].

Süvise kõrgus tuleb projekteeritavast $\pm 0,00$ abs.kõrgusest (57,55) 0,75 m võrra alla poole. Süvise minimaalseks kõrguseks võib olla 0,5 m, kuid sellisel juhul tuleb arvestada külmakerke ohuga ning võtta kasutusele vastavad meetmed [2]. Pinnase, mis asub allpool veetaset, mahukaaluks tuleb võtta heljundmahukaal (kaalukaotus vees) [22]. Heljundmahukaalu leidmiseks tuleb pinnase mahukaalust lahutada vee mahukaal $\gamma'_w = 9,81 \text{ kN/m}^3$, kuid praktilises arvutustes võetakse selle asemel kasutusele $\gamma'_w = 10 \text{ kN/m}^3$ [15]. Pinnasevee puhul tuleb kasutada tema kõige kõrgemat taset, mis

ptk 1.1.2 põhjal asub 0,5 m sügavusel, seega heljundmahukaalu tuleb kasutada alates 0,5 m. Madalvundamentide puhul toetuvad vundamendile lahoone postid ja soklipaneelid. Betoompõrand ($h_f = 250 \text{ mm}$) toetub pinnasele.

Telgedel A1-F1, A15-F15, A1-A15 ja F1-F15 tuleb lisada juurde soklipaneelidest tekkiv koormus. Soklipaneelid valatakse betoonist ning hoone post võtab vastu koormuse $1,2 \times 6 \times 0,2$ meetriselt elemendilt. Betooni mahukaal on $\gamma_b = 2500 \text{ kg/m}^3$. Välisseina postid võtavad vastu soklipaneelidelt $2500 \cdot 1,2 \cdot 6 \cdot 0,2 = 3600 \text{ kg} = 36 \text{ kN}$.

Enimkoormatud telgede B5-E5 ja B9-E9 arvutuslik koormus (ptk 2.2.6):

$$N_{sd} = 1421,88 \text{ kN}$$

Talla süvis planeeritavast maapinnast:

$$d = 1,2 \text{ m}$$

Tallast allapoole jääva pinnase (kiht 3) efektiiv- ja heljundmahukaal tabelist 1.1:

$$\gamma' = 21,5 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma'_k = 21,5 - 10 = 11,5 \text{ kN/m}^3$$

Tallast ülespoole jääva pinnase (tihendatud kruus) keskmine efektiivmahukaal vahemikus 0 – 1,2 m, millest 0,5 - 1,2 m on heljundmahukaal [27]:

$$\gamma'_1 = 0,5 \cdot 18 + 0,7 \cdot 8 = 14,6 \text{ kN/m}^2$$

Pinnase omakaalust tingitud efektiivpinge talla tasandis vastavalt valemile 4.3:

$$q' = 14,6 \cdot 1,2 = 17,52 \text{ kN/m}^2$$

Efektiivnidusus ja sisehõõrdenurk tabelist 1.1:

$$c'_k = 8 \text{ kPa}$$

$$\varphi'_k = 27 \text{ kN/m}^3$$

Pinnase kandevõimetegurid lähtuvalt sisehõõrdenurgale $\varphi'_k = 27 \text{ kN/m}^3$ (vt Lisa 2 tabel):

$$N_\gamma = 12,43$$

$$N_q = 13,20$$

$$N_c = 23,94$$

Talla kuju arvestavad tegurid dreenitud tingimustes vastavalt valemitele 4.4-4.6:

$$S_\gamma = 1 - 0,3 \cdot 1 = 0,7$$

$$S_q = 1 + 1 \cdot \sin 27^\circ = 1,454$$

$$S_c = \frac{1,454 \cdot 13,20 - 1}{13,20 - 1} = 1,491$$

Abisuurused vastavalt valemitele 4.8 ja 4.9:

$$a_1 = \frac{0,5 \cdot 11,5 \cdot 12,43 \cdot 0,7}{1,5} = 50,03 \text{ kN/m}^3$$

$$a_2 = \frac{17,52 \cdot 13,20 \cdot 1,454 + 8 \cdot 23,94 \cdot 1,491}{1,5} - 1,2 \cdot 22 \cdot 1,2 = 382,86 \text{ kN/m}^2$$

Taldmiku laiuse alglahend leitakse valemi 4.11 ja seejärel järk-järguline lahend valemi 4.10 järgi:

$$B_1 = \sqrt{\frac{1421,88}{382,86}} = 1,93 \text{ m}$$

$$B_2 = \sqrt{\frac{1421,88}{50,03 \cdot 1,93 + 382,86}} = 1,72 \text{ m}$$

$$B_3 = \sqrt{\frac{1421,88}{50,03 \cdot 1,72 + 382,86}} = 1,74 \text{ m}$$

$$B_4 = \sqrt{\frac{1421,88}{50,03 \cdot 1,74 + 382,86}} = 1,74 \text{ m}$$

Valime vundamendi talla laiuseks $B = 1,75 \text{ m}$.

Vundamendi tallale mõjub lisaks arvutuslikule koormusele ka vundamendi ja tagasitäite omakaal. Pinnase mahukaal keskmiselt on $\gamma_k = 22 \text{ kN/m}^3$. [15]

$$N_{sd} + B^2 d \gamma_k \gamma_G = 1421,88 + 1,75^2 \cdot 1,2 \cdot 22 \cdot 1,2 = 1518,9 \text{ kN}$$

Pinnase kandevõime kontroll dreenitud tingimustes vastavalt valemile 4.2:

$$R_d = \frac{1,75^2 [0,5 \cdot 1,75 \cdot 11,5 \cdot 12,43 \cdot 0,7 + 17,52 \cdot 13,2 \cdot 1,454 + 8 \cdot 23,94 \cdot 1,491]}{1,5} = 1448,3 \text{ kN}$$

$$R_d = 1448,3 \text{ kN} < N_{sd} = 1518,9 \text{ kN}$$

Vundamendi kandevõime tingimus 4.1 ei ole täidetud! Suurendame taldmiku mõõtmeid. Valime uueks talla laiuseks $B = 1,8 \text{ m}$.

Arvutuslik koormus vundamendi taldmikule:

$$N_{sd} + B^2 d \gamma_k \gamma_G = 1421,88 + 1,8^2 \cdot 1,2 \cdot 22 \cdot 1,2 = 1524,52 \text{ kN}$$

Pinnase kandevõime kontroll dreenitud tingimustes vastavalt valemile 4.2:

$$R_d = \frac{1,8^2 [0,5 \cdot 1,8 \cdot 11,5 \cdot 12,43 \cdot 0,7 + 17,52 \cdot 13,2 \cdot 1,454 + 8 \cdot 23,94 \cdot 1,491]}{1,5} = 1537,64 \text{ kN}$$

$$R_d = 1537,64 \text{ kN} > N_{sd} = 1524,52 \text{ kN}$$

Vundamendi kandevõime tingimus 4.1 on täidetud!

Enimkoormatud telgedel B5-E5 ja B9-E9 olev taldmik mõõtmetega $B = L = 1,8$ on piisav, et tagada kandevõime kandepiirseisundis. Ülejäänud taldmikud on arvutatud sarnaselt enimkoormatud taldmikule ning tulemused on välja toodud tabelis 4.4.

Tabel 4.4 Üksikvundamentide mõõdud telgedel

Telg	Arvutuslik koormus (kN)	Kandevõime (kN)	Taldmiku laius $B=L$ (m)
A1 ja F1	174	214	0,7
B1-E1	838	838	1,35
A2-A12 ja F2-F12	264	283	0,8
B5-E5 ja B9-E9	1525	1537	1,8
A13 ja F13	265	283	0,8
A14 ja F14	247	247	0,75
A15 ja F15	155	156	0,6
B13-E13	1154	1197	1,6
B15-E15	394	402	0,95

4.3.1 Momendiga koormatud üksikvundamentide mõõtmed

Hoone suurim kõrgus on 10 m ning tuule kiirusrõhk on vastavalt joonisele 2.1:

$$q_p(z) = 0,475 \text{ kN/m}^2$$

Konstruksiooniosa jõutegur leitakse valemi 2.5 abil:

$$c_f = 0,9 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 0,9$$

Hoone postidel on horisontaalne tugi katuslaes ja vundamendis, mistõttu mõjub vundamendile pool horisontaalsest koormusest. Enimkoormatud vundament ei asu välisseina all, seetõttu ei mõjuta seda tuulest tekkinud moment. Samuti ei mõjuta tuulekoormus vundamente telgedel B13-E13, kuna välisseina osa, mis on mõjutatud tuulest, koormab posti ülemist osa. Lisaks pole tuulest mõjutatud hoone nurkade postid, kuna soklipaneelid takistavad mõlemas suunas taldmiku pööramist.

Konstruksiooni osa pindala, millele mõjub tuulejõud, tuleb leida telgedel: B1-E1 (k.a A2-A12 ja F2-F12) kõrguseks on 10 m ja telje B15-E15 (k.a A14 ja F14) kõrguseks on 6 m. Eraldi tuleb posti mõjutatava seina pindala leida postidele A13 ja F13, mis on mõjutatud 10 m ja 6 m kõrgusest seinast.

Konstruksiooniosa pindala, millele mõjub horisontaalne koormus, leitakse valemi 2.6 abil:

$$A_{ref,B1-E1} = 2 \cdot \frac{6}{2} \cdot \frac{10}{2} = 30 \text{ m}^2$$

$$A_{ref,B15-E15} = 2 \cdot \frac{6}{2} \cdot \frac{6}{2} = 18 \text{ m}^2$$

$$A_{ref,A13 \text{ ja } F13,10m \text{ osa}} = \frac{6}{2} \cdot \frac{10}{2} = 15 \text{ m}^2$$

$$A_{ref,A13 \text{ ja } F13,6m \text{ osa}} = \frac{6}{2} \cdot \frac{6}{2} = 9 \text{ m}^2$$

Tuulejõud konstruktsioonile leitakse järgmiselt valemi 2.4 abil:

$$F_{w,B1-E1} = 0,9 \cdot 0,475 \cdot 30 = 12,8 \text{ kN}$$

$$F_{w,B15-E15} = 0,9 \cdot 0,475 \cdot 18 = 7,7 \text{ kN}$$

$$F_{w,A13 \text{ ja } F13,10m \text{ osa}} = 0,9 \cdot 0,475 \cdot 15 = 6,4 \text{ kN}$$

$$F_{w,A13 \text{ ja } F13,6m \text{ osa}} = 0,9 \cdot 0,475 \cdot 9 = 3,9 \text{ kN}$$

Tuulemoment vundamendis arvutatakse valemi 2.7 abil:

$$M_{tuul,B1-E1} = 12,8 \cdot 5 = 64 \text{ kNm}$$

$$M_{tuul,B15-E15} = 7,7 \cdot 3 = 23,1 \text{ kNm}$$

$$F_{w,A13 \text{ ja } F13,10m \text{ osa}} = 6,4 \cdot 5 = 32 \text{ kNm}$$

$$F_{w,A13 \text{ ja } F13,6m \text{ osa}} = 3,9 \cdot 3 = 11,7 \text{ kNm}$$

Arvutuslik tuulemoment:

$$M_{tuul,B1-E1} = 64 \cdot 1,5 = 96 \text{ kNm}$$

$$M_{tuul,B15-E15} = 23,1 \cdot 1,5 = 34,7 \text{ kNm}$$

$$M_{tuul,A13 \text{ ja } F13} = (32 + 11,7) \cdot 1,5 = 65,6 \text{ kNm}$$

Leiame taldmikule B1-E1 uued mõõtmed ptk 4.3 ja 4.3.1 andmete järgi.

Arvutuslik koormus koos vundamendi omakaaluga tabelist 4.4-st:

$$N_{sd} = 838 \text{ kN}$$

Ekstsentrilisus leitakse valemi 2.8 abil:

$$e_0 = \frac{96}{838} = 0,115 \text{ m}$$

Vajalik talla pikkus leitakse valemi 2.9 abil:

$$L = 1,35 + 2 \cdot 0,115 = 1,58 \text{ m}$$

Arvutuslik koormus uue taldmikuga leiame järgmiselt:

$$N_{sd} + BLd\gamma_k\gamma_G = 779,53 + 1,35 \cdot 1,58 \cdot 1,2 \cdot 22 \cdot 1,2 = 847,1 \text{ kN}$$

Uus ekstsentrilisus leitakse valemi 2.8 abil:

$$e_0 = \frac{96}{847,1} = 0,113 \text{ m}$$

Taldmiku efektiivmõõtmed leitakse järgmiselt:

$$B' = 1,35 \text{ m}$$

$$L' = 1,58 - 2 \cdot 0,113 = 1,4 \text{ m}$$

Pinnase kandevõime kontroll dreinitud tingimustes vastavalt valemile 4.2:

$$R_d = \frac{1,35 \cdot 1,4 \cdot [0,5 \cdot 1,35 \cdot 11,5 \cdot 12,43 \cdot 0,7 + 17,52 \cdot 13,2 \cdot 1,454 + 8 \cdot 23,94 \cdot 1,491]}{1,5} = 868 \text{ kN}$$

Arvutuslik koormus uue taldmikuga leiame järgmiselt:

$$N_{sd} + BLd\gamma_k\gamma_G = 779,53 + 1,35 \cdot 1,4 \cdot 1,2 \cdot 22 \cdot 1,2 = 839,41 \text{ kN}$$

$$R_d = 868 \text{ kN} \geq N_{sd} = 840 \text{ kN}$$

Vundamendi kandevõime tingimus 4.1 on täidetud!

Teiste taldmike mõõtmed on teostatud sama põhimõtte järgi ning lisaks on arvutatud uued koormused ning kandevõimed ptk 4.3 järgi ja tulemused on koondatud tabelisse 4.5.

Tabel 4.5 Üksikvundamentide mõõdud telgedel tuulemomendi mõjul

Telg	Arvutuslik koormus (kN)	Kandevõime (kN)	Taldmiku mõõtmed B'xL' (m)	
B1-E1	840	868	1,35	1,4
A2-A12 ja F2-F12	265	300	0,8	0,85
A13 ja F13	266	300	0,8	0,85
A14 ja F14	248	263	0,75	0,8

4.3.2 Vajum enimkoormatud vundamendi all eeluuringu järgi

Kasutuspiiriseisundi nõuet kontrollitakse vajumite arvutustega [15].

Enimkoormatud vundament on telgedel B5-E5 ja B9-E9 (ptk 2.1.6). Lähtuvalt pinnase kandevõime kontrollist saime taldmiku mõõtmeteks antud telgedel $B = L = 1,8 \text{ m}$.

Arvutuslik koormus telgedel B5-E5 ja B9-E9:

$$N_{sd} = 1421,88 \text{ kN}$$

Arvutuslik koormus koos vundamendi kaaluga:

$$N_{sd} + B^2 d \gamma_k = 1421,88 + 1,8^2 \cdot 1,2 \cdot 22 \cdot 1,2 = 1524,52 \text{ kN}$$

Pinnasesurve talla tasandis on (valem 4.13):

$$\delta_{gz} = d \cdot \gamma' = 0,5 \cdot 18 + 0,7 \cdot 8 = 14,6 \text{ kN/m}^2$$

Lisaks pinnasele, tekitab betoonpõrand survet pinnasele (vt ptk 3.3):

$$g_{k,betoonplaat} = 6,25 \cdot 1,2 = 7,5 \text{ kN/m}^2$$

Seega summaarne pinnasesurve talla tasandis on:

$$\delta_{gz} = 14,6 + 7,5 = 22,1 \text{ kN/m}^2$$

Tihendav pinge talla all on leitav valemiga 4.13:

$$\delta_{pz} = \frac{1524,52}{1,8^2} - 22,1 = 448,4 \text{ kN/m}^2$$

Antud arvutuste puhul kasutan pinnase geoloogilist lõiget (joonis 1.1) ning pinnase normatiivseid tugevusnäitajaid (tabel 1.1). Taldmike B5-E5 ja B9-E9 vajumi väärtus on välja arvutatud tabelis 4.6.

Tabel 4.6 Summaarne vajum teljel B5-E5 ja B9-E9

Kiht	γ' (kN/m ³)	γ'_k (kN/m ³)	E (MPa)	z (m)	Δh (m)	m	α	δ_{pz} (kPa)	δ_{gz} (kPa)	s_i (m)
3.	21,5	11,5	14	0	0	0,0	1	448,43	22,10	0,0000
				0,48	0,48	0,5	0,930	417,00	32,42	0,0143
				1,02	0,54	1,1	0,653	292,65	44,03	0,0113
				1,56	0,54	1,7	0,417	187,04	55,64	0,0072
				2,1	0,54	2,3	0,275	123,27	67,25	0,0048
4.	20,5	10,5	20	2,9	0,8	3,2	0,160	71,88	84,45	0,0029
				3,8	0,9	4,2	0,100	44,71	103,80	0,0020
									S_{B5-E5}	0,0424

Kogu vajum telgedel B5-E5 ja B9-E9 on $S_{B5-E5} = 4,2$ cm (vt tabel 4.6), mis mahub lubatud piiridesse, s.t on alla piirväärtuse $S_{max} = 5$ cm.

4.3.3 Vajumid ülejäänud vundamentide all

Ülejäänud telgede vajumid on arvatud sarnaselt enimkoormatud vundamendi vajumiga (vt ptk 4.3.2).

Tabel 4.7 Vundamentide vajumid

Telg	Vajum (cm)	Lubatud vajum (cm)	Taldmiku mõõtmed BxL (m)	
A1 ja F1	1,1	5,0	0,7	0,7
B1-E1	3,0		1,35	1,4
A2-A12 ja F2-F12	0,7		0,8	0,85
B5-E5 ja B9-E9	4,2		1,8	1,8
A13 ja F13	1,4		0,8	0,85
A14 ja F14	1,4		0,75	0,8
A15 ja F15	1,1		0,6	0,6
B13-E13	3,5		1,6	1,6
B15-E15	2,0		0,95	0,95

Kõikide vundamentide vajumid (tabel 4.7) jäävad lubatud piiridesse (tabel 4.3).

4.3.4 Vundamentide vajumierimid

Arvutuskäik on välja toodud ühe naabervundamendi kohta ning ülejäänud tulemused tuuakse välja tabeli kujul.

Taldmike A1 ja B1 vajumierim leitakse järgmiselt (sarnaselt leitakse F1 ja E1 väärtused):

$$\Delta_s = 3,0 - 1,1 = 1,9 \text{ cm}$$

Kahe telje vaheline kaugus on $l = 6$ m (vt lisa 4, joonis nr 1). Teraskarkassiga ehitiste vundamentide maksimaalne vajumite vahe leitakse järgmiselt:

$$\Delta_{s,lubatud} = 6 \cdot 0,004 = 0,024 \text{ m} = 2,4 \text{ cm}$$

kus 0,004 - suhteline erim [23] (vt tabel 4.3).

$$\Delta_s = 1,9 \text{ cm} < \Delta_{s,lubatud} = 2,4 \text{ cm}$$

Vajumierim on lubatud piirides, seega tingimus on täidetud!

Ülejäänud vundamentide vajumierimid on välja toodud tabelis 4.8.

Tabel 4.8 Vajumierimid naabervundamentidel

Teljed	Vajumi erim Δ_s (cm)	Max. vajumite vahe $\Delta_{s,lubatud}$ (cm)
A1 ja A2; F1 ja F2	0,4	2,4
A12 ja A13; F12 ja F13	0,7	
A13 ja A14; F13 ja F14	0,0	
A14 ja A15; F14 ja F15	0,3	
A15 ja B15; F15 ja E15	0,9	
B5 ja A5; E5 ja F5	3,5	
B9 ja A9; E9 ja F9	3,5	
B13 ja A13; E13 ja F13	2,1	
B13-E13 ja A15-E15	2,4	4,8*
B5-E5 ja B1-E1	1,2	9,6**
B9-E9 ja B13-E13	0,7	

kus * - telgede vahel 12 m,

** - telgede vahel 24 m.

Järgmised telgede vajumierim ei mahu lubatud piiridesse: B5 ja A5 (ka. E5 ja F5) ja B9 ja A9 (ka. E9 ja F9). Suurendame telgede B5-E5 (ka. B9-E9) taldmiku laiust ning valime talla külje pikkuseks $B = L = 2,4$ m, mille vajum on $s_{B5-E5} = 3,0$ cm.

Tabel 4.9 Uued vajumierimid naabervundamentidel

Teljed	Vajumi erim Δ_s (cm)	Max. vajumite vahe $\Delta_{s,lubatud}$ (cm)
B5 ja A5; E5 ja F5	2,3	2,4
B9 ja A9; E9 ja F9	2,3	

Kõikide naabervundamentide vajumierimid on lubatud piirides (tabelid 4.8 ja 4.9)!

4.4 Enimkoormatud vundamendi tugevusarvutused

Taldmiku keskkonnaklass on XC2 ning betooni tugevusklass on C25/30, mille $f_{ck} = 25$ MPa ning $f_{cd} = 16,7$ MPa [21]. Valitud armatuur on A500, mille $f_{yk} = 500$ MPa ja $f_{yd} = 435$ MPa [14].

Vundamendile toetuva posti ristlõige on I-kujuline, mille küljepikkused on $c_1 = 270$ mm ja $c_2 = 280$ mm [12]. Vundamendi taldmiku külje pikkus on $B = L = 2,4$ m. Taldmiku talla pindala on $A = B \cdot L = 2,4^2 = 5,76$ m².

Taldmiku kasuskõrgus leitakse järgmiselt [21]:

$$d = h - c - \frac{\emptyset}{2} = 700 - 50 - \frac{20}{2} = 640 \text{ mm}$$

- kus h - taldmiku kõrgus, mm,
 c - nimikaitsekiht, mm,
 \emptyset - armatuuri läbimõõt, mm.

4.4.1 Pikiarmatuuri dimensioneerimine

Arvutuslik paindemoment leitakse valemiga 4.35:

$$M_{Ed} = 0,5 \cdot 2,4 \cdot 1,065^2 \cdot 268 = 365 \text{ kNm}$$

Netokoormus leitakse valemiga 4.36:

$$q_{net} = 1,2 \cdot 0,7 \cdot 25 + \frac{1421,88}{5,76} = 268 \text{ kN/m}^2$$

Armatuur arvutatakse valemiga 4.37:

$$\mu = \frac{365}{16,67 \cdot 10^3 \cdot 2,4 \cdot 0,64^2} = 0,0223$$

Kuna $\mu_c = 0,392 > \mu = 0,0255$, siis vastav tegur ω ja pikitõmbearmatuur leitakse valemiga 4.38:

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0223} = 0,0226$$

$$a_{s1} = \frac{0,0226 \cdot 16,67 \cdot 10^3 \cdot 640}{435} = 553 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Valime armatuuriks A500 $\emptyset 16$, mille $A_s = 201$ mm² [21].

Armatuuri samm leitakse valemiga 4.39:

$$s = \frac{201}{553} = 0,363 \text{ m. Valime } s = 350 \text{ mm.}$$

Pikiarmeeringistegur arvutatakse valemiga 4.40:

$$\rho_1 = \frac{201}{350 \cdot 640} = 0,0009$$

Armatuuriks valitud A500-ga armeeritakse taldmik mõlemas suunas sammuga $s = 350 \text{ mm}$.

4.4.2 Põikjõukandevõime

Arvutuslik põikjõud kriitilises lõikes leitakse järgmiselt [28]:

$$V_{Ed} = B(a - d)q_{net} = 2,4 \cdot (1,065 - 0,64) \cdot 268 = 273,4 \text{ kN}$$

Betooniga vastuvõetav piirpõikjõud leitakse vastavalt valemile 4.17:

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 \cdot 1,559 (100 \cdot 0,0009 \cdot 25)^{\frac{1}{3}} \right] \cdot 2400 \cdot 640 = 287354 \text{ N} = 287 \text{ kN,}$$

kus k leitakse valemiga 4.18:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{640}} = 1,559 \leq 2,0$$

Põikjõukandevõime minimaalne tulem leitakse valemiga 4.20:

$$V_{Rd,c,min} = 0,341 \cdot 2400 \cdot 640 = 523776 \text{ N} = 523 \text{ kN}$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot 1,559^{\frac{3}{2}} \cdot 25^{\frac{1}{2}} = 0,341$$

$$V_{Rd,c,min} = 523 \text{ kN} > V_{Ed} = 273,4 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = 287 \text{ kN} > V_{Ed} = 273,4 \text{ kN}$$

Kuna on täidetud tingimus 4.16, siis ei ole arvutuslik põikjõuarmatuur vajalik.

4.4.3 Läbisurumiskandevõime

Vundamendi kasuskõrgus on $d = 640 \text{ mm}$. Kontrollperimeetriks valime $a_1 = 600 \text{ mm}$ ja $a_2 = 650 \text{ mm}$.

Vundamendi koormusest põhjustatud pinge talla all leitakse valemiga 4.26:

$$\delta_d = \frac{1421,88}{2,4^2} = 247 \text{ kPa}$$

Kontrollime nihkevõimet lõikes $a_1 = 600$ mm valemiga 4.28:

$$V_{Rd,c} = 0,12 \cdot 1,559(100 \cdot 0,0009 \cdot 25)^{1/3} \cdot \frac{2 \cdot 640}{600} = 0,523 \text{ MPa}$$

Minimaalne nihkekandevõime leitakse vastavalt valemile 4.29:

$$V_{Rd,c,min} = 0,035 \cdot 1,559^{3/2} \cdot 25^{\frac{1}{2}} \cdot \frac{2 \cdot 640}{600} = 0,727 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c,min} = 0,727 > V_{Rd,c} = 0,523 \rightarrow V_{Rd,c} = 0,727 \text{ MPa}$$

Kontroll-lõike pikkus leiame valemi 4.22 järgi:

$$u_1 = 2 \cdot (270 + 280) + 2 \cdot \pi \cdot 600 = 4870 \text{ mm}$$

Kontroll-lõike pindala leiame valemi 4.23 järgi:

$$A_{cont} = 280 \cdot 270 + 2 \cdot (280 + 270) \cdot 600 + \pi \cdot 600^2 = 1,87 \text{ m}^2$$

Leiame vundamendis mõjuva läbisurumisjõu vastavalt valemitele 4.24 ja 4.25:

$$\Delta V_{Ed} = 1,87 \cdot 247 = 462 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,red} = 1421,88 - 462 = 960 \text{ kN}$$

Kontroll-lõikes mõjuv nihkepinge tsentriselt koormatud vundamendi puhul leitakse valemiga 4.27:

$$V_{Ed} = \frac{960 \cdot 10^3}{4870 \cdot 640} = 0,308 \text{ MPa}$$

$$V_{Ed} = 0,308 \text{ MPa} < V_{Rd,c} = 0,727 \text{ MPa}$$

Samasuguse lahenduse teeme läbi kui $a_2 = 650$ mm. Tulem on järgmine:

$$V_{Ed} = 0,272 \text{ MPa} < V_{Rd,c} = 0,671 \text{ MPa}$$

Kuna tingimus 4.21 on täidetud, pole põikarmatuur vajalik ning kasuskõrgus $d = 640$ mm on piisav!

Posti läbisurumiskandevõime leitakse valemiga 4.31:

$$v = 0,6 \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0,54$$

$$V_{Rd,max} = 0,5 \cdot (2,4 \cdot 270) \cdot 640 \cdot 0,54 \cdot \frac{25}{1,5} \cdot 10^{-3} = 1866 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 1421,88 \text{ kN} < V_{Rd,max} = 1866 \text{ kN}$$

Tingimus 4.30 on täidetud!

4.5 Madalvundamendi arvutus põhiuuringu põhjal

Hoone asub kinnistu põhja osas. Selle ala sisse jääb üks uuringu punkt, milleks on PA-12 (vt Lisa 4, joonis nr 11). PA-12 koosneb 3,65 meetrist turbast (kiht 5) ja orgaanilise ainega liivpinnasest (kiht 6) (vt joonis 1.2), mis on tugevalt kokku surutavad pinnased, mistõttu tuleb need eemaldada ning asendada tihendatud mineraalse pinnasega.

Samuti esineb seal pinnasevett kuni 0,1 m sügavuseni, mis tähendab, et madalvundamendi rajamine on tehnoloogiliselt raske ning majanduslikult kulukam. Geoloogiline lõige on välja toodud Lisa 4, joonis nr 10.

Kui on plaan ehitada projekteeritav hoone samale kõrgusele kui olemasolevad hooned, siis tuleb kasutada tugiseinu, et vältida nõlva lihkumist. Tugiseinad tuleks toetada vaiadega. Lisaks tuleb hoone alune täita täitepinnasega, millest tekivad oma korda suuremad koormused pinnasele.

4.6 Madalvundamendi maht

Hoone vundament koosneb 50-st üksikvundamendist. Vundamendid on jaotatud kaheks: esimese grupi taldmiku pindala on $S > 2 \text{ m}^2$ ja teise grupi taldmiku pindala on $S < 2 \text{ m}^2$. Mõlemale variandile on leitud kõrgus H . Taldmike mõõdud ja betooni mahu leiab tabelist 4.10.

Tabel 4.10 Madalvundamendi taldmiku mõõtmed ning betooni maht

Telg	Laius B (m)	Pikkus L (m)	Kõrgus H (m)	Kogus (tk)	Maht kokku (m ³)
B5-E5 ja B9-E9	2,4	2,4	0,7	8	32,256
B13-E13	1,6	1,6		4	7,168
B1-E1	1,35	1,4	0,5	4	3,780
A2-A12 ja F2-F12	0,8	0,85		22	7,480
A13 ja F13	0,8	0,85		2	0,680
A14 ja F14	0,75	0,8		2	0,600
A1 ja F1	0,7	0,7		2	0,490
A15 ja F15	0,6	0,6		2	0,360
B15-E15	0,95	0,95		4	1,805
Kokku					50

5 VAIVUNDAMENDID

Vaivundament koosneb vaiadest ning rostvärgist. Vaivundament läbib nõrgemaid pinnasekihti ning kannab hoone koormuse sügavamal asuvatele pinnasekihtidele ning rostvärk kannab hoone koormuse vaiadele. [29]

Vaivundamente kasutatakse juhul, kui madalvundament ei taga kandevõimet või vajumid tulevad üle piirväärtuse. Vahel on eelnevad tingimused täidetud, kuid pinnasevee kõrge taseme tõttu oleks madalvundamenti rajamine tehnoloogiliselt raskem, mistõttu kasutatakse vaivundamente. [29]

Vaivundamente on mitmeid liike: raudbetoonist valmisvaiad, pinnast asendavad kohtvaiad, pinnast väljatõrjuvad kohtvaiad ning mikrovaiad [14].

Kuju järgi võib vaivundamente liigitada üksik, -lint ja lausvundamendiks [29].

Käesolevas magistritöös kasutatakse vaiasid, mis asetsevad postide all ning põranda alla ribide ristumiskohas. Postide all analüüsitakse nii CFA-tüüpi kui ka mikrovaiasid ning põranda all terasest mikrovaiasid.

Vaivundamentide osas kasutatakse geoloogilist põhiuuringut, kus kasutatakse PA-2 ja PA-11..12 andmeid. Kuna PA-11...13 ei ole jõutud sügavamatele kihtidesse, siis tuli sügavamate kihtide informatsioon välja uurida Rakendusgeoloogia OÜ käest. Nende sõnul võib eeldada, et vastavates puuraukudes on sügavamal kiht 11B.

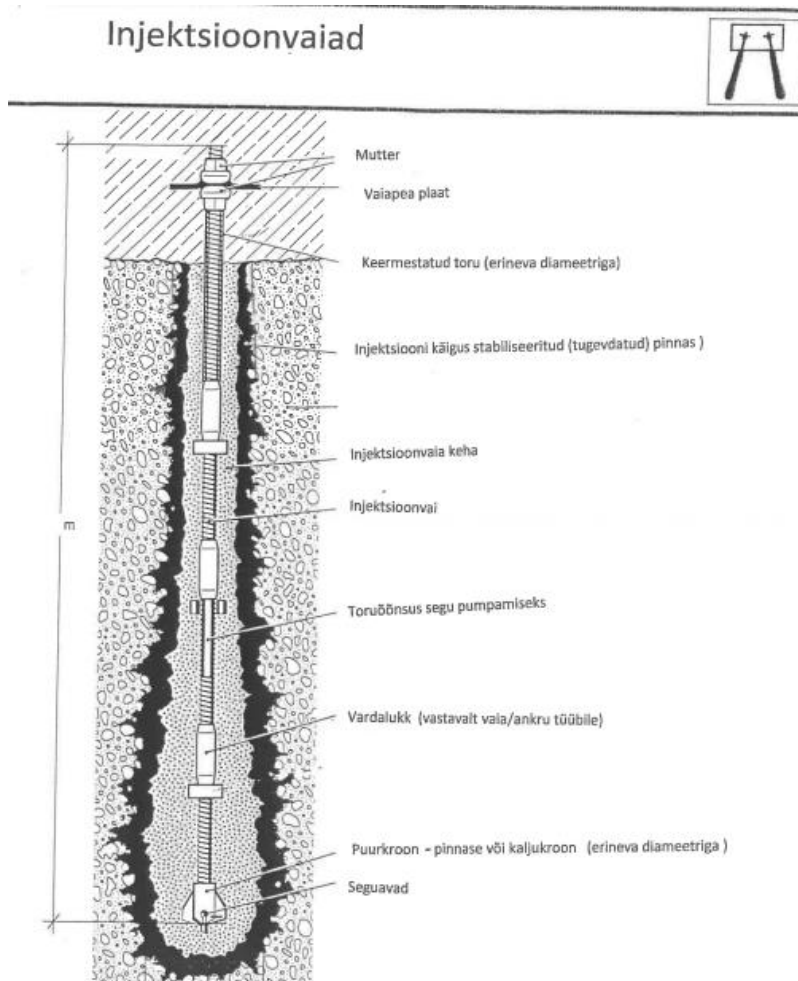
5.1 Mikrovaiad

Mikrovaiad on injektsioonpuurvaiad perforaatorpuuriga süvistatavad, keermestatud muhvidega ühendatavad õõnsad terasvardad, mille otsas on kõvasulamist puurkroon, mis aitab läbistada kive sisaldavat pinnast ning vanu vundamente [14].

Mikrovaiad on võrreldes teiste vaiadega väiksema läbimõõduga. Enim kasutust leiavad need vundamentide tugevdamisel, aga võib kasutada ka väikese koormusega ehitise vundamentides, eriti kui on kitsad olud või nõrgemate omadustega pinnas. [29]

Mikrovaia läbilõige on välja toodud joonisel 5.1.

Joonis 5.1 Mikrovaia OÜ poolt antud injektsioonvaia läbilõige



5.2 Üksikvaia kandevõime

Üksikvaia kandevõime määratakse kas otseselt staatilise koormuskatsega või kasutades kaudseid meetodeid. Viimast saab kasutada juhul, kui nende kohta on sarnastest tingimustes usaldusväärseid kogemusi. [14]

Vaia normkandevõime leitakse järgmise valemiga [14]:

$$R_{c;k} = q_b \cdot A + O_p \sum_{i=1}^{i=n} q_{si} h_i \quad (5.1)$$

- kus
- A - vaia ristlõikepindala, mm^2 ,
 - O_p - vaia ümbermõõt, mm,
 - q_b - pinnase erivastupanu vaia otsa all, kPa,
 - q_{si} - vaia külje erivastupanu, kPa,
 - h_i - pinnasekihi paksus, mm,
 - n - vaia poolt läbitavate pinnasekihtide arv.

Kandevõime arvutusväärtus leitakse järgmiselt [14]:

$$R_{c,d} = R_{c,k} / \gamma_t \quad (5.2)$$

- kus γ_t - valmisvaiade ja pinnast väljatõrjuvate kohtvaiade puhul 1,1,
- puurvaiade puhul 1,3,
- spiraalpuuriga CFA-vaiade puhul 1,2.

Vaia omakaal leitakse järgmiselt [30]:

$$G_{k,vai} = L \cdot \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \cdot \gamma_b \cdot \gamma_G \quad (5.3)$$

- kus L - vaia pikkus, m,
 ϕ - vaia läbimõõt, m,
 γ_b - betooni mahukaal, keskmiselt 25 kN/m³

Vaia lõplik kandevõime leitakse järgmiselt [29]:

$$R_c = R_{c,d} - G_{k,vai} \quad (5.4)$$

5.3 Mikrovaia arvutus

Mikrovaiad projekteeritakse nii põranda kui ka postide koormust vastu võtma.

Mikrovai OÜ pakkus kasutada põranda jaoks R51N (D130 mm) ning postide jaoks R51N ja R38N (D110 mm) injektsioonvaiu. R51N kandevõimeks sai määrata geoloogilise põhiuuringu järgi $R_c = 400$ kN ja R38N kandevõimeks $R_c = 250$ kN.

Põrandalt tulev koormus on $V_{Ed,põrand} = 16,2 + 22,25 = 38,45 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ (vt ptk 3.2 ja 3.3). Mikrovai võtab vastu koormuse 3x3 m ehk 9 m² pealt, st. arvutuslik koormus vaiale tuleb:

$$V_{Ed,põrand} = 38,45 \cdot 9 = 346 \text{ kN}$$

$$R_c = 400 \text{ kN} > V_{Ed} = 346 \text{ kN}$$

Vaia kandevõime tingimus on täidetud!

Postide alla telgedel A, F, B1-E1 ja B15-E15 peaksid olema vaiad paari kaupa ning telgedel B5-E5, B9-E9 ja B13-E13 peaksid olema vaiad nelja kaupa posti all. Magistritöös võeti põranda ribide sammuks 3 m, mille ristumiskohtadesse tuleb üks mikrovai.

5.4 Vaiade arvutus eeluuringu järgi

Vaiade kandevõimet pole võimalik arvutada geoloogilise eeluuringu järgi, kuna uuringu sügavus pole tehtud piisavalt sügavale. Vaiale vajalikud väärtused ja omadused on antud kihile 4, kuid kuna eeluuringu PA on kaugel planeeritavast hoonest, siis oletada laohoone all oleva pinnase omadusi on ebaprofessionaalne ning ebatäpne.

Eeluuringu järgi on arvatud madalvundamendi kandevõime ning selle variandi puhul on pörandaks projekteeritud betoonplaat, mis asub pinnasel.

5.5 Vaivundamentide maksumus

Mikrovai OÜ esindajad pakkusid välja omapoolse lahenduse ning probleemid seoses vaiade projekteerimisega laohoonele ning nende maksumusega.

Esimeseks probleemiks tõi ettevõtte esile, et CFA-vaiade valmistamise tehnika kaalub ca 45 tonni, mis antud geoloogilise põhiuuringu järgi pole võimalik sellist tehnikat kasutada, kuna vastav raske tehnika jääb pinnasesse kinni. Seetõttu ei ole käesolevas magistritöös analüüsitud CFA-tüüpi vaiasid. Teiseks probleemiks on paks turba kiht, kus ilma manteldamata vaia puhul vajub betoon turba kihis laiali.

Mikrovai OÜ pakkus välja omapoolse pakkumise vastavalt postidele tuleneva koormuse (vt tabel 4.4-4.5) ja pinnase omaduste (Lisa 1 tabel) alusel. Koormuse vahemikus 133 kN kuni 266 kN puhul sobivad vaiamaterjali näitajate põhjal vaiad R38N (voolavuspiir 370 kN, puurkroon D110 mm) ja R51N (puurkroon, D130 mm). Turbane osa tuleb manteldada toruga D89 mm. Mikrovaiade peal asub vaiapea plaat, mille mõõtmed R38N D110 puhul on 200x200x20 ja R51N D130 puhul 250x250x25.

Mikrovai OÜ sõnul tuleb kasutada postide all telgedel A ja F (R38N) ja telgedel B1-E1, B15-E15 (R51N) paarikaupa vaiasid. Telgedel B5-E5, B9-E9 ja B13-E13 tuleks kasutada nelja vaia posti all. Pöranda ribide ristumis kohtadesse tuleb üks vai.

Kogu vaiade vajadus oleks nende nägemuse järgi järgmine: pörandavaiad R51N - kokku 243 vaia ja postide vaiad R51N ja R38N - kokku 120 või 124 vaia.

Vaiade pikkuseks on võetud keskmiselt 20 m ning vaia kandevõimeks on antud juhul võetud R38N puhul 250 kN ja R51N puhul 400 kN. Vaia läbilõige on näha joonisel 5.1.

Vaiade spetsifikatsioon on välja toodud Lisa 4, joonisel nr 8.

6 ROSTVÄRK

Rostvärk tehakse monoliitsest raudbetoonist ning selle eesmärk on kanda hoone seinte ja postide koormus üle vaiadele [29].

Rostvärgi mõõtmed sõltuvad vaiade arvust. Enamasti on ökonoomsem valida väiksem arv vaiu suurema kandevõimega kui vastupidi, mistõttu tuleb rostvärk palju väiksem ning vaia kandevõime kasutatakse täielikult ära [14].

Erandjuhtudel kasutatakse postide koormuse vastuvõtmiseks ühte vaia [29]. Käesolevas magistritöös analüüsitakse kahe ja nelja vaiaga vaiagruppe.

6.1 Rostvärgi mõõtmete määramine

Rostvärgi kõrgus ja armatuur määratakse arvutustega [29].

Rostvärgi laius tuleb valida tingimusest, et vaia küljest rostvärgi ääreni jääks ruumi pikiarmatuuri paigutamiseks arvestades vajaliku betooni kaitsekihi paksusega. Tavaliselt jäetakse vaia külje ja rostvärgi serva kauguseks 10 kuni 20 cm. [29]

Pinnast asendavate kohtvaiade (CFA-vaiad) puhasvaheks on soovitatav võtta 1,0 m või rohkem [14]. Mikrovaiade tsentrite vahe on kolmekordne vaia läbimõõt.

6.1.1 Tõmbearmatuur

Vajalik tõmbearmatuur betoonplaadis leitakse minimaalse armeerimisteguri abil [24], [31]:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_w \cdot d \geq 0,0013 \cdot b_w \cdot d \quad (6.1)$$

kus f_{ctm} - betooni keskmine tõmbetugevus, MPa.

Vajalik tõmbearmatuuri pindala vaiade vahel, kui tegemist kahe vaiaga [24]:

$$A_s = \frac{V_{Ed} \left(\frac{l_{eff}}{2} \right)}{2d \cdot 0,87 f_{yk}} \quad (6.2)$$

kus V_{Ed} - koormus rostvärgile, kN,

$l_{eff} = 3\emptyset$ - vaia telgede vahe, mm,

d - kasuskõrgus, mm,

f_{yk} - armatuuri arvutustugevus, MPa.

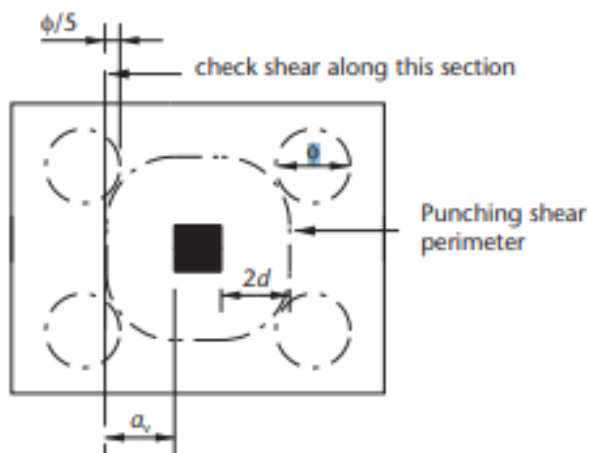
Vajalik tõmbearmatuuri pindala vaiade vahel, kui tegemist nelja vaiaga [24]:

$$A_s = \frac{V_{Ed} \left(\frac{l_{eff}}{2} \right)}{4d \cdot 0,87 f_{yk}} \quad (6.3)$$

6.1.2 Põikjõukandevõime

Põikjõudu tuleb kontrollida kriitilises lõikes, mis on näidatud joonisel 6.1. See asub 20 % vaia diameetrist rostvargi sees. [24]

Joonis 6.1 Kriitiline lõige nelja vaiaga rostvargis [24]



Kriitilise lõike tsoonis võib vähendada põikjõudu järgmiselt [24]:

$$V_{Ed} = V_{Ed} \frac{a_v}{2d} \quad (6.4)$$

kus a_v - posti serva ja kriitilise lõike vaheline kaugus, mm.

a_v leitakse järgmiselt [24]:

$$a_v = \varnothing - \frac{c}{2} + \frac{\varnothing}{5} \quad (6.5)$$

Vaia põikjõukandevõime puhul peab olema täidetud tingimus 3.16.

Põikjõukandevõime ja kandevõime miinimumväärtus leitakse valemitega 3.17 ja 3.18.

6.1.3 Läbisurumiskandevõime

Rostvargi läbisurumiskandevõimet kontrollitakse valemi 4.31 abil. Tingimus 4.30 peab olema täidetud, et oleks tagatud posti läbisurumiskandevõime.

Kuna magistritöös on vaia telgede vahekaugus võrdne 3 vaia läbimõõduga, siis ei ole vaja kontrollida läbisurumiskandevõimet [24].

6.1.4 Nelja R51N vaiaga rostvärk

Rostvärk asub nelja R51N D130 injektsoonivaia peal. Vaia peal asub vaiapea plaat, mille mõõtmed 250x250x25 mm. Nelja vaiaga rostvärk asub telgedel B5-E5, B9-E9 ja B13-E13.

Rostvärgi mõõtmed leitakse vaiapea plaadi põhjal järgmiselt:

$$B_{rostvärk} = L_{rostvärk} = B_{vaiapea\ plaat} \cdot 3 + 2 \cdot L_1 + 2 \cdot \frac{B_{vaiapea\ plaat}}{2}$$

$$B_{rostvärk} = L_{rostvärk} = 250 \cdot 3 + 2 \cdot 150 + 2 \cdot \frac{250}{2} = 1300 \text{ mm}$$

kus L_1 - kaugus vaia servast rostvärgi servani, mm. (Käesolevas töös on $L_1 = 150$ mm)

Rostvärgi kõrgus $h = 500$ mm, mille puhul

$$\frac{l_{eff}}{h} < 2 \rightarrow \frac{250 \cdot 3}{500} = 1,5 < 2$$

Armatuuri kaitsekihi pakuseks on võetud 150 mm. Kasuskõrgus $d = h - 150 = 500 - 150 = 350$ mm.

Suurim arvutuslik koormus rostvärgile, kus rostvärgi all 4 vaia:

$$V_{Ed} = 1421,88 \text{ kN}$$

Vajalik tõmbearmatuuri pindala vaiade vahel, kui tegemist on nelja vaiaga leitakse valemi 6.3 abil:

$$A_s = \frac{1422 \cdot 10^3 \cdot \left(\frac{750}{2}\right)}{4 \cdot 350 \cdot 0,87 \cdot 500} = 876 \text{ mm}^2$$

Mõlemas suunas vajaminev kogu armatuuri pindala $A_s = 2 \cdot 876 = 1752 \text{ mm}^2$.

Valime 6Ø20 A500, mille ($A_s = 314 \text{ mm}^2$) kogu pindalaga 1884 mm^2 .

Armeerimistegur leitakse valemi 4.19 abil:

$$\rho_1 = \frac{1884}{1300 \cdot 350} = 0,00414$$

Rostvärgi ülejäänud osa armeeritakse vastavalt valemile 6.1:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{2,6}{500} \cdot 1300 \cdot 350 = 616 \text{ mm}^2 \geq 0,0013 \cdot 1300 \cdot 350 = 592 \text{ mm}^2$$

Põikjõud kriitilises sektsioonis:

$$V_{Ed} = \frac{1422}{2} = 711 \text{ kN}$$

Kriitiline lõige a_v leitakse valemi 6.5 abil:

$$a_v = 250 - \frac{270}{2} + \frac{250}{5} = 165 \text{ mm}$$

Kriitilise lõike tsoonis võib vähendada põikjõudu valemiga 6.4:

$$V_{Ed} = 711 \cdot \frac{165}{2 \cdot 350} = 168 \text{ kN}$$

Arvutuslik põikjõukandevõime leitakse valemi 3.17 abil:

$$V_{Rd,c} = [0,12 \cdot 1,76 \cdot (100 \cdot 0,00414 \cdot 25)^{1/3}] \cdot 1300 \cdot 350 = 209420 \text{ N} = 209 \text{ kN}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{350}} = 1,76 \leq 2,0$$

Põikjõukandevõime miinimumväärtus leitakse valemi 3.18 abil:

$$v_{min} = 0,035 \cdot 1,76^{\frac{3}{2}} \cdot 25^{\frac{1}{2}} \cdot 1300 \cdot 350 = 185916 \text{ N} = 185 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = 185 \text{ kN} > V_{Ed} = 168 \text{ kN}$$

Tingimus 3.15 on täidetud, seega põikjõukandevõime on tagatud!

Arvutuslikku läbisurumiskandevõimet posti perimeetril kontrollitakse valemiga 4.31

$$v = 0,6 \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0,54$$

$$V_{Rd,max} = 0,5 \cdot (2 \cdot 270 + 2 \cdot 280) \cdot 350 \cdot 0,54 \cdot \frac{25}{1,5} \cdot 10^{-3} = 1732 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 1422 \text{ kN} < V_{Rd,max} = 1732 \text{ kN}$$

Tingimus 4.30 on täidetud!

Rostvärgi plaan ja spetsifikatsioon on näha Lisa 4, joonistel 8 ja 9.

6.1.5 Kahe R38N vaiaga rostvärk

Rostvärk asub kahe R38N D110 injektsioonvaia peal. Vaia peal asub vaiapea plaat, mille mõõtmed 200x200x20 mm. Kahe vaiaga rostvärk asub telgedel A ja F.

Rostvärgi mõõtmed leitakse järgmiselt:

$$B = 200 \cdot 3 + 2 \cdot 150 + 2 \cdot \frac{200}{2} = 1100 \text{ mm}$$

$$L = 200 + 2 \cdot 150 = 500 \text{ mm}$$

Rostvärgi kõrgus $h = 500 \text{ mm}$, mille puhul

$$\frac{l_{eff}}{h} < 2 \rightarrow \frac{200 \cdot 3}{500} = 1,2 < 2$$

Armatuuri kaitsekihi pakuseks on võetud 150 mm. Kasuskõrgus $d = h - 150 = 500 - 150 = 350 \text{ mm}$.

Suurim arvutuslik koormus rostvärgile, kus rostvärgi all kaks vaia (vt ptk 2.2.6, millele juurde liidetud soklipaneelist tulenev koormus):

$$V_{Ed} = 208,12 + 36 \approx 245 \text{ kN}$$

Vajalik tõmbearmatuuri pindala vaiade vahel, kui tegemist kahe vaiaga, leitakse valemi 6.2 abil:

$$A_s = \frac{245 \cdot 10^3 \cdot \left(\frac{600}{2}\right)}{2 \cdot 350 \cdot 0,87 \cdot 500} = 242 \text{ mm}^2$$

Valime 2Ø16 A500, mille ($A_s = 201 \text{ mm}^2$) kogu pindalaga $A_{s1} = 402 \text{ mm}^2$.

Armeerimistegur leitakse valemi 4.19 abil:

$$\rho_1 = \frac{402}{500 \cdot 350} = 0,00223$$

Rostvärgi ülejäänud osa armeeritakse vastavalt valemile 6.1:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{2,6}{500} \cdot 500 \cdot 350 = 237 \text{ mm}^2 \geq 0,0013 \cdot 500 \cdot 350 = 228 \text{ mm}^2$$

Põikjõud kriitilises seksioonis:

$$V_{Ed} = \frac{245}{2} = 122,5 \text{ kN}$$

Kriitiline lõige a_v leitakse valemi 6.5 abil:

$$a_v = 200 - \frac{110}{2} + \frac{200}{5} = 185 \text{ mm}$$

Kriitilise lõike tsoonis võib vähendada põikjõudu valemiga 6.4:

$$V_{Ed} = 122,5 \cdot \frac{185}{2 \cdot 350} \approx 33 \text{ kN}$$

Arvutuslik põikjõukandevõime leitakse valemi 3.17 abil:

$$V_{Rd,c} = [0,12 \cdot 1,76 \cdot (100 \cdot 0,00223 \cdot 25)^{1/3}] \cdot 500 \cdot 350 = 65536 \text{ N} = 65 \text{ kN}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{350}} = 1,76 \leq 2,0$$

Põikjõukandevõime miinimumväärtus leitakse valemi 3.18 abil:

$$v_{min} = 0,035 \cdot 1,76^{\frac{3}{2}} \cdot 25^{\frac{1}{2}} \cdot 500 \cdot 350 = 71506 \text{ N} = 71 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = 65 \text{ kN} > V_{Ed} = 33 \text{ kN}$$

Tingimus 3.15 on täidetud, seega põikjõukandevõime on tagatud!

Arvutuslikku läbisurumiskandevõimet posti perimeetril kontrollitakse valemiga 4.31

$$v = 0,6 \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0,54$$

$$V_{Rd,max} = 0,5 \cdot (2 \cdot 110 + 2 \cdot 220) \cdot 350 \cdot 0,54 \cdot \frac{25}{1,5} \cdot 10^{-3} = 1039 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 245 \text{ kN} < V_{Rd,max} = 1039 \text{ kN}$$

Tingimus 4.30 on täidetud!

Rostvärgi plaan ja spetsifikatsioon on näha Lisa 4, joonistel 8 ja 9.

6.1.6 Kahe R51N vaiaga rostvärk

Rostvärk asub kahe R51N D130 injeksioonvaia peal. Vaia peal asub vaiapea plaat, mille mõõtmed 250x250x25 mm. Kahe vaiaga rostvärk asub telgedel B1-E1 ja B15-E15.

Rostvärgi mõõtmed leitakse järgmiselt:

$$B = 250 \cdot 3 + 2 \cdot 150 + 2 \cdot \frac{250}{2} = 1300 \text{ mm}$$

$$L = 250 + 2 \cdot 150 = 550 \text{ mm}$$

Rostvärgi kõrgus $h = 750 \text{ mm}$, mille puhul

$$\frac{l_{eff}}{h} < 2 \rightarrow \frac{250 \cdot 3}{700} = 1,0 < 2$$

Armatuuri kaitsekihi pakuseks on võetud 150 mm. Kasuskõrgus $d = h - 150 = 750 - 150 = 500 \text{ mm}$.

Suurim arvutuslik koormus rostvärgile, kus rostvärgi all kaks vaia (vt ptk 2.2.6, millele juurde liidetud soklipaneelist tulenev koormus):

$$V_{Ed} = 743,53 + 36 \approx 780 \text{ kN}$$

Vajalik tõmbearmatuuri pindala vaiade vahel, kui tegemist kahe vaiaga, leitakse valemi 6.2 abil:

$$A_s = \frac{780 \cdot 10^3 \cdot \left(\frac{750}{2}\right)}{2 \cdot 500 \cdot 0,87 \cdot 500} = 673 \text{ mm}^2$$

Valime 4Ø16 A500, mille ($A_s = 201 \text{ mm}^2$) kogu pindalaga $A_{s1} = 804 \text{ mm}^2$.

Armeerimistegur leitakse valemi 4.19 abil:

$$\rho_1 = \frac{804}{550 \cdot 500} = 0,00292$$

Rostvärgi ülejäänud osa armeeritakse vastavalt valemile 6.1:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{2,6}{500} \cdot 550 \cdot 500 = 372 \text{ mm}^2 \geq 0,0013 \cdot 550 \cdot 500 = 358 \text{ mm}^2$$

Põikjõud kriitilises seksioonis:

$$V_{Ed} = \frac{780}{2} = 390 \text{ kN}$$

Kriitiline lõige a_v leitakse valemi 6.5 abil:

$$a_v = 250 - \frac{110}{2} + \frac{250}{5} = 245 \text{ mm}$$

Kriitilise lõike tsoonis võib vähendada põikjõudu valemiga 6.4:

$$V_{Ed} = 390 \cdot \frac{245}{2 \cdot 500} = 96 \text{ kN}$$

Arvutuslik põikjõukandevõime leitakse valemi 3.17 abil:

$$V_{Rd,c} = [0,12 \cdot 1,63 \cdot (100 \cdot 0,00292 \cdot 25)^{1/3}] \cdot 550 \cdot 500 = 104346 \text{ N} = 104 \text{ kN}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{500}} = 1,63 \leq 2,0$$

Põikjõukandevõime miinimumväärtus leitakse valemi 3.18 abil:

$$v_{min} = 0,035 \cdot 1,63^3 \cdot 25^{\frac{1}{2}} \cdot 550 \cdot 500 = 100150 \text{ N} = 100 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = 104 \text{ kN} > V_{Ed} = 96 \text{ kN}$$

Tingimus 3.15 on täidetud, seega põikjõukandevõime ontatagatud!

Arvutuslikku läbisurumiskandevõimet posti perimeetril kontrollitakse valemiga 4.31

$$v = 0,6 \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0,54$$

$$V_{Rd,max} = 0,5 \cdot (2 \cdot 110 + 2 \cdot 220) \cdot 500 \cdot 0,54 \cdot \frac{25}{1,5} \cdot 10^{-3} = 1485 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 780 \text{ kN} < V_{Rd,max} = 1485 \text{ kN}$$

Tingimus 4.30 on täidetud!

Rostvärgi plaan ja spetsifikatsioon on näha Lisa 4, joonistel 8 ja 9.

6.2 Rostvärgi maht

Rostvärkide mõõdud ning betooni maht on välja toodud tabelites 6.1-6.2.

Tabel 6.1 Nelja vaiaga rostvärkide maht kokku

Vai	Rostvärgi mõõtmed			Arv (tk)	Maht (m ³)
	L (m)	B (m)	H (m)		
Injektsioonvai R51N D130	1,3	1,3	0,5	12	10,2

Tabel 6.2 Kahe vaiaga rostvärkide maht kokku

Vai	Rostvärgi mõõtmed			Arv (tk)	Maht (m ³)
	L (m)	B (m)	H (m)		
Injektsioonvai R38N D110	1,1	0,5	0,5	30	8,25
Injektsioonvai R51N D130	1,3	0,55	0,75	8	4,29

7 VUNDAMENTIDE MAKSUMUSE VÕRDLUS

Magistritöös võrreldakse vundeerimislahenduste maksumust. Madalvundamendi puhul arvestatakse ainult betoonimahtu. Vaivundamendi maksumuse koha pealt tegi pakkumise ettevõtte Mikrovai OÜ ning roostvärgi puhul arvestatakse betoonimahtu. Lisaks arvestatakse juurde mõlema vundamendi puhul põrandale kuluv betoonimaht.

Vaivundamendi maksumus on tehtud Mikrovai OÜ poolt 2022 aasta kevadel.

Betooni kuupmeetri hind on kokku saadud AS Betoonimeistri koduleheküljelt arvestatud hindadega 2022 aasta novembri seisuga [32]. C25/30 betoonimahu hind koos transpordi, aja ning masinate kuluga on hinnanguliselt kokku 500 EUR/m³ ja C30/37 hind on hinnanguliselt 510 EUR/m³ [32]. Transpordi kilomeetri hind on võetud Tartu-Põlva vahemaast ehk 50 km.

Tähtis on mainida, et hinnad on küsitud vaivundamendi puhul ühelt ettevõttelt ning betoonimaht on võetud teise ettevõtte kodulehelt. Hinnad võivad sõltuda ehitusobjekti asukohast ning ettevõttest. Samuti on toimunud 2019-2022 aastatel erinevaid maailma kujundavaid sündmusi, mis on hindu mõjutanud märkimisväärselt.

Laohoonele on projekteeritud põrandaks betoonplaat paksusega 250 mm, mille jaoks kulub 630 m³ betooni. Teise põranda lahenduse ehk ribiristlõikega betoonplaadi jaoks kulub lisaks betoonplaadi mahule ribide jaoks kuluv betooni maht ehk 525 m³ (vt tabel 7.1).

Laohoonele on arvatud üksikvundamendid, mille mõõtmed on välja toodud tabelis 4.10. Mõõtmete järgi on välja arvatud madalvundamentide jaoks summaarne betoonimaht ehk 55 m³ (vt tabel 4.10).

Mikrovai OÜ välja pakutud lahenduse põhjal tuleb telgedel B5-E5, B9-E9 ja B13-E13 posti alla nelja vaiaga vaiagrupp – kokku 12 vaiagrupperi (Lisa 4, joonis nr 8). Ülejäänud telgedel tuleb posti alla kahe vaiaga vaiagrupid – kokku 38 vaiagrupperi (Lisa 4, joonis nr 8). Nende vaiagrupperide roostvarkide mahud ja mõõtmed on välja toodud tabelites 6.1-6.2 (vt Lisa 4, joonis nr 9). Summaarne betoonimaht, mis kulub roostvarkide peale on 22,8 m³. Vaivundamendi puhul on saadud pakkumine ettevõttelt Mikrovai OÜ ning lisaks on arvestatud juurde roostvärgi ja põranda ligikaudne maksumus.

Tabelis 7.1 on esitatud madal- ja vaivundamentide ja erineva põranda lahenduse maksumuste võrdlus.

Tabel 7.1 Vundamentide ja põranda maksumuse võrdlus

Madalvundamendi maksumus				Vaivundamendi maksumus							
Üksikvundamendid				Põrandavaiad R51N			Postide vaiad R51N ja R38N		Rostvärk		
Arv (tk)	Maht (m ³)	C25/30 hind (€/m ³)	Hind kokku (€)	Arv (tk)	Maksumus (€)	Arv (tk)	Maksumus (€)	Maht (m ³)	C25/30 hind (€/m ³)	Hind (€)	
50	55	500	27 500	243	267 000 + KM	120	154 000 + KM	22,8	500	11 400	
Betonplaad põrandana				Ribistlõike põrand							
Mõõtmed (m)	Maht (m ³)	C30/37 hind (€/m ³)	Hind kokku (€)	Ribid mõõtmed (m)	Ribide kogu pikkus (m)	Maht (m ³)	Betonplaadi mõõtmed (m)	Maht (m ³)	Kogu põranda maht kokku (m ³)	C30/37 hind (€/m ³)	Hind kokku (€)
30x84x0,25	630	510	321 300	0,45x0,65	1794	525	30x84x0,25	630	1155	510	589 050
Madalvundamendi ja põranda hind kokku (€)			348 800	Vaiade R51N ja R38N hinnapakumine (€)			421 000 + KM		Rostvärgi ja ribistlõikega põranda hind kokku (€)		600 450

ANALÜÜS

Raudbetoonplaadi piiravateks kriteeriumiteks olid pinge piirseisundis armatuurile tekkinud plastsed deformatsioonid ning põikjõu- ja läbisurumiskandevõime. Ribide piiravaks kriteeriumiks oli pinge piirseisundis tekkinud armatuuri plastsed deformatsioonid. Need kriteeriumid määrasid elemendi mõõtmed. Ribiristlõikega betoonplaat, mõõtmetega $h_f = 250$ mm, $b_w = 450$ mm ja $h = 650$ mm vastas nii kande- kui ka kasutuspiirseisunditele. Lisaks tuli analüüsist välja, et kui on eesmärk vähendada armatuuri, siis betooni maht suureneks.

Kahest betoonpõranda lahendusest osutus odavamaks betoonplaat paksusega 250 mm, mille maksumus on hinnanguliselt 321 300€. Teise lahenduse ehk ribiristlõikega põranda kogumaksumus on hinnanguliselt 589 050€. Teise lahenduse maksumus ja betoonimaht suurenes 83,3 % võrra.

Madalvundamendi kogu maksumus on hinnanguliselt 27 500€. Rostvärgi maksumus on hinnanguliselt 16 100€ ehk 58,5 % võrra väiksem.

Ettevõtte Mikrovai OÜ poolt pakutud vaiatööde maksumus on 421 000€ + käibemaks ja see on välja toodud eraldi, sest see on vaivundamendi kogu töö maksumus ettevõtte Mikrovai OÜ poolt. Ülejäänud hinnad on arvatud betooni, transpordi ja masinate rendi hinna alusel.

Ribiristlõikega põranda ja rostvärgi maksumus kokku on hinnanguliselt 600 450€. Madalvundamendi maksumus koos betoonplaadist põrandaga on kokku 348 800€, mis on 41,9 % ehk 251 600€ võrra odavam, kuid põhiuuringu info põhjal ei vasta hoone alasse jäänud PA-12 madalvundamentide piirtingimustele, sest see sisaldab hästi kokkusurutavat turvast ja orgaanilise ainega liivpinnast, mis tuleks eemaldada ning täita tihendatud mineraalse pinnasega.

Vaivundamentide puhul kasutatakse injektsioonvaiu, kuna CFA-tüüpi vaia jaoks kasutatava raske tehnikaga ei ole võimalik antud kinnistul tööd teha.

Kui hoone vundament oleks projekteeritud geoloogilise eeluuringu põhjal, siis oleks võimalik olnud projekteerida madalvundament, mistõttu oleks põrandaks olnud betoonplaat pinnasel. Sellise lahenduse maksumus oleks olnud hinnanguliselt 348 800€. Hinnavahe võrreldes vaivundamendi lahendusega (1 021 450€) oleks olnud ligikaudu 3 korda väiksem.

KOKKUVÕTE

Käesoleva magistritöö põhiline eesmärk oli võrrelda betoonpõranda ning vundamentide lahendust kahe geoloogilise uuringu põhjal. Vajalikud lähteandmed on saadud Alusgeoloogia OÜ, Rakendusgeoloogia OÜ ja Acino Estonia OÜ poolt.

Töös tehtud analüüsi aluseks võeti laohoone. Tehniliste andmete aluseks kasutati Põlvas ja Šveitsis asuvat laohoonet. Hoone koosneb kahest osast: 10m ja 6m kõrgusest hoone osast. Hoonel on kasutatud teraskarkassi: teraspostid, -talad ja -fermid. Hoone vundamendile mõjuv koormus on arvatud konstruktsiooni omakaalust, lume- ja tuulekoormusest. Põrandale tekitavad koormuse põranda omakaal, laoriulite jalgadesse tekkiv punktkoormus ning riuli all põranda peal asetsevad euroalused. Kahe geoloogilise uuringuetapi võrdluse põhjal kasutati magistritöös kahte varianti: geoloogilise eeluuringu põhjal projekteeritakse põrandaks betoonplaat pinnasel ning hoone postide alla madalvundamendid. Geoloogilise põhiuuringu põhjal projekteeritakse laohoonele põrandaks ribiristlõikega betoonplaat, mis toetub vaiadele.

Magistritöö hoone lahenduses on projekteeritud välisseintes jäigastussidemed, kuid selle analüüs ei kuulu selle töö hulka. Samuti ei kuulu selle töö hulka analüüs erinevate pinnase kihtide asendamine täitepinnasega.

Kõigepealt analüüsiti põranda lahendusi. Piiravateks teguriteks said läbisurumis-, põikjõukandevõime ning pinge piirseisundis tekkinud armatuuri plastsed deformatsioonid, mis määrasid elemendi mõõtmed ning armatuuri koguse. Ribiristlõikega betoonplaat ($h_f = 250$ mm, $b_w = 450$ mm ja $h = 650$ mm) vastas nii kande- kui ka kasutuspiirseisundite kontrollidele.

Järgmisena analüüsiti madalvundamenti. Kokku tuli 8 erineva suurusega üksikvundamenti – kokku 50 üksikvundamenti. Madalvundamendid vastasid kandepiirseisundite kontrollile. Üksikvundamenti mõõtmed määrasid koormused postidel ning tuulemomendist tulenev koormus.

Vaivundamenti puhul analüüsiti injektsioonvaiasid. Põhiuuringu tingimuste põhjal osutus valituks Mikrovai OÜ pakutud lahendus: hoonet ning ribiristlõikega põranda toetamiseks kasutada injektsioonvaiu. Sellise lahenduse kogu maksumus tuleb hinnanguliselt 1 021 450€. CFA-tüüpi vaiade jaoks vaja mineva raske tehnikaga pole võimalik käesoleval kinnistul tööd teha. Rostvärkide tuli kokku 3 erineva suurusega – kokku 50 rostvärki, millele kulub betooni 22,8 m³. Rostvärkidele kontrolliti põikjõu- ja läbisurumiskandevõimet.

Magistritöö tulemusena selgus, et kui laohoone projekteerimise aluseks oleks võetud geoloogiline eeluuring, siis oleks olnud võimalik hoone projekteerida madalvundamendile, aga tegelikke olusid arvesse võttes, ei ole madalvundamendi lahendus lubatud. Kui poleks teostatud põhiuuringut ja ehitama oleks asunud eeluuringu info põhjal, siis oleks tulnud töö peatada, sest eeluuringust ei tulnud välja tegelikud keerukad geoloogilised tingimused hoone all. Lisaks oleks tulnud teostada täiendavate geoloogiliste uuringute läbiviimine ja hoonele uue vundamendi projekteerimine. See oleks omakorda toonud kaasa vundamendi lahenduse hinna suurenemise (madalvundamendi ja uue vundamendi projekteerimise hind, töö seisakust tingitud kulud, täiendavate geoloogiliste uuringute kulu). Lisaks selgus töö analüüsist, et kui tahetakse vähendada armatuuri kogust, siis suureneb betooni maht.

Enne hoonete projekteerimist tuleb kinnistule teostada korralikud geotehnilised uuringud, et vältida hilisemaid probleeme, mis võivad mõjutada hoone ehituse hinda märkimisväärselt.

SUMMARY

The main goal of this master's thesis was to compare the concrete floor and foundations solution based on two geological studies. The necessary source data has been obtained from Alusgeoloogia OÜ, Rakendusgeoloogia OÜ and Acino Estonia OÜ.

The analysis carried out in the work was based on a warehouse. The warehouse in Põlva and Switzerland was used as the basis for the technical data. The building consists of two parts: a 10m and a 6m high part of the building. The building uses a steel frame: steel posts, beams and trusses. The load acting on the foundation of the building is calculated from the structure's own weight, snow and wind loads. The load on the floor is caused by the floor's own weight, the point load generated in the legs of the storage shelves, and the euro trays placed on the floor under the shelf. Based on the comparison of the two stages of the geological survey, two variants were used in the master's thesis: based on the preliminary geological survey, a concrete slab on the soil is designed as the floor, and shallow foundations under the building posts. Based on the basic geological survey, a concrete slab with a ribbed cross-section, which lays on piles, is designed as the floor of the warehouse.

In the building solution of the Master's thesis, stiffening ties are designed in the external walls, but its analysis is not part of this work. Also, this work does not include the analysis of the replacement of different soil layers.

First of all, floor solutions were analyzed. The limiting factors were the plastic deformations of the reinforcement that occurred in the limit state of push-through, transverse load capacity and tension, which determined the dimensions of the element and the amount of reinforcement. A concrete slab with a rib cross-section ($h_f = 250 \text{ mm}$, $b_w = 450 \text{ mm}$ ja $h = 650 \text{ mm}$) met both the load-bearing and serviceability limit state tests.

Next, the shallow foundation was analyzed. In total, there were 8 individual foundations of different sizes - a total of 50 individual foundations. Shallow foundations met the verification of bearing limit states. The dimensions of the single foundation determined the loads on the posts and the load resulting from the wind moment.

For the pile foundation, injection piles were analyzed. Based on the conditions of the main study, the solution proposed by Mikrovai OÜ was chosen: to use injection piles to support the building and the ribbed cross-section floor. The total cost of such a solution is estimated to be €1,021,450. It is not possible to work on this property with the heavy machinery required for CFA piles. The grates came in 3 different sizes - a total of 50

grates, which require 22.8 m³ of concrete. The gratings were checked for transverse force and compression load capacity.

As a result of the master's thesis, it turned out that if the warehouse design had been based on a preliminary geological study, it would have been possible to design the building on a shallow foundation, but taking into account the actual circumstances, the solution of a shallow foundation is not allowed. If the basic survey had not been carried out and construction had started based on the information from the preliminary survey, then the work would have had to be stopped, because the preliminary survey did not reveal the actual complex geological conditions under the building. In addition, additional geological surveys and the design of a new foundation for the building should have been carried out. This would have led to an increase in the price of the foundation solution (cost of low foundation and new foundation design, costs due to work stoppage, cost of additional geological surveys). In addition, the analysis of the work revealed that if you want to reduce the amount of reinforcement, then the volume of concrete increases.

Before designing the buildings, proper geotechnical investigations must be carried out on the property to avoid later problems that can significantly affect the cost of building construction.

KASUTATUD KIRJANDUS

- [1] G. Klein, N. Doroškevitš, ja P. Smirenkin, *Alused ja vundamendid*. Tallinn: Valgus.
- [2] V. Jaaniso, „Jaotusvundamendid”. [Online]. Available at: <http://docplayer.net/90286794-4-jaotusvundamendid-b-c-d.html>
- [3] H. Ong, „Põlvas Jaama 55B kõrval asuva riigimaa ehitusgeoloogiline ülevaade”, Alusgeoloogia OÜ, Tartu, ehitusgeoloogiline uuring 1634, 2016.
- [4] M. Ristna ja S.-L. Lutsar, „Acino Estonia OÜ perspektiivne tootmishoonete maa-ala Jaama 55c, Põlva linn”, OÜ Rakendusgeoloogia, Tartu, ehitusgeoloogilise uuringu aruanne 22-001, 2022. [Online]. Available at: <file:///C:/Users/User/Desktop/Kasutatud%20kirjandus%20vol2/Pinnase%20p%C3%B5hiuuring/22-001%20Jaama%2055c,%20P%C3%B5lva%20ehitusgeoloogilise%20uuringu%20aruanne.pdf>
- [5] P. Saarelaid, „Müra ja valgustiheduse mõõtmised”, Terviseameti Terviseohutuslabori Tartu labor, okt 2021. [Online]. Available at: [file:///C:/Users/User/Desktop/Kasutatud%20kirjandus%20vol2/M%C3%BCratase%20Tootmishoones,%20lk%204/Acino%20Estonia%20O%C3%9C%20m%C3%BCra%20ja%20valgustatus%202021%20\(1\).pdf](file:///C:/Users/User/Desktop/Kasutatud%20kirjandus%20vol2/M%C3%BCratase%20Tootmishoones,%20lk%204/Acino%20Estonia%20O%C3%9C%20m%C3%BCra%20ja%20valgustatus%202021%20(1).pdf)
- [6] Ruukki Production AS, „Sandwich panel SPA sound insulation values”. Ruukki Products AS, 8. detsember 2016. [Online]. Available at: file:///C:/Users/User/Desktop/Kasutatud%20kirjandus%20vol2/M%C3%BCratase%20Tootmishoones,%20lk%204/en_sandwich_panel_spa_sound_insulation_values_12_2016.pdf
- [7] Isover Saint-global, „XPS 500 foam SL”, 2022. <https://www.isover.ee/tooted/xps-500-foam-sl-endine-styrofoam-500-sl-n>
- [8] OÜ Evari Ehitus, „SBS-katusekate”, *Evari katusetööd*, 2019. <https://evari.ee/sbs-katusekate/>
- [9] K. Loorits ja I. Tärno, „Rannila kandev profiilplekk PP-113”. 2001. [Online]. Available at: http://www.menpluss.ee/files/pdf/5WTPprojekteerimisjuhend_pp113est.pdf
- [10] Straf OÜ, „Newtone”. 2016. [Online]. Available at: <http://strafehitus.ee/wp-content/uploads/2016/10/Newtone.pdf>
- [11] K. Loorits, „Ehituskonstruksioonide projekteerimise alused”. 2000 1999. [Online]. Available at: http://airsill.planet.ee/ttu/Proekteerimise_Alused/PROJEKTEERIMISE%20ALUSED.pdf
- [12] VMT Tehased AS, „Metallikeskus”. <https://metallikeskus.ee/tootekategooria/teras/tala/>
- [13] I. Talvik, „Tuulekoormus hoonetele”. 2007. [Online]. Available at: http://airsill.planet.ee/ttu/Proekteerimise_Alused/Tuulekoormus_2008.pdf
- [14] V. Jaaniso, I. Talvik, ja K. Loorits, *Ehituskonstruktori käsiraamat*. EHITAME, 2012.
- [15] V. Jaaniso, *Madalvundamendi arvutus*. EHITAME, 2014.
- [16] Marlin, „Ftool”. <https://www.ftool.com.br/Ftool/site/about>
- [17] Laadur OÜ, „Kaubaaluseriulid”, 2022. <https://www.laadur.ee/muuk/laosisustus/laoriulid/kaubaaluseriulid/>
- [18] L. innovation Combilift, „Combilift”, *Combilift lifting innovation*, 2022. <https://combilift.com/a-warehouse-essential-very-narrow-aisle-truck/>
- [19] Eesti Standardimis- ja akrediteerimiskekskus, „EVS-EN 13224:2011”. [Online]. Available at: <https://www.evs.ee/et/evs-en-13224-2011>
- [20] I. Odras, H. Vaher, ja M. Laanes, „Raudbetoon-ribilae ja posti projekteerimine”. 2021. [Online]. Available at: [file:///C:/Users/User/Downloads/KP_Odras_Vaher_Laanes%20\(1\).pdf](file:///C:/Users/User/Downloads/KP_Odras_Vaher_Laanes%20(1).pdf)
- [21] V. Otsmaa, J. Pello, K. Sooru, ja T. Masso, *Betoonkonstruksioonide arvutamine: õpik kõrgkoolidele*, Teine, Parandatud trükk. Tallinn: Tallinna Tehnikaülikool : Eesti Betooniühing, 2015.
- [22] V. Jaaniso, „Pinnasemehaanika”. 2011. [Online]. Available at: <https://digikogu.taltech.ee/et/Item/d099c5e6-1624-4023-9adf-5fd92dafd836>

- [23] Eesti Standardimis- ja akrediteerimiskekskus, „EVS-EN 1997-1:2005+A1:2013+NA:2014”. Eesti Standardikeskus. [Online]. Available at: <https://www.evs.ee/et/evs-en-1997-1-2005+a1-2013+na-2014>
- [24] B. Mosley, J. Bungey, ja R. Hulse, *Reinforced concrete design to Eurocode 2*, 7. ed. Basingstoke: Palgrave Macmillan, 2012. [Online]. Available at: <file:///C:/Users/User/Downloads/reinforced-concrete-design-to-eurocode-2-seventh-edition-pdf.pdf>
- [25] V. Otsmaa ja J. Pello, „Raudbetoonkonstruktsioonide üldkursus II”. 2011.
- [26] A. Räämet ja R. Räämet, *Varraskonstruktsioonide staatika*, Tallinna Raamatutrükikoda. Tallinn: TTÜ kirjastus, 2018.
- [27] „Karjäär.ee”, *karjäär.ee*, 2021. <https://karjaar.ee/kasulikku/>
- [28] E. Kergand, „Vundeerimislahenduste analüüs kauplus-lao näitel. Analysis of foundation solutions on the example of retail warehouse”, 4. juuni 2021. <https://digikogu.taltech.ee/et/Item/a80795ba-403b-479d-9233-032a1e9b526b>
- [29] V. Jaaniso, „Vaivundamendid”. [Online]. Available at: <file:///C:/Users/User/Desktop/Vundamendid/Loengumaterjal/Loeng%206-1%20Vaivundamendid.pdf>
- [30] H. Vaher, I. Odras, ja M. Laanes, „Madal- ja vaivundamentide projekteerimine”. 2021. [Online]. Available at: file:///C:/Users/User/Desktop/Vundamendid/Laanes%20ja%20co%20KP/Laanes_Odras_Vaher_Liivam%C3%A4gi-VundamendiKP.pdf
- [31] Eesti Standardimis- ja akrediteerimiskekskus, „EVS-EN 1992-1-1:2005+A1:2015+NA:2015 Eurokoodeks 2: Betoonkonstruktsioonide projekteerimine. Osa 1-1: Üldreeglid ja reeglid hoonetele”. Eesti Standardikeskus, 5. august 2015. [Online]. Available at: <https://www.evs.ee/et/evs-en-1992-1-1-2005+a1-2015+na-2015>
- [32] AS Betoonimeister, „AS Betoonimeister hinnakiri”, *AS Betoonimeister*. <https://betoonimeister.ee/wp-content/uploads/2022/09/Betoonimeister-hinnakiri-september-2022-ta%CC%88ielik-et.pdf>

LISAD

Lisa 1 Pinnase kihtide normatiivsed näitajad põhiuuringu põhjal [4]

Kihi nr	3	4	5	6	7	8	9A	9B	10	11A	11B	12
Pinnas	Liivmuda kuni möllmuda Väga kohev	Möllikas segateraline liiv Väga kohev	Turvas	Möll ja liivpinnas	Savimöll	Mölline liiv kuni keskliiv Väga kohev	Savine peenliiv Sitke	Kruusaga savine peenliiv Köva	Savimöll-möllsavi	Liivakompleks Kesktihe	Liivakompleks Tihe	Savine peenliiv Tsementeerunud
Keskmine löökide arv N_{20}	0,1 n=2	7,3 (1,0...19,0) 5,1 n=16		7,3 (1,0...19,0) 5,1 n=16	14,3 (5,0...19,0) 11,6 n=9	4,5 (1,0...10,0) 3,3 n=10	5,3 (0,1...18,0) 2,8 n=41	34,7 (0,3...103,0) 30,5 n=104	19,7 (10,0...33,0) 13,7 n=3	35,5 (16,0...55,0) 33,1 n=43	76,8 (31,0...153,0) 70,7 n=90	217,0 (207,0...227,0) 209,9 n=2
Keskmine parandatud löökide arv $N_{1(60)}$	0,1 n=2	6,7 (1,0...20,5) 4,4 n=16		6,7 (1,0...20,5) 4,4 n=16	18,3 (7,0...53,4) 11,5 n=9	4,5 (0,8...11,6) 3,1 n=10	5,3 (0,1...17,1) 2,9 n=41	28,6 (0,8...84,2) 25,3 n=104	15,7 (7,0...27,0) 10,5 n=3	23,9 (11,9...33,9) 22,5 n=43	49,2 (16,8...125,4) 44,5 n=90	170,7 (155,5...185,8) 159,9 n=2
Keskmine dünaamiline takistus q_d (MPa)	0,1 n=2	6,1 (0,9...16,0) 4,3 n=16		6,1 (0,9...16,0) 4,3 n=16	10,5 (3,9...16,0) 8,4 n=9	3,3 (0,7...7,3) 2,3 n=10	4,1 (0,1...15,1) 2,2 n=41	23,6 (0,3...69,7) 20,9 n=104	14,0 (7,0...24,0) 9,6 n=3	15,8 (8,3...22,4) 15,0 n=43	41,2 (16,6...82,3) 37,9 n=90	118,8 (118,3...119,2) 118,4 n=2
Pinnase looduslik niiskus w_n (%)	158,8 (121,0...196,5) 4,3 n=16	14,7 n=1	729,9 (527,5...1053,8) 871,5 n=3	14,7 n=1	18,8 (17,1...20,5) 19,5 n=5	-	12,2 (10,...15,3) 12,7 n=14	8,8 (7,2...10,9) 9,3 n=14	20,3 (15,2...25,3) 23,8 n=2	-	-	9,1 n=1
Üld-deformatsioonimoodul E_0 (MPa)	0,2	10	0,05	10	5	10	18	38	3,0	25	57	38
Efektiviivnidusus c' (kPa)	10	0	1	0	20	0	4	5	15	0	0	5
Efektiiisisehõrdenurk ϕ' (°)	20	32	15	32	28	30	34	37	26	36	40	37
Dreenimata nihketugevus c_u (kPa)	17	-	8	-	55	-	70	150	45	-	-	
Suhteline tihedus I_d (%)		18		18	-	10	-	-	-	50	78	-
Vaiakülje ühikpinna vastupanu q_s (kPa)	5	10	0	10	15	10	20	45	15	40	80	45
Vaiaotsa ühikpinna vastupanu q_{bk} (kPa)								2900		3000	5400	9000
Looduslik mahukaal γ_w (kN/m ³)	11,1	18	10,1	18	21,1	18	22,2	23,0	20,4	18	18	23,0
Kuiv mahukaal γ_d (kN/m ³)	3,9		1,0		17,9		19,7	21,0	17,0			21,1
Ligikaudne filtratsioonimoodul k (m/ööp.)	0,01..0,1	0,5...2,0	~0,05	0,5...2,0	0,001...0,01	0,5...2,0	0,001...0,01	0,001...0,01	0,001...0,01	0,5...2,0	0,5...2,0	0,001...0,01

Lisas 1 olevas tabelis on N_{20} , $N_{1(60)}$, q_d ja w_n väärtused antud järgnevalt [4]:

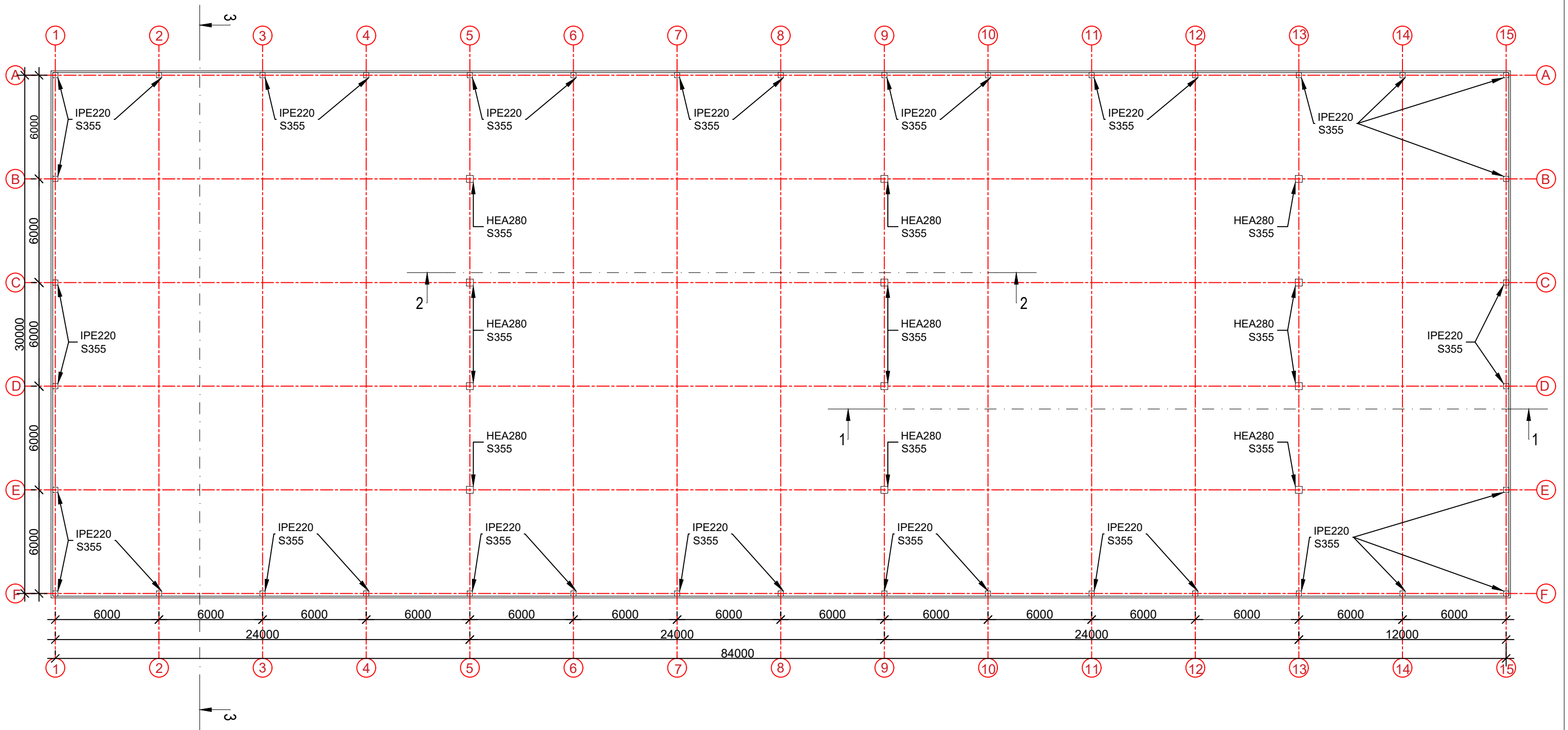
- Aritmeetiline keskmine – **rasvases kirjas**,
- Väärtusvahemik – sulgudes,
- 95% tõenäosusega esinemissagedusega väärtus – **punases rasvases kirjas**,
- n = väärtuste hulk.
- $E_0, c', \varphi', I_d, q_s$ ja q_{bk} on antud 95 % garanteeritusega

φ	N_γ	N_q	N_c
0	0,00	1,00	5,14
1	0,00	1,09	5,38
2	0,01	1,20	5,63
3	0,03	1,31	5,90
4	0,06	1,43	6,19
5	0,10	1,57	6,49
6	0,15	1,72	6,81
7	0,22	1,88	7,16
8	0,30	2,06	7,53
9	0,40	2,25	7,92
10	0,52	2,47	8,34
11	0,66	2,71	8,80
12	0,84	2,97	9,28
13	1,05	3,26	9,81
14	1,29	3,59	10,37
15	1,58	3,94	10,98
16	1,91	4,34	11,63
17	2,31	4,77	12,34
18	2,77	5,26	13,10
19	3,30	5,80	13,93
20	3,93	6,40	14,83
21	4,66	7,07	15,81
22	5,51	7,82	16,88
23	6,50	8,66	18,05
24	7,66	9,60	19,32
25	9,01	10,66	20,72
26	10,59	11,85	22,25
27	12,43	13,20	23,94
28	14,59	14,72	25,80
29	17,12	16,44	27,86
30	20,09	18,40	30,14
31	23,59	20,63	32,67
32	27,72	23,18	35,49
33	32,59	26,09	38,64
34	38,37	29,44	42,16
35	45,23	33,30	46,12
36	53,40	37,75	50,59
37	63,18	42,92	55,63
38	74,90	48,93	61,35
39	89,01	55,96	67,87
40	106,0	64,20	75,31
41	126,7	73,90	83,86
42	151,9	85,37	93,71
43	182,8	99,01	105,1
44	220,7	115,3	118,3
45	267,7	134,8	133,8

Lisa 3 Tabel rõhujaotusteguri α leidmiseks vundamendi talla all [22]

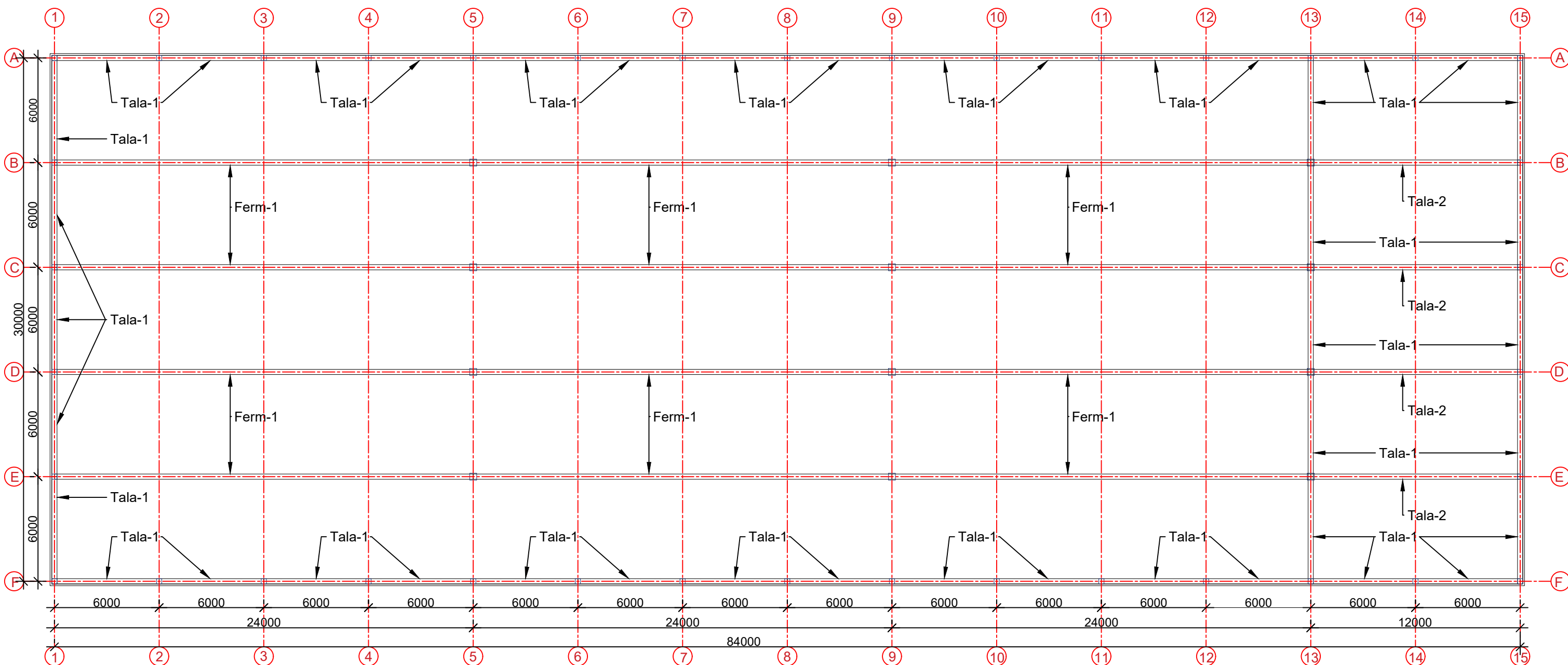
m	1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5,0
>10						
0.0	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.4	0.960	0.972	0.975	0.976	0.977	0.977
0.8	0.800	0.848	0.866	0.875	0.879	0.881
1.2	0.606	0.682	0.717	0.739	0.749	0.755
1.6	0.449	0.532	0.578	0.612	0.629	0.642
2.0	0.336	0.414	0.463	0.505	0.530	0.550
2.4	0.257	0.325	0.374	0.419	0.449	0.477
2.8	0.201	0.260	0.304	0.349	0.383	0.420
3.2	0.160	0.210	0.251	0.294	0.329	0.374
3.6	0.131	0.173	0.209	0.250	0.285	0.337
4.0	0.108	0.145	0.176	0.214	0.248	0.306
4.4	0.091	0.123	0.150	0.185	0.218	0.280
4.8	0.077	0.105	0.130	0.161	0.192	0.258
5.2	0.067	0.091	0.113	0.141	0.170	0.239
5.6	0.058	0.079	0.099	0.124	0.152	0.222
6.0	0.051	0.070	0.087	0.110	0.136	0.208
6.4	0.045	0.062	0.077	0.099	0.122	0.195
6.8	0.040	0.055	0.069	0.088	0.110	0.184
7.2	0.036	0.049	0.062	0.080	0.100	0.174
7.6	0.032	0.044	0.056	0.072	0.091	0.165
8.0	0.029	0.040	0.051	0.066	0.084	0.156
8.4	0.026	0.037	0.046	0.060	0.077	0.149
8.8	0.024	0.033	0.042	0.055	0.071	0.142
9.2	0.022	0.031	0.039	0.051	0.065	0.136
9.6	0.020	0.028	0.036	0.047	0.060	0.130
10.0	0.019	0.026	0.033	0.043	0.056	0.124
10.4	0.017	0.024	0.031	0.040	0.052	0.119
10.8	0.016	0.022	0.029	0.037	0.049	0.115
11.2	0.015	0.021	0.027	0.035	0.045	0.110
11.6	0.014	0.020	0.025	0.033	0.042	0.106
12.0	0.013	0.018	0.023	0.031	0.040	0.103
12.4	0.012	0.017	0.022	0.029	0.037	0.099

Joonise nr	Joonise pealkiri	Lehekülje suurus/möötkava
1	Postide plaan	A3/1:225
2	Teraskonstruksioonid	A3/1:225
3	Laoriulite plaan	A3/1:225
4	Laoriuli püstelemendid	A3/1:140
5	Konstruksiooni kirjeldus	A3/1:10
6	Lõiked	A3/1:225
7	Ribiristlõikega põrand	A4/1:20
8	Vaiavälja ja rostvärkide plaan	A2/1:160
9	Rostvärk	A4/1:10
10	Geoloogiline lõige III-III [4]	A3/1:225
11	Põhiuuringu asendiplaan [4]	A3/1:500
12	Eeluuringu asendiplaan [3]	A4/1:2000

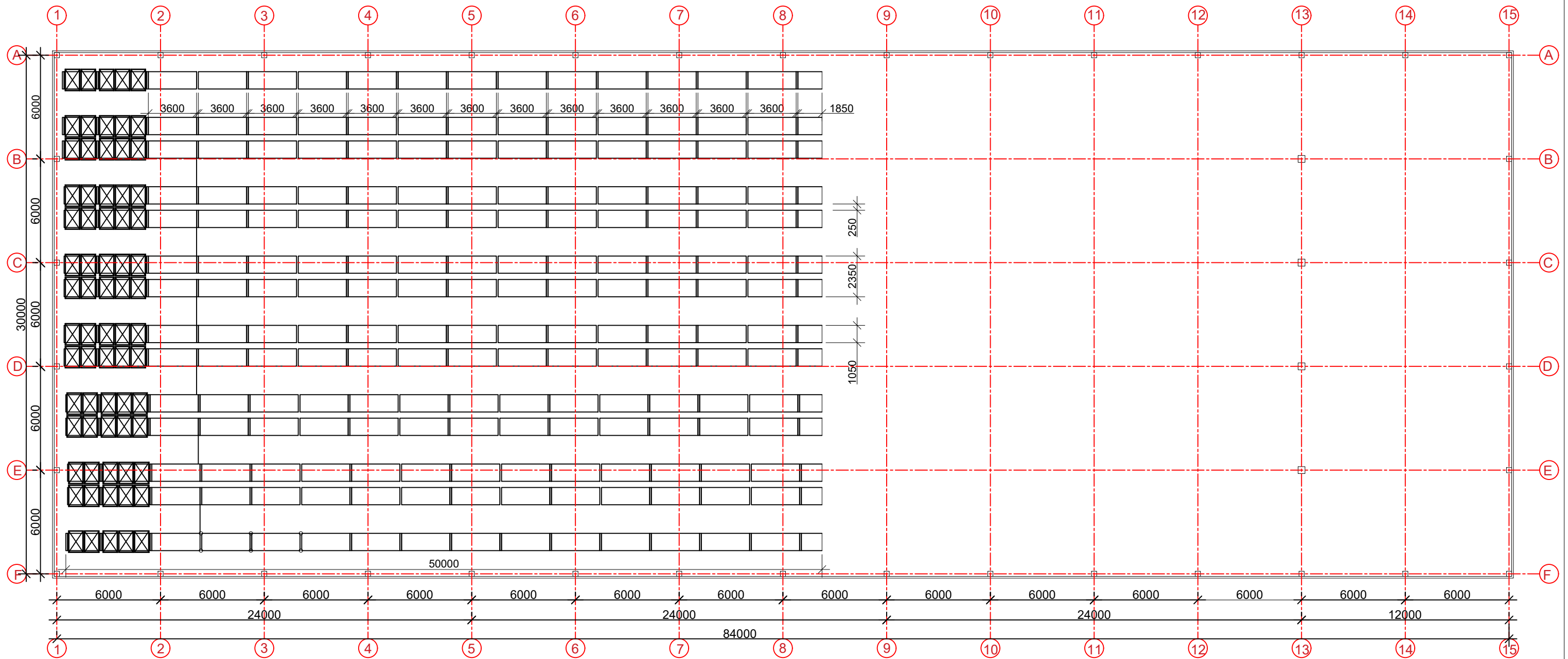


Märkused
 - Lõiked 1-1, 2-2 ja 3-3 on välja toodud
 joonisel nr. 6

TALLINNA TEHNIKAÜLIKOOL INSENERITEADUSKOND		Betonpõranda ja vundamendi arvutused geoloogilise eel- ja põhiuuringu põhjal laohoone näitel	
Koostaja: Mihkel Laanes	Allkiri:	Nimetus: Inseneriõppe magistritöö	
Juhendaja: Lehar Leetsaar	Allkiri:	Joonise pealkiri: POSTIDE_PLAAN	
Juhendaja: Priit Lille	Allkiri:		
TALTECH TARTU KOLLEDŽ		Leht/lehti: 1/12	Formaat: A3
		Möötkava: 1:225	Tähis:



TALLINNA TEHNIKAÜLIKOOL INSENERITEADUSKOND		Betonpõranda ja vundamendi arvutused geoloogilise eel- ja põhiuuringu põhjal laohoone näitel	
Koostaja: Mihkel Laanes	Allkiri:	Nimetus: Inseneriõppe magistritöö	
Juhendaja: Lehar Leetsaar	Allkiri:	Joonise pealkiri: TERASKONSTRUKTSIOONID	
Juhendaja: Priit Lille	Allkiri:	Leht/lehti: 2/12	Formaat: A3
TALTECH TARTU KOLLEDŽ		Möötkava: 1:225	Tähis:

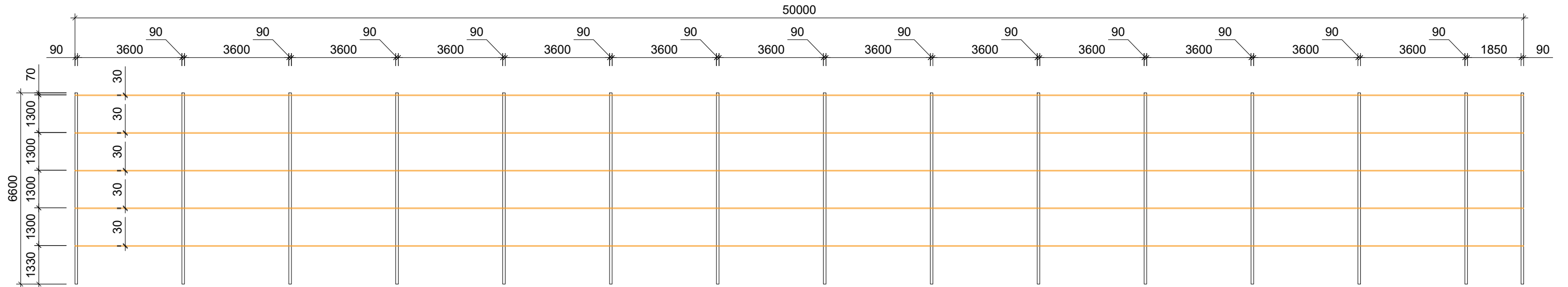


Märkused

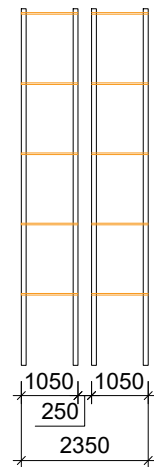
- Laoriuli kül- ja eestvaade koos mõõtudega on välja toodud joonisel nr. 4

TALLINNA TEHNIKAÜLIKOOL INSENERITEADUSKOND		Betonpõranda ja vundamendi arvutused geoloogilise eel- ja põhiuuringu põhjal laohoone näitel	
Koostaja: Mihkel Laanes	Allkiri:	Nimetus: Inseneriõppe magistritöö	
Juhendaja: Lehar Leetsaar	Allkiri:	Joonise pealkiri: LAORIIULITE PLAAN	
Juhendaja: Priit Lille	Allkiri:	Leht/lehti: 3/12	Formaat: A3
TALTECH TARTU KOLLEDŽ		Mõõtkava: 1:225	Tähis:

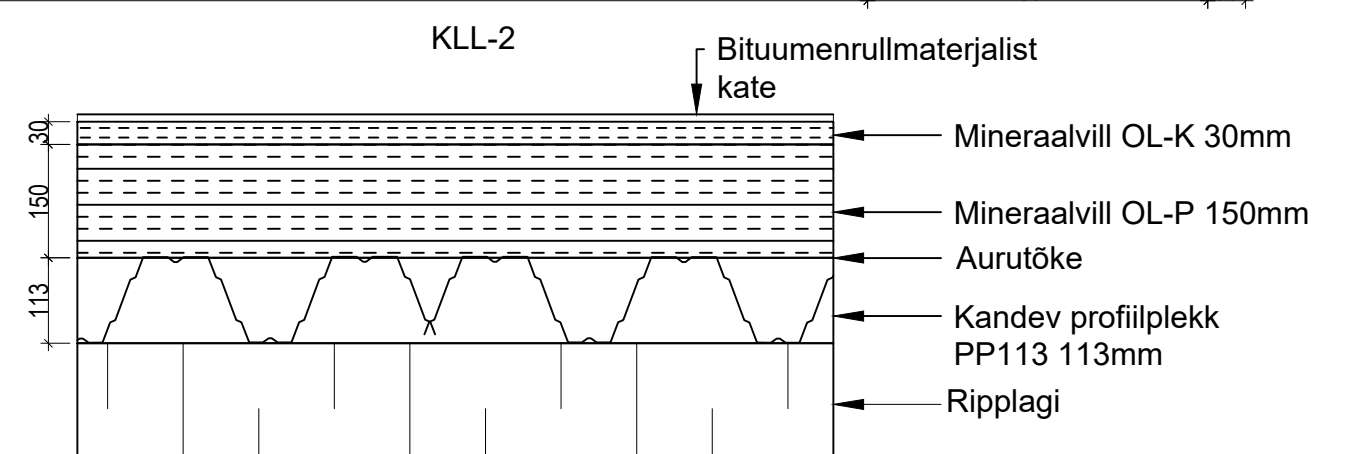
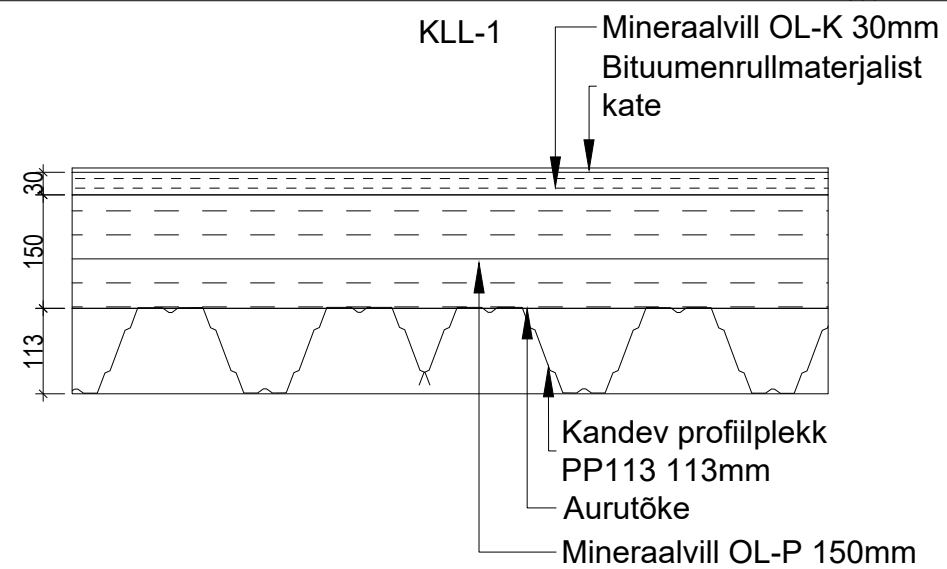
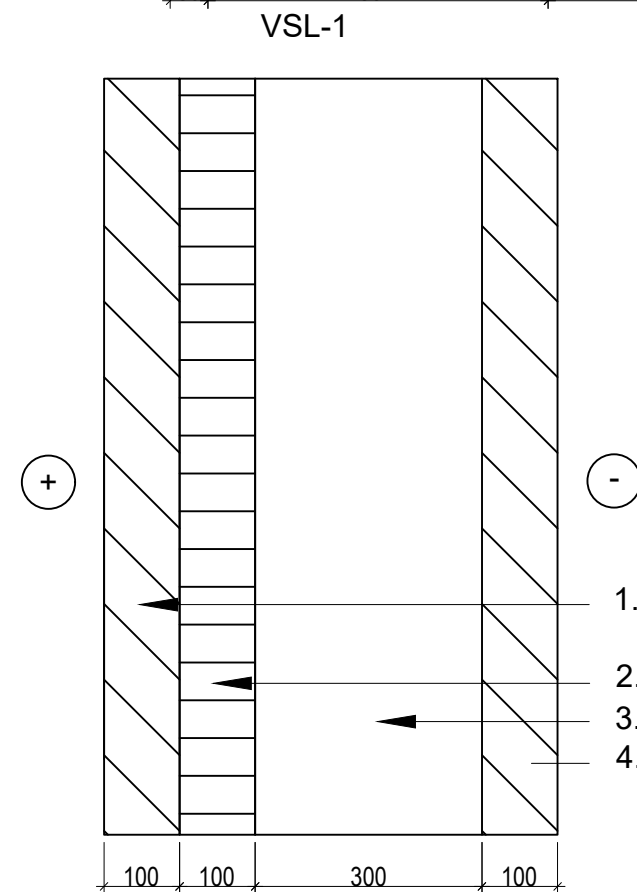
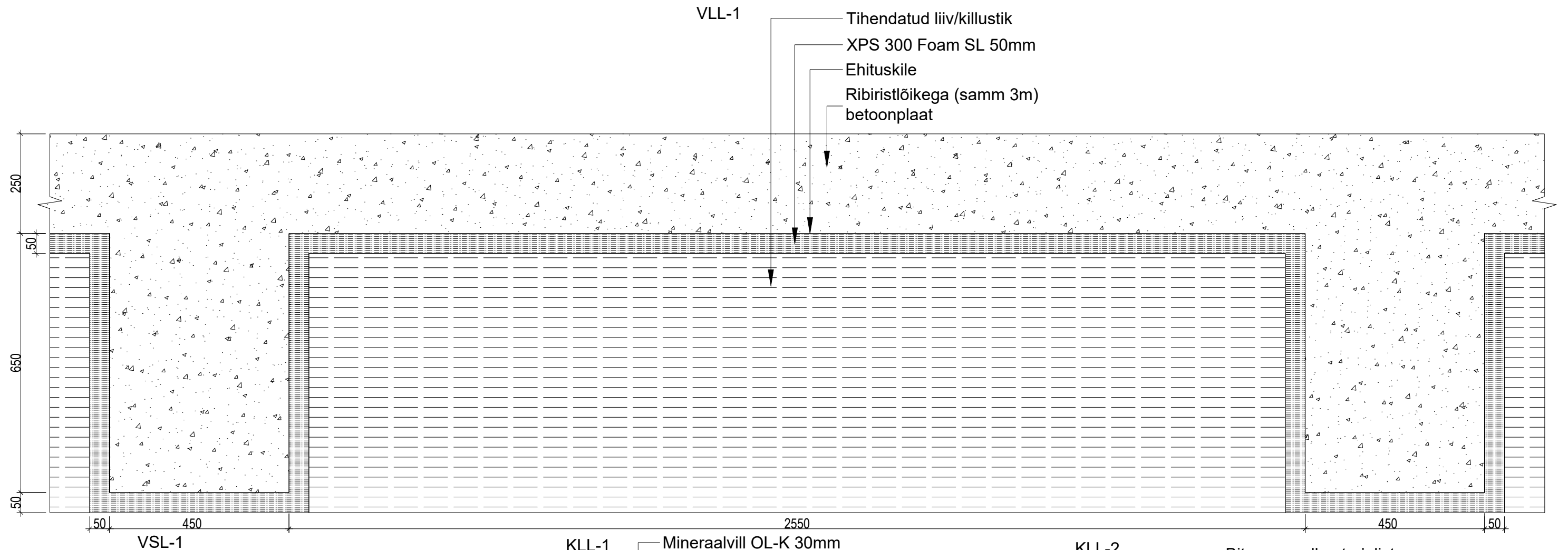
Külgvaade



Eestvaade



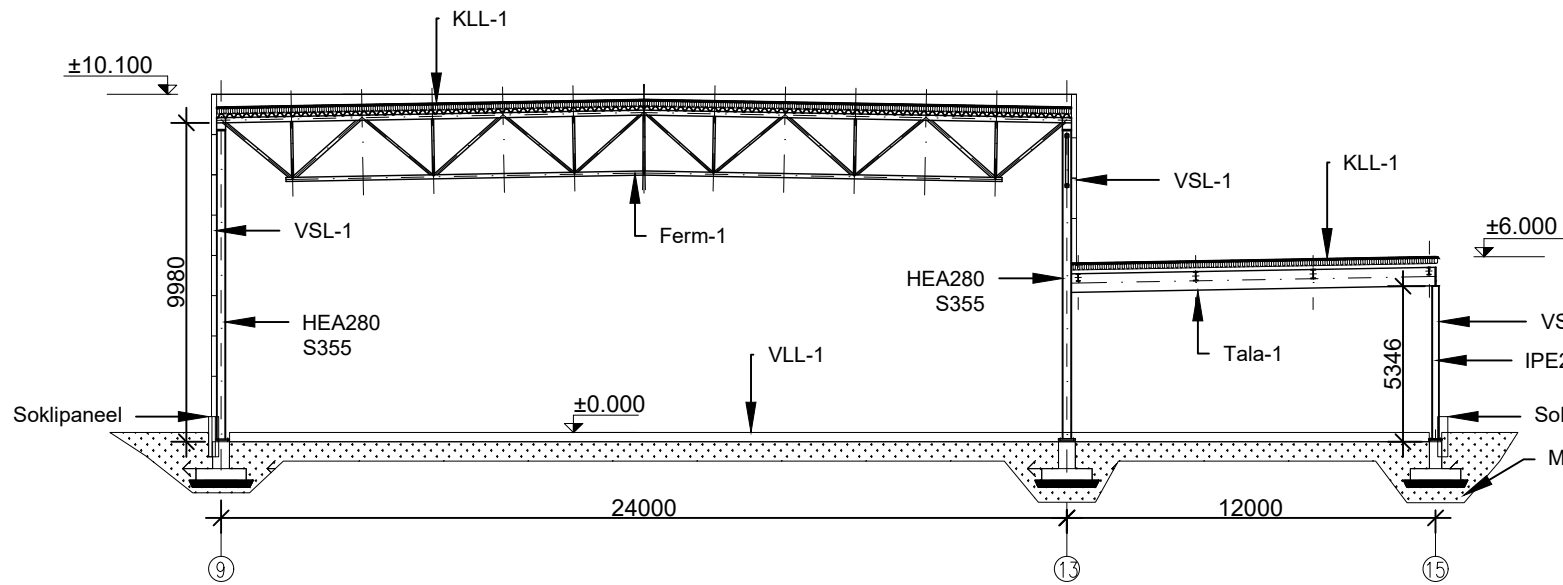
TALLINNA TEHNIKAÜLIKOOL INSENERITEADUSKOND		Betonpõranda ja vundamendi arvutused geoloogilise eel- ja põhiuuringu põhjal laohoone näitel	
Koostaja: Mihkel Laanes	Allkiri:	Nimetus: Inseneriõppe magistritöö	
Juhendaja: Lehar Leetsaar	Allkiri:	Joonise pealkiri: LAORIIULI PÜSTELEMENDID	
Juhendaja: Priit Lille	Allkiri:		
TALTECH TARTU KOLLEDŽ		Leht/lehti: 4/12	Formaat: A3
		Mõõtkava: 1:140	Tähis:



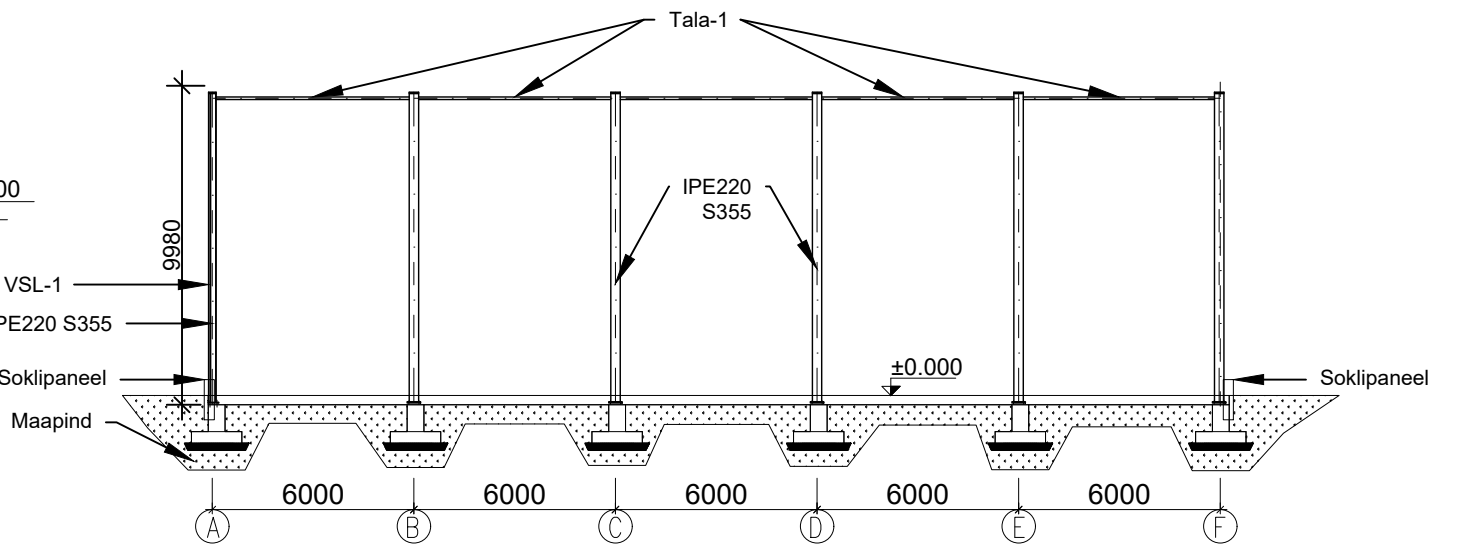
1. Ruukki sandwichpanel SPA 100S 100mm
2. Kivivill Paroc UNS 37 100mm
3. Õhkvahe 300mm
4. Ruukki sandwichpanel SPA 100S 100mm

TALLINNA TEHNICAÜLIKOOL INSENERITEADUSKOND		Betoonpõranda ja vundamenti arvutused geoloogilise eel- ja põhiuuringu põhjal laohoone näitel		
Koostaja: Mihkel Laanes	Allkiri:	Nimetus: Inseneriõppe magistritöö		
Juhendaja: Lehar Leetsaar	Allkiri:	Joonise pealkiri: KONSTRUKTSIOONI_KIRJELDUS		
Juhendaja: Priit Lille	Allkiri:	Leht/lehti: 5/12	Formaat: A3	Mõõtkava: 1:10
TALTECH TARTU KOLLEDŽ		Tähis:		

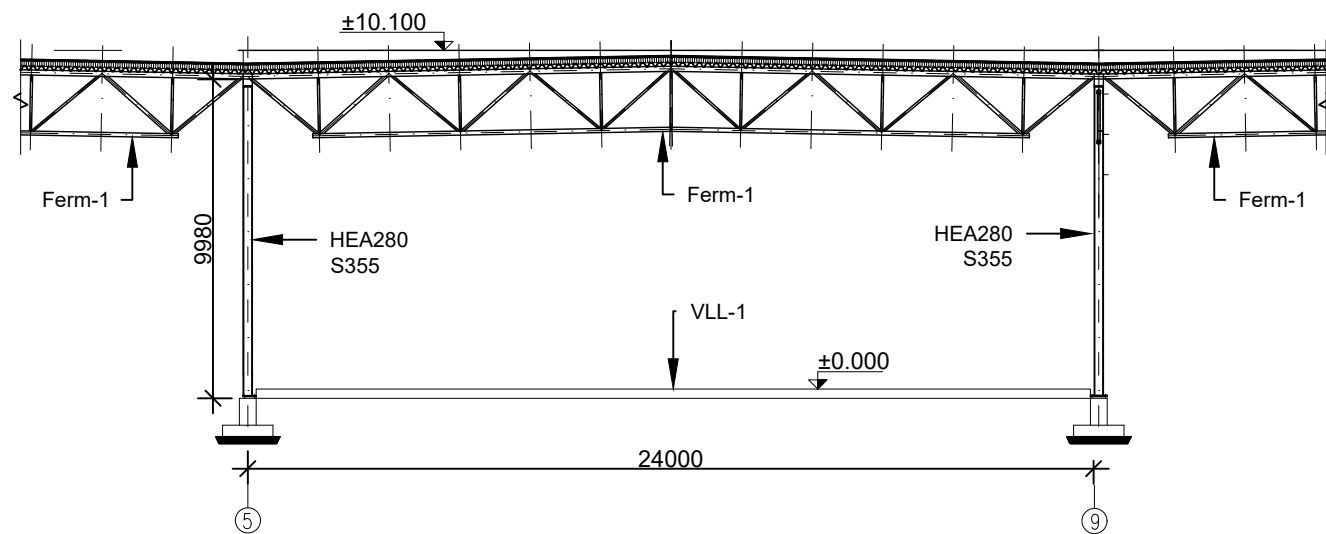
Lõige 1-1



Lõige 3-3



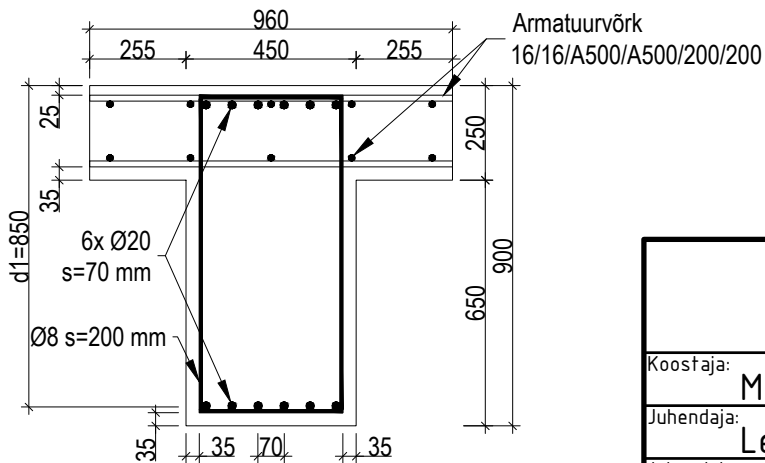
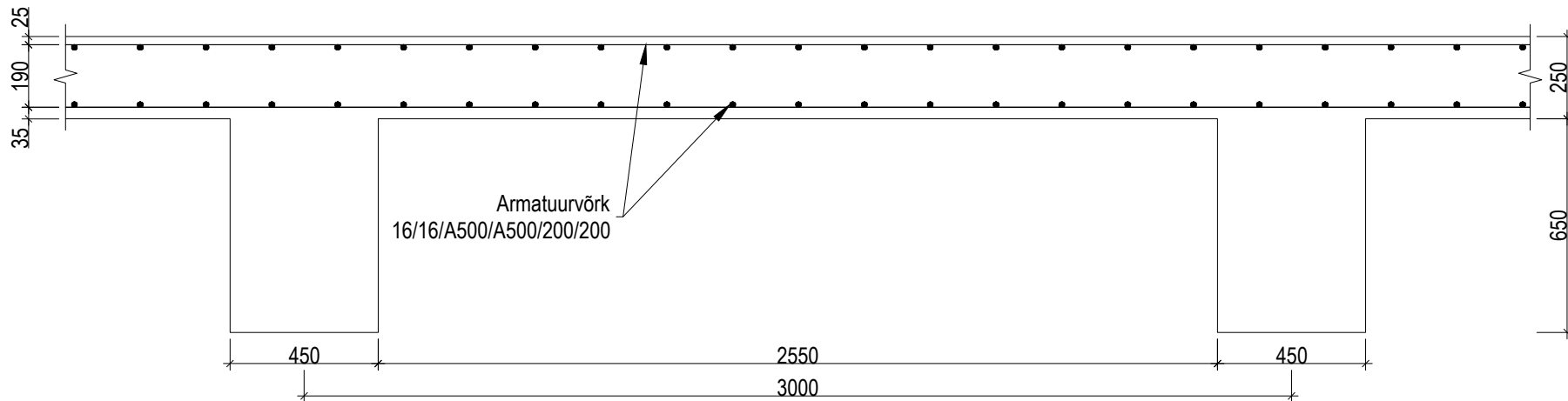
Lõige 2-2



Märkused

- Konstruktsiooni lõiked välja toodud joonisel nr. 5
- Katusefermid toetuvad postide peale
- Katusetalad toetuvad postide vahele

TALLINNA TEHNIKAÜLIKOOL INSENERITEADUSKOND		Betonpõranda ja vundamendi arvutused geoloogilise eel- ja põhiuuringu põhjal laohoone näitel		
Koostaja: Mihkel Laanes	Allkiri:	Nimetus: Inseneriõppe magistritöö		
Juhendaja: Lehar Leetsaar	Allkiri:	Joonise pealkiri: LÕIKED		
Juhendaja: Priit Lille	Allkiri:	Leht/lehti: 6/12	Formaat: A3	Mõõtkava: 1:225
TALTECH TARTU KOLLEDŽ		Tähis:		



Märkused

- Betooniklass C30/37
- Armatuur A500
- Betoonplaadi ülemine pind on keskkonnaklass XC1 (betooni kaitsekiht 25 mm) ja alumine pind on XC2 (betooni kaitsekiht 35 mm)
- Konstruksiooniklass S4

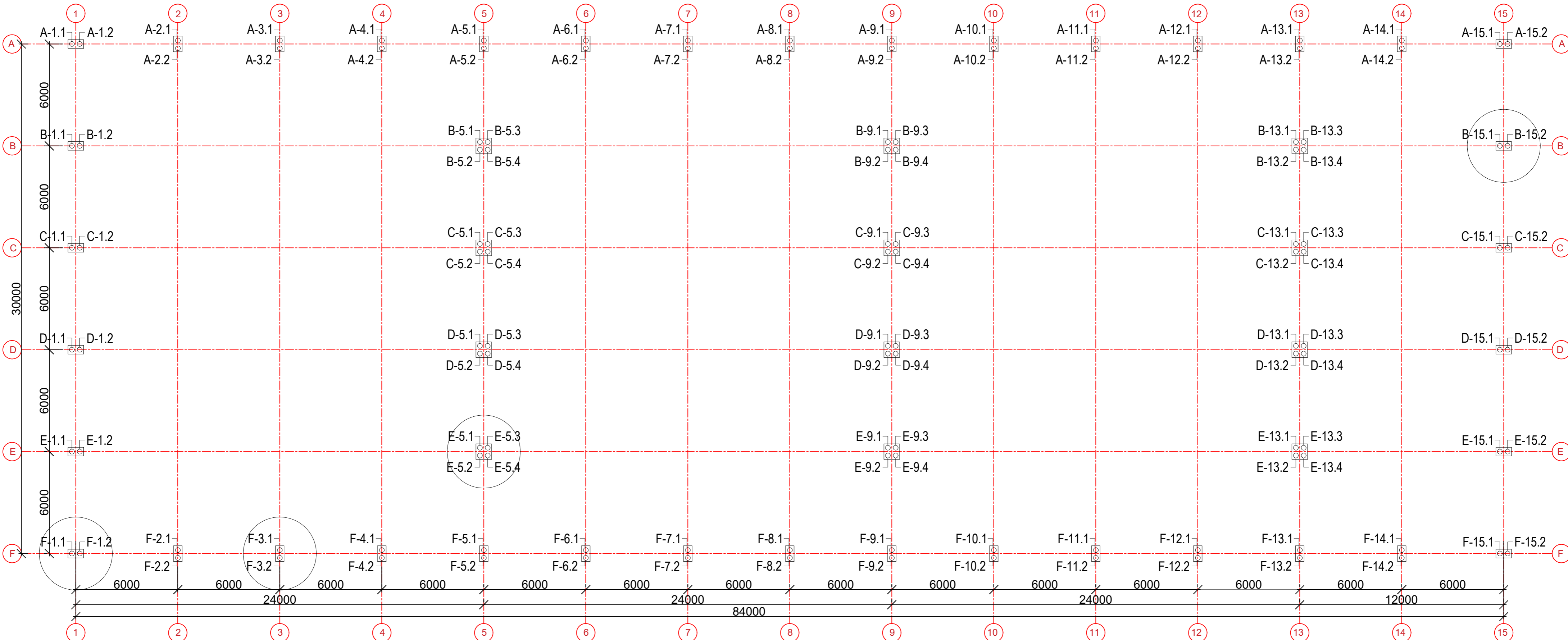
Märkused

- Arvutatud armatuur ptk. 3.6.1-3.6.4
- Laoriulid on välja toodud joonistel nr. 3 ja 4

TALLINNA TEHNICAÜLIKOOL INSENERITEADUSKOND		Betoonpõranda ja vundamendi arvutused geoloogilise eel- ja põhiuuringu põhjal laohoone näitel			
Koostaja:	Mihkel Laanes	Allkiri:	Nimetus: Inseneriõppe magistritöö		
Juhendaja:	Lehar Leetsaar	Allkiri:	Joonise pealkiri: RIBIRISTLÕIKEGA PÕRAND		
Juhendaja:	Priit Lille	Allkiri:			
TALTECH TARTU KOLLEDŽ		Leht/lehti:	7/12	Formaat:	A4
		Möötkava:	1:20	Tähis:	

Vaia ja rostvärkide spetsifikatsioon

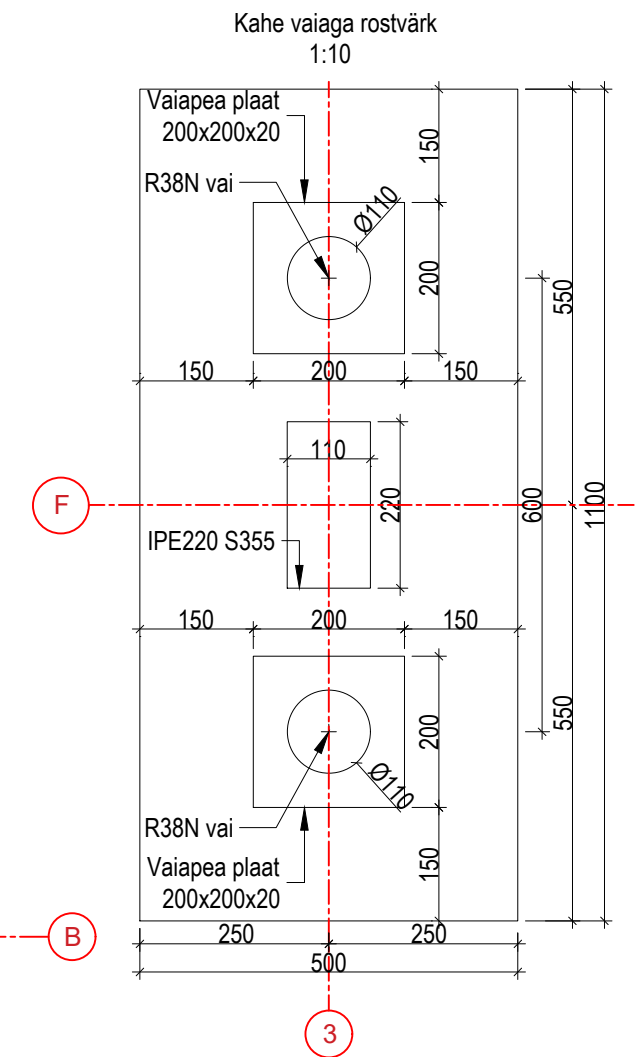
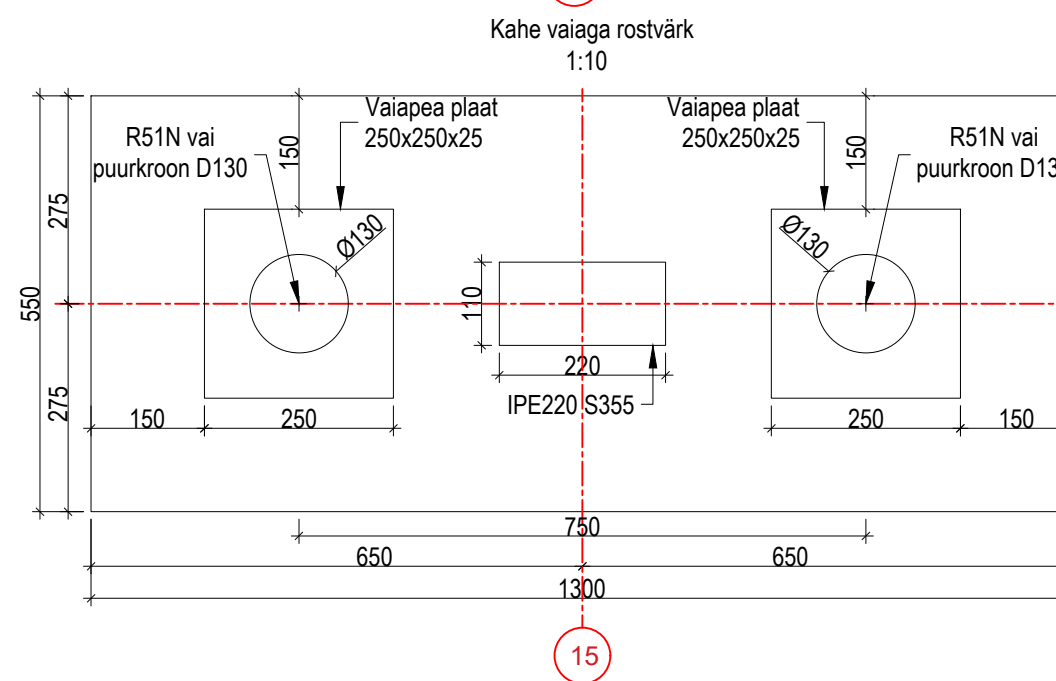
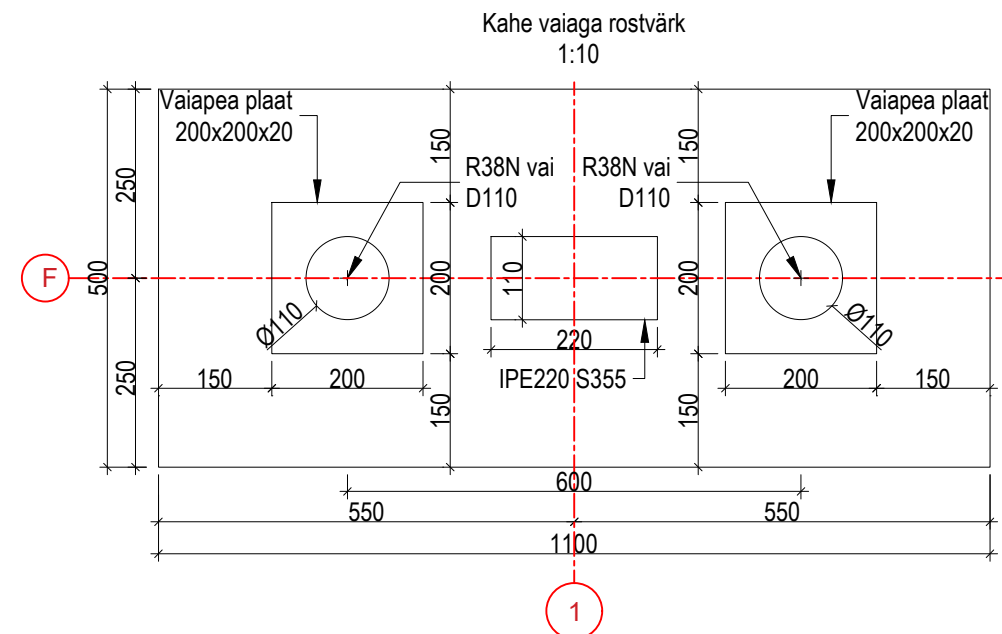
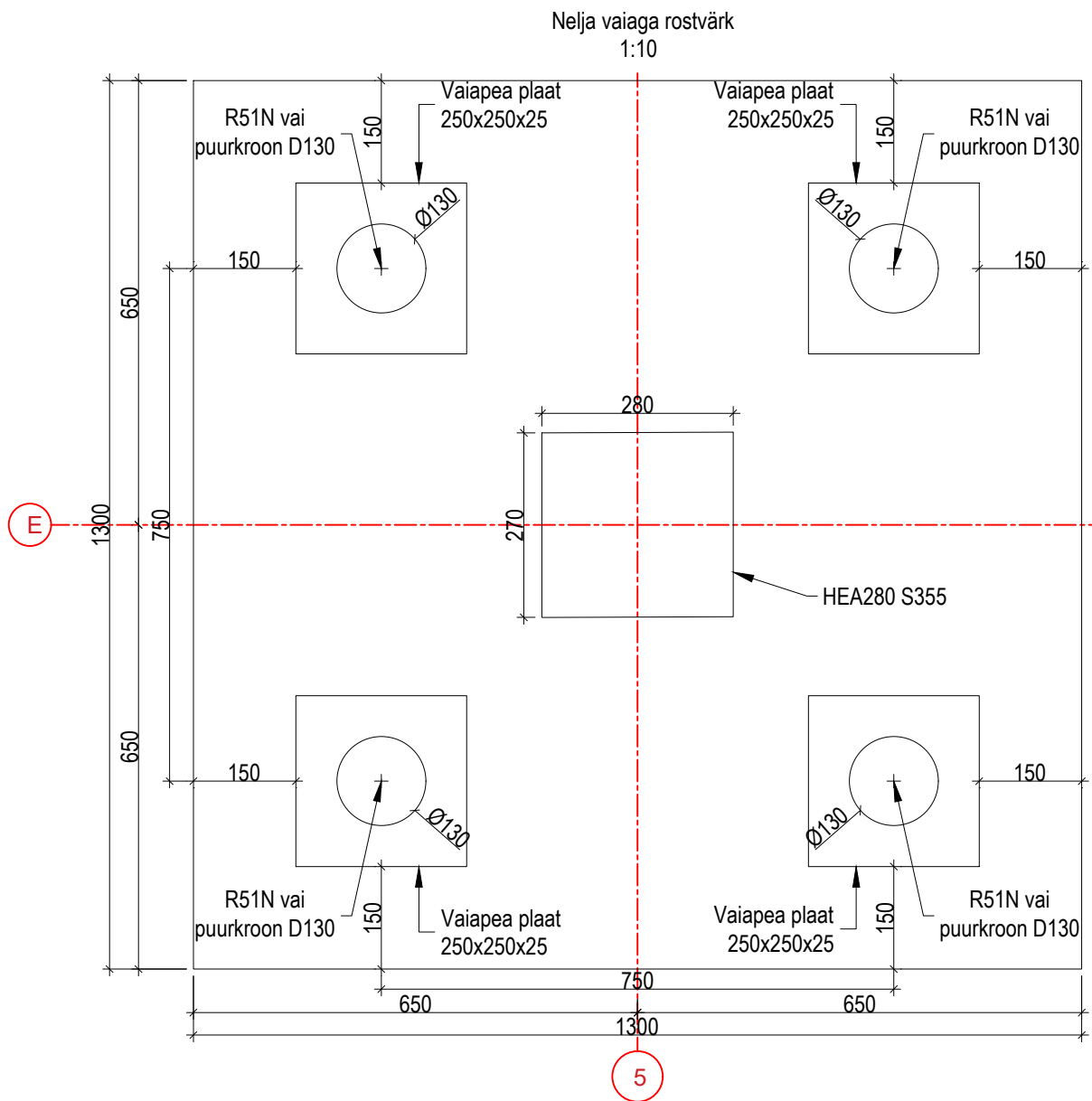
Telg	Vaia tüüp - puurkroon	Vaia pikkus (m)	Vaia kogus (tk)	Rostvärk (mm)	Rostvärkide kogus (tk)	Ülemine KM	Alumine KM
A1, A15, F1 ja F15	R38N - D110	20	8	500x1100x500	4	±53.500	±33.500
A2-A14 ja F2-F14			52	1100x500x500	26		
B1-E1 ja B15-E15	R51N - D130		16	550x1300x750	8		
B5-E5, B9-E9 ja B13-E13			48	1300x1300x500	12		



- Märkused rostvärkide kohta**
- Nelja vaiaga rostvärk asub telgedel B5-E5, B9-E9 ja B13-E13
 - Ülejäänud telgedel on kahe vaiaga rostvärk
 - Telgedel A ja F kasutatakse R38N D110 vaiasid
 - Telgedel B1-E1 ja B15-E15 kasutatakse R51N D130 vaiasid
 - Telgedel B5-E5, B9-E9 ja B13-E13 kasutatakse R51N D130 vaiasid
 - Rostvärk rajatakse välisseinaga risti
 - Esile tõstetud rostvärkide mõõdud välja toodud joonisel nr. 9

- Märkused vaiade kohta**
- Ringid tähistavad vaia alumist puurkrooni osa
 - Nelja vaiaga vaiagrupid kasutatakse R51N D130 puurkrooniga ja kahe vaiaga omad kasutatakse R38N D110 vaia
 - Vaivundament rajatakse kihti 11B
 - Vaia läbilõige on välja toodud ptk. 5.1
 - Täpne vaia pikkus valitakse täpsema geoloogia ning lõpliku projekti valmimisel
 - Turbane osa tuleb manteldada toruga D89 mm

TALLINNA TEHNKAÜLIKOO INSENERITEADUSKOND		Betoonpõranda ja vundamenti arvutused geoloogilise eel- ja põhiuuringu põhjal [aahoone näitel	
Koostaja: Mihkel Laanes	Allkiri:	Nimetus: Inseneriõppe magistritöö	
Juhendaja: Lehar Leetsaar	Allkiri:	Joonise pealkiri: ROSTVÄRKIDE_VAIADE_PLAAN	
Juhendaja: Priit Lille	Allkiri:	Leht/lehti: 8/12	Formaat: A2
TALTECH TARTU KOLLEDŽ		Mõõtkava: 1:160	Tähis:

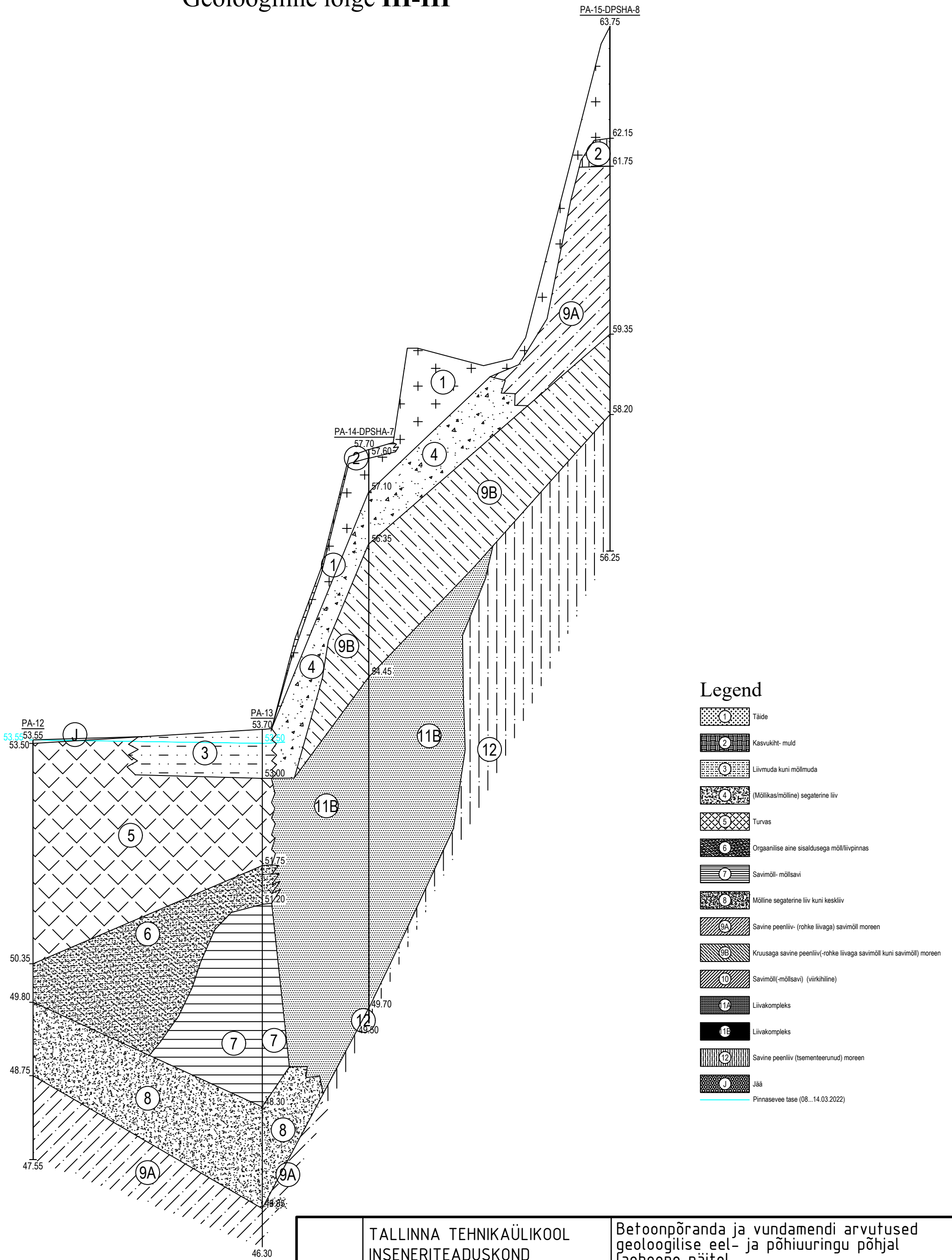


Märkused

- Rostvärki plaan ja spetsifikatsioon joonisel nr. 8
- R38N D110 vaiapea plaat 200x200x20
- R51N D130 vaiapea plaat 250x250x25

TALLINNA TEHNKAÜLIKOOL INSENERITEADUSKOND		Betonpõranda ja vundamenti arvutused geoloogilise eel- ja põhiuuringu põhjal laohoone näitel		
Koostaja: Mihkel Laanes	Allkiri:	Nimetus: Inseneriõppe magistritöö		
Juhendaja: Lehar Leetsaar	Allkiri:	Joonise pealkiri: ROSTVÄRGID		
Juhendaja: Priit Lille	Allkiri:	Leht/lehti: 9/12	Formaat: A3	Möötkava: 1:10
TALTECH TARTU KOLLEDŽ		Tähis:		

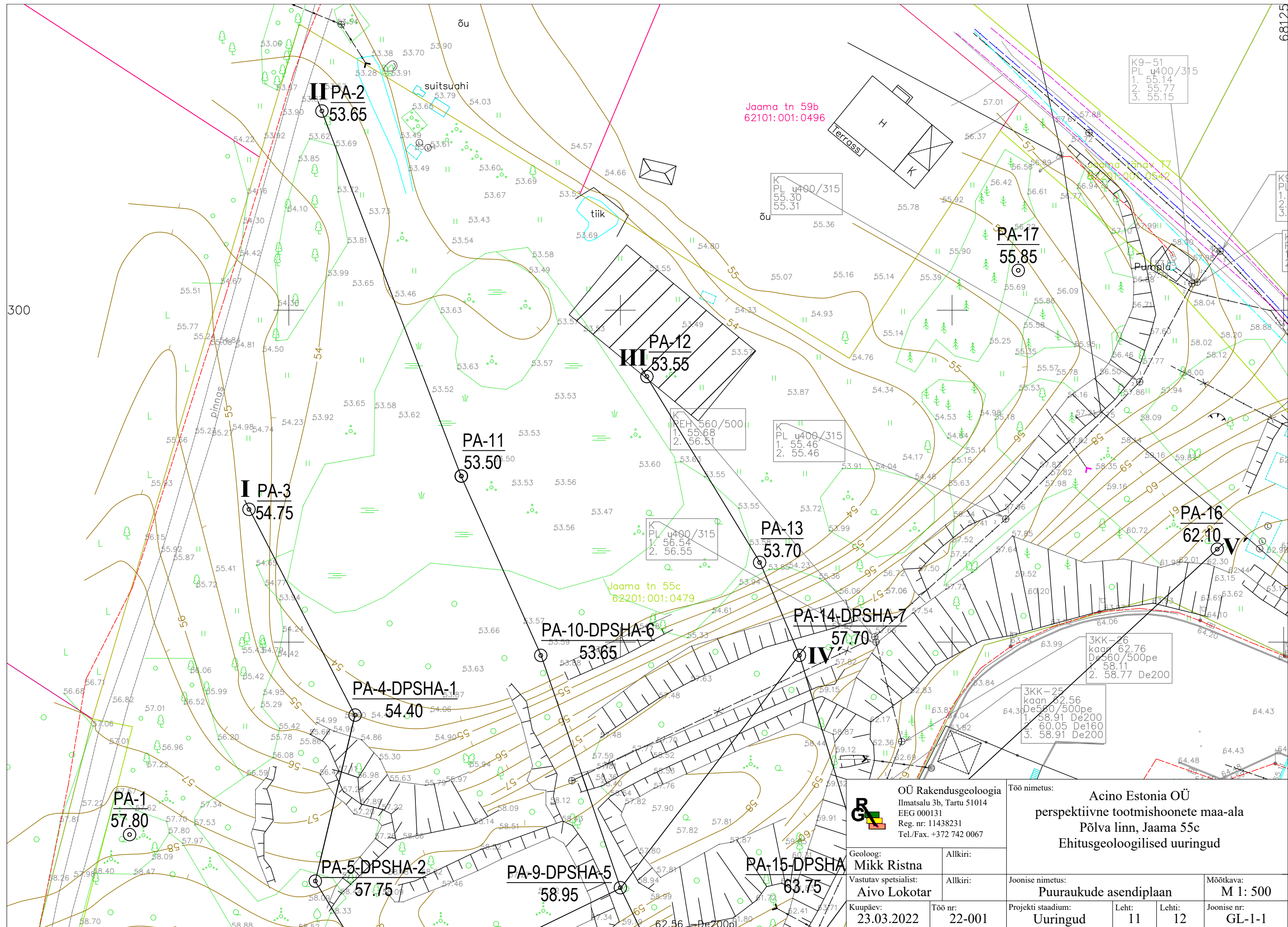
Geoloogiline lõige III-III'



Legend

- 1 Täide
 - 2 Kasvukiht- muld
 - 3 Liivmuda kuni möllmuda
 - 4 (Möllikas/mölline) segaterine liiv
 - 5 Turvas
 - 6 Orgaanilise aine sisaldusega möll/liivpinnas
 - 7 Savimöll- möllsavi
 - 8 Mölline segaterine liiv kuni keskliiv
 - 9A Savine peenliiv- (rohke liivaga) savimöll moreen
 - 9B Kruusaga savine peenliiv- (rohke liivaga) savimöll kuni savimöll moreen
 - 10 Savimöll(-möllsavi) (viirkihiline)
 - 11A Liivakompleks
 - 11B Liivakompleks
 - 12 Savine peenliiv (tsementeerunud) moreen
 - J Jää
- Pinnasevee tase (08...14.03.2022)

	TALLINNA TEHNKAÜLIKOOL INSENERITEADUSKOND	Betoonpõranda ja vundamendi arvutused geoloogilise eel- ja põhiuuringu põhjal laohoone näitel		
Koostaja:	Mihkel Laanes	Allkiri:	Nimetus: Inseneriõppe magistritöö	
Juhendaja:	Lehar Leetsaar	Allkiri:	Joonise pealkiri: GEOLOOGILINE LÕIGE III-III'	
Juhendaja:	Priit Lille	Allkiri:		
TALTECH TARTU KOLLEDŽ		Leht/lehti:	Formaat:	Mõõtkava:
		10/12	A3	1:225
				Tähis:



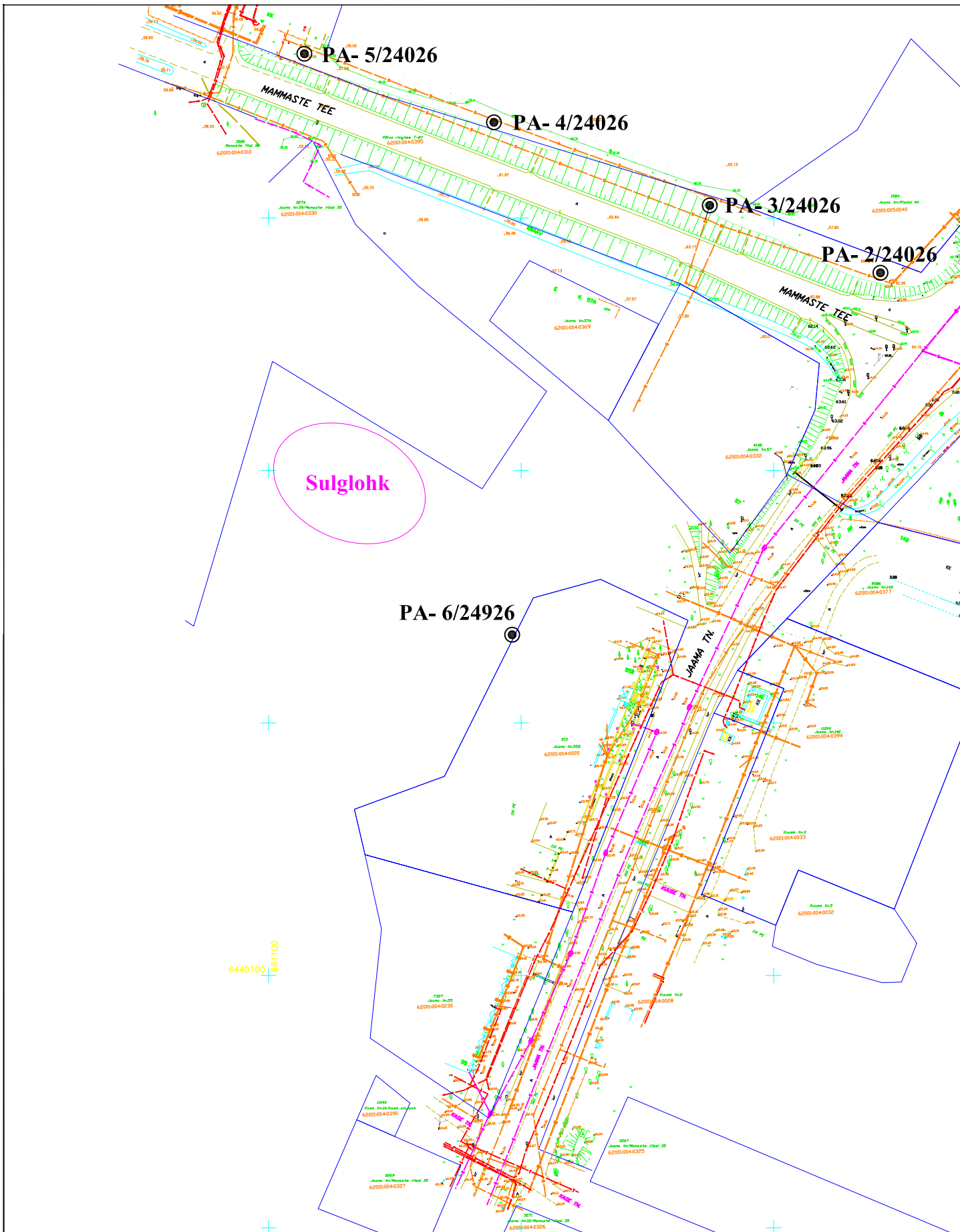
OÜ Rakendusgeoloogia
 Ilmatsalu 3b, Tartu 51014
 EEG 000131
 Reg. nr: 11438231
 Tel./Fax: +372 742 0067

Töö nimetus:
Acino Estonia OÜ
 perspektiivne tootmishoonete maa-ala
 Põlva linn, Jaama 55c
 Ehitusgeoloogilised uuringud

Geoloog:
Mikk Ristna
 Vastutav spetsialist:
Aivo Lokotar
 Kuupäev:
 23.03.2022

Allkiri:
 Joonise nimetus:
Puuraukude asendiplaan
 Projekti staadium:
Uuringud
 Leht:
 11

Mõõtkaava:
M 1: 500
 Joonise nr:
GL-1-1



ALUS Alus-geoloogia OÜ Ilmatsalu 3 c. 51014 Tartu Tel / Faks +372 742 2708 GSM +372 510 8664 MTR EG10270172-0001		Objekt: Põlva Jaama 55B kõrval asuv riigimaa	Mõõtkava: M 1:2000	
Juhataja: Heldur Ong	Allkiri:	Joonise nimetus: Ehitusgeoloogiline ülevaade Uuringupunkti asendiplaan	Leht: 1	Lehti: 1
Insener-geoloog: Heldur Ong	Allkiri:		Kuupäev: 26.12.2016	
Kontrollis:	Allkiri:	Projekti staadium: Ülevaade	Töö nr: 1634	Joonise nr: GL-1