



TALLINNA
TEHNIKAKÕRGGKOO

Olga Guljanskaja

JÕGEVA KOMANDOHOONE VUNDAMENDI PROJEKTEERIMINE

LÕPUTÖÖ

Tallinn 2022



Olga Guljanskaja

**JÕGEVA KOMANDOHOONE
VUNDAMENDI
PROJEKTEERIMINE**

LÕPUTÖÖ

Ehitusinstituut

Hoonete ehituse õppekava

Juhendaja: Andres Kuningas

Tallinn 2022

Mina,

Olga Guljanskaja, tõendan, et lõputöö on minu kirjutatud. Töö koostamisel kasutatud teiste autorite, sh juhendaja teostele on viidatud õiguspäraselt.

Kõik isiklikud ja varalised autoriõigused käesoleva lõputöö osas kuuluvad autorile ainuisikuliselt ning need on kaitstud autoriõiguse seadusega.

Juhendaja Andres Kuningas */allkirjastatud digitaalselt/*

Lihtlitsents lõputöö reprodutseerimiseks ja lõputöö üldsusele kättesaadavaks tegemiseks

Mina, Olga Guljanskaja

sünnikuupäev: 22.01.1985

annan Tallinna Tehnikakõrgkoolile (edaspidi kõrgkool) tasuta loa (lihtlitsentsi) enda loodud teose Jõgeva Komandohoone vundamendi projekteerimine.

1. reprodutseerimiseks paberkandjal kõrgkooli raamatukogus avaldamise ja säilitamise eesmärgil;
2. elektroonseks avaldamiseks kõrgkooli repositooriumi kaudu;
3. kui lõputöö avaldamisele on instituudi direktori korraldusega kehtestatud tähtajaline piirang, lõputöö avaldada pärast piirangu lõppemist.

Olen teadlik, et nimetatud õigused jäävad alles ka autorile ja kinnitan, et:

1. lihtlitsentsi andmisega ei rikuta teiste isikute intellektuaalomandi ega isikuandmete kaitse seadusest tulenevaid ega muid õigusi;
2. PDF-failina esitatud töö vastab täielikult kirjalikult esitatud tööle.

Tallinnas,

/allkirjastatud digitaalselt/

LÕPUTÖÖ ÜLESANNE

Lõpetaja: **Olga Guljanskaja**
Õpperühm: **KHE2018**
Eriala: **Hoonete ehitus**
Lõputöö teema: **Jõgeva Komandohoone vundamendi projekteerimine**

Lähteandmed töö koostamiseks: Jõgeva Komandohoone arhitektuurne eelprojekt, geoloogia aruanne, maa-ala geodeetiline plaan.

Töö sisu, ülesehitus ja lahendamisele kuuluvate küsimuste loetelu:

Jõgeva Tähe tänav 27 projekteeritava Jõgeva Komandohoone vundamentide projekteerimine põhiprojekti staadiumis, sh konstruktsioonide koormuse arvutus ja vundamendi sidumine ülejäänud kandekonstruktsiooniga.

Seletuskirja ning graafilise materjali sisu ja maht:
Seletuskiri 40-60 lk ja graafiline osa 6-8 joonist

Lõputöö juhendaja: **Andres Kuningas**
(nimi)


18.02.2022
(allkiri) (kuupäev)

Lõpetaja: **Olga Guljanskaja**
(nimi)


18.02.2022
(allkiri) (kuupäev)

Kinnitaja: **Aivars Alt**
ehitusinstituudi direktor


18.02.2022
(allkiri) (kuupäev)

Lõputöö ülesanne antud: 18.02.2022

Lõputöö esitamise tähtaeg: 02.05.2022

SISUKORD

SISSEJUHATUS	8
1 HOONE ÜLDANDMED	9
1.1 Arhitektuuriline lahendus.....	9
1.1.1 Hoone kandekonstruktsioonide üldisloomustus	9
1.1.2 Konstruktsioonid ja materjalid	9
1.2 Asukoha kirjeldus.....	10
1.2.1 Maa-ala geotehnilised andmed	10
1.2.2 Maa-ala hüdrogeoloogilised andmed	12
2 ÜLDOSA	13
2.1 Kasutatud normdokumendid	13
3 KOORMUSED	14
3.1 Omakaalukoormused	14
3.1.1 Katuslagi	14
3.1.2 Vahelagi	15
3.1.3 Välissein.....	15
3.2 Kasuskoormused	16
3.3 Lumekoormus	16
3.3.1 Kohalikud mõjurid.....	17
3.4 Tuulekoormus	17
3.4.1 Tuulekoormus välisseintele ja postidele	18
3.4.2 Tuulekoormus katusele	19
3.5 Koormuskombinatsioonid.....	20
3.5.1 Kandepiirseisundi koormuskombinatsioonid	20
3.5.2 Kasutuspäärseisundi koormuskombinatsiooni.....	21
3.6 Koormused vundamendile	21
3.6.1 Postvundament teljel 1	21
3.6.2 Postvundament teljel 2	23
3.6.3 Lintvundament.....	24
4 KONSTRUKTSIOONIDE ARVUTUSED.....	26
4.1 Posti armatuuri dimensioneerimine.....	26
4.1.1 Post teljel 1	31
4.1.2 Postvundamendi ankrupoldid	34

4.2	Vundamendi arvutus.....	35
4.2.1	Abitegurid.....	35
4.2.2	Vundamendi kandevõime kontroll	37
4.2.3	Postvundamendi teljel 1 taldmiku mõõtmete määramine	37
4.2.4	Postvundamendi teljel 2 taldmiku mõõtmete määramine	38
4.2.5	Postvundamendi teljel 1 kandevõime kontroll	39
4.2.6	Postvundamendi teljel 2 kandevõime kontroll	41
4.2.7	Posti läbisurumine vundamendist.....	42
4.2.8	Posti teljel 1 läbisurumiskandevõime kontroll	44
4.2.9	Posti teljel 2 läbisurumiskandevõime kontroll	45
4.3	Lintvundamendi arvutus	46
4.3.1	Välisseina lintvundamendi suuruse määramine	46
4.3.2	Välisseina lintvundamendi kandevõime kontroll	47
4.3.3	Siseseina lintvundamendi suuruse määramine	47
4.3.4	Siseseina lintvundamendi kandevõime kontroll.....	48
5	VUNDAMENDI VAJUMI ARVUTUS.....	49
5.1.1	Summeerimismeetod.....	49
5.1.2	Vajumite ja vajumierimite piirväärtused.....	50
5.1.3	Postvundamendi teljel 1 vajumi arvutus	50
5.1.4	Lintvundamendi teljel 2 vajumi arvutus	51
5.1.5	Postvundamendi teljel 2 vajumi arvutus	52
6	VUNDAMENDI ARMATUURI ARVUTUS.....	53
6.1	Armatuuri dimensioneerimine	53
6.1.1	Paindearmatuur	53
6.1.2	Paindearmatuuri ankurdus.....	53
6.1.3	Pikiarmatuur	54
6.2	Postvundamendi teljel 1 taldmiku armatuur	54
6.2.1	Paindearmatuur	55
6.2.2	Paindearmatuuri ankurdus.....	55
6.3	Postvundamendi teljel 2 taldmiku armatuur	56
6.3.1	Paindearmatuur	56
6.3.2	Paindearmatuuri ankurdus.....	56
6.4	Välisseina lintvundamendi taldmiku armatuur	56
6.4.1	Paindearmatuur	57

6.4.2	Pikiarmatuur	57
6.4.3	Paindearmatuuri ankurdus.....	57
6.5	Siseseina lintvundamendi taldmiku armatuur.....	58
6.5.1	Paindearmatuur.....	58
6.5.2	Pikiarmatuur	58
6.5.3	Paindearmatuuri ankurdus.....	58
7	BETOONI KESKKONNAKLASS JA BETOONKAITSEKIHT	59
7.1	Keskkonnaklass	59
7.2	Betoonkaitsekiht.....	59
8	TSENTRILISELT SURUTUD TERASPOSTI JALG.....	61
8.1	Terasposti HEB240 posti jala arvutus	62
KOKKUVÕTE		64
SUMMARY		65
VIIDATUD ALLIKAD		66
GRAAFILINE OSA.....		67

SISSEJUHATUS

Käesoleva lõputöö eesmärgiks on lahendada Jõgeva komandohoone vundamentide projekteerimine, sealhulgas konstruktsioonide koormuste arvutus ja vundamendi sidumine ülejäänud kandekonstruktsiooniga. Lähteandmeteks on olemasolev eelprojekt ja geoloogiline uuring. Arhitektuurne ehitusprojekt on koostatud Kuu Arhitektide poolt.

Komandohoone on kahekorruseline, va päästetehnika garaaž, mis ulatub läbi kahe korruse, ristkülikukujulise põhiplaaniga hoone, mille gabariitmõõdud on 22x44 m ja kõrgus ca 8 m. Hoone vahe- ja katuslae õõnespaneelid toetuvad välisseinapaneelidele ja kandvatele õõnesbetoonplokkidest siseseintele.

Arvutatakse hoone kandekonstruktsioonidele mõjuvad koormused. Dimensioneerimisele kuuluvad post- ja lintvundamendi kandevõimed, raudbetoonposti ja vundamentide armeering ning terasposti alusplaadi kandevõime. Arvutatakse ka vundamentide vajumid ja võrreldakse omavahel piirdeformatsioone. Vundamentide kandevõime ja vajumite arvutamisel kasutatakse geotehnilises aruandes väljatoodud pinnase andmeid.

Hoone konsoolse osa koormusi ja selle alla jääva vundamendi kandevõimet antud lõputöös ei käsitleta.

Graafilise osa joonistel näidatakse koormuste skeemid, raudbetoonposti ja vundamentide armeering ning konstruktsioonide omavahelise ühendamise sõlmed.

1 HOONE ÜLDANDMED

1.1 Arhitektuuriline lahendus

Projekteeritav komandohoone on kompaktne ristkülikukujuline maht, mida väliselt liigendavad sissepääsude portaalid ning mis sisemuses jaguneb selgelt kolmeks erineva funktsiooniga alaks – Päästeameti puhtaks tsooniks, mustaks tsooniks ning poolavalike ruumide tsooniks. Tsoone eraldab hoone südamikus asuv trepikoda koos abiruumidega, mis on kõikidest hoone osadest hästi ligipääsetav ja tekitab hea korrustevahelise ühenduse.

Hoone on ilma keldrita, valdavalt kahekorruseline, päästetehnika garaaži osas ühekorruseline – läbi kahe korruse ulatuv ning lamekatusega.

Hoone välisarhitektuurse ilme juures on oluliseks detailiks betoonseinte vertikaalsooneline reljeefsus, mis saavutatakse spetsiaalsete matriitside abil.

1.1.1 Hoone kandekonstruktsioonide üldiseloostus

Komandohoone stabiilsus ja ruumiline jäikus tagatakse armeeritud ja täisbetoneeritud õõnes-betoonplokkidest või raudbetoonist sisemiste kandeseinte, raudbetoonkonstruktsioonis välisseinte, postide, talade ning monteeritavatest õõnespaneelidest vahe- ja katuslagede koostööna.

1.1.2 Konstruktsioonid ja materjalid

Hoone kõik välisseinad on planeeritud rajada monteeritavatest kolmekihilisest raudbetoon seinapaneelidest. Väliskoore paksus on 80 mm, millele lisandub kasutatava matriitsi muster. Seinapaneelide soojustuseks kasutatakse PIR-soojustusplaate paksusega 200 mm, mille soojuseriiktivus $\lambda \geq 0,022 \text{ W/mK}$. Sisekoore paksuseks on 150 mm või 200 mm.

Välisseinapaneelid toetuvad monoliitsele soklile. Seinapaneelid ühendatakse omavahel paneelide otstesse paigaldatud trossaasadega, liide sokli ning ülemiste seinapaneelidega teostatakse ankrutappidega, vuugid betoneeritakse betooniga.

Hoone sisemised kandeseinad on planeeritud rajada valdavalt armeeritud ja täisbetoneeritud õõnes-betoonplokkidest. Peasissepääsu konsoolse osa kohale jäävad siseseinad on planeeritud monteeritavatest raudbetoon seinapaneelidest.

Vahelagi ja katuslagi on valdavas osas planeeritud tehaselise valmistusega monteeritavatest raudbetoon õõnespaneelidest paksusega 220 mm, 265 mm ja 320 mm, kohati on vahelaed monoliitset raudbetoonist. Vahelaed toetatakse sise- ja väliskandeseintele ning monteeritavatele või monoliitsetele raudbetoonialadele. Õõnespaneelidest vahe- ja katuslaed armeeritakse täiendavalt ring- ja vuugisarrusega ning kõikide vuukide monolitiseerimisega moodustatakse vahelaest jäik horisontaaldiafragma, mis kannab horisontaalkoormused kandeseintele.

Kandvale vahelaele tehakse raudbetoonist ujuvpõrand, mis isoleeritakse kandvast vahelaest 30...50 mm paksuste pooljäikade mineraalvillaplaatidega. Ujuvpõrnad isoleeritakse ~20 mm laiuse vuugiga kõigist vertikaalkonstruktsioonidest.

Katus soojustatakse pealt EPS soojustusplaatidega. Kallete andmiseks kasutatakse kaldu lõigatud EPS soojustusplaate. Katuslae pealispind kaetakse kolmekordne SBS kattega.

Hoone on projekteeritud toetuma madalvundamentidele.

1.2 Asukoha kirjeldus

Geodeetiliselt uuritud ala asub Tähe tänava ja Jõgeva-Mustvee tee vahelisel rohumaal. Maapinna reljeef on tasane, nõrga langusega kagu poole. Maapinna absoluutkõrgused uuringupunktide kohtades jäävad vahemikku 75,2...76,1 m.

Normatiivne külmumissügavus piirkonnas on ca 1,40 meetrit.

1.2.1 Maa-ala geotehnilised andmed

Ala jääb voortevahelisele moreenitasandikule. Mulla all levivad liustikulise tekkega moreenid. Aluspõhjalised, Alam-Siluri Raikküla lademe lubjakivi ja dolomiidid lasuvad 5...5,5 m sügavusel.

Pinnase normsuurused on välja toodud tabelis (Tabel 1).

Tabel 1. Pinnaste normväärtused

Kihi nr.			1	2	3	4
Nimetus			Muld	Moreen	Moreen	Lubjakivi
Kaevetööde kategooria		SNiP IV-2-	9a	10b/ 10ž		
Füüsikalised omadused						
Mahukaal	γ	kN/m ³	16	19,4	20,2	22
Mahukaal (veeküllastunud)	γ_{SAT}	kN/m ³		21,9	22,4	
Poorsustegur	e			0,34	0,29	
Looduslik veesisaldus	W_N	%		13	11	
Voolavuspiir (GOST)	W_L	%		15	13	
Plastsuspiir (GOST)	W_P	%		11	10	
Nihketugevus						
Efektiivsisehõõrdenurk	φ'	°		33	36	
Efektiivnidusus	c'	kPa		5	5	
Deformatsiooniparameetrid						
Üld-deformatsiooni moodul	E_o	MPa		10	20	
Lubatud surve	q_u					600
Välikatsete tulemused						
Koonuse otsiku eritakistus	q_c	MPa		2,5	5,3	
Redutseeritud löökide arv	N_{20}				17	>50
Dünaamiline eritakistus	P_d	MPa			14	>40

Geotehnilised tingimused uuritud alal on rahuldavad. Alal levivad rahuldava kandevõimega moreenpinnased kogupaksusega 4,5...5 m. Moreeni all lasuvad aluspõhjalised lubjakivid ja dolomiidid. Hoone on võimalik rajada madalvundamendile.

Hoone rajamisel tuleb muld vundamendi süvendi alt eemaldada. Savimöllumoreen on külmakerkeohtlik pinnas. Vundamendi taldmik rajatakse külmumissügavusest sügavamale või kaitstakse külma eest. Savimöllumoreen on leondumisohtlik pinnas. Tuleb vältida vee seismist süvendis, kuna sellega kaasneb pinnase leondumine ja kandevõime tunduv halvenemine. Moreeni pinnale kogunenud vesi tuleb kaevikust võimalikult kiiresti eemaldada.

1.2.2 Maa-ala hüdrogeoloogilised andmed

Pinnasevee (ülavee) tase fikseeriti välitööde käigus puuraugus PA1 1,45 m sügavusel maapinnast, absoluutkõrgusel 74,05 m. Teistesse puuraukudesse vett ei kogunenud. Pinnasevesi paikneb moreeni liivakamates vahekihtides ja läätsedes ning sademeterohkel perioodil ja lumesulamise ajal võib moreeni pinnale ja savikamatele kihtidele koguneda ülavett.

Pidev põhjavee tase paikneb lubjakivides. Varasema uuringu puurimisandmete järgi on pidev veetase absoluutkõrgusel ca 69...70 m, maksimaalne veetase absoluutkõrgusel ca 72...73 m olles nõrgalt survealine.

Pinnasevee toitumine toimub sademetest ja on vabapindne. Looduslik vee äravool toimub reljeefi järgides lõuna poole, olles suhteliselt aeglane sõltuvalt maapinna väiksest kaldest.

2 ÜLDOSA

2.1 Kasutatud normdokumendid

Projekteerimisel on kasutatud järgmisi standardeid:

- EVS 932:2017 Ehitusprojekt;
- EVS-EN 1990:2002+NA:2002 Eurokoodeks: Ehituskonstruksioonide projekteerimise alused;
- EVS-EN 1991-1-1:2002+NA:2002 Eurokoodeks 1: Ehituskonstruksioonide koormused. Osa 1-1: Üldkoormused. Mahukaalud, omakaalud, hoonete kasuskoormused;
- EVS-EN 1991-1-3:2006+A1:2016+NA:2016 Eurokoodeks 1: Ehituskonstruksioonide koormused Osa 1-3: Üldkoormused. Lumekoormus;
- EVS-EN 1991-1-4:2005+NA:2007 Eurokoodeks 1: Ehituskonstruksioonide koormused. Osa 1-4: Üldkoormused. Tuulekoormus;
- EVS-EN 1992-1-1:2005+A1:2015+NA:2015 Eurokoodeks 2: Betoonkonstruktsioonide projekteerimine. Osa 1-1: Üldreeglid ja reeglid hoonetele;
- EVS-EN 1997-1:2005+A1:2013+NA:2014 Eurokoodeks 7: Geotehniline projekteerimine. Osa 1. Üldeeskirjad;
- EVS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014/NA:2015 Eurokoodeks 3: Teraskonstruksioonide projekteerimine. Osa 1-1: Üldreeglid ja reeglid hoonete projekteerimiseks.

3 KOORMUSED

3.1 Omakaalukoormused

Konstruksiooni omakaal saadakse konstruktsioonis olevate üksikute materjalide omakaalude summamana. Materjali omakaal on materjali paksuse ja mahukaalu korrutis. Omakaalukoormuse hulka loetakse peale konstruktsiooni omakaalu ka selle külge kinnitatud statsionaarsete seadmete kaal.

Materjalide mahukaalud on võetud EKK-st [1, p. 149] ja tootja kodulehel olevast tehnilisest informatsioonist.

3.1.1 Katuslagi

Katuslaekonstruktsioonis kasutatakse kolme erineva paksusega õõnespaneeli. Konstruktsiooni materjalid, mahukaalud ja omakaalud on välja toodud tabelites (Tabel 2, Tabel 3 ja Tabel 4).

Tabel 2. Katuslaekonstruktsioon, õõnespaneel 220 mm

Materjal	Paksus, m	Mahukaal, kN/m³	Omakaal, kN/m²
Päikesepaneelid			0,5
3xSBS katusekate			0,15
Tuulutussoonega soojustusplaat	0,03	1,3	0,04
Kalde EPS	0,15	0,6	0,09
EPS Silver 60	0,34	0,6	0,20
Õõnespaneel	0,22		3,1
Riputuskooormus			0,25
Kokku			4,33

Tabel 3. Katuslaekonstruktsioon, õõnespaneel 265 mm

Materjal	Paksus, m	Mahukaal, kN/m³	Omakaal, kN/m²
Päikesepaneelid			0,5
3xSBS katusekate			0,15
Tuulutussoonega soojustusplaat	0,03	1,3	0,04
Kalde EPS	0,15	0,6	0,09
EPS Silver 60	0,34	0,6	0,20
Õõnespaneel	0,265		3,6
Riputuskooormus			0,25
Kokku			4,83

Tabel 4. Katuslaekonstruktsioon, õõnespaneel 320 mm

Materjal	Paksus, m	Mahukaal, kN/m³	Omakaal, kN/m²
Päikesepaneelid			0,5
3xSBS katusekate			0,15
Tuulutussoonega soojustusplaat	0,03	1,3	0,04
Kalde EPS	0,15	0,6	0,09
EPS Silver 60	0,34	0,6	0,20
Õõnespaneel	0,32		4,0
Riputuskooormus			0,25
Kokku			5,23

3.1.2 Vahelagi

Vahelaekonstruktsioonis kasutatakse kahte erineva paksusega õõnespaneeli. Konstruktsiooni materjalid, mahukaalud ja omakaalud on välja toodud tabelites (Tabel 5, Tabel 6).

Tabel 5. Vahelaekonstruktsioon, õõnespaneel 265 mm

Materjal	Paksus, m	Mahukaal, kN/m³	Omakaal, kN/m²
Põrandaviimistlus			0,1
Soojustus	0,05	1,3	0,065
Raudbetoonplaat	0,07	25	1,75
Õõnespaneel	0,265		3,6
Riputuskooormus			0,25
Kokku			5,77

Tabel 6. Vahelaekonstruktsioon, õõnespaneel 320 mm

Materjal	Paksus, m	Mahukaal, kN/m³	Omakaal, kN/m²
Põrandaviimistlus			0,1
Soojustus	0,05	1,3	0,065
Raudbetoonplaat	0,07	25	1,75
Õõnespaneel	0,32		4,0
Riputuskooormus			0,25
Kokku			6,17

3.1.3 Välissein

Välisseinad on monteeritavatest kolmekihilisest raudbetoon seinapaneelidest. Välisseina-konstruktsiooni materjalid, mahukaalud ja omakaalud on välja toodud tabelis (Tabel 7).

Tabel 7. Välisseinakonstruksioon

Materjal	Paksus, m	Mahukaal, kN/m³	Omakaal, kN/m²
Raudbetoon	0,08	25	2,0
Soojustus	0,20	0,6	0,12
Raudbetoon	0,15	25	3,75
Kokku			5,87

3.2 Kasuskoormused

Komandohoone ruumid on rühmitatud funktsioonide järgi järgmistesse klassidesse [1, p. 186]:

- C1 – laudadega ruumid: siia on liigitatud esimese ja teise korruse kontoriruumid, õppeklass, puhketoad ning riietus- ja pesuruumid;
- C2 – statsionaarsete istmetega ruumid – siia on liigitatud ventilatsiooniseadmete ruum;
- C4 – ruumid füüsilise tegevuse jaoks – siia on liigitatud jõusaal;
- H – katused.

Ruumide põrandate ja katuse kasuskoormused on järgmised [1, p. 187]:

- C1: $q_k=3,0 \text{ kN/m}^2$;
- C2: $q_k=4,0 \text{ kN/m}^2$;
- C4: $q_k=5,0 \text{ kN/m}^2$;
- H: $q_k=1,0 \text{ kN/m}^2$.

Kasuskoormused on näidatud vahelae joonistel (Joonis 3, Joonis 4, graaafiline osa).

3.3 Lumekoormus

Hoone katuse lumekoormuse normsuurus määratakse valemiga [1, p. 189]:

$$s = \mu_1 \cdot s_k, \quad (1)$$

kus μ_1 – katuse kujutegur,

s_k – lumekoormus normsuurus maapinnal, kN/m^2 .

Lumekoormuse normsuurus maapinnal s_k määratakse lumekoormuse kaardilt. Jõgeva normatiivne lumekoormus on $1,25 \text{ kN/m}^2$. [1, p. 189]

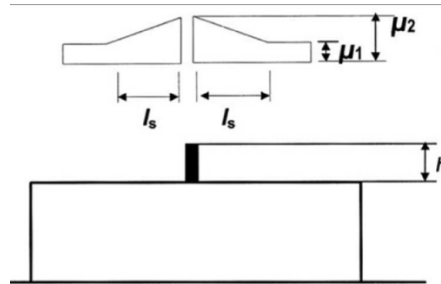
Lamekatuse katuse kujutegur, kui katusekaldenurk on $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$, on $\mu_1 = 0,8$ [1, p. 190].

Vastavalt lõputöö lähteandmetele leitakse valemiga (1) hoone katusele mõjuv lumekoormus:

$$s = 0,8 \cdot 1,25 = 1,0 \text{ kN/m}^2$$

3.3.1 Kohalikud mõjurid

Kuna hoone katusele on projekteeritud päikesepaneelid, siis tuleb hinnata tuule mõjul põhjustatud hangete tekkimist.



Joonis 1. Kujutegurid katuse eendite kõrval [1, p. 191]

Kujutegur $\mu_1 = 0,8$ ja μ_2 arvutatakse valemiga [1, p. 191]:

$$\mu_2 = \frac{\gamma \cdot h}{s_k}, \quad (2)$$

kus γ – lume puistemahukaal, $\gamma = 2 \text{ kN/m}^3$,

h – takistuse kõrgus, m,

s_k – normatiivne lumekoormus maapinnal, kN/m^2 .

Vastavalt lõputöö lähteandmetele leitakse valemiga (2) katuse kujutegur:

$$\mu_2 = \frac{2 \cdot 0,5}{1,25} = 0,8$$

Kuna $\mu_1 = \mu_2$, siis lume kuhjumist ei teki.

3.4 Tuulekoormus

Tuulekoormuse arvutamiseks tuleb määrata maastikutüüp. Vastavalt EKK-le ja hoone asukohale on tuulekoormuse arvutamiseks valitud maastikutüüp II (piirkond madala rohutaolise taimestikuga ning üksikute isoleeritud takistustega (puud, hooned), mille vahekaugus on vähemalt 20-kordne takistuse kõrgus) [1, p. 193].

Konstruksiooni välispindadele mõjuv tuulerõhk arvutatakse valemiga [1, p. 192]:

$$w_e = q_p(z) \cdot c_{pe}, \quad (3)$$

kus $q_p(z)$ – tuule kiirusrõhk, N/m²,

c_{pe} – välisrõhu tegur.

Konstruksiooni sisepindadele mõjuv tuulerõhk arvutatakse valemiga [1, p. 192]:

$$w_i = q_p(z) \cdot c_{pi}, \quad (4)$$

kus c_{pi} – siserõhu tegur.

Kui avad on hoone tahkudel ühtlaselt jaotunud, võib siserõhu teguri c_{pi} ekstreemväärtusena kasutada +0,2 või -0,3, valides kõige ebasoodsama väärtuse.

Netorõhk konstruksioonelementidele arvutatakse valemiga:

$$w_{neto} = w_e - w_i = (c_{pe} - c_{pi}) \cdot q_p, \quad (5)$$

kus w_e – välispindadele mõjuv tuulerõhk, N/m²,

w_i – sisepindadele mõjuv tuulerõhk, N/m².

Hoonele mõjuv kiirusrõhk leitakse valemiga [1, p. 193]:

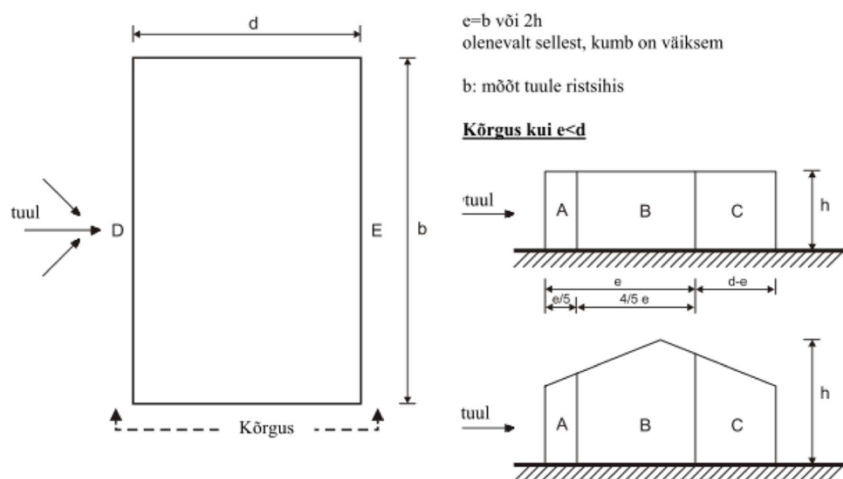
$$q_p(z) = 9,96 \cdot \ln^2 \frac{z}{0,05} + 69,75 \cdot \ln \frac{z}{0,05}, \quad (6)$$

kus z – arvutuskõrgus, m.

Vastavalt lõputöö lähteandmetele leitakse valemiga (6) hoonele mõjuv tipptuulekiirus:

$$q_p = 9,96 \cdot \ln^2 \frac{7,885}{0,05} + 69,75 \cdot \ln \frac{7,885}{0,05} = 0,608 \text{ kN/m}^2$$

3.4.1 Tuulekoormus välisseintele ja postidele



Joonis 2. Ristkülikpõhiplaaniga hoone püstseinte koormustsoonid [1, p. 196]

Ristkülikukujulise põhiplaaniga hoone seintele mõjuvad tuulerõhu tegurid on järgmised [1, p. 196]:

- Tsoon A: $c_{pe} = -1,2$;
- Tsoon B: $c_{pe} = -0,8$;
- Tsoon C: $c_{pe} = -0,5$.

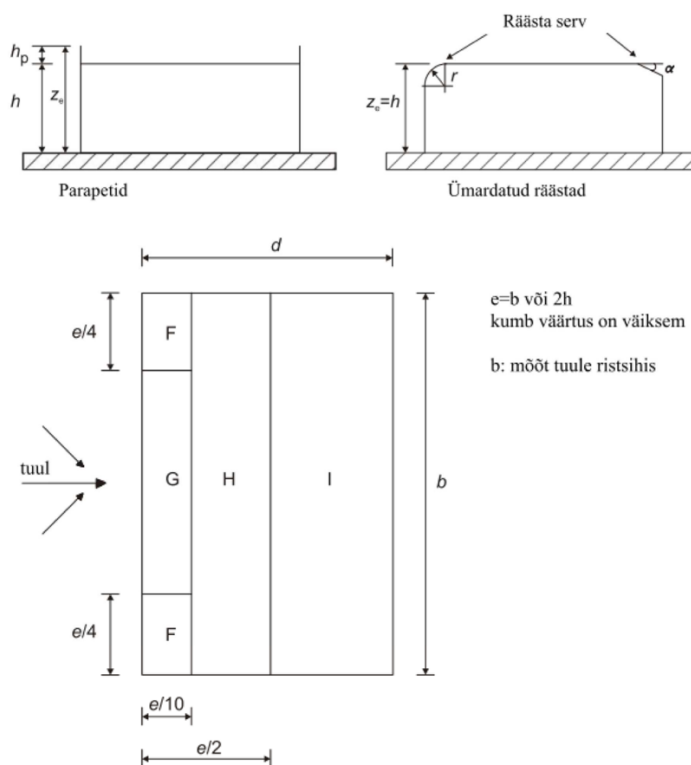
Tsoonide D ja E tuulerõhu tegurid leitakse interpoleerimise teel:

- Tsoon D: $c_{pe} = 0,714$;
- Tsoon E: $c_{pe} = -0,328$.

Vastavalt lõputöö lähteandmetele leitakse valemiga (5) hoone seintele ja postidele mõjuv tuulekoormus:

- Tsoon A: $w_{neto} = (-1,2 - 0,2) \cdot 0,608 = -0,851 \text{ kN/m}^2$;
- Tsoon B: $w_{neto} = (-0,8 - 0,2) \cdot 0,608 = -0,608 \text{ kN/m}^2$;
- Tsoon C: $w_{neto} = (-0,5 - 0,2) \cdot 0,608 = -0,426 \text{ kN/m}^2$;
- Tsoon D: $w_{neto} = (0,714 - (-0,3)) \cdot 0,608 = 0,617 \text{ kN/m}^2$;
- Tsoon E: $w_{neto} = (-0,328 - 0,2) \cdot 0,608 = -0,321 \text{ kN/m}^2$.

3.4.2 Tuulekoormus katusele



Joonis 3. Lamekatuse koormustsoonid [1, p. 197]

Lamekatusega (kalle alla 5°) hoone katusele mõjuvad tuulerõhu tegurid on järgmised [1, p. 197]:

- Tsoon H: $c_{pe} = -0,7$;
- Tsoon I: $c_{pe} = \pm 0,2$.

Tsoonide G ja F tuulerõhu tegurid leitakse interpoleerimise teel:

- Tsoon G: $c_{pe} = -1,050$;
- Tsoon F: $c_{pe} = -1,302$.

Vastavalt lõputöö lähteandmetele leitakse valemiga (5) hoone katusele mõjuv tuulekoormus:

- Tsoon H: $w_{neto} = (-0,7 - 0,2) \cdot 0,608 = -0,547 \text{ kN/m}^2$;
- Tsoon I: $w_{neto} = (0,2 - (-0,3)) \cdot 0,608 = 0,304 \text{ kN/m}^2$;
- Tsoon G: $w_{neto} = (-1,050 - 0,2) \cdot 0,608 = -0,760 \text{ kN/m}^2$;
- Tsoon F: $w_{neto} = (-1,302 - 0,2) \cdot 0,608 = -0,913 \text{ kN/m}^2$.

3.5 Koormuskombinatsioonid

Iga kriitilise koormusjuhtumi jaoks tuleb koormuste arvsuuruse määramiseks kombineerida mõjuvate koormuste väärtused, kus üks muutuvkoormustest peaks olema domineeriv.

3.5.1 Kandepiirseisundi koormuskombinatsioonid

Alalise või ajutise arvutusolukorra koormuskombinatsiooni üldvalem (põhikombinatsioon) on [1, p. 181]:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}, \quad (7)$$

kus $\gamma_{G,j}$ ja $\sum$ – koormuse samaaegselt mõjumine ühes kombinatsioonis,

γ_G – alalise koormuse osavarutegur (1,2),

γ_Q – muutuvkoormuse osavarutegur (1,5),

G_k – normatiivne alaline koormus,

$Q_{k,1}$ – normatiivne domineeriv muutuvkoormus,

$Q_{k,i}$ – normatiivne muu muutuvkoormus,

ψ_0 – koormuse kombinatsioonitegur.

3.5.2 Kasutuspiirseisundi koormuskombinatsiooni

Kasutuspiirseisundi normkoormuskombinatsiooni üldvalem on [1, p. 181]:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}, \quad (8)$$

kus $\sum$ – koormuse samaaegselt mõjumine ühes kombinatsioonis,

G_k – normatiivne alaline koormus,

$Q_{k,1}$ – normatiivne domineeriv muutuvkoormus,

$Q_{k,i}$ – normatiivne muu muutuvkoormus,

ψ_0 – koormuse kombinatsioonitegurid.

3.6 Koormused vundamendile

3.6.1 Postvundament teljel 1

Koormused teljel 1 asuva posti peale:

$$G_{k,katus} = 5,23 \cdot 5,03 \cdot 6,6 = 173,63 \text{ kN}$$

$$G_{k,tala} = 0,4 \cdot 0,4 \cdot 5,03 \cdot 25 = 20,12 \text{ kN}$$

$$G_{k,posti\ peale} = G_{k,katus} + G_{k,tala} = 173,63 + 20,12 = 193,75 \text{ kN}$$

$$S_{k,lumi} = 1,0 \cdot 5,03 \cdot 6,6 = 33,20 \text{ kN}$$

$$w_{k,tuul,l} = 0,304 \cdot 5,03 \cdot 6,6 = 10,09 \text{ kN}$$

Koormus postile külje pealt, seina tsooni D järgi:

$$w_{k,tuul,D} = 0,617 \cdot 6,39 = 3,94 \text{ kN/m}$$

Maksimaalne põikjõud ja vastav põikkoormus (domineeriv lumi):

$$N_{sd} = 193,75 \cdot 1,2 + 33,20 \cdot 1,5 + 10,09 \cdot 1,5 \cdot 0,6 = 291,37 \text{ kN}$$

$$w_d = 3,94 \cdot 1,5 \cdot 0,6 = 3,55 \text{ kN/m}$$

Maksimaalne põikkoormus ja vastav maksimaalne põikjõud (domineeriv tuul):

$$N_{sd} = 193,75 \cdot 1,2 + 33,20 \cdot 1,5 \cdot 0,5 + 10,09 \cdot 1,5 = 272,53 \text{ kN}$$

$$w_d = 3,94 \cdot 1,5 = 5,91 \text{ kN/m}$$

Koormused postvundamendile:

$$G_{k,post} = 0,4 \cdot 0,4 \cdot 7,39 \cdot 25 = 29,56 \text{ kN}$$

$$G_{k,paneel} = (5,03 \cdot 3,285 + 0,58 \cdot 4,6) \cdot 5,87 = 112,65 \text{ kN}$$

$$G_k = 193,75 + 29,56 + 112,65 = 335,96 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} = 335,96 \cdot 1,2 = 403,15 \text{ kN}$$

$$N_{Sd} = 403,15 + 10,09 \cdot 1,5 = 418,29 \text{ kN}$$

Toereaktsioonid ja toemoment leitakse valemimitega [1, p. 58]:

$$R_1 = \frac{qa^2}{2L} - \frac{M}{L}, \quad (9)$$

$$R_2 = qa - R_1, \quad (10)$$

$$M = -\frac{qa^2(2 - \xi^2)}{8}, \quad (11)$$

$$a = \xi L, \quad (12)$$

kus	q	– koormus, kN/m,
	a	– koormuse mõjumise pikkus, m,
	M	– toemoment, kNm,
	L	– pikkus, m.

Posti teljel 1 toereaktsioonid ja toemoment vastavalt valemitele (9), (10), (11) ja (12) on:

$$\xi = \frac{a}{L} = \frac{6,39}{7,39} = 0,8647$$

$$M = -\frac{5,91 \cdot 6,39^2 \cdot (2 - 0,8647^2)}{8} = -37,76 \text{ kNm}$$

$$R_1 = \frac{5,91 \cdot 6,39^2}{2 \cdot 7,39} - \frac{(-37,78)}{7,39} = 21,44 \text{ kN}$$

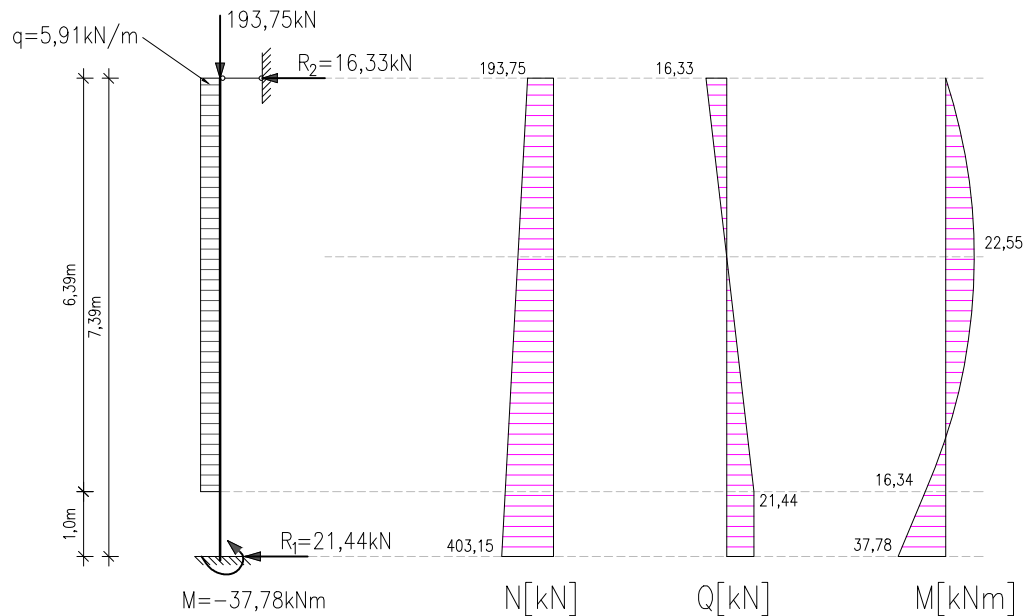
$$R_2 = 5,91 \cdot 6,39 - 21,44 = 16,33 \text{ kN}$$

$$L_1 = 1,0 \text{ m}$$

$$L_2 = \frac{R_2}{q} = \frac{16,22}{5,91} = 2,76 \text{ m}$$

$$M_{1,0} = M - R_1 \cdot L_1 = 37,76 - 21,44 \cdot 1,0 = 16,34 \text{ kNm}$$

$$M_{2,76} = R_2 \cdot L_2 - \frac{qL_2^2}{2} = 16,33 \cdot 2,76 - \frac{5,91 \cdot 2,76^2}{2} = 22,55 \text{ kNm}$$



Joonis 4. Posti toereaktsioonid ja sisejõudude epüürid

3.6.2 Postvundament teljel 2

Koormus postile katuselt ja talalt on leitud programmiga Autodesk Robot Structural Analysis ja on

$$P_{k,katus,tala} = 405,66 \text{ kN ja } P_{d,katus,tala} = 505,67 \text{ kN.}$$

Posti HEB240 omakaal on:

$$P_{k,HBE240} = 0,832 \cdot 5,9 = 4,91 \text{ kN}$$

$$P_{d,HBE240} = 4,91 \cdot 1,2 = 5,89 \text{ kN}$$

HQ-tala omakaal on:

$$p_{k,HQ} = 1,28 \text{ kN/m}$$

$$p_{d,HQ} = 1,28 \cdot 1,2 = 1,536 \text{ kN/m}$$

Vahelae koormus on:

$$p_{k,vahepagi} = \frac{5,77 \cdot (6,04 + 4,54)}{2} + \frac{3,0 \cdot (6,04 + 4,54)}{2} = 46,37 \text{ kN/m}$$

$$p_{p,vahepagi} = \frac{5,77 \cdot (6,04 + 4,54)}{2} \cdot 1,2 + \frac{3,0 \cdot (6,04 + 4,54)}{2} \cdot 1,5 = 60,40 \text{ kN/m}$$

Koormus postile HQ-talalt ja vahelaelt on:

$$P_{k,postile} = \frac{46,27 \cdot 8,1}{2} + \frac{1,28 \cdot 8,1}{2} = 193,02 \text{ kN}$$

$$P_{d,postile} = \frac{60,40 \cdot 8,1}{2} + \frac{1,536 \cdot 8,1}{2} = 252,46 \text{ kN}$$

Koormus postvundamendile on:

$$P_k = 405,66 + 4,91 + 193,02 = 603,59 \text{ kN}$$

$$P_d = 505,67 + 5,89 + 252,46 = 764,02 \text{ kN}$$

3.6.3 Lintvundament

Koormus lintvundamendile teljel A on:

$$p_k = \frac{(4,33 + 5,77) \cdot 4,395}{2} + 5,87 \cdot 8,285 + \frac{(1,0 + 3,0) \cdot 4,395}{2} = 79,61 \text{ kN/m}$$

$$p_d = \frac{(4,33 + 5,77) \cdot 4,395}{2} \cdot 1,2 + 5,87 \cdot 8,285 \cdot 1,2 + \frac{(1,0 + 3,0) \cdot 4,395}{2} \cdot 1,5 = 98,17 \text{ kN/m}$$

Koormus lintvundamendile teljel 4 vasakult poolt on:

$$p_k = \frac{4,83 \cdot 8,1}{2} + 5,77 \cdot 2,4 + 5,87 \cdot 8,285 + \frac{1,0 \cdot 8,1}{2} + 3,0 \cdot 2,4 = 93,29 \text{ kN/m}$$

$$p_d = \left(\frac{4,83 \cdot 8,1}{2} + 5,77 \cdot 2,4 + 5,87 \cdot 8,285 \right) \cdot 1,2 + \left(\frac{1,0 \cdot 8,1}{2} + 3,0 \cdot 2,4 \right) \cdot 1,5 = 115,33 \text{ kN/m}$$

Koormus lintvundamendile teljel 4 paremalt poolt on:

$$p_k = \frac{(4,83 + 5,77) \cdot 8,1}{2} + 5,87 \cdot 8,285 + \frac{(1,0 + 5,0) \cdot 8,1}{2} = 115,85 \text{ kN/m}$$

$$p_d = \frac{(4,83 + 5,77) \cdot 8,1}{2} \cdot 1,2 + 5,87 \cdot 8,285 \cdot 1,2 + \frac{(1,0 + 5,0) \cdot 8,1}{2} \cdot 1,5 = 146,32 \text{ kN/m}$$

Koormus lintvundamendile teljel E telgede 4 ja 2 vahel on:

$$p_k = (5,23 - 4,0) \cdot 2,4 + \frac{6,0 \cdot 8,1}{2} + 5,87 \cdot 8,285 + 1,0 \cdot 2,4 + \frac{4,0 \cdot 8,1}{2} = 94,49 \text{ kN/m}$$

$$p_d = \left((5,23 - 4,0) \cdot 2,4 + \frac{6,0 \cdot 8,1}{2} + 5,87 \cdot 8,285 \right) \cdot 1,2 + \left(1,0 \cdot 2,4 + \frac{4,0 \cdot 8,1}{2} \right) \cdot 1,5 =$$

$$= 118,97 \text{ kN/m}$$

Koormus lintvundamendile teljel E telgede 2 ja 1 vahel on:

$$p_k = (5,23 - 4,0) \cdot 2,4 + 5,87 \cdot 8,285 + 1,0 \cdot 2,4 = 53,99 \text{ kN/m}$$

$$p_d = (5,23 - 4,0) \cdot 2,4 \cdot 1,2 + 5,87 \cdot 8,285 \cdot 1,2 + 1,0 \cdot 2,4 \cdot 1,5 = 65,51 \text{ kN/m}$$

Koormus lintvundamendile teljel 2 on:

$$p_k = \frac{4,83 \cdot 8,1}{2} + \frac{5,23 \cdot 13,2}{2} + 0,24 \cdot 25 \cdot 7,0 + \frac{1,0 \cdot (8,1 + 13,2)}{2} = 106,76 \text{ kN/m}$$

$$p_d = \left(\frac{4,83 \cdot 8,1}{2} + \frac{5,23 \cdot 13,2}{2} + 0,24 \cdot 25 \cdot 7,0 \right) \cdot 1,2 + \left(\frac{1,0 \cdot (8,1 + 13,2)}{2} \right) \cdot 1,5 =$$

$$= 131,31 \text{ kN/m}$$

Koormused katusele, vahelaele ja vundamentidele on välja toodud joonistel (Joonis 3, Joonis 4, Joonis 5, graafiline osa).

4 KONSTRUKTSIOONIDE ARVUTUSED

4.1 Posti armatuuri dimensioneerimine

Pikiarmatuuri diameeter peaks olema vähemalt 12 mm. Pikiarmatuuri kogupindala ei tohiks olla väikem kui [1, p. 295]:

$$A_{s,min} = \frac{0,10N_{Ed}}{f_{yd}} \text{ või } A_{s,min} = 0,002A_c, \quad (13)$$

kus N_{Ed} – arvutuslik pikijõud, kN,
 f_{yd} – armatuuri arvutustugevus, N/mm²,
 A_c – betooni ristlõikepindala, mm².

Posti arvutuspikkus on [1, p. 305]:

$$l_0 = \beta l, \quad (14)$$

kus β – posti otsa kinnitusviisist ja paigutusest sõltuv tegur,
 l – posti tegelik pikkus, m.

Konstruksioonihälve on [1, p. 304]:

$$\theta_i = \theta_0 \alpha_h \alpha_m, \quad (15)$$

kus θ_0 – hälbe baasväärtus,
 α_m – eraldiseisvatel elementide $\alpha_m = 1$.

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}}, \quad (16)$$

kus l – posti tegelik pikkus ja $2/3 \leq \alpha_h \leq 1$.

Hälbe baasväärtus on [1, p. 304]:

$$\theta_0 = \frac{1}{200} = 0,005$$

Geomeetriliste konstruktsioonihälvete tulemit võib arvesse võtta ekstsentrilisusena [1, p. 304]:

$$e_i = \frac{\theta_i l_0}{2} \quad (17)$$

Pikijõu ekstsentrilisuus ristlõike peatelje suhtes ehk esimest järku ekstsentrilisuus [1, p. 308]:

$$e_0 = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}}, \quad (18)$$

kus M_{Ed} – arvutuslik paindemoment, kNm,
 N_{Ed} – arvutuslik pikijõud, kN.

Eraldiseisva elemendi teist järku koormustulemeid võib eirata, kui elemendi saledus on [1, p. 307]:

$$\lambda \leq \lambda_{lim}, \quad (19)$$

kus λ – elemendi saledus,
 λ_{lim} – elemendi piirsaledus.

Eraldiseisva elemendi saledus on [1, p. 305]:

$$\lambda = \frac{l_0}{i}, \quad (20)$$

kus i – elemendi pragunemata betoonristlõike inertsiraadius.

Piirsaledus arvutatakse valemiga [1, p. 307]:

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C \frac{1}{\sqrt{n}}, \quad (21)$$

kus A – tegur, võib võtta $A=0,7$,
 B – tegur, võib võtta $B=1,1$,
 C – tegur, võib võtta $C=0,7$,
 n – pikijõu tegur.

Pikijõu tegur arvutatakse valemiga [1, p. 307]:

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}}, \quad (22)$$

kus N_{Ed} – arvutuslik pikijõud, kN,
 f_{cd} – betooni arvutussurveugevus, N/mm²,
 A_c – betooni ristlõikepindala, mm².

Kui $\lambda > \lambda_{lim}$, siis tuleb arvesse võtta teist järku ekstsentrilisus. Teist järku ekstsentrilisus arvutatakse valemiga [1, p. 308]:

$$e_2 = \frac{1}{r} \cdot \frac{l_0^2}{c}, \quad (23)$$

kus $1/r$ – elemendi telje kõverus kriitilises lõikes,
 c – kõveruse jaotusest olenev tegur, võib võtta $c = 10$.

Konstantse sümmeetrilise ristlõikega (sh konstantse armeeringuga) elemendi korral võib kasutada valemit (24) [1, p. 309]:

$$\frac{1}{r} = K_r K_\varphi \frac{1}{r_0}, \quad (24)$$

$$\frac{1}{r_0} = \frac{\varepsilon_{yd}}{0,45d}, \quad (25)$$

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s}, \quad (26)$$

kus f_{yd} – armatuuri arvutustugevus, N/mm²,
 d – kasuskõrgus, mm,
 E_s – armatuurterase arvutuslik elastsusmoodul, N/mm².

Normaaljõust oleneva parandusteguri K_r väärtuseks tuleks võtta [1, p. 309]:

$$K_r = \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}}, \quad (27)$$

$$n_u = 1 + \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}}, \quad (28)$$

kus n – pikijõu tegur,
 n_{bal} – maksimaalsele paindekandevõimele vastav n väärtus, võib võtta $n_{bal} = 0,4$,
 A_s – armatuuri kogu ristlõikepindala, mm²,
 A_c – betoonristlõike pindala, mm².

Roome mõju arvesse võttev tegur K_φ on [1, p. 309]:

$$K_\varphi = 1 + \beta \varphi_{ef} \geq 1, \quad (29)$$

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

kus φ_{ef} – tegelik roometegur.

Lihtsustatult võib koormuse kestust arvesse võtta tegeliku roometeguriga φ_{ef} [1, p. 307]:

$$\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_o) \frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}}, \quad (31)$$

kus $\varphi(\infty, t_o)$ – lõplik roometegur.

Olgu kogu postile mõjuv koormus alaline koormus, st kasutuspiirseisundi tõenäolises koormuskombinatsioonis mõjuva arvutusliku paindemomendi M_{0Eqp} ja kandepiirseisundi koormuskombinatsioonis mõjuva arvutusliku paindemomendi M_{0Ed} suhe võrdne alalise koormuse osavaruteguri pöördväärtusega:

$$\frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}} = \frac{1}{\gamma_G} = \frac{1}{1,2} = 0,833$$

Elemendi üldine ekstsentrilisus on [1, p. 308]:

$$e_{tot} = e_0 + e_i + e_2 \quad (32)$$

Arvutuslik paindemoment ristlõikes on [1, p. 321]:

$$M_{Ed} = N_{Ed} e_{tot} \quad (33)$$

Ristkülikulise ristlõike pikijõu ekstsentrilisuseks armatuuri A_{s1} raskuskeskme suhtes võib võtta [1, p. 321]:

$$e = e_{tot} + d_1 - 0,5h \quad (34)$$

Koormusest põhjustatud moment sama telje suhtes on:

$$(Ne)_{Ed} = N_{Ed} \cdot e \quad (35)$$

Tugevustingimus on [2, p. 245]:

$$(Ne)_{Ed} \leq (Ne)_{Rd} = \eta f_{cd} b y (d_1 - 0,5y) + \sigma_{s2} A_s (d_1 - d_2), \quad (36)$$

kus A_s – armatuurvarraste ristlõikepindala, mm²,

σ_{s2} – armatuuri pinges, N/mm²,

d_2 – kasuskõrgus, mm.

$$y = 0,8x \quad (37)$$

Kui $x < \xi_{c2}d_2$, siis survetsooni täpsustatud kõrgus on [1, p. 323]:

$$x = \xi d_1 \quad (38)$$

$$\xi = \lambda_1 + \sqrt{\lambda_1^2 + \lambda_2} \quad (39)$$

$$\lambda_1 = 0,625(\alpha_n + \alpha_s - \alpha_{sc,u}) \quad (40)$$

$$\lambda_2 = 1,25\alpha_{sc,u}\delta_d \quad (41)$$

$$\alpha_n = \frac{N_{Ed}}{f_{cd}bd_1} \quad (42)$$

$$\alpha_s = \frac{f_{yd}\rho}{f_{cd}} \quad (43)$$

$$\alpha_{sc,u} = \frac{\sigma_{sc,u}\rho}{f_{cd}} \quad (44)$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd_1} \quad (45)$$

$$\delta_d = \frac{d_2}{d_1} \quad (46)$$

Armatuuri pinget määratakse valemiga [1, p. 323]:

$$\sigma_{s2} = \sigma_{sc,u}\left(1 - \frac{d_2}{x}\right), \quad (47)$$

kus $\sigma_{sc,u}$ – betooni piirsurveformatsioon, N/mm²,
 x – survetsooni kõrgus.

Survetsooni esialgne kõrgus määratakse valemiga [2, p. 245]:

$$x = \frac{N_{Ed}}{\lambda\eta f_{cd}b}, \quad (48)$$

kus N_{Ed} – arvutuslik pikijõud, kN,
 λ – survetsooni arvutuskõrguse tegur, $\lambda = 0,8$,
 η – survetsooni efektiivsuse tegur, $\eta = 1$,
 f_{cd} – betooni arvutussurveugevus, N/mm²,
 b – posti laius, mm.

Põikarmatuuri (rangid) läbimõõt peaks olema vähemalt 6 mm. Põikarmatuuri samm piki posti ei tohiks olla suurem kui 20-kordne pikivarda minimaalne diameeter. Suurimat lubatud sammu tuleb korrutada teguriga 0,6 tala või plaadi peal ja all paiknevas postiosades, mille pikkus on võrdne posti ristlõike suurema mõõtmega. [2, p. 529]

4.1.1 Post teljel 1

Postis kasutatava betooni omadused on järgmised:

- tugevusklass C30/37;
- normsurvetugevus $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$;
- arvutussurvetugevus $f_{cd} = 20 \text{ N/mm}^2$;

Postis kasutatava armatuurterase omadused on järgmised:

- armatuuri klass B500B;
- normtugevus $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$;
- arvutustugevus $f_{yd} = 435 \text{ N/mm}^2$.

Armatuuri B500B survetsooni suhtelised piirkõrgused, tegurid ja pinge [1, p. 315] on järgmised:

- $\xi_c = 0,617$;
- $\xi_{c2} = 2,639$;
- $\omega_c = 0,493$;
- $\mu_c = 0,372$;
- $\sigma_{sc,u} = 700 \text{ N/mm}^2$.

Pikiarmatuuri minimaalne ristlõikepindala vastavalt valemile (13) on:

$$A_{s,min} = \frac{0,10 \cdot 403,15}{435} = 93 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = 0,002 \cdot 400 \cdot 400 = 320 \text{ mm}^2$$

Armatuuriks valitakse 2xØ16 mm, $A_s=402 \text{ mm}^2$.

Posti arvutuspikkus vastavalt valemile (14) on:

$$l_0 = 0,7 \cdot 7,39 = 5,18 \text{ m}$$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{5,18}} = 0,879 \text{ m}$$

Konstruksioonihälve vastavalt valemile (15) on:

$$\theta_i = 0,005 \cdot 0,879 \cdot 1 = 0,0044 \text{ m}$$

$$e_i = \frac{0,0044 \cdot 5,18}{2} = 0,0114 \text{ m}$$

Esimest järku ekstsentrilisus vastavalt valemile (18) on:

$$e_0 = \frac{37,78}{403,13} = 0,0937 \text{ m}$$

Posti saledus vastavalt valemile (20) on:

$$\lambda = \frac{5,18}{0,1155} = 44,8$$

Inertsiraadius on [1, p. 26]:

$$i = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{400}{\sqrt{12}} = 0,1155 \text{ m}$$

Pikijõu tegur vastavalt valemile (22) on:

$$n = \frac{403,13}{400^2 \cdot 20} = 0,126$$

Piirsaledus vastavalt valemile (21) on:

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 0,7 \cdot \frac{1}{\sqrt{0,126}} = 30,37$$

Kuna $\lambda = 44,8 > \lambda_{lim} = 30,37$, siis tuleb võtta arvesse teist järku ekstsentrilisus:

$$\varepsilon_{yd} = \frac{435}{2 \cdot 10^5} = 0,0022$$

$$\frac{1}{r_0} = \frac{0,0022}{0,45 \cdot 345} = 0,014$$

$$n_u = 1 + \frac{402 \cdot 402 \cdot 435}{400 \cdot 400 \cdot 20} = 1,109$$

Normaaljõust oleneva parandusteguri K_r vastavalt valemile (27) on:

$$K_r = \frac{1,109 - 0,126}{1,109 - 0,4} = 1,386$$

Lõplik roometegur vastavalt graafikule [1, p. 267] on $\varphi(\infty, t_o)=2$.

Tegelik roometegur vastavalt valemile (31) on:

$$\varphi_{ef} = 2 \cdot 0,833 = 1,666$$

$$\beta = 0,35 + \frac{30}{200} - \frac{44,8}{150} = 0,201$$

Roome mõju arvesse võttes tegur K_φ vastavalt valemile (29) on:

$$K_\varphi = 1 + 0,201 \cdot 1,666 = 1,335 > 1$$

$$\frac{1}{r} = 1,386 \cdot 1,335 \cdot 0,014 = 0,0259$$

Teist järku ekstsentrilisus vastavalt valemile (23) on:

$$e_2 = 0,0259 \cdot \frac{5,18^2}{10} = 0,07 \text{ m}$$

Elemendi üldine ekstsentrilisus vastavalt valemile (32) on:

$$e_{tot} = 0,094 + 0,0114 + 0,07 = 0,18 \text{ m}$$

Arvutuslik paindemoment ristlõikes vastavalt valemile (33) on:

$$M_{Ed} = 403,15 \cdot 0,18 = 72,61 \text{ kNm}$$

Ristkülikukujulise ristlõike pikijõu ekstsentrilisuseks armatuuri A_{s1} raskuskeskme suhtes vastavalt valemile (34) on:

$$e = 0,18 + 0,345 - 0,5 \cdot 0,4 = 0,325 \text{ m}$$

Koormusest põhjustatud moment sama telje suhtes vastavalt valemile (35) on:

$$(Ne)_{Ed} = 403,15 \cdot 0,325 = 131,06 \text{ kNm}$$

Survetsooni esialgne kõrgus vastavalt valemile (48) on:

$$x = \frac{403,15 \cdot 10^3}{0,8 \cdot 1 \cdot 20 \cdot 400} = 63,0 \text{ mm}$$

Kui survetsooni kõrgus jääb vahemikku [1, p. 323] $x < \xi_{c2} d_2 = 2,639 \cdot 55 = 145 \text{ mm}$, siis lõplik survetsooni kõrgus on:

$$\delta_d = \frac{55}{345} = 0,159$$

$$\rho = \frac{402}{400 \cdot 345} = 0,003$$

$$\alpha_{sc,u} = \frac{700 \cdot 0,003}{20} = 0,102$$

$$\alpha_s = \frac{435 \cdot 0,003}{20} = 0,065$$

$$\alpha_n = \frac{403,15 \cdot 10^3}{20 \cdot 400 \cdot 345} = 0,146$$

$$\lambda_2 = 1,25 \cdot 0,102 \cdot 0,159 = 0,0203$$

$$\lambda_1 = 0,625 \cdot (0,146 + 0,065 - 0,102) = 0,0681$$

$$\xi = 0,0681 + \sqrt{0,0681^2 + 0,0203} = 0,226$$

Survetsooni täpsustatud kõrgus vastavalt valemile (38) on:

$$x = 0,226 \cdot 345 = 78 \text{ mm}$$

$$y = 0,8 \cdot 78 = 62,4 \text{ mm}$$

$$\sigma_{s2} = 700 \cdot \left(1 - \frac{55}{78}\right) = 206,41 \text{ N/mm}^2$$

Tugevustingimus vastavalt valemile (36) on:

$$\begin{aligned} (Ne)_{Rd} &= 1 \cdot 20 \cdot 400 \cdot 62,4 \cdot (345 - 0,5 \cdot 62,4) + 206,41 \cdot 402 \cdot (345 - 55) = \\ &= 180\,712\,238 \text{ Nmm} = 180,7 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$(Ne)_{Ed} = 131,06 \text{ kNm} \leq (Ne)_{Rd} = 180,7 \text{ kNm}$$

Seega on tugevustingimus täidetud.

Põikarmatuuri läbimõõt on 8 mm ja samm $s = 20 \cdot \emptyset 16 = 320 \text{ mm}$.

4.1.2 Postvundamendi ankrupoldid

Normatiivne koormus on:

$$G_k = G_{k,posti\ peale} + G_{k,post} + G_{k,paneel} = 193,75 + 29,56 + 112,65 = 335,96 \text{ kN}$$

Ankrupoltide sisejõud on [1, p. 452]:

$$N_{Ed} = -\frac{G_k}{a} + \frac{M}{\frac{a}{2} \cdot z}, \quad (49)$$

kus a – poltide arv,
 z – poltide vahekaugus üksteisest,
 M – posti paindemoment, kNm.

Ankrupoltide sisejõud vastavalt valemile (49) on:

$$N_{Ed} = -\frac{335,96}{4} + \frac{37,78}{2 \cdot 0,3} = -21,02 \text{ kN}$$

Kuna vastuse väärtus tuli negatiivne, siis tuleb valida konstruktiivsed ankrupoldid mugavamaks posti monteerimiseks. Valitakse Peikko HPM20 ankrupoldid [3], mille ankrupoldi läbimõõt on 20 mm, mis on piisavalt suure läbimõõduga, et oleks lihtne ja mugav posti paigaldada, näiteks paigaldamisel ankruid mitte ära painutada.

4.2 Vundamendi arvutus

4.2.1 Abitegurid

Talla kuju arvestavad tegurid drenitud tingimustes arvutatakse järgmiste valemitega [4, p. 14]:

$$s_y = 1 - 0,3 \frac{B'}{L'}, \quad (50)$$

kus B' – vundamendi talla efektiivlaus, m,
 L' – talla efektiivpikkus, m.

$$s_q = 1 + 0,3 \frac{B'}{L'} \sin \varphi', \quad (51)$$

kus φ' – efektiivsisehõõrdenurk.

$$s_c = \frac{s_q N_q - 1}{N_q - 1}, \quad (52)$$

kus N_q – kandevõime tegur.

Horisontaaljõust H tingitud resultantjõu kallet arvestavad tegurid dreenitud tingimustes arvutatakse järgmiste valemitega [4, p. 14]:

$$i_{\gamma} = \left(1 - \frac{H}{V + A'c' \cot \varphi'}\right)^{m+1}, \quad (53)$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A'c' \cot \varphi'}\right)^m, \quad (54)$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \varphi'}, \quad (55)$$

$$m = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}}, \quad (56)$$

kus V – vertikaalkoormus, kN,
 c' – efektiivnidusus,
 φ' – efektiivsisehõõrdenurk,
 A' – vundamendi talla efektiivpindala, m²,
 kus N_c – kandevõime tegur.

Lintvundamendi talla laius arvutatakse valemiga (57) [4, p. 18]:

$$B = \frac{\sqrt{a_2^2 + 4a_1V_{1d}} - a_2}{2a_1}, \quad (57)$$

kus a_1 ja a_2 – abitegurid,
 V_{1d} – vertikaalkoormus ilma vundamendi omakaaluta, kN.

$$a_1 = \frac{0,5\gamma'N_{\gamma}s_{\gamma}i_{\gamma}}{\gamma_R}, \quad (58)$$

kus γ' – efektiivmahukaal, kN/m³,
 N_{γ} – kandevõime tegur,
 γ_R – kandevõime osavarutegur, (1,5).

$$a_2 = \frac{q'N_q s_q i_q + c'N_c s_c i_c}{\gamma_R} - d_k \gamma_k \gamma_G, \quad (59)$$

kus N_q ja N_c – kandevõime tegurid,

d_k – talla keskmine süvis, m,

γ_k – vundamendi ja selle tallale jääva pinnase keskmine mahukaal, kN/m³.

Üksikvundamendi talla alus arvutatakse valemiga (60) [4, p. 31]:

$$B_{i+1} = \sqrt{\frac{V_{1d}}{a_1 B_i + a_2}} \quad (60)$$

4.2.2 Vundamendi kandevõime kontroll

Vundamendi kandevõime dreenitud tingimuste korral arvutatakse valemiga [4, p. 13]:

$$R_d = A' \frac{0,5\gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma + q' N_q s_q i_q + c' N_c s_c i_c}{\gamma_R} \quad (61)$$

Kandevõime on tagatud, kui on täidetud tingimus $R_d \geq V_d$ [4, p. 12].

4.2.3 Postvundamendi teljel 1 taldmiku mõõtmete määramine

Vastavalt lõputöö lähteandmetele on kandevõime tegurid, kui sisehõordenurk on $\varphi' = 33^\circ$, järgmised:

- $N_\gamma = 32,59$;
- $N_q = 26,09$;
- $N_c = 38,64$.

Vastavalt valemitele (50), (51) ja (52) on ruudukujulise talla kuju arvestavad tegurid:

$$s_\gamma = 1 - 0,3 = 0,7$$

$$s_q = 1 + 0,3 \cdot \sin 33^\circ = 1,163$$

$$s_c = \frac{1,163 \cdot 26,09 - 1}{26,09 - 1} = 1,170$$

Kuna pinnasevee tase ulatub talla tasandini, siis pinnase efektiivmahukaalu määramisel arvestatakse kaalukaotust vees:

$$\gamma' = 19,4 - 9,81 = 9,59 \text{ kN/m}^3$$

Pinnase omakaalust tingitud efektiivsurve talla tasapinnas on:

$$q' = 0,5 \cdot 16 + 0,9 \cdot 19,4 = 25,46 \text{ kN/m}^2$$

Vastavalt valemitele (58) ja (59) on abisuurused:

$$a_1 = \frac{0,5 \cdot 9,59 \cdot 32,59 \cdot 0,7}{1,5} = 72,93 \text{ kN/m}^3$$

$$a_2 = \frac{25,46 \cdot 26,09 \cdot 1,163 + 5 \cdot 38,64 \cdot 1,17}{1,5} - 1,4 \cdot 22 \cdot 1,2 = 628,91 \text{ kN/m}^3$$

Arvutuslik vertikaalkoormus ilma vundamendi omakaaluta on $V_{1d} = V_{Ed} = 418,29 \text{ kN}$.

Vastavalt valemile (60) leitav B_i on mingi algne lahend ja B_{i+1} iteratsiooniga täpsustatakse lahendit.

Esimeses lahenduses võetakse näiteks $a_1 = 0$:

$$B_1 = \sqrt{\frac{418,29}{1 + 628,91}} = 0,88 \text{ m}$$

$$B_2 = \sqrt{\frac{418,29}{72,93 \cdot 0,88 + 628,91}} = 0,82 \text{ m}$$

$$B_3 = \sqrt{\frac{418,29}{72,93 \cdot 0,82 + 628,91}} = 0,82 \text{ m}$$

4.2.4 Postvundamendi teljel 2 taldmiku mõõtmete määramine

Arvutuslik vertikaalkoormus ilma vundamendi omakaaluta on $V_{1d} = V_{Ed} = 764,02 \text{ kN}$.

Vastavalt valemile (60) leitav B_i on mingi algne lahend ja B_{i+1} iteratsiooniga täpsustatakse lahendit.

Esimeses lahenduses võetakse näiteks $a_1 = 0$:

$$B_1 = \sqrt{\frac{764,02}{1 + 628,91}} = 1,10 \text{ m}$$

$$B_2 = \sqrt{\frac{764,02}{72,93 \cdot 1,10 + 628,91}} = 1,04 \text{ m}$$

$$B_3 = \sqrt{\frac{764,02}{72,93 \cdot 1,04 + 628,91}} = 1,04 \text{ m}$$

4.2.5 Postvundamendi teljel 1 kandevõime kontroll

Postvundamendi taldmiku mõõtudeks valitakse 1,5x1,5x0,4 m. Posti mõõtmed on 0,4x0,4 m. Vastavalt valitud vundamendi ja taldmiku gabariitmõõtudele, on vundamendi ja selle kohal oleva pinnase kaal:

$$G_{k,tagasit\u00e4ide} = (1,5^2 - 0,4^2) \cdot 1,0 \cdot 17 = 35,53 \text{ kN}$$

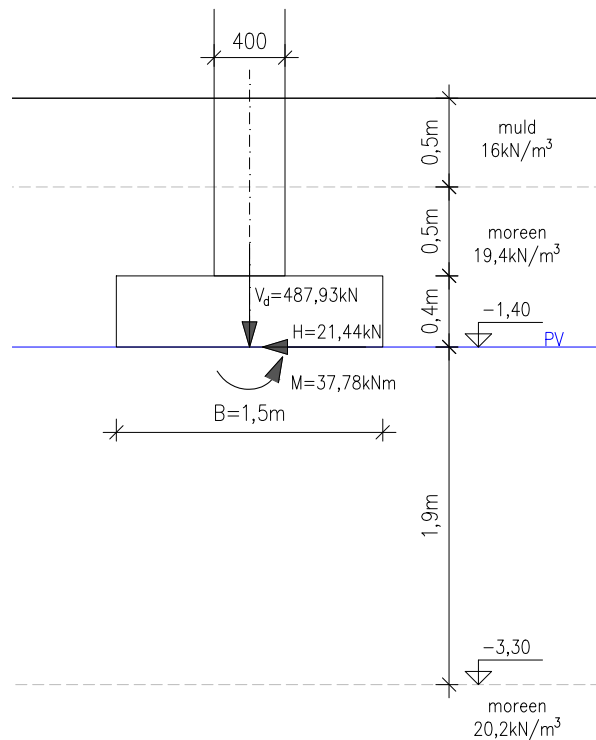
$$G_{k,taldmik} = 1,5^2 \cdot 0,4 \cdot 25 = 22,50 \text{ kN}$$

$$\Delta V_k = 35,53 + 22,50 = 58,03 \text{ kN}$$

$$\Delta V_d = \Delta V_k \cdot \gamma_G = 58,03 \cdot 1,2 = 69,64 \text{ kN}$$

Koormus talla alla on:

$$V_d = \Delta V_d + V_{Ed} = 69,64 + 418,29 = 487,93 \text{ kN}$$



Joonis 5. Koormused postvundamendile teljel 1

Vastavalt arvatatud koormustele saab vundamendi ekstsentrilisuseks:

$$e = \frac{M}{V_{Ed}} = \frac{37,78}{487,93} = 0,08\text{m}$$

Talla efektiivlaius vastavalt valitud taldmiku parameetritele on:

$$B = B' = 1,5 \text{ m}$$

Seega talla efektiivpikkuseks tuleb:

$$L' = L - 2e = 1,5 - 2 \cdot 0,08 = 1,34 \text{ m}$$

Talla efektiivpindala on:

$$A' = B' L' = 1,5 \cdot 1,34 = 2,01 \text{ m}^2$$

Vastavalt lõputöö lähteandmetele ning valemitele (50), (51) ja (52) on talla kuju arvestavad tegurid:

$$s_y = 1 - 0,3 \cdot \frac{1,5}{1,34} = 0,665$$

$$s_q = 1 + 0,3 \cdot \frac{1,5}{1,34} \cdot \sin 33^\circ = 1,607$$

$$s_c = \frac{1,607 \cdot 26,09 - 1}{26,09 - 1} = 1,632$$

Vastavalt lõputöö lähteandmetele ning valemitele (53), (54), (55) ja (56) on horisontaaljõudu arvestavad tegurid:

$$m = \frac{2 + \frac{1,5}{1,34}}{1 + \frac{1,5}{1,34}} = 1,473$$

$$i_y = \left(1 - \frac{21,44}{489,29 + 1,98 \cdot 5 \cdot \cot 33^\circ}\right)^{2,473} = 0,910$$

$$i_q = \left(1 - \frac{21,44}{489,29 + 1,98 \cdot 5 \cdot \cot 33^\circ}\right)^{1,473} = 0,946$$

$$i_c = 0,946 - \frac{1 - 0,946}{38,64 \cdot \tan 33^\circ} = 0,943$$

Vastavalt valemile (61) on kandevõime:

$$R_d = 2,01 \cdot \frac{0,5 \cdot 9,59 \cdot 1,5 \cdot 32,59 \cdot 0,665 \cdot 0,910 + 25,46 \cdot 26,09 \cdot 1,607 \cdot 0,946 + 5 \cdot 38,64 \cdot 1,632 \cdot 0,943}{1,5} =$$

$$= 2723 \text{ kN} > V_d = 487,93 \text{ kN}$$

Seega vastavalt tingimusele on postvundamendi kandevõime tagatud.

4.2.6 Postvundamendi teljel 2 kandevõime kontroll

Postvundamendi taldmiku mõõtudeks valitakse 2,1x2,1x0,4 m. Posti mõõtmed on 0,4x0,4 m. Vastavalt valitud vundamendi ja taldmiku gabariitmõõtudele, on vundamendi ja selle kohal oleva pinnase kaal:

$$G_{k,tagasitāide} = (2,1^2 - 0,4^2) \cdot 1,0 \cdot 17 = 72,25 \text{ kN}$$

$$G_{k,post \text{ taldmikul}} = 0,4^2 \cdot 0,9 \cdot 25 = 3,60 \text{ kN}$$

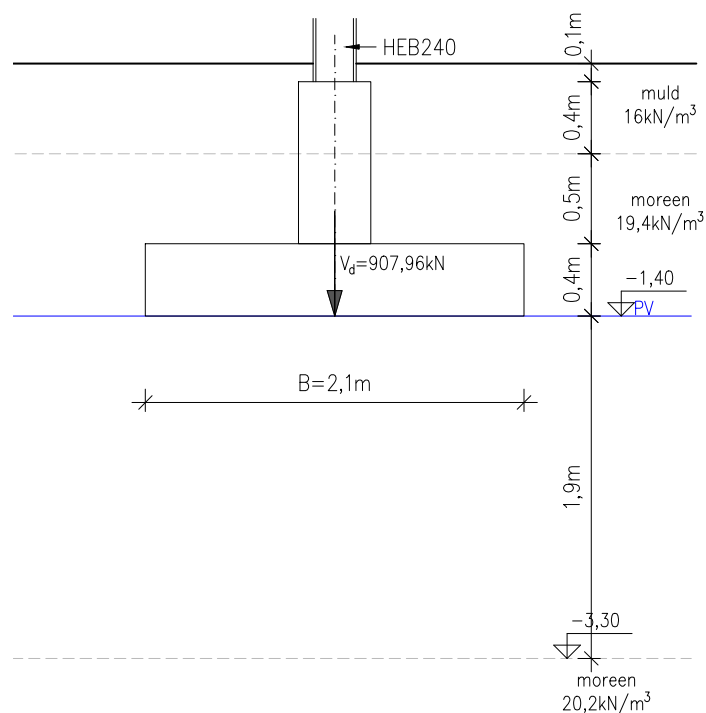
$$G_{k,taldmik} = 2,1^2 \cdot 0,4 \cdot 25 = 44,10 \text{ kN}$$

$$\Delta V_k = 72,25 + 3,60 + 44,10 = 119,95 \text{ kN}$$

$$\Delta V_d = \Delta V_k \cdot \gamma_G = 119,95 \cdot 1,2 = 143,94 \text{ kN}$$

Koormus talla alla on:

$$V_d = \Delta V_d + V_{Ed} = 143,94 + 764,02 = 907,96 \text{ kN}$$



Joonis 6. Koormused postvundamendile teljel 2

Vastavalt lõputöö lähteandmetele ning valemitele (50), (51) ja (52) on talla kuju arvestavad tegurid:

$$s_\gamma = 1 - 0,3 = 0,7$$

$$s_q = 1 + 0,3 \cdot \sin 33^\circ = 1,163$$

$$s_c = \frac{1,163 \cdot 26,09 - 1}{26,09 - 1} = 1,170$$

Vastavalt valemile (61) on kandevõime:

$$R_d = 2,1^2 \cdot \frac{0,5 \cdot 9,59 \cdot 2,1 \cdot 32,59 \cdot 0,7 + 25,46 \cdot 26,09 \cdot 1,163 + 5 \cdot 38,64 \cdot 1,170}{1,5} =$$

$$= 3611 \text{ kN} > V_d = 907,96 \text{ kN}$$

Seega vastavalt tingimusele on postvundamendi kandevõime tagatud.

4.2.7 Posti läbisurumine vundamendist

Taldmiku läbisurumiskandevõime arvutamiseks valitakse postvundamendile kasuskõrgus d ja kontrollitakse maksimaalset nihkepinget (läbisurumispinget) kontrollperimeetril olevates kontroll-lõigetes. Kontrollperimeetrite kauguseid hakatakse valima alates posti servast kuni kauguseni kaks kasuskõrgust $2d$. [2, p. 439]

Läbisurumisarmatuur ei ole vajalik, kui kontrollperimeetril on rahuldatud tingimus [2, p. 439]:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c} , \quad (62)$$

kus v_{Ed} – arvutuslik nihkepinge, kN,
 $v_{Rd,c}$ – läbisurumiskandevõime, kN.

Suurim nihkepinge kontroll-lõikes arvutatakse valemiga (63) [2, p. 441]:

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{u_i d} , \quad (63)$$

kus $V_{Ed,red}$ – läbisurumisel rakendatav jõud, kN,
 u_i – vaadeldava kontrollperimeetri pikkus, mm,
 d – kasuskõrgus, mm.

Kontrollperimeetri pikkus leitakse valemiga (64) [2, p. 439]:

$$u_i = 2(c_1 + c_2) + 2\pi a_i, \quad (64)$$

kus c_1 ja c_2 – vundamendile toetuva posti külgede pikkused, mm,
 a_i – vaadeldava kontrollperimeetri kaugus posti servast, mm.

Taldmiku kontrollala pindala arvutatakse valemiga (65) [2, p. 439]:

$$A_i = c_1 c_2 + 2a_i(c_1 + c_2) + \pi a_i^2 \quad (65)$$

Läbisurumisel rakenduv jõud leitakse valemiga (66) [2, p. 446]:

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed}, \quad (66)$$

kus V_{Ed} – arvutuslik põikjõud, kN,
 ΔV_{Ed} – seespool vaadeldavat kontrollperimeetrit mõjuv ülespoole suunatud jõud, kN.

$$\Delta V_{Ed} = A_i \sigma_d, \quad (67)$$

kus σ_d – pingetalla all vundamendile rakendatud koormusest, N/mm².

$$\sigma_d = \frac{V_{Ed}}{A}, \quad (68)$$

kus A – taldmiku pindala, mm².

Kontroll-lõike nihkepinge leitakse valemiga (69) [2, p. 446]:

$$v_{Rd,c} = 0,12k(100\rho_1 f_{ck})^{1/3} \frac{2d}{a_i} \geq v_{min} \frac{2d}{a_i}, \quad (69)$$

kus k – posti ristlõike mõõtmete c_1 ja c_2 suhtest olenev tegur,
 f_{ck} – betooni normsurvetugevus, MPa,
 v_{min} – nihkekandevõime miinimumväärtus, N/mm².

$$v_{min} = 0,035k^{3/2} f_{ck}^{1/2}, \quad (70)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0, \quad (71)$$

kus d – kasuskõrgus, mm.

4.2.8 Posti teljel 1 läbisurumiskandevõime kontroll

Taldmiku betooni tugevusklass on C25/30, mille normtugevus $f_{ck} = 25$ MPa. Vastavalt valitud taldmiku suurusele 1500x1500x400 mm on kasuskõrgus $d = 345$ mm. Vundamendile toetuva posti küljed on 400x400 mm. Koormus vundamendi alla on 487,93 kN.

Vastavalt peatükis 4.2.7 toodud valemitele on tabelis väljatoodud arvutused kontrollperimeetritel, mille kaugused on võetud 0,1d kuni 2d.

Tabel 8. Posti teljel 1 läbisurumine vundamendist (1000x1000x400 mm), arvutustabel

a_i	a_i , mm	v_{min} , Mpa	u_i , mm	A_i , m ²	$V_{Ed,red}$, kN	v_{Ed} , MPa	$v_{min} > v_{Ed}$
2d	690	0,409	5935	2,7597	-111	-0,054	OK
1,95d	672,75	0,420	5827	2,6583	-89	-0,044	OK
1,9d	655,5	0,431	5719	2,5587	-67	-0,034	OK
1,85d	638,25	0,442	5610	2,4610	-46	-0,024	OK
1,8d	621	0,455	5502	2,3651	-25	-0,013	OK
1,75d	603,75	0,468	5393	2,2712	-5	-0,002	OK
1,7d	586,5	0,481	5285	2,1791	15	0,008	OK
1,65d	569,25	0,496	5177	2,0888	35	0,020	OK
1,6d	552	0,511	5068	2,0005	54	0,031	OK
1,55d	534,75	0,528	4960	1,9140	73	0,043	OK
1,5d	517,5	0,545	4852	1,8293	91	0,055	OK
1,45d	500,25	0,564	4743	1,7466	109	0,067	OK
1,4d	483	0,584	4635	1,6657	127	0,079	OK
1,35d	465,75	0,606	4526	1,5867	144	0,092	OK
1,3d	448,5	0,629	4418	1,5095	161	0,105	OK
1,25d	431,25	0,655	4310	1,4343	177	0,119	OK
1,2d	414	0,682	4201	1,3609	193	0,133	OK
1,15d	396,75	0,711	4093	1,2893	208	0,148	OK
1,1d	379,5	0,744	3984	1,2197	223	0,163	OK
1,05d	362,25	0,779	3876	1,1519	238	0,178	OK
1d	345	0,818	3768	1,0859	252	0,194	OK
0,95d	327,75	0,861	3659	1,0219	266	0,211	OK
0,9d	310,5	0,909	3551	0,9597	280	0,228	OK
0,85d	293,25	0,963	3443	0,8994	293	0,247	OK
0,8d	276	1,023	3334	0,8409	306	0,266	OK
0,75d	258,75	1,091	3226	0,7843	318	0,286	OK
0,7d	241,5	1,169	3117	0,7296	330	0,307	OK
0,65d	224,25	1,259	3009	0,6768	341	0,329	OK
0,6d	207	1,364	2901	0,6258	352	0,352	OK

a_i	a_i , mm	v_{min} , Mpa	u_i , mm	A_i , m ²	$V_{Ed,red}$, kN	v_{Ed} , MPa	$v_{min} > v_{Ed}$
0,55d	189,75	1,488	2792	0,5767	363	0,377	OK
0,5d	172,5	1,636	2684	0,5295	373	0,403	OK
0,45d	155,25	1,818	2575	0,4841	383	0,431	OK
0,4d	138	2,045	2467	0,4406	392	0,461	OK
0,35d	120,75	2,338	2359	0,3990	401	0,493	OK
0,3d	103,5	2,727	2250	0,3593	410	0,528	OK
0,25d	86,25	3,273	2142	0,3214	418	0,566	OK
0,2d	69	4,091	2034	0,2854	426	0,607	OK
0,15d	51,75	5,455	1925	0,2512	433	0,653	OK
0,1d	34,5	8,182	1817	0,2189	440	0,703	OK

Seega on taldmiku teljel 1 läbisurumiskandevõime tagatud ja läbisurumisarmatuur ei ole vajalik.

4.2.9 Posti teljel 2 läbisurumiskandevõime kontroll

Vastavalt valitud taldmiku suurusel 2100x2100x400 mm on kasuskõrgus $d = 340$ mm.

Vundamendile toetuva posti küljed on 400x400 mm. Koormus vundamendi alla on 907,96 kN.

Tabel 9. Posti teljel 2 läbisurumine vundamendist (2100x2100x400 mm), arvutustabel

a_i	a_i , mm	v_{min} , Mpa	u_i , mm	A_i , m ²	$V_{Ed,red}$, kN	v_{Ed} , MPa	$v_{min} > v_{Ed}$
2d	680	0,411	5873	2,7007	352	0,176	OK
1,95d	663	0,422	5766	2,6017	372	0,190	OK
1,9d	646	0,433	5659	2,5046	392	0,204	OK
1,85d	629	0,444	5552	2,4093	412	0,218	OK
1,8d	612	0,457	5445	2,3159	431	0,233	OK
1,75d	595	0,470	5338	2,2242	450	0,248	OK
1,7d	578	0,484	5232	2,1344	469	0,263	OK
1,65d	561	0,498	5125	2,0463	487	0,279	OK
1,6d	544	0,514	5018	1,9601	504	0,296	OK
1,55d	527	0,530	4911	1,8757	522	0,312	OK
1,5d	510	0,548	4804	1,7931	539	0,330	OK
1,45d	493	0,567	4698	1,7124	555	0,348	OK
1,4d	476	0,587	4591	1,6334	572	0,366	OK
1,35d	459	0,609	4484	1,5563	588	0,385	OK
1,3d	442	0,632	4377	1,4810	603	0,405	OK
1,25d	425	0,658	4270	1,4075	618	0,426	OK
1,2d	408	0,685	4164	1,3358	633	0,447	OK
1,15d	391	0,715	4057	1,2659	647	0,469	OK
1,1d	374	0,747	3950	1,1978	661	0,492	OK

a_i	a_i , mm	v_{min} , Mpa	u_i , mm	A_i , m ²	$V_{Ed,red}$, kN	v_{Ed} , MPa	$v_{min} > v_{Ed}$
1,05d	357	0,783	3843	1,1316	675	0,517	OK
1d	340	0,822	3736	1,0672	688	0,542	OK
0,95d	323	0,865	3629	1,0046	701	0,568	OK
0,9d	306	0,913	3523	0,9438	714	0,596	OK
0,85d	289	0,967	3416	0,8848	726	0,625	OK
0,8d	272	1,028	3309	0,8276	738	0,656	OK
0,75d	255	1,096	3202	0,7723	749	0,688	OK
0,7d	238	1,174	3095	0,7188	760	0,722	OK
0,65d	221	1,265	2989	0,6670	771	0,758	OK
0,6d	204	1,370	2882	0,6171	781	0,797	OK
0,55d	187	1,495	2775	0,5691	791	0,838	OK
0,5d	170	1,644	2668	0,5228	800	0,882	OK
0,45d	153	1,827	2561	0,4783	810	0,930	OK
0,4d	136	2,055	2455	0,4357	818	0,981	OK
0,35d	119	2,349	2348	0,3949	827	1,036	OK
0,3d	102	2,740	2241	0,3559	835	1,096	OK
0,25d	85	3,288	2134	0,3187	842	1,161	OK
0,2d	68	4,110	2027	0,2833	850	1,233	OK
0,15d	51	5,480	1920	0,2498	857	1,312	OK
0,1d	34	8,221	1814	0,2180	863	1,400	OK

Seega on taldmiku teljel 2 läbisurumiskandevõime tagatud ja läbisurumisarmatuur ei ole vajalik.

4.3 Lintvundamendi arvutus

4.3.1 Välisseina lintvundamendi suuruse määramine

Pinnase efektiivmahukaal on postvundamendi arvutustes arvatud, s.o $\gamma' = 9,59 \text{ kN/m}^3$.

Pinnase omakaalust tingitud efektiivsurve talla tasapinnas on $q' = 25,46 \text{ kN/m}^2$.

Vastavalt valemitele (58) ja (59) abisuurused on:

$$a_1 = \frac{0,5 \cdot 9,59 \cdot 32,59}{1,5} = 104,18 \text{ kN/m}^3$$

$$a_2 = \frac{25,46 \cdot 26,09 + 5 \cdot 38,64}{1,5} - 1,4 \cdot 22 \cdot 1,2 = 534,67 \text{ kN/m}^3$$

Arvutusliku vertikaalkoormuse valitakse suurima koormuse, mis välisseina lintvundamendile mõjub, s.o $V_{1d} = 146,32 \text{ kN/m}$.

Vastavalt valemile (57) lintvundamendi vajalik talla laius on:

$$B = \frac{\sqrt{534,67^2 + 4 \cdot 104,18 \cdot 146,32} - 534,67}{2 \cdot 104,18} = 0,26 \text{ m}$$

Kuna pinnas antud piirkonnas on suhteliselt hea kandevõimega ja kahekorruselise hoone koormused suhteliselt väikesed, siis vajalik talla laius tulebki väike. Seega valitakse talla laiuseks 500 mm ja kõrguseks 300 mm.

4.3.2 Välisseina lintvundamendi kandevõime kontroll

Täpsustatud vundamendi kaal on:

$$G_{k,taldmik} = 0,5 \cdot 0,3 \cdot 25 = 3,75 \text{ kN/m}$$

$$G_{k,sein \text{ taldmikul}} = 0,2 \cdot 1,1 \cdot 25 = 5,5 \text{ kN/m}$$

$$G_{k,pinnas \text{ taldmikul}} = (0,5 - 0,2) \cdot 1,1 \cdot 17 = 5,61 \text{ kN/m}$$

$$\Delta V_k = 3,75 + 5,5 + 5,61 = 14,86 \text{ kN/m}$$

$$\Delta V_d = \Delta V_k \cdot \gamma_G = 14,86 \cdot 1,2 = 17,83 \text{ kN/m}$$

Koormus talla alla on:

$$V_d = \Delta V_d + V_{Ed} = 17,83 + 146,32 = 164,15 \text{ kN/m}$$

Horisontaalse maapinna ja horisontaalse vundamenditalla puhul ja süvistegurist loobumise korral avaldub vundamendi kandevõime 1 m pikkuse kohta dreenitud tingimuste puhul [4, p. 18]:

$$R_d = \frac{B(0,5\gamma'BN_\gamma + q'N_q + c'N_c)}{\gamma_R} \quad (72)$$

Vastavalt valemile (72) on vundamendi kandevõime:

$$\begin{aligned} R_d &= \frac{0,5 \cdot (0,5 \cdot 9,59 \cdot 0,5 \cdot 32,59 + 25,46 \cdot 26,09 + 5 \cdot 38,64)}{1,5} = \\ &= 597,68 \text{ kN/m} > V_d = 164,15 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Seega, vastavalt tingimusele, on lintvundamendi kandevõime tagatud.

4.3.3 Siseseina lintvundamendi suuruse määramine

Arvutusliku vertikaalkoormuse siseseina lintvundamendile on $V_{1d} = 131,31 \text{ kN/m}$.

Vastavalt valemile (57) lintvundamendi vajalik talla laius on:

$$B = \frac{\sqrt{534,67^2 + 4 \cdot 104,18 \cdot 131,31} - 534,67}{2 \cdot 104,18} = 0,23 \text{ m}$$

Talla mõõtmeteks valitakse 800x300 mm.

4.3.4 Siseseina lintvundamendi kandevõime kontroll

Täpsustatud vundamendi kaal on:

$$G_{k,taldmik} = 0,8 \cdot 0,3 \cdot 25 = 6,0 \text{ kN/m}$$

$$G_{k,sein \text{ taldmikul}} = 0,24 \cdot 1,1 \cdot 25 = 6,6 \text{ kN/m}$$

$$G_{k,pinnas \text{ taldmikul}} = (0,8 - 0,24) \cdot 1,1 \cdot 17 = 10,47 \text{ kN/m}$$

$$\Delta V_k = 6,0 + 6,6 + 10,47 = 23,07 \text{ kN/m}$$

$$\Delta V_d = \Delta V_k \cdot \gamma_G = 23,07 \cdot 1,2 = 27,68 \text{ kN/m}$$

Koormus talla alla on:

$$V_d = \Delta V_d + V_{Ed} = 27,68 + 131,31 = 158,99 \text{ kN/m}$$

Vastavalt valemile (72) on vundamendi kandevõime:

$$R_d = \frac{0,8 \cdot (0,5 \cdot 9,59 \cdot 0,8 \cdot 32,59 + 25,46 \cdot 26,09 + 5 \cdot 38,64)}{1,5} =$$
$$= 523,98 \text{ kN/m} > V_d = 158,99 \text{ kN/m}$$

Seega, vastavalt tingimusele, on lintvundamendi kandevõime tagatud.

5 VUNDAMENDI VAJUMI ARVUTUS

5.1.1 Summeerimismeetod

Vajumi arvutusega kontrollitakse kasutuspiirseisundi nõuete täitmist. Kasutuspiirseisundeid kontrollitakse normkoormuste järgi. [4, p. 73]

Normatiivsed koormused vundamendile on välja toodud vundamendi plaani joonisel (Joonis 5, graafiline osa).

Käesoleva lõputöö vundamentide vajumid arvutatakse summeerimismeetodiga. Pinnas jaotatakse elementaarkihtideks ja seejärel arvutatakse vundamendi koormusest põhjustatud tihendav vertikaalpinge elementaarkihtide eralduspindadel [4, p. 78]:

$$\sigma'_{pz} = \alpha p_t, \quad (73)$$

kus α – rõhujaotustegur,
 p_t – tihendav pinge, kN/m².

Rõhujaotusteguri suurus saadakse tabelist [4, p. 114] interpoleerimise teel olenevalt vaadeldava punkti suhtelisest sügavusest ja talla külgede suhtest:

$$m = \frac{2z}{B}, \quad (74)$$

kus m – vaadeldava punkti suhteline sügavus,
 z – vaadeldava punkti sügavus tallast, m.

$$n = \frac{L}{B}, \quad (75)$$

kus n – talla külgede suhe,
 L ja B – vastavalt talla pikkus (suurem mõõde) ja laius, m.

Lintvundamendi puhul võetakse talla külgede suhteks $n = \infty$.

Tihendav pinge arvutatakse valemiga [4, p. 78]:

$$p_t = p - d\gamma'_d, \quad (76)$$

kus p – keskmine kogu survepinge vundamendi talla all, arvestades vee üleslükke mõju, kN/m²,
 d – vundamendi süvis looduslikust maapinnast, m,

γ'_d – pinnase efektiivmahukaal d ulatuses, kN/m^3 .

Arvutatakse iga kihi deformatsioon on [4, p. 79]:

$$s_i = \frac{\sigma'_{pzi} \Delta h_i}{E_i}, \quad (77)$$

kus σ'_{pzi} – keskmine pinge elementaarkihis i , kN/m^2 ,

Δh_i – kihi i paksus, m ,

E_i – kihi i deformatsioonimoodul, kN/m^2 .

Viimane pinge leitakse kui sügavus, kus vundamendile mõjuva koormuse põhjustatud lisapinge σ'_{pz} on 5 korda väiksem pinnase omakaalupingest σ'_{gz} [4, p. 79].

Lõplik vajum leitakse elementaarkihtide deformatsioonide summana [4, p. 79]:

$$s = \sum_{i=1}^{i=j} s_i, \quad (78)$$

kus j – elementaarkihtide arv.

5.1.2 Vajumite ja vajumierimite piirväärtused

Vajumierim on kahe vundamendi vajumite vahe [1, p. 223]:

$$\Delta s = s_1 - s_2. \quad (79)$$

Suhteline erim (kraad) on [1, p. 223]:

$$\theta = \frac{\Delta s}{L}, \quad (80)$$

kus L – vundamentide vahekaugus, m .

Vajumi piirväärtus kandvate paneelseintega hoone puhul on $\theta_{lub} = 0,0016$ [1, p. 225].

5.1.3 Postvundamendi teljel 1 vajumi arvutus

Keskmine kogu survepinge vundamendi talla all on:

$$p = \frac{P_k + \Delta V_k}{A} = \frac{335,96 + 58,03}{1,5 \cdot 1,5} = 175,11 \text{ kN/m}^2$$

$$q' = d\gamma'_d = 0,5 \cdot 16 + 0,9 \cdot 19,4 = 25,46 \text{ kN/m}^2$$

Tihendav pinge vastavalt valemile (76) on:

$$p_t = 175,11 - 25,46 = 149,65 \text{ kN/m}^2$$

Vajumi arvutus on välja toodud tabelis (Tabel 10).

Tabel 10. Postvundamendi teljel 1 vajumi arvutus summeerimismeetodil

z m	Δh m	$m = 2z/B$	α	g kN/m ³	σ'_{gz} kPa	$0,2\sigma'_{pz}$ kPa	σ'_{pz} kPa	σ'_{pzi} kPa	E Mpa	s_i cm
0,00	-	0,0000	1,0000	9,6	25,50	5,10	150,00	-	10	-
0,35	0,35	0,4667	0,9401	9,6	28,86	5,77	141,02	145,51	10	0,509
0,70	0,35	0,9333	0,7338	9,6	32,21	6,44	110,07	125,54	10	0,439
1,05	0,35	1,4000	0,5220	9,6	35,57	7,11	78,30	94,19	10	0,330
1,40	0,35	1,8667	0,3698	9,6	38,93	7,79	55,47	66,89	10	0,234
1,90	0,50	2,5333	0,2365	9,6	43,72	8,74	35,48	45,47	10	0,227
2,40	0,50	3,2000	0,1603	9,6	48,52	9,70	24,05	29,76	10	0,149
2,90	0,50	3,8667	0,1150	9,6	53,31	10,66	17,25	20,65	10	0,103
3,40	0,50	4,5333	0,0861	9,6	58,11	11,62	12,92	15,08	10	0,075
									s=	2,07

5.1.4 Lintvundamendi teljel 2 vajumi arvutus

Keskmine kogu survepinge vundamendi talla all on:

$$p = \frac{p_k + \Delta V_k}{A} = \frac{106,76 + 23,07}{0,8 \cdot 1,0} = 162,29 \text{ N/m}^2$$

Tihendav pinge vastavalt valemile (76) on:

$$p_t = 162,29 - 25,46 = 136,83 \text{ kN/m}^2$$

Vajumi arvutus on välja toodud tabelis (Tabel 11).

Tabel 11. Lintvundamendi vajumi teljel 2 arvutus summeerimismeetodil

z m	Δh m	$m = 2z/B$	α	g kN/m ³	σ'_{gz} kPa	$0,2\sigma'_{pz}$ kPa	σ'_{pz} kPa	σ'_{pzi} kPa	E Mpa	s_i cm
0,00	-	0,0000	1,0000	9,6	25,50	5,10	137,00	-	10	-
0,35	0,35	0,8750	0,8579	9,6	28,86	5,77	117,53	127,27	10	0,445
0,70	0,35	1,7500	0,6049	9,6	32,21	6,44	82,87	100,20	10	0,351
1,05	0,35	2,6250	0,4436	9,6	35,57	7,11	60,77	71,82	10	0,251
1,40	0,35	3,5000	0,3454	9,6	38,93	7,79	47,32	54,05	10	0,189
1,90	0,50	4,7500	0,2608	9,6	43,72	8,74	35,73	41,52	10	0,208
2,40	0,50	6,0000	0,2078	9,6	48,52	9,70	28,47	32,10	10	0,160
2,90	0,50	7,2500	0,1616	9,6	53,31	10,66	22,14	25,30	10	0,127
3,40	0,50	8,5000	0,1470	9,6	58,11	11,62	20,14	21,14	10	0,106
4,40	1,00	11,0000	0,1126	10,4	68,50	13,70	15,43	17,78	20	0,089
5,40	1,00	13,5000	0,0902	10,4	78,89	15,78	12,36	13,89	20	0,069
									s=	2,00

Postvundamendi teljel 1 ja lintvundamendi teljel 2 vajumite vahe vastavalt valemile (79) on:

$$\Delta s = 2,07 - 2,00 = 0,07 \text{ cm}$$

Suhteline erim vastavalt valemile (80) on:

$$\theta = \frac{0,7}{11730} = 0,0001 < \theta_{lub} = 0,0016$$

Vajumite suhteline erim on lubatud piirides.

5.1.5 Postvundamendi teljel 2 vajumi arvutus

Keskmine kogu survepinge vundamendi talla all on:

$$p = \frac{P_k + \Delta V_k}{A} = \frac{603,59 + 119,95}{2,1 \cdot 2,1} = 164,07 \text{ kN/m}^2$$

Tihendav pinge vastavalt valemile (76) on:

$$p_t = 164,07 - 25,46 = 138,61 \text{ kN/m}^2$$

Vajumi arvutus on välja toodud tabelis (Tabel 12).

Tabel 12. Postvundamendi teljel 2 vajumi arvutus summeerimismeetodil

z m	Δh m	$m = 2z/B$	α	g kN/m³	σ'_{gz} kPa	$0,2\sigma'_{pz}$ kPa	σ'_{pz} kPa	σ'_{pzi} kPa	E Mpa	s_i cm
0,00	-	0,0000	1,0000	9,6	25,50	5,10	139,00	-	10	-
0,35	0,35	0,3333	0,9585	9,6	28,86	5,77	133,23	136,12	10	0,476
0,70	0,35	0,6667	0,7331	9,6	32,21	6,44	101,90	117,57	10	0,411
1,05	0,35	1,0000	0,5220	9,6	35,57	7,11	72,56	87,23	10	0,305
1,40	0,35	1,3333	0,3698	9,6	38,93	7,79	51,40	61,98	10	0,217
1,90	0,50	1,8095	0,2365	9,6	43,72	8,74	32,87	42,14	10	0,211
2,40	0,50	2,2857	0,1603	9,6	48,52	9,70	22,28	27,58	10	0,138
2,90	0,50	2,7619	0,1150	9,6	53,31	10,66	15,99	19,13	10	0,096
3,40	0,50	3,2381	0,0861	9,6	58,11	11,62	11,97	13,98	10	0,070
4,40	1,00	4,1905	0,0531	10,4	68,50	13,70	7,38	9,67	20	0,048
									s=	1,97

Postvundamendi teljel 1 ja postvundamendi teljel 2 vajumite vahe vastavalt valemile (79) on:

$$\Delta s = 2,07 - 1,97 = 0,1 \text{ cm}$$

Suhteline erim vastavalt valemile (80) on:

$$\theta = \frac{10}{11160} = 0,0009 < \theta_{lub} = 0,0016$$

Vajumite suhteline erim on lubatud piirides.

6 VUNDAMENDI ARMATUURI ARVUTUS

6.1 Armatuuri dimensioneerimine

6.1.1 Paindearmatuur

Arvutuslik paindearmatuur on vajalik taldmiku alumises pinnas. Vundamendi taldmiku külje kohal asuva vertikaalristlõike arvutuslik paindemoment arvutatakse valemiga:

$$M_{Ed} = b \frac{a^2 p_d}{2}, \quad (81)$$

kus a – taldmiku külje pikkus, m,
 b – taldmiku pikkus, m,
 p_d – arvutuslik surve talla peale, kN/m².

Paindearmatuuri vajalik ristlõikepindala leitakse valemiga [1, p. 319]:

$$A_s = \frac{\omega f_{cd} b d_1}{f_{yd}}, \quad (82)$$

kus ω – tegur,
 f_{cd} – betooni arvutussurve tugevus, N/mm²,
 b – laius, mm,
 d_1 – kasuskõrgus, mm,
 f_{yd} – armatuuri arvutustugevus, N/mm².

Tegur ω leitakse valemiga [1, p. 317]:

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2\mu}, \quad (83)$$

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} b d_1^2}, \quad (84)$$

kus M_{Ed} – arvutuslik paindemoment, kNm.

6.1.2 Paindearmatuuri ankurdus

Nõutav ankurduspikkus arvutatakse valemiga [1, p. 280]:

$$l_{b,rqd} = \frac{\emptyset \sigma_{sd}}{4 f_{bd}}, \quad (85)$$

kus $\emptyset$ – armatuurvarda läbimõõt, mm,
 σ_{sd} – varda arvutuslik pingeline ankurduspikkuse alguses, N/mm²,

f_{bd} – nakketugevus, N/mm².

Nakketugevus ribivardal arvutatakse valemiga [1, p. 280]:

$$f_{bd} = 2,25\eta_1\eta_2f_{cta}, \quad (86)$$

kus η_1 – heade nakketingimuste korral $\eta_1 = 1$,

η_2 – $\varnothing \leq 32$ mm korral $\eta_2 = 1$,

f_{cta} – betooni arvutustõmbetugevus, N/mm².

Varda arvutuslik pingeline ankurduspikkuse alguses arvutatakse valemiga:

$$\sigma_{sd} = f_{yd} \frac{A_s}{A_{s,prov}}, \quad (87)$$

kus A_s – armatuuri vajalik ristlõikepindala, mm²,

$A_{s,prov}$ – valitud armatuuri ristlõikepindala, mm².

6.1.3 Pikiarmatuur

Tõmbearmatuuri vähim ristlõikepindala leitakse valemiga [1, p. 288]:

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm} b d_1}{f_{yk}}, \quad (88)$$

kus f_{ctm} – betooni tõmbetugevus, N/mm²,

b – laius, mm,

d_1 – kasuskõrgus, mm,

f_{yk} – armatuuri normtugevus, N/mm².

6.2 Postvundamendi teljel 1 taldmiku armatuur

Taldmikus kasutatava betooni omadused on järgmised:

- tugevusklass C25/30;
- normsurvetugevus $f_{ck} = 25$ N/mm²;
- arvutussurvetugevus $f_{cd} = 16,7$ N/mm²;
- tõmbetugevus $f_{ctm} = 2,6$ N/mm²;
- arvutustõmbetugevus $f_{cta} = 1,2$ N/mm².

Taldmikus kasutatava armatuurterase omadused on järgmised:

- armatuuri klass B500B;
- normtugevus $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$;
- arvutustugevus $f_{yd} = 435 \text{ N/mm}^2$.

6.2.1 Paindearmatuur

Postvundamendi taldmiku arvutuslik paindemoment vastavalt valemile (81) on:

$$M_{Ed} = 1,5 \cdot \frac{0,55^2 \cdot 418,29}{2} = 94,9 \text{ kNm}$$

Vastavalt valemitele (83) ja (84) tegurite väärtused on:

$$\mu = \frac{94,9 \cdot 10^6}{16,7 \cdot 1500 \cdot 345^2} = 0,0318$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0318} = 0,0324$$

Paindearmatuuri vajalik ristlõikepindala vastavalt valemile (82) on:

$$A_s = \frac{0,0324 \cdot 16,7 \cdot 1500 \cdot 345}{435} = 643 \text{ mm}^2$$

Armatuuriks valitakse 9 Ø10 mm, $A_{s,prov} = 707 \text{ mm}^2$ [1, p. 273].

6.2.2 Paindearmatuuri ankurdus

Varda arvutuslik pingeline ankurduspikkuse alguses vastavalt valemile (87) on:

$$\sigma_{sd} = 435 \cdot \frac{643}{707} = 395,5 \text{ N/mm}^2$$

Ribivarda nakketugevus vastavalt valemile (86) on:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,2 = 2,7 \text{ N/mm}^2$$

Nõutav ankurduspikkus vastavalt valemile (85) on:

$$l_{b,rqd} = \frac{10 \cdot 395,5}{4 \cdot 2,7} = 366 \text{ mm}$$

6.3 Postvundamendi teljel 2 taldmiku armatuur

6.3.1 Paindearmatuur

Postvundamendi taldmiku arvutuslik paindemoment vastavalt valemile (81) on:

$$M_{Ed} = 2,1 \cdot \frac{0,85^2 \cdot 764,02}{2} = 579,6 \text{ kNm}$$

Vastavalt valemitele (83) ja (84) tegurite väärtused on:

$$\mu = \frac{579,6 \cdot 10^6}{16,7 \cdot 2100 \cdot 340^2} = 0,1430$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,1430} = 0,1550$$

Paindearmatuuri vajalik ristlõikepindala vastavalt valemile (82) on:

$$A_s = \frac{0,1501 \cdot 16,7 \cdot 2100 \cdot 340}{435} = 4248 \text{ mm}^2$$

Armatuuriks valitakse 14 Ø20 mm, $A_{s,prov} = 4396 \text{ mm}^2$ [1, p. 273].

6.3.2 Paindearmatuuri ankurdus

Varda arvutuslik pingeline ankurduspikkuse alguses vastavalt valemile (87) on:

$$\sigma_{sd} = 435 \cdot \frac{4248}{4396} = 420,4 \text{ N/mm}^2$$

Ribivarda nakketugevus vastavalt valemile (86) on:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,2 = 2,7 \text{ N/mm}^2$$

Nõutav ankurduspikkus vastavalt valemile (85) on:

$$l_{b,rqd} = \frac{20 \cdot 420,4}{4 \cdot 2,7} = 778 \text{ mm}$$

6.4 Välisseina lintvundamendi taldmiku armatuur

Taldmikus kasutatava betooni ja armatuurterase omadused on välja toodud peatükis 6.2.

6.4.1 Paindearmatuur

Lintvundamendi taldmiku külje kohal asuva vertikaalristlõike arvutuslik paindemoment vastavalt valemile (81) on:

$$M_{Ed} = 0,5 \cdot \frac{0,15^2 \cdot 146,32}{2} = 0,82 \text{ kNm}$$

Vastavalt valemitele (83) ja (84) tegurite väärtused on:

$$\mu = \frac{0,82 \cdot 10^6}{16,7 \cdot 500 \cdot 245^2} = 0,0016$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0016} = 0,0016$$

Paindearmatuuri vajalik ristlõikepindala vastavalt valemile (82) on:

$$A_s = \frac{0,0016 \cdot 16,7 \cdot 500 \cdot 245}{435} = 8 \text{ mm}^2$$

6.4.2 Pikiarmatuur

Pikiarmatuuri vajalik ristlõikepindala vastavalt valemile (88) on:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{2,6 \cdot 500 \cdot 245}{500} = 166 \text{ mm}^2$$

Armatuuriks valitakse minimaalse pikiarmatuuri vajaliku ristlõikepindala järgi 3Ø10 mm, $A_{s,prov}=236 \text{ mm}^2$ [1, p. 273].

6.4.3 Paindearmatuuri ankurdus

Varda arvutuslik pingeline ankurduspikkuse alguses vastavalt valemile (87) on:

$$\sigma_{sd} = 435 \cdot \frac{166}{236} = 305,3 \text{ N/mm}^2$$

Ribivarda nakketugevus vastavalt valemile (86) on:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,2 = 2,7 \text{ N/mm}^2$$

Nõutav ankurduspikkus vastavalt valemile (85) on:

$$l_{b,rqd} = \frac{10 \cdot 305,3}{4 \cdot 2,7} = 283 \text{ mm}$$

6.5 Siseseina lintvundamendi taldmiku armatuur

6.5.1 Paindearmatuur

Lintvundamendi taldmiku külje kohal asuva vertikaalristlõike arvutuslik paindemoment vastavalt valemile (81) on:

$$M_{Ed} = 0,8 \cdot \frac{0,28^2 \cdot 131,31}{2} = 4,12 \text{ kNm}$$

Vastavalt valemitele (83) ja (84) tegurite väärtused on:

$$\mu = \frac{4,12 \cdot 10^6}{16,7 \cdot 500 \cdot 245^2} = 0,0051$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0051} = 0,0051$$

Paindearmatuuri vajalik ristlõikepindala vastavalt valemile (82) on:

$$A_s = \frac{0,0051 \cdot 16,7 \cdot 500 \cdot 245}{435} = 23 \text{ mm}^2$$

6.5.2 Pikiarmatuur

Pikiarmatuuri vajalik ristlõikepindala vastavalt valemile (88) on:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{2,6 \cdot 800 \cdot 245}{500} = 265 \text{ mm}^2$$

Armatuur valitakse minimaalse pikiarmatuuri vajaliku ristlõikepindala järgi 4ø10 mm, $A_{s,prov}=314 \text{ mm}^2$ [1, p. 273].

6.5.3 Paindearmatuuri ankurdus

Varda arvutuslik pingeline ankurduspikkuse alguses vastavalt valemile (87) on:

$$\sigma_{sd} = 435 \cdot \frac{265}{314} = 367,1 \text{ N/mm}^2$$

Ribivarda nakketugevus vastavalt valemile (86) on:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,2 = 2,7 \text{ N/mm}^2$$

Nõutav ankurduspikkus vastavalt valemile (85) on:

$$l_{b,rqd} = \frac{10 \cdot 367,1}{4 \cdot 2,7} = 340 \text{ mm}$$

7 BETOONI KESKKONNAKLASS JA BETOONKAITSEKIHT

7.1 Keskkonnaklass

Konstruksiooni kestvus oleneb konstruktsiooni ümbritsevatest keskkonnatingimustest, mis võivad esile kutsuda armatuuri korrosiooni ja kahjustada betooni [1, p. 274].

Tabel 13. Betooni keskkonnaklass. Karboniseerumisest põhjustatud korrosioon [1, p. 274]

Klassi tähis	Keskkonna kirjeldus	Näited
XC1	Kuiv või püsivalt märg	Betoon madala õhuniiskusega siseruumides Pidevalt vee all olev betoon
XC2	Märg, harva kuiv	Kaua veega kontaktis olevad betooni pinnad Paljud vundamendid
XC3	Mõõdukalt niiske	Betoon mõõduka või kõrge õhuniiskusega siseruumides Vihma eest kaitstud betoon välisõhus
XC4	Vaheldumisi märg ja kuiv	Veega kokkupuutuvad pinnad, mis ei kuulu klassi XC2

Vastavalt tabelile (Tabel 13) kasutatakse vundamendi ja taldmiku ehitamiseks betooni keskkonnaklassiga XC2.

Kuna raudbetoonpost teljel 1 jääb osaliselt pinnase sisse, siis tuleb posti valmistamisel kasutada betooni keskkonnaklassiga XC2.

7.2 Betoonkaitsekiht

Betoonkaitsekiht on kaugus armatuuri pinnast kuni betooni lähima pinnani [1, p. 276].

Nimikaitsekiht arvutatakse valemiga [1, p. 276]:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} , \quad (89)$$

kus c_{min} – armatuuri nõutav minimaalne kaitsekiht, mm,

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

Korrosioonikindluse tagamiseks vajalik armatuuriterase minimaalne kaitsekiht c_{min} on antud tabelis (Tabel 14) olenevalt keskkonnaklassist ja konstruktsiooniklassist S [1, p. 277].

Konstruksiooniklass S oleneb keskkonnaklassist ja betooni tugevusklassist. Kui konstruksiooni projekteeritud kasutusiga on 50 aastat ja betooni tugevusklass vastab orienteeruvale tugevusklassile, siis on konstruksiooniklass S4. [1, p. 277]

Tabel 14. $c_{\min}$ väärtused armatuurterasele, mm [1, p. 277]

Konstruksiooni- klass	Keskkonnaklass		
	XC1	XC2/XC3	XC4
S1	10	10	15
S2	10	15	20
S3	10	20	25
S4	15	25	30
S5	20	30	35
S6	25	35	40

Armatuurterase nimikaitsekiht vastavat valemile (89) on:

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

Betoneerimisel vastu ebatast pinda tuleks nimikaitsekihti suurendada, võttes projekteerimisel arvesse ebatastasuse määrale vastavat hälvet. Betoneerimisel ettevalmistatud pinnasele (näiteks killustikalusele) peaks minimaalne kaitsekiht olema vähemal 40 mm.

Taldmiku alumises pinnas armatuurterase nimikaitsekiht vastavalt valemile (89) on:

$$c_{nom} = 40 + 10 = 50 \text{ mm}$$

8 TSENTRILISELT SURUTUD TERASPOSTI JALG

Posti jala alusplaat peab tagama jõudude üleandmise vundamendile nii, ei vundamendi pinnakoormus ei ületaks selle arvutustugevust, mis on [1, p. 450]:

$$f_j \approx \frac{2}{3} f_{cd} , \quad (90)$$

kus f_{cd} – vundamendi betooni arvutustugevus, N/mm².

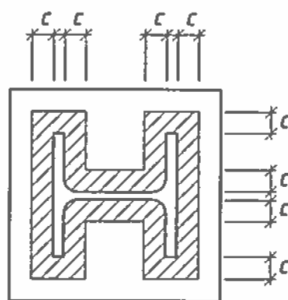
Tsentriliselt surutud posti survejõud jaguneb alusplaadi töötavale pinnale (ümber posti) A_c laiusega c (Joonis 7) [1, p. 451]:

$$c = t \sqrt{\frac{f_{yk}}{3f_j\gamma_{M0}}} , \quad (91)$$

kus t – alusplaadi paksus, mm,

γ_{M0} – ristlõike kandevõime osavarutegur, $\gamma_{M0} = 1,0$,

f_{yk} – armatuuri normtugevus, N/mm².



Joonis 7. Tsentriliselt surutud posti alusplaadi töötav pindala [1, p. 450]

Pinge betoonis alusplaadi all on [1, p. 451]:

$$\sigma_c = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq f_j \quad (92)$$

Alusplaadi tugevus on küllaldane, kui on täidetud tingimus [1, p. 451]:

$$m_{Ed} \leq m_{Rd} , \quad (93)$$

kus m_{Ed} – arvutuslik paindemoment alusplaadis, Nmm,

m_{Rd} – alusplaadi paindekandevõime, Nmm.

$$m_{Ed} = \sigma_c \frac{c^2}{2} \quad (94)$$

$$m_{Rd} = \frac{f_{yk} t^2}{6\gamma_{M0}} \quad (95)$$

8.1 Terasposti HEB240 posti jala arvutus

Taldmikus kasutatava betooni omadused on järgmised:

- tugevusklass C25/30;
- arvutussurveugevus $f_{cd} = 16,7 \text{ N/mm}^2$.

Taldmikus kasutatava terase omadused on järgmised:

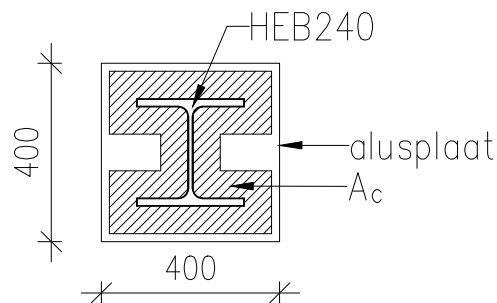
- armatuuri klass B500B;
- normtugevus $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$.

Arvutuskoormus vastavalt valemile (90) on:

$$f_j = \frac{2}{3} \cdot 16,7 = 11,13 \text{ N/mm}^2$$

Alusplaadi paksuseks valitakse 16 mm. Töötava aluspinna laius ümber posti vastavalt valemile (91) on:

$$c = 16 \cdot \sqrt{\frac{500}{3 \cdot 11,13 \cdot 1,0}} = 62 \text{ mm}$$



Joonis 8. Terasposti HEB240 alusplaadi töötav pind

Alusplaadi töötav pind on $A_c = 103\,037 \text{ mm}^2$.

Pinge betoonis alusplaadi all vastavalt valemile (92) on:

$$\sigma_c = \frac{764,02 \cdot 10^3}{103037} = 7,42 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \leq f_j = 11,13 \text{ N/mm}^2$$

Arvutuslik paindemoment alusplaadis vastavalt valemile (94) on:

$$m_{Ed} = 7,42 \cdot \frac{62^2}{2} = 14\,252 \text{ Nmm}$$

Alusplaadi paindekandevõime vastavalt valemile (95) on:

$$m_{Rd} = \frac{500 \cdot 16^2}{6 \cdot 1,0} = 21\,333 \text{ Nmm}$$

Tingimus $m_{Ed} \leq m_{Rd}$ on täidetud, alusplaadi kandevõime on tagatud.

KOKKUVÕTE

Lõputöö tulemusena on leitud Jõgeva Komandohoone lint- ja postvundamendi taldmiku vajalikud mõõtmed ning arvutatud taldmiku armeering. Arvutatud on ka hoone teljel 1 olevate raudbetoonpostide armeering ning hoone teljel 2 olevate HEB240 terasposti alusplaadi paksus.

Kuna hoonele mõjuvad koormused on suhtelised väiksed ja pinnas hoone all hea kandevõimega, siis arvutustega leitud vajalikud taldmiku laiused olid väikesed. Hoone taldmike suuruste valikul oli arvestatud vundamendi vajumisega, millega tagatakse vajumite lubatud piirdeformatsioonid.

Teljel 1 olevate raudbetoonpostide taldmiku mõõtudeks tuli 1,5x1,5 m ja teljel 2 olevate HEB240 teraspostide taldmiku mõõtudeks 2,1x2,1 m. Lintvundamendi taldmiku mõõdud hoone välisperimeetril on 0,5x0,3 m ja kandva siseseina all 0,8x0,3 m.

Postvundamendi taldmik teljel 1 armeeritakse 2x9 $\varnothing 10$ mm armatuuriga ja taldmik teljel 2 armeeritakse 2x14 $\varnothing 20$ mm armatuuriga. Lintvundamendi taldmik välisseina all armeeritakse 3 $\varnothing 10$ mm armatuuriga sammuga 185 mm. Lintvundamendi taldmik kandva siseseina all armeeritakse 4 $\varnothing 10$ mm armatuuriga sammuga 220 mm. Paindearmatuuriks on D-raudad, et tagada piisav ankurduspikkus, armatuuri läbimõõt 10 mm, samm 100 mm.

Teljel 1 olevad raudbetoonpostid armeeritakse 4 $\varnothing 16$ mm pikiarmatuuriga ning rangide armatuuri läbimõõt 8 mm. Rangide samm on 320 mm, posti ülemises ja alumises osas on rangide samm tihedam, 160 mm. Raudbetoonpost kinnitatakse taldmiku külge Peikko ankrupoltidega 4xHPM20.

Vundamentides, taldmikes ja raudbetoonpostis kasutatava betooni keskkonnaklass on XC2 ja armatuuri nimikaitsekiht on 35 mm, välja arvatud taldmiku alumise pinna nimikaitsekiht, mis on 50 mm.

Teraspost kinnitatakse alusplaadiga vundamendile Peikko ankrupoltidega 4xHPM20. Alusplaat keevitatakse terasposti külge. Alusplaadi mõõdud on 400x400 mm ja paksus 16 mm.

SUMMARY

Designing the Foundations of the Jõgeva Brigade Facility

The final thesis in the stage of main project, including calculations of structural loads and connecting the foundation with the rest of the load-bearing structure contains the calculations for load-bearing capacity necessary to design the foundations of this building.

The input data are the existing preliminary project and geological survey for the Jõgeva brigade facility. The architectural construction project is made by Kuu Arhitektid. The building has two storeys, except for the garage for rescue equipment, which reaches across two storeys; the building is rectangular overall, with the overall dimensions of 22 x 44 m and the height of approx. 8 m. The hollow panels of the interim and roof ceilings of the building are supported by panels of the exterior wall and load-bearing interior walls made of hollow concrete blocks.

The thesis contains the calculations of loads impacting load-bearing structures, establishing the measurements of beam and strip foundations and calculations of the necessary armouring. In addition, the armouring of the load-bearing ferro-concrete pole is calculated and the load-bearing capacity of the base plate of the steel pole verified. As the loads impacting the building are relatively small and the soil underneath the building has good load-bearing capacity, the widths of footings established with calculations were small. In selecting the sizes of footings for the building, sinking of foundations is taken into account, ensuring the permitted deformation limits of settling. The load-bearing capacity and settling rates of foundations were calculated using the soil data specified in the geotechnical report.

The thesis does not cover the loads of consoles in the building and calculations for the load-bearing capacity of the foundation underneath.

Figures in the image section show schematics of loads, armouring of the ferro-concrete poles and foundations, and the connecting joints between structures.

VIIDATUD ALLIKAD

- [1] T. Masso, Ehituskonstruktori käsiraamat, Tallinn, 2014.
- [2] V. Otsmaa, Betoonkonstruktsioonide arvutamine, Tallinn, 2021.
- [3] „Peikko,“ [Võrgumaterjal]. Available: <https://www.peikko.com/products/product/hpm-rebar-anchor-bolt/>. [Kasutatud 9. aprill 2022].
- [4] V. Jaanisoo, Madalvundameni arvutus, 2014.

GRAAFILINE OSA

Joonis 1. Esimese korruse plaan, lõige A-A

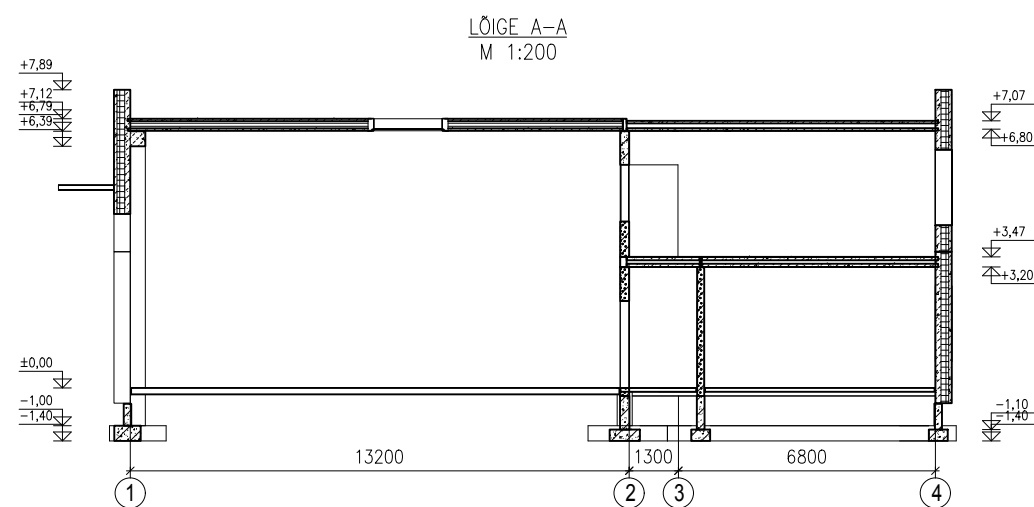
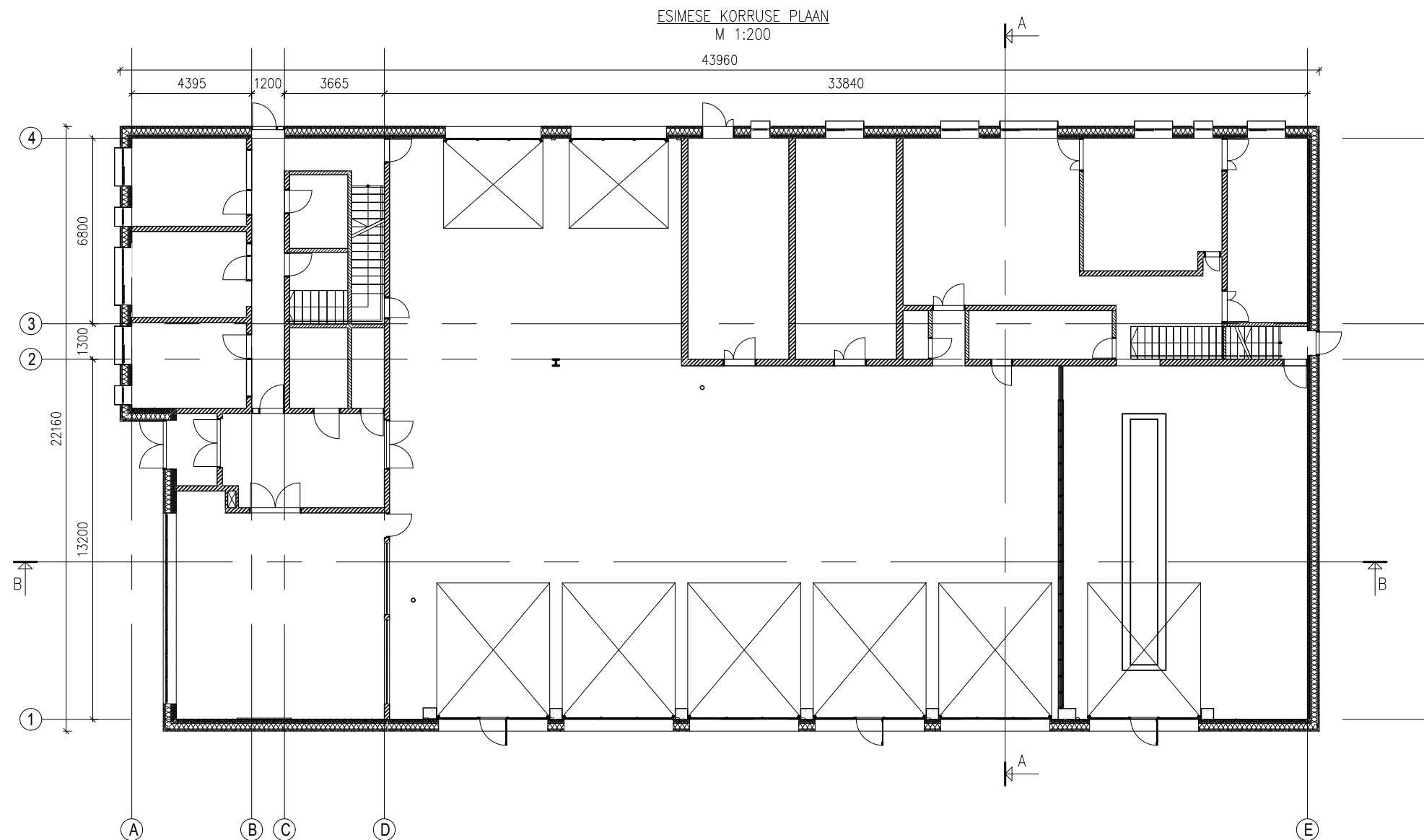
Joonis 2. Teise korruse plaan, lõige B-B

Joonis 3. Koormused katuslaele

Joonis 4. Koormused vahelaele

Joonis 5. Koormused vundamendile

Joonis 6. Sõlmed



Koostas: Olga Guljanskaja

Juhendas: Andres Kuningas

Juhendas:

TALLINN 02.05.2022

JÕGEVA KOMANDOHOONE
Liivoja küla, Tähe tn 27

Joonise nimetus ESIMESE KORRUSE PLAAN
LÕIGE A-A

Joonise nr 1

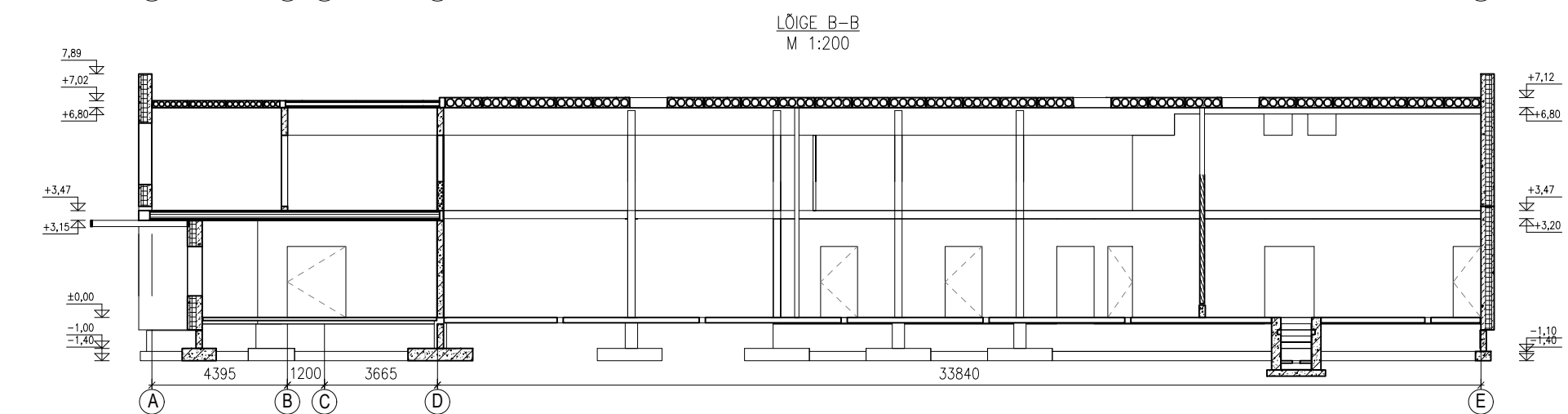
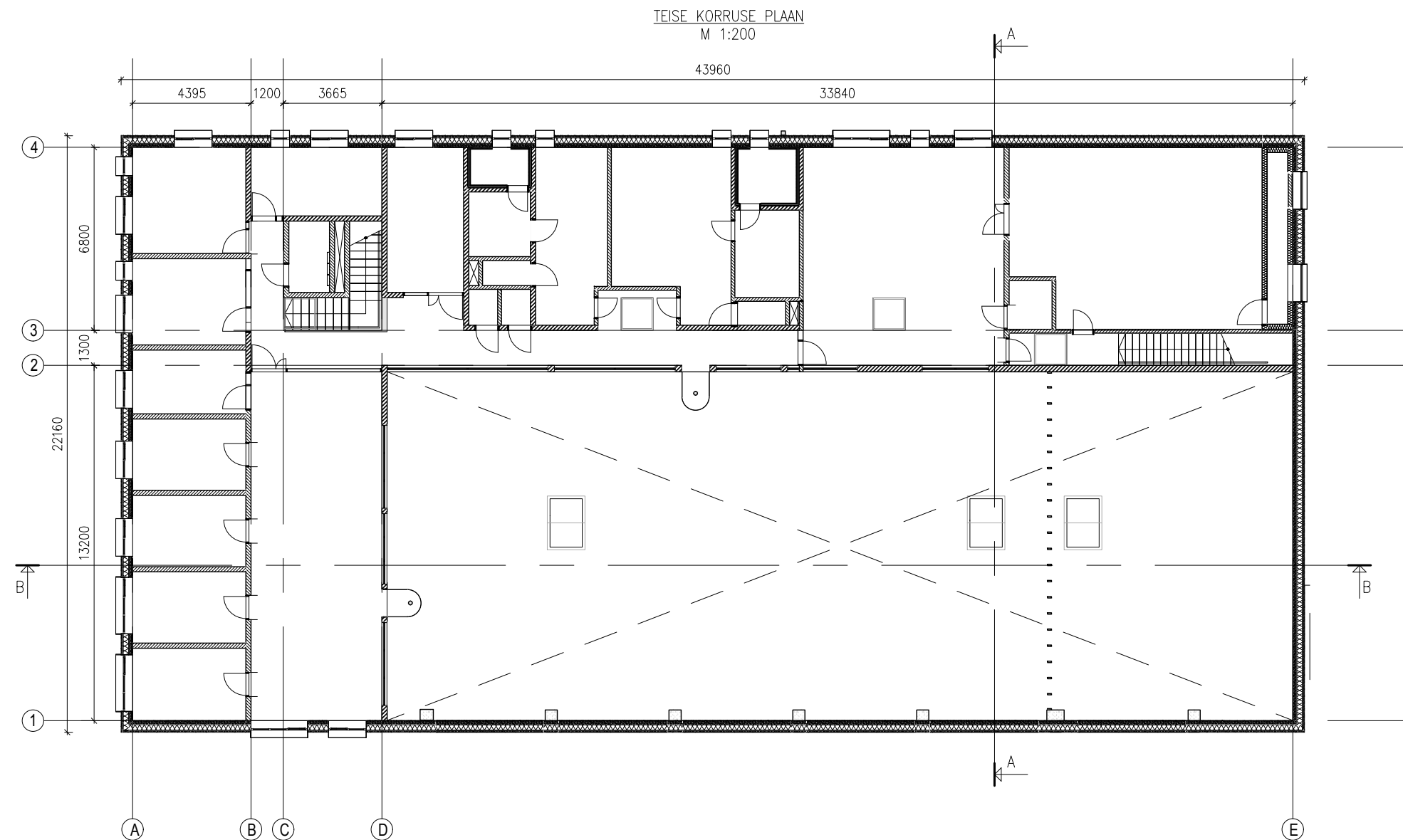
Skaala 1:200

Töö nr EHE037

Leht: 1

Õpperühm: KHE2018

Lehti: 6



JÕGEVA KOMANDOHOONE
Liivoja küla, Tähe tn 27

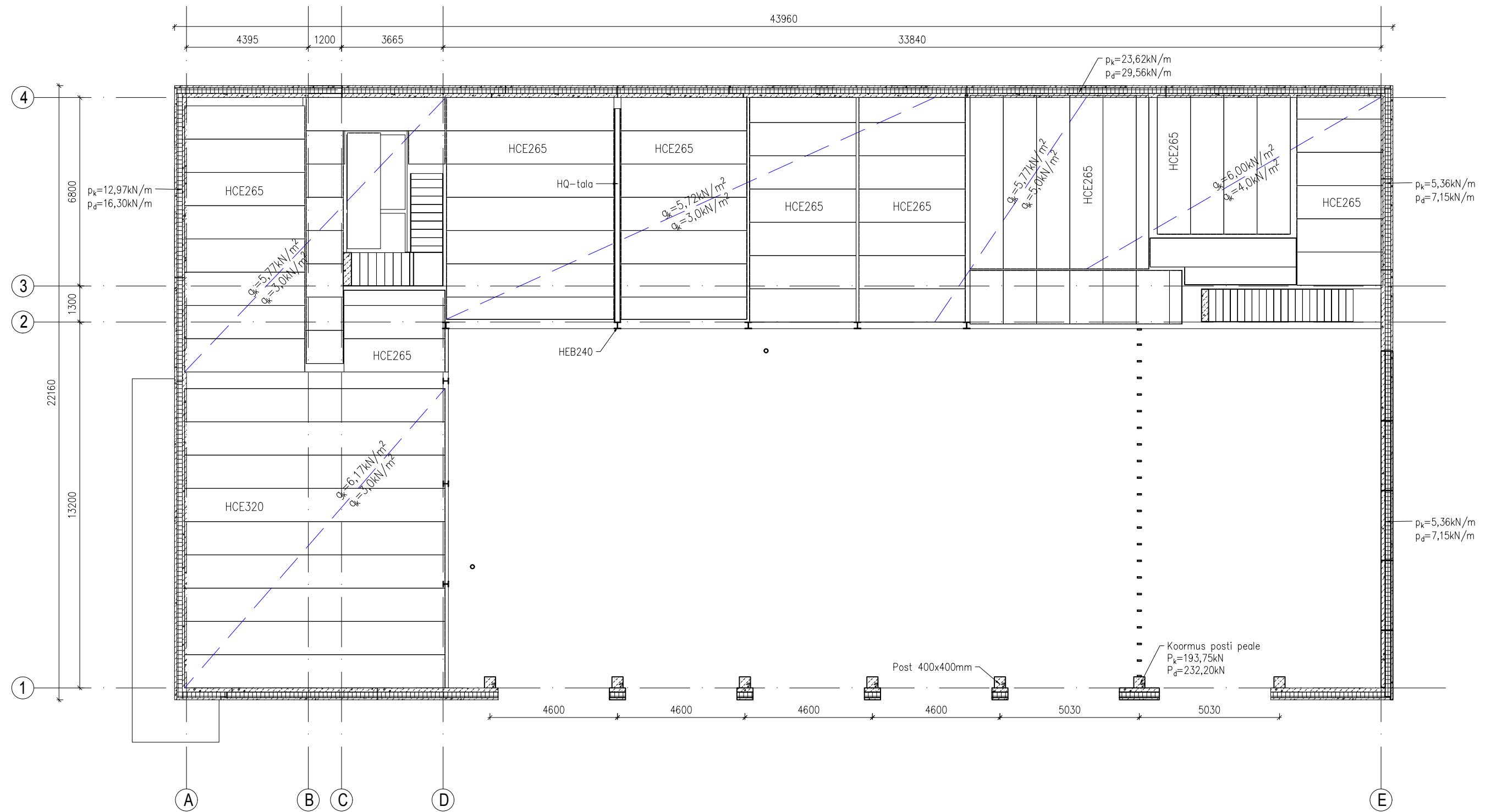
Koostas: Olga Guljanskaja	Joonise nimetus	TEISE KORRUSE PLAAN		
Juhendas: Andres Kuningas	LÕIGE B-B			
Juhendas:	Joonise nr 2	Töö nr EHE037	Õpperühm: KHE2018	
TALLINN 02.05.2022	Skaala 1:200	Leht: 2	Lehti: 6	

M 1:150



Lehti: 3	Lehti: 6
----------	----------

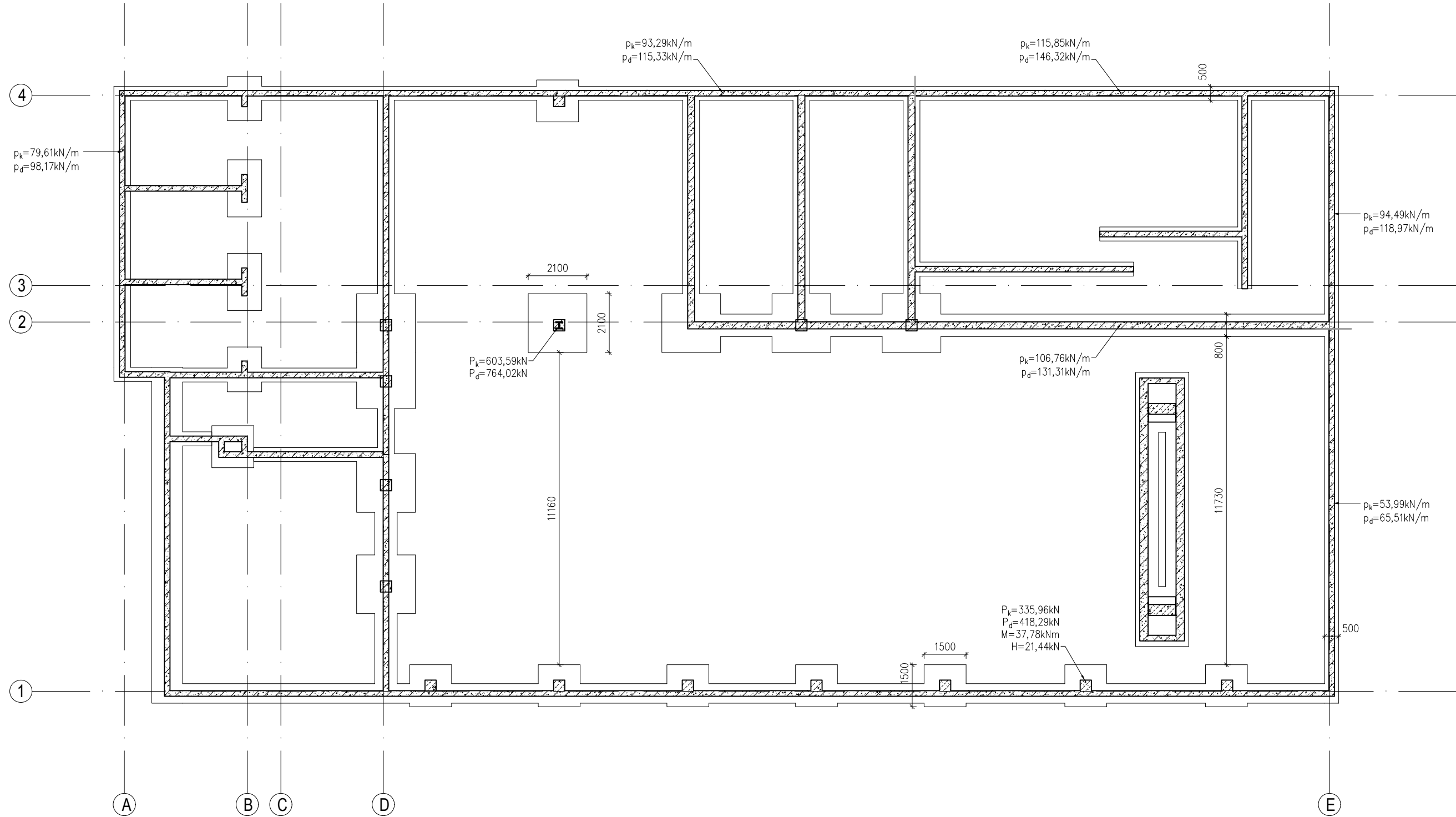
VAHELAE PLAAN
M 1:150



JÕGEVA KOMANDOHOONE
Liivoja küla, Tähe tn 27

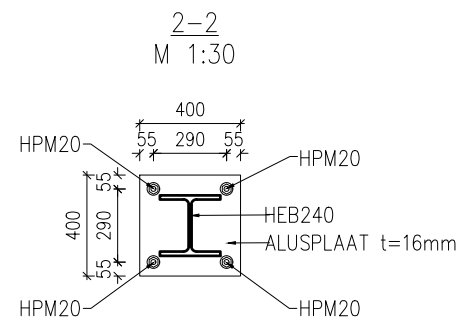
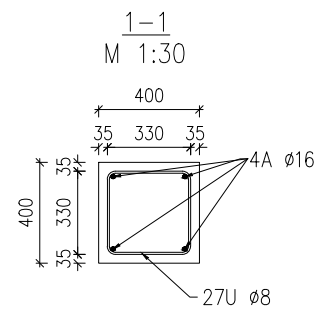
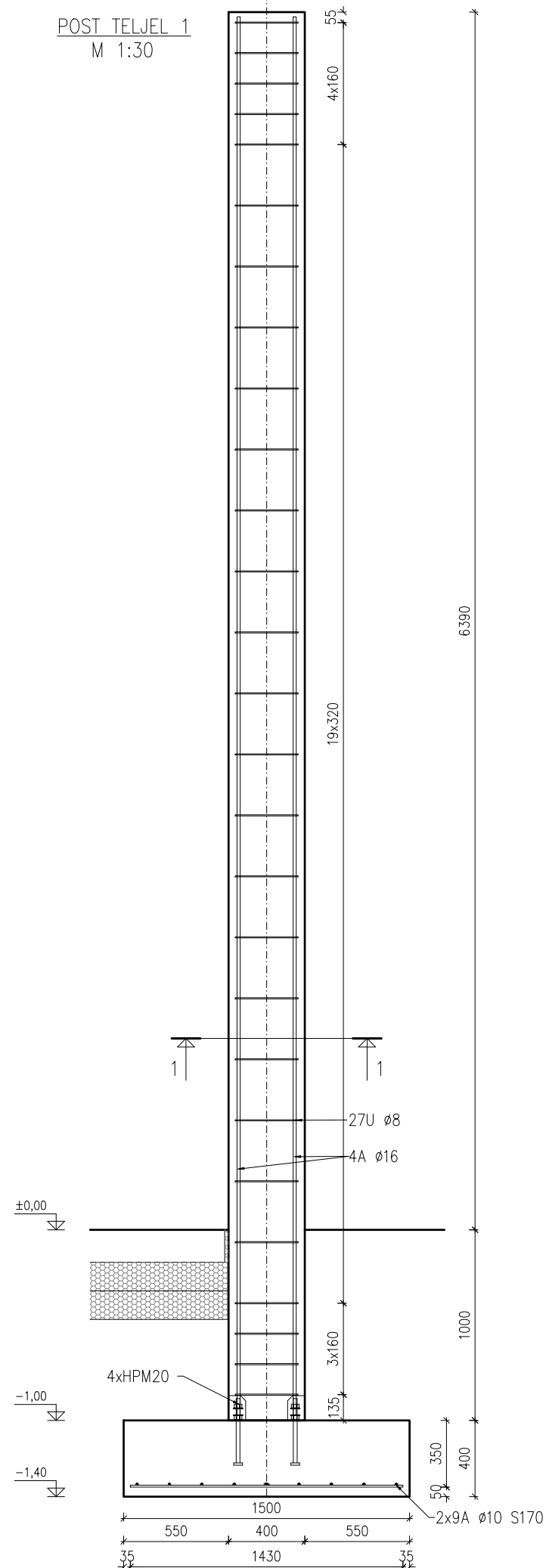
Koostas:	Olga Guljanskaja	Joonise nimetus KOORMUSED VAHELAELE		
Juhendas:	Andres Kuningas			
Juhendas:		Joonise nr 4	Töö nr EHE037	Õpperühm: KHE2018
TALLINN	02.05.2022	Skaala 1:150	Leht: 4	Lehti: 6

VUNDAMENDI PLAAN
M 1:150

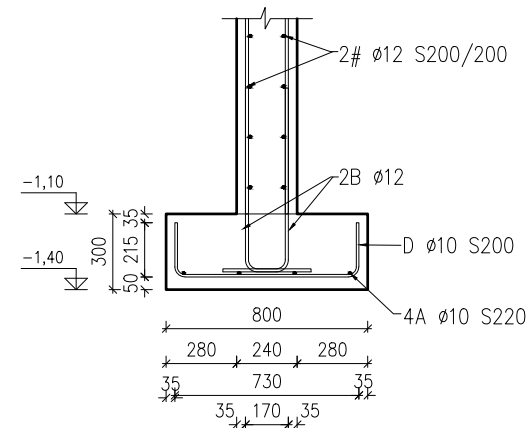


	JÕGEVA KOMANDOOHOONE Liivoja küla, Tähe tn 27		
Koostas: Olga Guljanskaja	Joonise nimetus KOORMUSED VUNDAMENDILE		
Juhendas: Andres Kuningas			
Juhendas:	Joonise nr 5	Töö nr EHE037	Õpperühm: KHE2018
TALLINN 02.05.2022	Skaala 1:150	Leht: 5	Lehti: 6

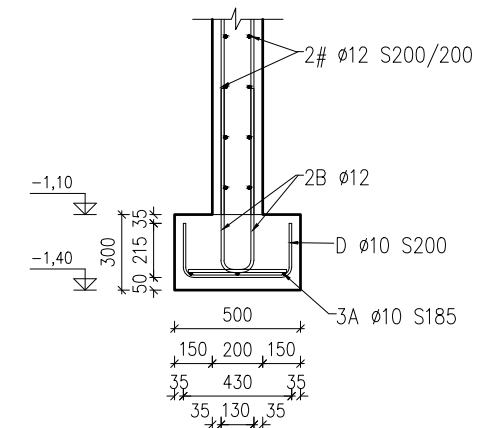
POST TELJEL 1
M 1:30



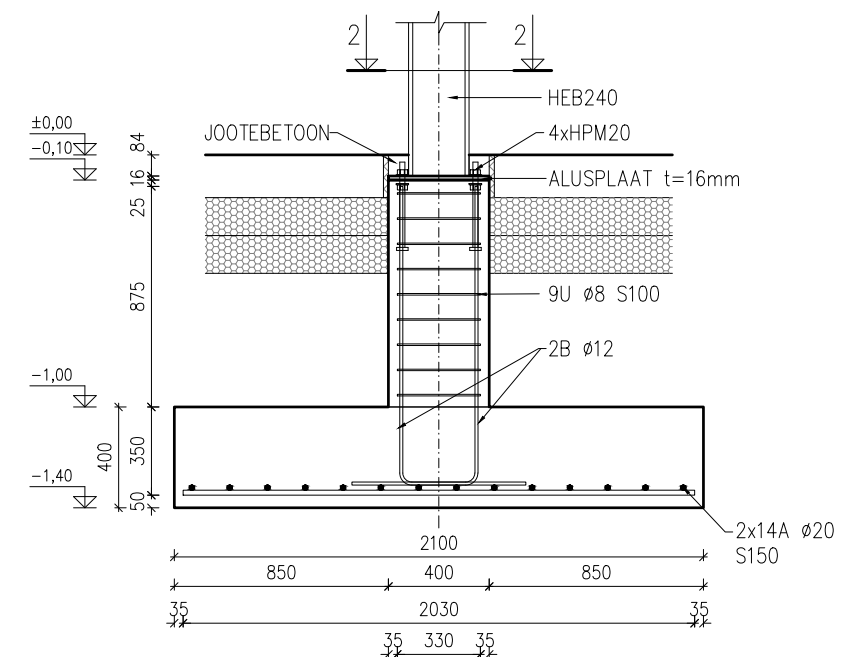
SISESEINA VUNDAMENT
M 1:30



VÄLISSEINA VUNDAMENT
M 1:30



POSTVUNDAMENT TELJEL 2
M 1:30



JÕGEVA KOMANDOHOONE
Liivoja küla, Tähe tn 27

Koostas: Olga Guljanskaja

Juhendas: Andres Kuningas

Juhendas:

TALLINN 02.05.2022

Joonise nimetus SÕLMED

Joonise nr 6

Skaala 1:30

Töö nr EHE037

Lehti: 6

Õpperühm: KHE2018

Lehti: 6