



TALLINNA TEHNIKAÜLIKOOL
TALLINN UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

PÕLVA MAKSIMARKETI PEAMISTE KANDEVKONSTRUKTSIOONIDE DIMENSIONEERIMINE

DIMENSIONING THE MAIN BEARING STRUCTURES OF PÕLVA
MAKSIMARKET

**TTÜ Inseneriteaduskond Tartu Kolledž
Magistritöö**

Juhendaja/õppejõud: Ragnar Pabort

Üliõpilane: Indrek Neeme
122490 EAEI

Üliõpilase meiliaadress: Indrekneeme93@gmail.com

Õppekava nimetus: Ehitiste projekteerimine ja
arhitektuur

Tartu 2017

Olen koostanud lõputöö iseseisvalt.
Kõik töö koostamisel kasutatud teiste autorite
tööd, olulised seisukohad, kirjandusallikatest ja mujalt
pärinevad andmed on viidatud.

..... (töö autori allkiri ja kuupäev)

Üliõpilase kood:

Töö vastab magistritööle esitatud nõuetele

..... (juhendaja allkiri ja kuupäev)

Kaitsmisele lubatud: (kuupäev)

Kaitsmiskomisjoni esimees: (allkiri)

ABSTRACT

Neeme, I. „Dimensioning the Main Bearing Structures of Põlva Maksimarket“. Master's thesis – Tartu 2017. One volume: 119 pages, 13 illustrations, 16 tables, format A4, in estonian language; appendix: 23 blueprints; graphical part: 1 A1 drawing, 5 A2 drawings.

The aim of this master's thesis is to dimension the main bearing structures of a commercial building Põlva Maksimarket based on the requirements set by the client and the preliminary architectural design executed by engineering bureau AS Resand. The calculations were made in accordance with the engineering and construction standards of the Republic of Estonia.

The dimension calculations were done to roof structures (glue laminated timber secondary beams and primary beams), columns (reinforced concrete) and foundations (concrete pad foundation). Firstly, structural loads, mostly self-weight, snow and wind load were found out. The next step was to draw the model to Autodesk Robot Structural Analysis 2017 and define different load combinations. When the elements of the internal forces were found the construction calculations were carried out in PTC Mathcad Prime.

These dimensioning results are of practical value and can be used as the basis of engineering the rest of the construction sections which are not covered in this thesis.

Keywords: structural solution, load bearing structures, structural calculation, strenght calculation, glue laminated timber, reinforced concrete.

SISUKORD

ABSTRACT	2
TÄHISED JA LÜHENDID	6
SISSEJUHATUS	9
1. ÜLDIST	10
1.1 Hoone tutvustus.....	10
1.2 Geoloogilised tingimused	13
1.3 Arvutusmeetodi kirjeldus	15
1.4 Kandeskeemi kirjeldus	16
1.5 Kandetarindites kasutatavad materjalid.....	17
2. KOORMUSED	18
2.1 Päärseisundid, koormuskombinatsioonid ja osavarutegurid	18
2.2 Omakaalukoormused.....	20
2.3 Lumekoormus	21
2.3.1 Lumekoormus lamekatusele	22
2.4 Tuulekoormus	23
2.4.1 Tuulekoormus seintele.....	26
2.4.2 Tuulekoormus katusele	31
2.5 Muud koormused	35
2.6 Koormuskombinatsioonid.....	36
2.6.1 Kandepäärseisundi (ULS) koormuskombinatsioonid:	36
2.6.2 Kasutuspäärseisundi (SLS) koormuskombinatsioonid:	37
3. KATUSEKANDJATE DIMESIONEERIMINE	39
3.1 Üldosa.....	39
3.2 Abitala dimensioneerimine	39
3.2.1 Kaldpinna äärmiste kiudude paindepingete kontroll	39
3.2.2 Harjatsiooni paindepingete kontroll	41
3.2.3 Harjatsiooni tõmbepingete kontroll	43
3.2.4 Tõmbe kontroll ristikiudu koos nihkega.....	45
3.2.5 Kiivekandevõime kontroll tulekahjuolukorras.....	46
3.2.6 Kaldpinna äärmiste kiudude paindepingete kontroll tulekahjuolukorras	50
3.2.7 Harjatsiooni tõmbepingete kontroll tulekahjuolukorras	52
3.2.8 Läbipainde kontroll.....	54
3.2.9 Nihkekandevõime kontroll.....	56
3.2.10 Toel muljumise kontroll – toepinna vajalik pikkus	57
3.2 Peatala dimensioneerimine	58

3.2.1 Paindekandevõime kontroll.....	58
3.2.2 Paindekandevõime kontroll tulekahjuolukorras	59
3.2.3 Kiivekandevõime kontroll tulekahjuolukorras.....	61
3.2.4 Läbipainde kontroll.....	62
3.2.5 Nihkekandevõime kontroll.....	65
3.2.6 Toel muljumise kontroll – toepinna vajalik pikkus.....	66
4. POSTIDE DIMESIONEERIMINE.....	68
4.1 Üldosa.....	68
4.2 Posti dimensioneerimine servas – abitala all	68
4.3 Posti dimensioneerimine servas – peatala all	73
4.4 Posti dimensioneerimine hoone keskel	79
5. VUNDAMENTIDE DIMESIONEERIMINE	86
5.1 Üldosa.....	86
5.2 Vundamendi dimesioneerimine hoone servas – abitala all.....	86
5.2.1 Kandevõime kontroll	87
5.2.2 Kandevõime kontroll tulekahjuolukorras	91
5.3 Vundamendi dimesioneerimine hoone servas – peatala all.....	94
5.3.1 Kandevõime kontroll	94
5.3.2 Kandevõime kontroll tulekahjuolukorras	98
5.4 Vundamendi dimesioneerimine hoone keskel	101
5.4.1 Kandevõime kontroll	101
5.4.2 Kandevõime kontroll tulekahjuolukorras	103
5.5 Vajumite arvutus	106
5.5.1 Vajumi arvutus hoone servas – abitala all	108
5.5.2 Vajumi arvutus hoone servas – peatala all.....	110
5.5.3 Vajumi arvutus hoone keskel.....	111
5.5.4 Vajumite erimid ja suhtelised erimid.....	113
KOKKUVÕTE	116
KASUTATUD PROGRAMMIDE LOETELU.....	117
KASUTATUD KIRJANDUS	118
LISAD	120
Lisa A. Hoone ruumiline (3D) arvutusskeem (kuvatõmmised arvutusprogrammist ARSAP 2017).	121
Lisa B. Katusekandjate kontrollarvutustes kasutatavad maksimaalsed sisejõud (kuvatõmmised arvutusprogrammist ARSAP 2017).	122
Lisa C. Posti ja vundamendi kontrollarvutustes kasutatavad maksimaalsed sisejõud (kuvatõmmised arvutusprogrammist ARSAP 2017).	124

Lisa D. Vundamendi tulekahjuolukorra arvutustes kasutatavad maksimaalsed sisejõud (kuvatõmmised arvutusprogrammist ARSAP 2017).	129
Lisa E. Arhitektuurne lahendus.	131
Lisa F. Graafiline osa.	133

TÄHISED JA LÜHENDID

ARSA – Autodesk Robot Structural Analysis 2017

ULS – kandepiirseisund

SLS – kasutuspiirseisund

A – ristlõike pindala

A_d – erakordse koormuse arvutusväärtus,

A_{ef} – ristlõike efektiivpindala

B - arvutuslaius

$B500B$ – terase tugevusklass

$E_{0,05}$ – elastsusmooduli 5% väärtus

E_i – deformatsioonimoodul

F – koormus, jõud

F_d – arvutuslik jõud

I_y – inertsimoment y-telje suhtes

I_z – inertsimoment z-telje suhtes

C30/37 – betooni tugevusklass

C_e – avatustegur

C_t – soojustegur

C_e – avatustegur

C_e – avatustegur

C_e – avatustegur

EN – Eurokoodeks

EVS – Eesti Standardikeskus

F_{vd} – arvutuslik vertikaaljõud

G – alalis- ehk püsikoormuse väärtus,

I – inertsimoment

L – arvutus pikkus

NA – Eesti rahvuslik lisa

M_{Ed}, M_d – arvutuslik paindemoment

$M_{Ed.fi}$ – avariikoormusest tekkiv paindemoment

N_{Ed} – arvutuslik normaaljõud

P – eelpingekoormuse väärtus

$Q_{k.1}$ – domineeriva muutuvkoormuse väärtus,

$Q_{k.i}$ – muu muutuvkoormuse väärtus

R_d – kandevõime

V_0 – viitemaht

V_{Ed} – arvutuslik põikjõud

TP – tulepüsivusklass

W_y – ristlõike arvutuslik vastupanumoment

$W_{y.ef}$ – efektiivristlõike arvutuslik vastupanumoment
 a – minimaalne toepinna vajalik pikkus
 b – materjali paksus, ristlõike laius
 b_{ef} – ristlõike efektiivlaius
 c'_k – nidusus
 d – sügavus
 $d_{char.n}$ – tinglik söestusmissügavus
 d_{ef} – efektiivne söestusmissügavus
 e – ekstsentrilisus, koormustsooni mõõde
 f_{cd} – arvutussurvetugevus
 $f_{m.k}$ – normatiivne paindetugevus
 $f_{m.y.d}$ – arvutuslik paindetugevus
 $f_{m.y.d.fi}$ – arvutuslik paindetugevus avariisolukorras
 $f_{c.90.k}$ – normatiivne survetugevus ristikiudu
 $f_{c.90.d}$ – arvutuslik survetugevus ristikiudu
 $f_{t.90.k}$ – normatiivne tõmbetugevus ristikiudu
 $f_{t.90.d}$ – arvutuslik tõmbetugevus ristikiudu
 $f_{v.k}$ – normatiivne nihketugevus
 $f_{v.d}$ – arvutuslik nihketugevus
 g – alaline koormus
 g_k – alalise koormuse normatiivne väärtus
 g_d – muutuvkoormuse normatiivne väärtus
 h – ristlõike kõrgus, hoone kõrgus
 h_{ap} – tala harjatsoonikõrgus
 h_p – parapeti kõrgus
 $i_z; i_y$ – inertsiraadius z- ja y-telje suhtes
 f_{yd} – terase arvutuslik voolavustugevus
 k_l – turbulentsitegur
 k_{crit} – kiivertegur
 k_{fi} – tulepüsivustegur
 k_{mod} – koormuse kestuse ja niiskuse mõju arvestav modifikatsioonitegur
 $k_{mod.fi}$ – koormuse kestuse ja niiskuse mõju arvestav modifikatsioonitegur avariisolukorras
 k_{crit} – kiivertegur
 k_{vol} – mahutegur
 m – mass
 l_{ef} – efektiivpikkus (arvutus pikkus)
 q' – survepinge
 q_k – tihedus
 s – samm, vajum
 s_k – lume normkoormus maapinnal
 t – aeg
 v_b – tuule baaskiirus

z – arvutuskõrgus
 x – survetsooni kõrgus
 y – survetsooni arvutuskõrgus
 w_e – tuulerõhk

α – kaldenurk
 β_n – tinglik söestusmäär
 γ – mahukaal
 γ_m - materjali osavarutegur
 γ_G – alaliskoormuse osavarutegur
 $\gamma_{G.fi}$ – alaliskoormuse osavarutegur avariiolekorras
 γ_Q – muutuvkoormuse osavarutegur
 $\gamma_{Q.fi}$ – muutuvkoormuse osavarutegur avariiolekorras
 γ_M – koormuse osavarutegur
 $\gamma_{M.fi}$ – erakorralise olukorra osavarutegur
 ψ_0 – domineeriva muutuvkoormuse kombinatsioonitegur
 ψ_1 – domineeriva muutuvkoormuse kombinatsioonitegur
 ψ_2 – mittedomineeriva muutuvkoormuse kombinatsioonitegur
 λ – saledus
 λ_{lim} – piirsaledus
 $\lambda_{rel.m}$ – suhteline saledus
 μ_1 – lumekoormuse kujutegur
 τ_d – arvutuslik nihkepinge
 σ – survepinge
 $\sigma_{c.90.d}$ – arvutuslik survepinge ristikiudu
 $\sigma_{t.90.d}$ – paindemomendi põhjustatud suurim ristikiudu mõjuv tõmbepinge
 $\sigma_{m.y.d}$ – arvutuslik paindepinge
 $\sigma_{m.y.d.fi}$ – arvutuslik paindepinge jääkristlõikes
 $\sigma_{c.\infty.d}$ – arvutuslik paindepinge kiudude suhtes nurga
 φ – nurk
 γ – materjali mahukaal
 ρ – tihedus
 θ_i – konstruktsioonihälve

SISSEJUHATUS

Käesoleva magistritöö teemaks on Põlva Maksimarketi peamiste kandevkonstruktsioonide dimensioneerimine. Käsitletavale objektile on koostatud arhitektuurne eelprojekt AS Resand poolt, samuti on teostatud hoone planeerigualal geoloogilised uurinud.

Diplomitöö eesmärgiks on teostada dimensioneerimisarvutused võimalikult optimaalselt, lähtudes Tellija lähtetingimustest, arhitektuursest lahendusest ning Eesti Vabariigis kehtivatest projekteerimis- ja ehitusstandardidest.

Käesoleva töö sisu on liigendatud viieks põhijaotiseks, mis on omakorda liigendatud alajaotisteks. Esimene jaotis sisaldab hoone tutvustust, krundi geoloogilisi tingimusi, arvutusmeetodi ja kandeskeemi kirjeldust. Teises jaotises leitakse projekteeritavale hoonetele mõjuvad alalis- ja muutuvkoormused ning koostatakse koormuskombinatsioonid. Töö kolmandas teostatakse vajalikud konstruktsiooniarvutused katusekandjatele, neljandas osas postidele ja viiendas osas vundamentidele. Konstruktsiooniarvutustes kasutatavad elementide maksimaalsed sisejõud on esitatud töö lisades kuvatõmmistena, arvutusprogrammist Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017. Samuti on lisade all välja toodud arhitektuurse eelprojekti põhiplaan ning perspektiivvaated. Magistritöö graafilise osa moodustavad katusekandjate, postide ja vundamentide plaanid ning lõiked hoonest.

Dimensioneerimistulemused on aluseks hoone ülejäänud konstruktsiooniosade projekteerimisele, mida antud töös ei käsitleta.

Töö autor tänab juhendaja Ragnar Pabortit meeldiva koostöö ja mitmekülgse abi eest magistritöö koostamisel.

1. ÜLDIST

1.1 Hoone tutvustus

Töös käsitletav Põlva Maksimarket hoone on ühekordne karkasshoone, gabariitmõõtmetega 75x65m ning kõrgusega 6,4m. Peasissepääs avaneb hoone ees paiknevasse kliendiparklasse. Valdava osa hoonses võtab enda alla toidukauplus (Maksimarket). Peasissepääsu ümbruses on väiksemad kaubanduspinnad, toitlustusasutus ja küllastajate wc-d. Hoone sügavusse jäävad toidukaupade laod, köök ja töötajate olmeruumid. Kandvateks tarinditeks on raudbetoon karkassipostid ja liimpuidust katusekandurid. Välisseinad on valdavalt kergpaneelidest. Vundamendid on raudbetoonist kohtvundamendid.

Hoone tutvustuse alapunktides välja toodud andmed pärinevad arhitektuurse projekti seletuskirjast. [13]

1) Tehnilised andmed:

Projekti nimetus:	Põlva Maksimarket
Hoone otstarve:	Kaubandushoone
Gabariitmõõtmed:	Pikkus 75 m, Laius 65 m, Kõrgus 6,6 m
Absoluutne kõrgus:	72,5 m
Korruste arv:	1
Hoonealune pind:	5028,4 m ²
Suletud brutopind:	4652,4 m ²
Suletud netopind:	4448,8 m ²
Köetav pind:	4369,2 m ²
Mitteeluruumide pind:	3904,3 m ²
Üldkasutatav pind:	341,3 m ²
Tehnopind:	203,2 m ²
Hoone maht:	28747 m ³
Hoone kasutusiga:	50 aastat

2) Hoone kasutusviis:

Tuleohutusest tuleneva ehitiste liigituse alusel on hoone kasutusviisiks:

- IV kasutusviis – kaubandushoone (toidukauplus)

3) Ehitise kavandatud eluiga ja kestvusklass:

- Ehitise kasutusea kategooria 4 .[1, punkt 2.3]
- Ehitise elueaks on kavandatud 50 aastat.
- Hoone töökindlusklass RC2. [1, punkt B.3]
- Tagajärgede klass CC2.
- Betoonkonstruktsioonide klass S4.
- Ehitamisaegne järelvalvetase IL2.
- Teraskonstruktsioonide teostusklass EXC2.

4) Hoone paiknemine, planeeringu piirangud:

Hoone paikneb kinnistu idaservas detailplaneeringuga ettenähtud hoonestusalal (Ringtee 4, Põlva). Kinnistu lääneservas, hoone ja Jaama tänava vahel paikneb külastajate parkla ja transiitveokite seisukohad. Hoonest ida ja lõunasuunas on majandusõu ja laadimisalad.

5) Hoone kandeskeleti tehnilise lahenduse valik:

Hoone kandeskeleti lahenduse valiku esmaseks aluseks on hoone arhitektuurne lahendus. Kandeskeleti konstruktiivne lahendus on üles ehitatud võimalikult optimaalselt, samas arvestades arhitektuurset lahendust, energiatõhusust ja hoone kasutusotstarbest tulenevaid nõudeid. Kandeskeleti lahenduse valikul on lähtutud ka geoloogilistest tingimustest.

6) Tulepüsivus:

Hoone projekteeritakse TP1 hoonena. Tuleohutusest tuleneva ehitiste liigituse alusel on hoone kasutusviisiks IV kasutusviis. Kande- ja jäigastavate konstruktsioonide kandevõime R60. Kande- ja jäigastavate konstruktsioonide materjalide tuletundlikkus on vähemalt klassist A-s1,d0. Eripõlemiskoormus hoones on alla 600 MJ/m². Monteeritavate ja monoliitsete raudbetoonelementide nõutav tulepüsivus tagatakse piisava armatuuri kaitsekihiga ja elemendi paksusega (kõrgusega; laiusega). Teraskonstruktsioonide nõutav tulepüsivus saavutatakse tulekaitse värviga (võõbaga). Puitkonstruktsioonide nõutav tulepüsivus saavutatakse piisava ristlõikega.

7) Välispiirete soojapidavus:

Hoone projekteerimisel on lähtunud kriteeriumist, et välispiirded peavad olema pikaajaliselt õhupidavad ja piisavalt soojustatud tagamaks energiatõhususe nõudeid, ruumide soojuslikku mugavust ja hallituse ning kondensaadi vältimist sisepindadel ja tarindites.

Välispiirete soojusjuhtivusele esitatavad miinimumnõuded on esitatud tabelis 1.1.

Tabel 1.1. Välispiirete soojusjuhtivuse miinimumnõuded. [13]

Välispiire	Soojusjuhtivuse miinimumnõue
Põrandad pinnasel	$U \leq 0,16 \text{ W/m}^2\text{K}$
Välisseinad	$U \leq 0,16 \text{ W/m}^2\text{K}$
Katuslagi, pööningu vahelagi	$U \leq 0,10 \text{ W/m}^2\text{K}$
Aknad, klaasseinad	$U \leq 1,00 \text{ W/m}^2\text{K}$
Välisuksed	$U \leq 1,40 \text{ W/m}^2\text{K}$

8) Vundamendid:

Hoone projekteeritakse raudbetoonist kohtvundamentidele.

9) Põrandad:

Põrandad pinnasel projekteeritakse 120 mm paksuse pinnasele toetuva kiudbetoonist ja/või raudbetoonist plaadina. Põrandad rajatakse killustikalusele ja soojustatakse EPS-plaatidega.

10) Välisseinad:

Põrandapinnast 1 m kõrguseni monteeritavast raudbetoonist kolmekihilised soklipaneelid. Ülemine osa terasplekk-kattega PIR-soojusisolatsiooniga monteeritavatest kergpaneelidest (näiteks Ruukki SP2E 160 X-Pir või analoog).

11) Siseseinad:

Vaheseinad on betoon-õõnesplokkidest ja kipsplaatidest teraskarkassil.

12) Katused:

Katuslae kandjateks on projekteeritud liimpuidust pea- ja abitalad. Taladevahelised sidemed ja katuseraamid on samuti liimpuidust. Katusetalade peale toetub kandev profiilplekk (näiteks Ruukki T130M-75L-930 või analoogne toode). Soojusisolatsioon on mineraalvilla plaatidest, katusekatteks kahekihiline SBS-kummibituumenist kate.

Hoonel on lamekatus, kus sadevesi juhitakse ära kohalike kalletega ja katusel paiknevate trappide ja hoonesiseste sadeveetorstike kaudu. Katuse kalded on antud soojustusega ja kanduritega.

13) Avatäited:

Aknad ja klaasseinad on alumiiniumprofiilidest kolmekordse klaaspaketiga.

Välisüksed on alumiinium- ja teraskonstruksioonis, klaasitud ukсед on kahekordse klaaspaketiga.

Klaasitud siseüksed on alumiinium- või teraskonstruksioonis, turvaklaasid.

Tummad siseüksed on puit- ja teraskonstruksioonis.

Tõstüksed on kergpaneelidest.

1.2 Geoloogilised tingimused

Maastikulise liigituse järgi jääb uuringuala Ugandi lavamaale, lainjale moreentasandikule. Maapinna absoluut kõrgused olid uuringupunktide suudmetel 64,55...66,00 meetrit. Kaasaegne reljeef krundil on kujundatud osaliselt eriilmelise täitepinnase kihiga. Pinnakatte moodustavad uuringusügavuses liustikusetted.

Pinnasekihid ja nende tehnilised parameetrid:

KIHT 1, Täitepinnas (tIV). Uuringalal esines kohati pindmise kihina peamiselt ümberpööratud pinnasest täidet. Kihi paksus jäi 0,35-0,4 m vahemikku. Puuraugus 13, mis jäi vanade mahutite maa-aale, oli täitepinnase paksus 1,6 meetrit ning koosnes ehitusprahist, liivast, moreenist. Puuraugus 13 oli kiht kohev, märg kuni veeküllastunud. Puuraugus 13 oli kiht reostunud kütteõlidest (iseloomulik lõhn ja pinnasevesi oli õline).

KIHT 2, Muld (qIV). Pindmise mullakihi paksus on uuringualal 0,15...0,4 meetrit.

Mullakiht on lõimiselt mölline peenliiv või savikas peenliiv.

Pinnakatte pinnased:(Kihtide vahelised piirid on üleminekulised, geoloogilistes tulpades ja profiilil on kihtide piirid pandud paika kihi loodusliku niiskuse ja penetratsioonikatsete andmetest lähtuvalt)

KIHT 3, Savine peenliiv - savimöll (gIII). Pinnakatte ülemise, 0,7...1,65 m paksuse osa moodustab väheplastne, kõva punakavärviline savine peenliiv kuni savimöll moreen.

Kihile on iseloomulik liivaste kihtide esinemine intervallis ning kohati esineb kihi ülemises, kuni 0,65 meetri osas kollakaspruuni värvusega segaterist mölli. Kihis esineb jämepurdmaterjali kruusa ja veeriste näol kuni 5%.

Kihi keskmine niiskus $w_n = 10,48\%$ (10,12...11,0).

KIHT 4, Savimöll moreen (gIII). Maapinnast 1,0...1,95 m sügavusel, abs kõrgusel 62,95...64,8 meetrit, avati konsistentsilt sitke, väheplastne punakaspruun savimöll moreeni kiht. Kihi paksus uuringualal on küllaltki erinev, jäädes vahemikku 0,45...1,45 meetrit.

Kihis esineb jämepurdmaterjali kruusa ja veeriste näol kuni 10%.

Moreenikihist, kihist 4 võeti 10 rikutud struktuuriga proovi niiskussisalduse määramiseks.

Kihi keskmine niiskus $w_n = 13,64\%$ (10,65...15,43).

KIHT 5, Möllsavi (lgIII). Planeeringuala ida poolses osas, kruntidel ringtee 4 ja 4a, esines puuraukudes 10, 11 ja 14 savimöll moreeni (kihi 4) all õhuke pruunika värvusega savimölli kiht. Kihi pealispind jäi maapinnast 2,05...2,55 m sügavusele, abs kõrgusele 63,40...63,9 meetrit. Kihi paksus oli 0,15...0,3 meetrit. Savimöll on viirja tekstuuriga (tolmu- mölli õhukeste värvidega).

Niiskusproovide järgi on kihi keskmine looduslik niiskus 28,65% (24,15...31,5).

KIHT 6, Peenliiv (fgIII). Möllsavi (kiht 5) ja savimöll moreeni (kiht 4) all, rohke liivaga savimöll moreenil (kihil 7) esineb sporaadiliselt üle kogu uuringuala õhuke liivakiht.

Liivakihi paksus on 0,1...0,45 meetrit. Liiv on kollakaspruuni värvusega, segaterine, kesktihe. Liivakiht on valdavalt niiske, üksikjuhtudel kontaktis moreenikihiga märg.

KIHT 7, Rohke liivaga savimöll moreen (gIII). Geoloogilise lõike lamamiks uuringusügavuses kuni 6,0 meetrit on kõva, väheplastne savimöll moreen. Hallikaspruuni värvusega moreenikihi pealispind jääb maapinnast 2,3...3,1 meetri sügavusele, abs

kõrgusele 61,45...63,6 meetrit. Kõva moreeni läbiti puurimisel maksimaalselt 3,55 m jagu, sondimisel läbiti kihti vaid 0,75 meetrit.

Kihi looduslik niiskus on $w_n = 7,8\%$ (6,68...8,63).

Tabel 1.2. Pinnaste normatiivsed näitajad. [17]

Kihi nr. Pinnas Näitaja	3 Savine peenliiv – savimöll moreen	4 Savimöll Moreen, sitke	5 Möllsavi	6 Peenliiv	7 Rohke liivaga savimöll Moreen, kõva
Koonustakistus CPTM katsel q_c (MPa)	2,55	1,3		4,2	10
Ülddeformatsioonimoodul E_0 (MPa)	15	9,5	5	13	35
Nidusus c' (kPa)	5	4	20	0	10
Sisehõõrdenurk φ' (°)	34	32	29	33	39
Vaiaotsa ühikpinna vastupanu q_{bk} (kN/m ²)					5000
Vaiakülje ühikpinna vastupanu q_s (kN/m ²)	20	15	10	35	45
Mahukaal γ (kN/m ³)	22,7	22	20	19	24
Ligikaudne filtratsioonimoodul k (m/ööpäevas)	0,05...0,2	0,01...0,05	0,001	Kuni 1	<0,01

Pinnaseuuringute andmed on esitatud, Põlva linna, Jaama ja Ringtee tn. geoloogiliste uuringute põhjal, mille on teostanud OÜ Rakendusgeoloogia. [17]

1.3 Arvutusmeetodi kirjeldus

Käesoleva töö peamine eesmärk teostada dimensioneerimisarvutused kõnealuse hoone:

- liimpuittaladele - pea- ja abitalad;

- raudbetoon postidele - pea- ja abitalade all asetsevad postid ning postid hoone keskel;
- raudbetoon kohtvundamentidele – arvutatavatele postidele.

Töös käsitletakse konstruktsioonile mõjuvate koormuste leidmist vastavalt piirkonnale – peamiselt arvestatakse omakaalu, lume- ja tuulekoormused. Sõltuvalt koormuse liigist koostatakse koormuskombinatsioonid nii kande kui kasutuspiirseisundis ning määratakse koormuste kombinatsiooni- ja osavarutegurid standradi EVS-EN 1990:2002 kohaselt.

Seejärel koostatakse koormusskeemid ja 3D arvutusmodel programmis *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017* (ARSAP 2017), mille abil leitakse elementide sisejõud. Arvutustes kasutatavad erinevate elementide maksimaalsed sisejõud on esitatud töö lisades, kuvatõmmistena, programmist ARSAP 2017. Dimensioneerimisarvutused teostatakse kasutades programmi PTC Mathcad Prime 3.0. Kontrolli eesmärgil dimensioneeritakse elemendid ka programmis ARSAP, kuid käesolev töö seda ei kajasta.

Vundamentide peamised vajumisarvutused teostatakse lihtsustuse mõttes programmis Microsoft Excel 2010.

1.4 Kandeskeemi kirjeldus

Hoone kandeskeleti lahenduse valiku esmaseks aluseks on hoone arhitektuurne lahendus. Kandeskeleti konstruktiivne lahendus on üles ehitatud võimalikult optimaalselt, samas arvestades arhitektuurset lahendust, energiatõhusust ja hoone kasutusotstarbest tulenevaid nõudeid. Kandeskeleti lahenduse valikul on lähtutud ka geoloogilistest tingimustest.

Hoone karkass on arvutatud seotud elementidena horisontaalsele pinnase- ja tuulekoormusele ja vertikaalsele omakaalu- ning lumekoormusele. Karkassile mõjuvad erinevad koormused ja ülekoormustegurid on esitatud 2. peatükis.

Hoone arvutusskeem on koostatud, et saavutada optimaalne tulem. Katusele tulevad koormused kantakse kandeprofiilplekiga liimpuidust abitaladele, mis toetuvad omakorda liimpuidust peatalale. Peatalad ja ka abitalad (välisperimeetril) toetuvad raudbetoonist postidele. Postide all on raudbetoonist kohtvundamendid. Talade, postide ja sidemete ühendused on arvutusskeemidest liigendkinnitusena. Talad on postidele toetatud ja sõlm arvestatud selline, et vältida kõrge tala ristipöördumist toel. Hoone üldjäikus tagatakse katuslae ja karakassi jäikussidemete koostööna. Horisontaalkoormuste vastuvõtmiseks on hoone katuslagi arvestatud tööle diafragmana ja seotud kandvate seintega. Kandeprofiilist

katuslae jäikusdiafragma töötlamise eelduseks on selle piisav sidumine karkassiga ja ka omavahel. Postide toesõlm on arvestatud kandev- ja kasutuspiirseisundis arvutuskeemides liigendkinnitusena. Tulekahju olukorras ei ole arvestatud katuslage tööle diafragma ja hoone stabiilsus tagatakse vundamendi ja vundamendisõlme piisava paindejäikusega.

1.5 Kandetarindites kasutatavad materjalid

Käesoleva töö kandvad puittarindid projekteeritakse liimpuidust tugevusklassiga GL28h. Raudbetoonkonstruktsioonides kasutatav betoon on tugevusklassiga C30/37, mis armeeritakse terasest armatuurvarrastega klassiga B500B. Kõnealuste materjalide karakteristikud on esitatud tabelites 1.3, 1.4 ja 1.5.

Tabel 1.3. Liimpuidu GL28h karakteristikud (tugevuse ühik $\frac{N}{mm^2}$, tihedus (ρ) kg/m^3). [16]

Liimpuit	$f_{m.g.k}$	$f_{t.0.g.k}$	$f_{t.90.g.k}$	$f_{c.0.g.k}$	$f_{c.90.g.k}$	$f_{v.g.k}$	$E_{0.g.mean}$	$E_{0.g.05}$	$\rho_{g.k}$
GL28h	28	22,3	0,5	28	2,5	3,5	12600	10500	425

Tabel 1.4. Betooni C30/37 karakteristikud (tugevuse ühik MPa). [14, lk 263]

Betoon	f_{ck}	f_{cm}	f_{ctm}	$f_{ctk.0.05}$	$f_{ctk.0.95}$	E_{cm}	f_{cd}	f_{ctd}	$\rho_{g.k}$
C30/37	30	38	2,9	2,0	3,8	33	20	1,35	425

Tabel 1.5. Armatuurteras B500B karakteristikud (tugevuse ühik MPa). [14, lk 271]

Betoon	f_{yk}	f_{yd}
B500B	500	435

2. KOORMUSED

2.1 Piirseisundid, koormuskombinatsioonid ja osavarutegurid

Hoone projekteerimisel lähtutakse mõjuvate koormuste normatiivsetest väärtustest. Kandekonstruktsioonide elementide dimensioneerimiseks arvutatakse välja erinevate konstruktsioonitüüpide omakaalukoormused, lumekoormused vastavalt piirkonnale ja tuulekoormused hoone erinevates tsoonides. Antud töös moodustatakse koormuskombinatsioonid nii kande – kui ka kasutuspiirseisundis, samuti teostatakse kontrolle ka tulekahjuolukorras. [3]

Kandepiirseisundid on seotud konstruktsiooni purunemise, staatilise tasakaalu kaotuse, stabiilsuse kaotuse või muude kahjustustega, millega kaasneb konstruktsiooni kandevõime kaotus ning tekib oht inimestele. Kandepiirseisundi kontrollimisel korrutatakse mõjuvad koormused läbi osavaruteguritega. Alaliste ehk püsikoormuste korral võetakse osavaruteguriks $\gamma_G = 1,2$ ning muutuvkoormuste korral $\gamma_Q = 1,5$. Mitme samaaegselt mõjuva kasuskoormuse korral korrutatakse mittedomineerivad koormused läbi kombinatsiooniteguriga ψ_0 . Erakorralise koormuse korral võetakse osavarutegurite väärtusteks 1,0. Domineerivaid muutuvkoormusi vähendatakse kombinatsiooniteguriga ψ_1 ja mittedomineerivaid kombinatsiooniteguriga ψ_2 . Alaliste, ajutiste ja erakorraliste arvutusolukordade koormuskombinatsioonid kandepiirseisundis (ULS – *ultimate limit state*) leitakse standardi EVS-EN 1990:2002 kohaselt alljärgnevalt. [3, lk 181], [14, lk 180-181]

Alaliste või ajutise arvutusolukorra koormuskombinatsioonid:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,1} Q_{k,i}, \quad (2.1)$$

kus

γ_G – alaliskoormuse osavarutegur,

γ_Q – muutuvkoormuse osavarutegur,

G – alalis- ehk püsikoormuse väärtus,

$Q_{k,1}$ – domineeriva muutuvkoormuse väärtus,

$Q_{k,i}$ – muu muutuvkoormuse väärtus

P – eelpingekoormuse väärtus

ψ_0 – domineeriva muutuvkoormuse kombinatsioonitegur.

Erakorralise arvutusolukorra koormuskombinatsioonid:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,1} Q_{k,i}, \quad (2.2)$$

kus

G – alalis- ehk püsikoormuse väärtus,

P – eelpingekoormuse väärtus,

A_d – erakordse koormuse arvutusväärtus,

$Q_{k,1}$ – domineeriva muutuvkoormuse väärtus,

$Q_{k,i}$ – muu muutuvkoormuse väärtus,

ψ_1 – domineeriva muutuvkoormuse kombinatsioonitegur,

ψ_2 – mittedomineeriva muutuvkoormuse kombinatsioonitegur.

Kasutuspiirseisundid järgivad konstruktsiooni normaalse kasutamise nõudeid, kasutajate mugavust ja ehitiste välimust (vibratsioonid, deformatsioonid). Kasutuspiirseisund võib olla taastuv või taastumatu, sõltuvalt sellest, kas koormusest põhjustatud tagajärjed säilivad pärast koormuse mõju eemaldamist või mitte. Taastuvate kasutuspiirseisundite korral rakendatakse üldjuhul tavalist koormuskombinatsiooni ja taastumatute kandepiirseisundite korral normatiivset koormuskombinatsiooni. Kasutuspiirseisundi normkombinatsioonide moodustamisel võetakse kõikide koormuste puhul osavarutegurid $\gamma_G = 1,0$ ja $\gamma_Q = 1,0$, mittedomineerivaid koormusi vähendatakse kombinatsiooniteguriga ψ_0 . Kasutuspiirseisundi tavakombinatsiooni moodustamisel võetakse kõikide koormuste puhul osavarutegurid $\gamma_G = 1,0$ ja $\gamma_Q = 1,0$. Domineerivaid muutuvkoormusi vähendatakse kombinatsiooniteguriga ψ_1 ja mittedomineerivaid kombinatsiooniteguriga ψ_2 . [3], [14, lk 180-181]

Normatiivsete arvutusolukordade koormuskombinatsioonid kasutuspiirseisundis (SLS – *the serviceability limit state*) leitakse standardi EVS-EN 1990:2002 kohaselt alljärgnevalt. [3, lk 181] [14]

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,1} Q_{k,i}, \quad (2.3)$$

kus

G – alalis- ehk püsikoormuse väärtus,

$Q_{k,1}$ – domineeriva muutuvkoormuse väärtus,

$Q_{k,i}$ – muu muutuvkoormuse väärtus

P – eelpingekoormuse väärtus

ψ_0 – domineeriva muutuvkoormuse kombinatsioonitegur.

Antud hoone kasutusklass on D (kauplused, kaubamajad), standardi põhjal määratud kombinatsioonitegurite väärtused on esitatud tabelis 2.1.

Käesolevas töös kasutatud osavarutegurite kokkuvõttes on esitatud tabelis 2.2.

Tabel 2.1. Kombinatsiooniteguri ψ väärtused. [3, tabel A.1.1]

Koormuse liik	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Kasuskoormus -Klass D (kauplused, kaubamajad)	0,7	0,7	0,6
Lumekoormus	0,5	0,2	0
Tuulekoormus	0,6	0,2	0

Tabel 2.2. Osavarutegurite väärtused. [14, lk 182-183]

Koormuse liik	Osavaruteguri tähis	Osavaruteguri väärtus
Alalised koormused kandepiirseisundis (ebasoodne mõju)	$\gamma_{G.sup}$	1,2
Alalised koormused kandepiirseisundis (soodne mõju)	$\gamma_{G.inf}$	1,0
Muutuvad koormused kandepiirseisundis (ebasoodne mõju)	γ_Q	1,50
Muutuvad koormused kandepiirseisundis (soodne mõju)	γ_Q	0
Alalised koormused normatiivses kasutuspiirseisundis	γ_G	1,0
Muutuvad koormused normatiivses kasutuspiirseisundis	γ_Q	1,0
Alalised koormused tulekahju olukorras	$\gamma_{G.fi}$	1,0
Lume ja tuulekoormus tulekahju olukorras	$\gamma_{Q.fi}$	0,2

2.2 Omakaalukoormused

Konstruksioonide omakaalukoormused arvutatakse katusele, projektmõõtmete ja materjalide normatiivse mahukaalu alusel vastavalt standardile EVS-EN 1991-1-1:2002

ning ehitusmaterjalide tootjate poolt esitatud andmetele. Katusekihid ja nende omakaalu koormused on toodud tabelis 2.3.

Normatiivne omakaalu koormus g_k (kN/m²) materjali paksuse ja mahukaalu järgi leitakse seosest:

$$g_k = \left(\frac{B}{1000} \right) \cdot \gamma, \quad (2.4)$$

kus

B – materjali paksus mm,

γ – materjali mahukaal kN/m³

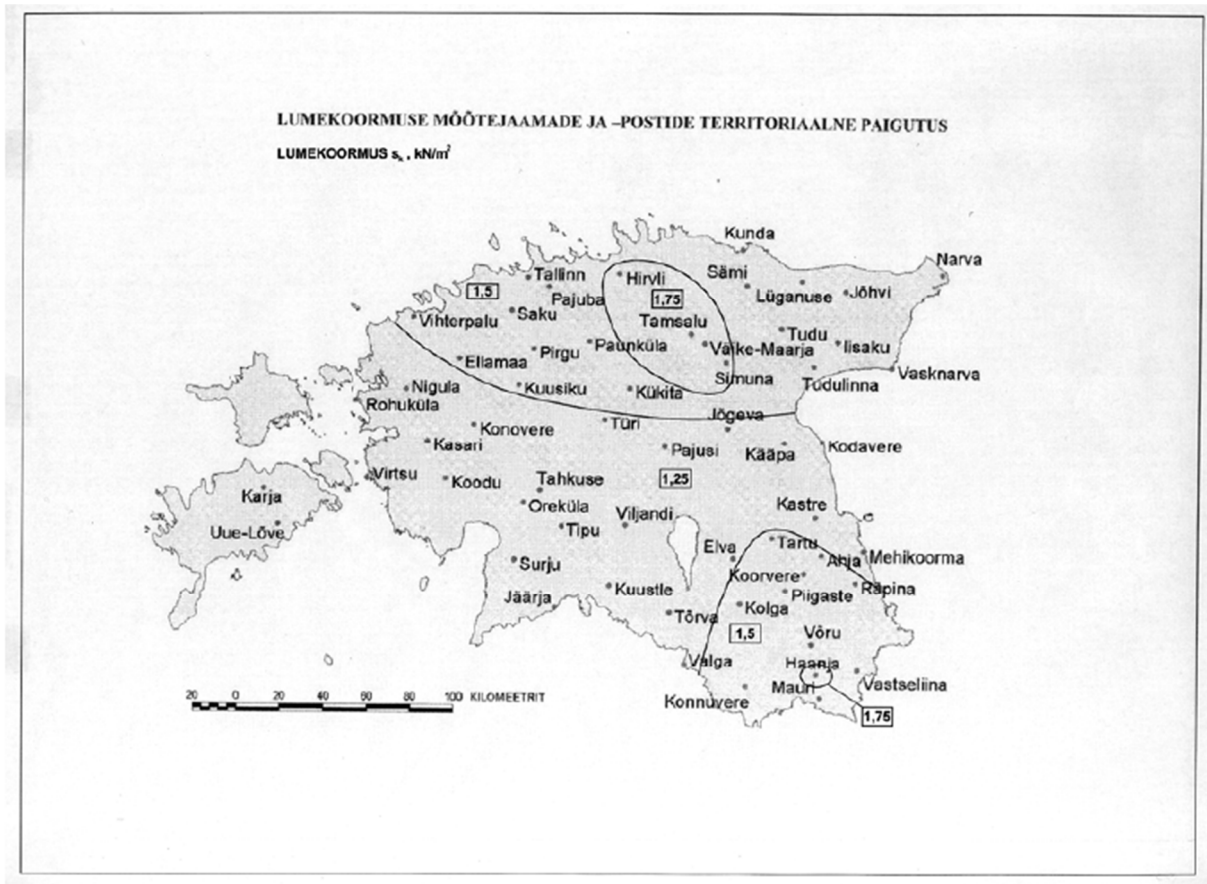
Tabel 2.3. Katusekihtide omakaalu koormused

Materjal	Paksus	Mahukaal	Normkoormus
	B (mm)	γ (kN/m ³)	g_k (kN/m ²)
2xSBS rullmaterjal	-	-	0,15
Mineraalvill	40	1,0	0,04
EPS	200	0,3	0,06
Aurutõkkele	-	-	0,001
Mineraalvill	40	1,0	0,04
Profiilplekk T130	-	-	0,13
		Kokku:	0,421

Lisaks arvestatakse riputuskoormusega lagedele (0,2 kN/m²).

2.3 Lumekoormus

Lumekoormus on muutukoormus, mille määramisel arvestatakse katuse kuju ning lume võimalikku paiknemist katusel tuulevaikse ja tuulise ilmaga. Lumekoormus määratakse vastavalt Eesti Vabariigi standardi EVS-EN 1991-1-3:2006+NA:2006 alusel. [4]



Joonis 2.1. Lume normkoormus s_k maapinnal kN/m². [3, Joonis NA.4.1]

Maapinna lumekoormuse normsuurus s_k määratakse vastavalt hoone geograafilisest asukohast. Antud hoone asub Põlvas, kus lume normkoormus maapinnal on $s_k = 1,5 \text{ kN/m}^2$ (joonis 2.1).

2.3.1 Lumekoormus lamekatusele

Katusele mõjuv lumekoormuse normsuurus s (kN/m²) määratakse valemiga:

$$s = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k, \quad (2.5)$$

kus

μ_1 – lumekoormuse kujutegur (tabel 2.2),

C_e – avastustegur,

C_t – soojustegur,

s_k – lume normkoormus maapinnal.

Vastavalt Eesti Vabariigi standardi rahvusliku lisa (EVS-EN 1991-1-3:2006+NA:2006) põhjal võetakse $C_e = 1,0$ ja $C_t = 1,0$.

Tabel 2.4. Lumekoormuse kujutegurid. [4, Tabel 5.2]

Katuse kaldenurk α	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8(60-\alpha)/30$	0,0
μ_2	$0,8+0,8\alpha/30$	1,6	--

Käesoleva hoone puhul on tegemist lamekatusega, järelikult võetakse tabelist 2.2 lumekoormuse kujuteguriks $\mu_1 = 0,8$. Ülalpool määratud väärtuste põhjal leitakse katusele mõjuv lume normsuurus valemiga (2.5):

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

2.4 Tuulekoormus

Tuulekoormus on muutuvkoormus. Hoonele mõjuv tuulekoormus esitatakse risti konstruktsiooni pinnaga mõjuva tuulerõhuna, samuti võetakse arvesse sisepindadele mõjuvat positiivset või negatiivset siserõhku. Koormustsoonidele mõjuvad maksimaalsed tuulerõhud arvutatakse ortogonaalsete suundade $0^\circ, 90^\circ$ ja 180° puhul. Tuulekoormuse arvutused teostatakse vastavalt Eesti Vabariigi standardile EVS-EN 1991-1-4+NA:2007. [5]

Projekteeritav kauplushoone arvutuskõrgus on $z = 6,4\text{m}$ ning hoone asetseb III maastikutüübile vastavas piirkonnas. Maastiku parameetrid ning tuule kiirusrõhk on välja toodud tabelis 2.5.

Tabel 2.5. Maastikutüübid, maastiku parameetrid ja tuule kiirusrõhk. [5, tabel 4.1], [14, lk 193 tabel 8.18]

Maastikutüüp	z_0 m	z_{min} m	Kiirusrõhk q_p N/m^2
II Maastik madala rohutaolise taimkattega ja üksikute	0,05	2	$q_p = 9,96 \cdot \ln^2 \frac{z}{0,05} + 69,75 \cdot \ln \frac{z}{0,05}$

takistustega (puud, hooned), mille vaheline kaugus võrdub 20-kordse kõrgusega			
III Maastik, mis on kaetud ühtlase taimkatte või ehitistega või üksikute takistustega, mille vahekaugus ei ole suurem 20-kordsest kõrgusest (maasulad, äärelinnad, ühtlaselt metsaga kaetud alad)	0,3	5	$q_p = 12,81 \cdot \ln^2 \frac{z}{0,3} + 89,64 \cdot \ln \frac{z}{0,3}$

Kiirusrõhk leitakse vastavuse kontrolli eesmärgil kahe erineva valemiga. Lihtsustatud valemiga, mis on antud tabelis 2.5 ning lahenduskäiguga, mis on teostatud EVS-EN 1991-1-4+NA:2007 alusel.

Vastavalt standardi rahvusliku lisa kohaselt on Eestis tuule baaskiirus $v_b = 21$ m/s ja õhu keskmine tihedus $\rho = 1,25$ kg/m³. Lisaks on standardis esitatud soovituslikud väärtused turbulentsitegurile $k_I = 1,0$ ja pinnavormitegurile $c_0 = 1,0$. [5]

Keskmine tuule baaskiirusrõhk q_b (kN/m²) arvutatakse valemiga:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 21^2 = 0,276 \text{ kN/m}^2, \quad (2.6)$$

kus

ρ – õhu keskmine tihedus kg/m³ ($\rho = 1,25$ kg/m³),

v_b – tuule baaskiirus Eestis m/s ($v_b = 21$ m/s).

Turbulentsi intensiivsus I_v arvutatakse valemiga:

$$I_v = \frac{k_I}{c_0 \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = \frac{1,0}{1,0 \cdot \ln\left(\frac{6,4}{0,3}\right)} = 0,327, \quad (2.7)$$

kus

k_I – turbulentsitegur ($k_I = 1,0$),

c_0 – pinnavormitegur ($c_0 = 1,0$),

z – hoone arvutuskõrgus m ($z = 6,4$ m),

z_0 – III maastikutüübi karedusmõõt m (vt. tabel 2.5).

Maastikutüübitegur sõltuvalt karedusmõõdust k_r arvutatakse valemiga:

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} = 0,19 \cdot \left(\frac{0,3}{0,05}\right)^{0,07} = 0,215, \quad (2.8)$$

kus

z_0 – III maastikutüübi karedusmõõt m (vt. tabel 2.5),

$z_{0,II}$ – II maastikutüübi karedusmõõt m (vt. tabel 2.5).

Karedustegur c_r arvutatakse valemiga:

$$c_r = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0,215 \cdot \ln\left(\frac{6,4}{0,3}\right) = 0,659, \quad (2.9)$$

kus

z – hoone arvutuskõrgus m ($z = 6,4$ m),

z_0 – III maastikutüübi karedusmõõt m (vt. tabel 2.5).

Ekspositsioonitegur c_e arvutatakse valemiga:

$$c_e = c_r^2 \cdot c_0^2 \cdot (1 + 7 \cdot I_v) = 0,659^2 \cdot 1,0^2 \cdot (1 + 7 \cdot 0,327) = 1,428, \quad (2.10)$$

kus

c_0 – pinnavormitegur ($c_0 = 1,0$),

Tuule kiirusrõhk q_p (kN/m²) arvutatakse valemiga:

$$q_p = c_e \cdot q_b = 1,428 \cdot 0,276 = 0,394 \text{ kN/m}^2, \quad (2.11)$$

kus

q_b – keskmine tuule baaskiirusrõhk kN/m² ($q_b = 0,276$ kN/m²) (valem 2.6).

Tuule kiirusrõhk q_p arvutatakse (lihtsustatud) valemiga (tabel 2.5):

$$q_p = 12,81 \cdot \ln^2 \frac{6,4}{0,3} + 89,64 \cdot \ln \frac{6,4}{0,3} = 0,394 \text{ kN/m}^2 \quad (2.12)$$

Selgub, et mõlema arvutusmeetodiga on kiirusrõhu väärtus täpselt sama.

EVS-EN 1991-1-4+NA:2007 kohaselt võib siserõhu määramisel rõhuteguri c_{pi} määrata kui ohtlikum suurustest +0,2 ja -0,3.

Sisepindadele mõjuv positiivne siserõhk $c_{pi,pos}$ määratakse valemiga:

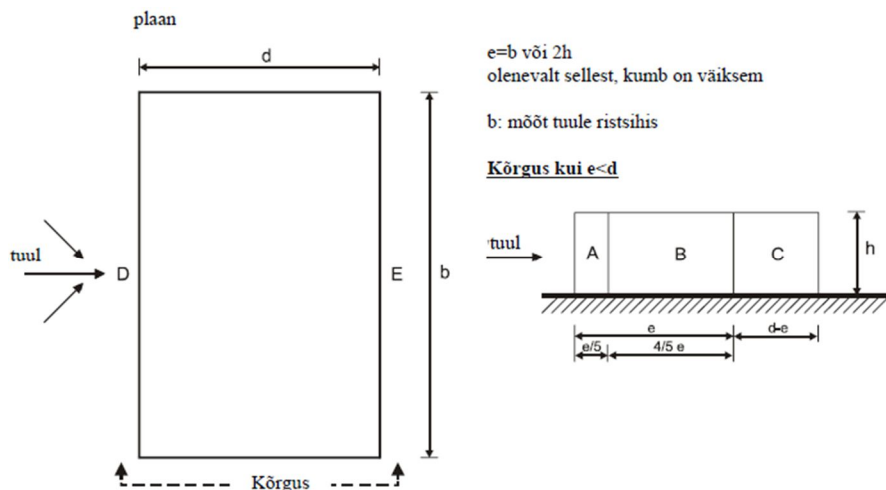
$$c_{pi.pos} = 0,2 \cdot q_p = 0,2 \cdot 0,394 = 0,079 \text{ kN/m}^2 \quad (2.13)$$

Sisepindadele mõjuv negatiivne siserõhk:

$$c_{pi.neg} = -0,3 \cdot q_p = -0,3 \cdot 0,394 = -0,118 \text{ kN/m}^2 \quad (2.14)$$

2.4.1 Tuulekoormus seintele

Ristkülikpõhiplaaniga vertikaalseinte koormustsoonide mõõtmed valitakse olenevalt sellest, kumb mõõde osutub väiksemaks: $e = b$ või $2h$ (b – mõõde tuule ristsihis ja h – hoone kõrgus). Koormustsoonide skeem (joonis 2.2) oleneb väärtuste e ja d suurustest (d – mõõde tuulesuunaga samas sihis).



Joonis 2.2. Ristkülikulise põhiplaaniga vertikaalseinte koormustsoonid. [4, Joonis 7.5]

Koormustsoonide tuulerõhutegurite (C_{pe}) väärtused määratakse EVS-EN 1991-1-4+NA:2007 tabeli 7.1 „Välisrõhutegurid ristkülikulise põhiplaaniga hoonete vertikaalsetele seintele“ suhte h/d alusel. Vertikaalseinte tuulerõhutegurid on toodud tabelis 2.6.

Tabel 2.6. Välisrõhutegurid ristkülikpõhiplaaniga hoone seintele. [4, tabel 7.1]

Tsoon	A	B	C	D	E
h/d	C_{pe}	C_{pe}	C_{pe}	C_{pe}	C_{pe}
5	-1,2	-0,8	-0,5	-0,8	-0,7

1	-1,2	-0,8	-0,5	-0,8	-0,5
$\leq 0,25$	-1,2	-0,8	-0,5	-0,7	-0,3

Välispindadele mõjuv tuulerõhk w_e (kN/m²):

$$w_e = q_p \cdot C_{pe} \quad (2.15)$$

Netorõhk $w_{net,pos}$ (kN/m²) positiivse siserõhu korral:

$$w_{net,pos} = w_e - c_{pi,pos} \quad (2.16)$$

Netorõhk $w_{net,neg}$ (kN/m²) negatiivse siserõhu korral:

$$w_{net,neg} = w_e - c_{pi,neg} \quad (2.17)$$

1) Tuulekoormus seintele hoone küljelt ($0^\circ, 180^\circ$)

Hoone kõrgus $z = h = 6,4 \text{ m}$

Koormustsooni mõõde $e = b = 75 \text{ m}$

Koormustsooni mõõde $e = 2h = 2 \cdot 6,4 = 12,8 \text{ m}$

Määravaks saab arvutuslikult väiksem suurus $e = 2h = 12,8 \text{ m}$. Koormustsoonide skeem oleneb väärtuste e ja d suurustest. Antud juhul on $d = 60 \text{ m}$ (d - otsaseina mõõde ehk mõõde tuulesuunaga samas sihis), järelikult leitakse seinte koormustsoonid $e < d$ põhjal (joonis 2.2).

Suhe $h/d = 6,4/60 = 0,107$

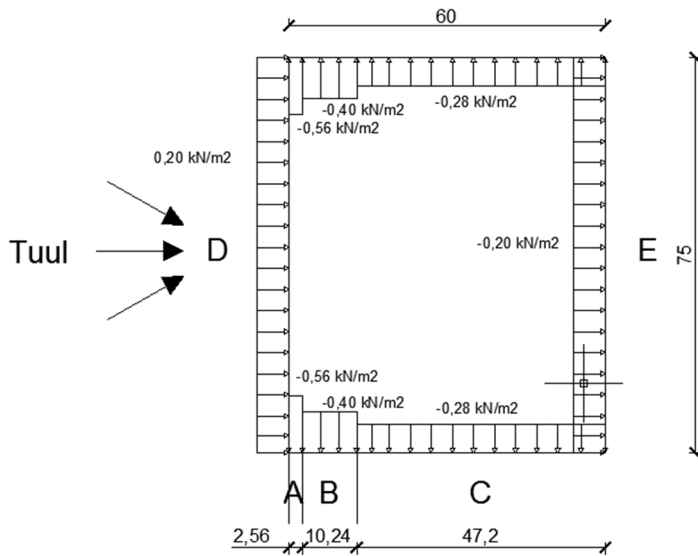
Kuna suhe $h/d \leq 0,25$, võetakse välirõhutegurid tabeli 2.6 viimasest reast.

Välispindadele mõjuv tuulerõhk w_e (kN/m²) erinevatele tsoonidele arvutatakse valemiga (2.15):

- Tsoon A: $w_{e,A,0^\circ,180^\circ} = 0,394 \cdot (-1,2) = -0,472 \text{ kN/m}^2$
- Tsoon B: $w_{e,B,0^\circ,180^\circ} = 0,394 \cdot (-0,8) = -0,315 \text{ kN/m}^2$
- Tsoon C: $w_{e,C,0^\circ,180^\circ} = 0,394 \cdot (-0,5) = -0,197 \text{ kN/m}^2$
- Tsoon D: $w_{e,D,0^\circ,180^\circ} = 0,394 \cdot 0,7 = 0,276 \text{ kN/m}^2$
- Tsoon E: $w_{e,E,0^\circ,180^\circ} = 0,394 \cdot (-0,3) = -0,118 \text{ kN/m}^2$

Netorõhk $w_{net,pos}$ positiivse siserõhu korral erinevatele tsoonidele (joonis 2.3) arvutatakse valemiga (2.16):

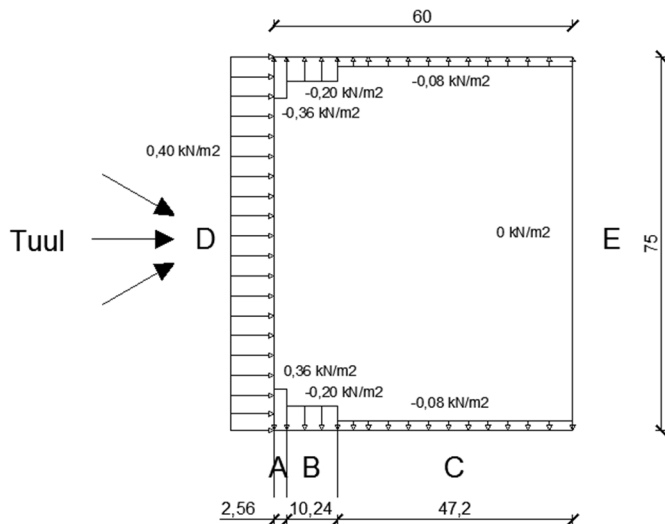
- Tsoon A: $w_{net,A,pos,0^\circ,180^\circ} = -0,472 - 0,079 = -0,551 \text{ kN/m}^2$
- Tsoon B: $w_{net,B,pos,0^\circ,180^\circ} = -0,315 - 0,079 = -0,394 \text{ kN/m}^2$
- Tsoon C: $w_{net,C,pos,0^\circ,180^\circ} = -0,197 - 0,079 = -0,276 \text{ kN/m}^2$
- Tsoon D: $w_{net,D,pos,0^\circ,180^\circ} = 0,276 - 0,079 = 0,197 \text{ kN/m}^2$
- Tsoon E: $w_{net,E,pos,0^\circ,180^\circ} = -0,118 - 0,079 = -0,197 \text{ kN/m}^2$



Joonis 2.3. Tuulekoormus seintele hoone küljelt, positiivse siserõhu korral.

Netorõhk $w_{net,neg}$ negatiivse siserõhu korral erinevatele tsoonidele (joonis 2.4) arvutatakse valemiga (2.17):

- Tsoon A: $w_{net,A,neg,0^\circ,180^\circ} = -0,472 - (-0,118) = -0,354 \text{ kN/m}^2$
- Tsoon B: $w_{net,B,neg,0^\circ,180^\circ} = -0,315 - (-0,118) = -0,197 \text{ kN/m}^2$
- Tsoon C: $w_{net,C,neg,0^\circ,180^\circ} = -0,197 - (-0,118) = -0,079 \text{ kN/m}^2$
- Tsoon D: $w_{net,D,neg,0^\circ,180^\circ} = 0,276 - (-0,118) = 0,394 \text{ kN/m}^2$
- Tsoon E: $w_{net,E,neg,0^\circ,180^\circ} = -0,118 - (-0,118) = 0 \text{ kN/m}^2$



Joonis 2.4. Tuulekoormus seintele hoone küljelt, negatiivse siserõhu korral.

2) Tuulekoormus seintele hoone otsast (90°)

Hoone kõrgus $z = h = 6,4 \text{ m}$

Koormustsooni mõõde $e = b = 60 \text{ m}$

Koormustsooni mõõde $e = 2h = 2 \cdot 6,4 = 12,8 \text{ m}$

Määravaks saab arvutuslikult väiksem suurus $e = 2h = 12,8 \text{ m}$. Koormustsoonide skeem oleneb väärtuste e ja d suurustest. Antud juhul on $d = 75 \text{ m}$ (d - külgliseina mõõde ehk mõõde tuulesuunaga samas sihis), järeltulekult leitakse seinte koormustsoonid $e < d$ põhjal (joonis 2.2).

Suhe $h/d = 6,4/75 = 0,085$

Kuna suhe $h/d \leq 0,25$, võetakse välirõhutegurid tabeli 2.6 viimasest reast.

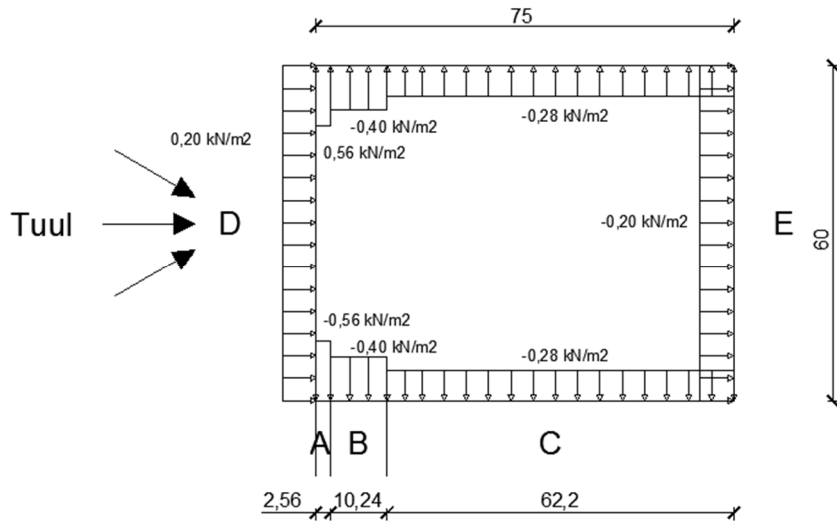
Välispindadele mõjuv tuulerõhk w_e erinevatele tsoonidele arvutatakse valemiga (2.15):

- Tsoon A: $w_{e,A,90^\circ} = 0,394 \cdot (-1,2) = -0,472 \text{ kN/m}^2$
- Tsoon B: $w_{e,B,90^\circ} = 0,394 \cdot (-0,8) = -0,315 \text{ kN/m}^2$
- Tsoon C: $w_{e,C,90^\circ} = 0,394 \cdot (-0,5) = -0,197 \text{ kN/m}^2$
- Tsoon D: $w_{e,D,90^\circ} = 0,394 \cdot 0,7 = 0,276 \text{ kN/m}^2$
- Tsoon E: $w_{e,E,90^\circ} = 0,394 \cdot (-0,3) = -0,118 \text{ kN/m}^2$

Netorõhk $w_{net,pos}$ positiivse siserõhu korral erinevatele tsoonidele (joonis 2.5) arvutatakse valemiga (2.16):

- Tsoon A: $w_{net,A,pos,90^\circ} = -0,472 - 0,079 = -0,551 \text{ kN/m}^2$

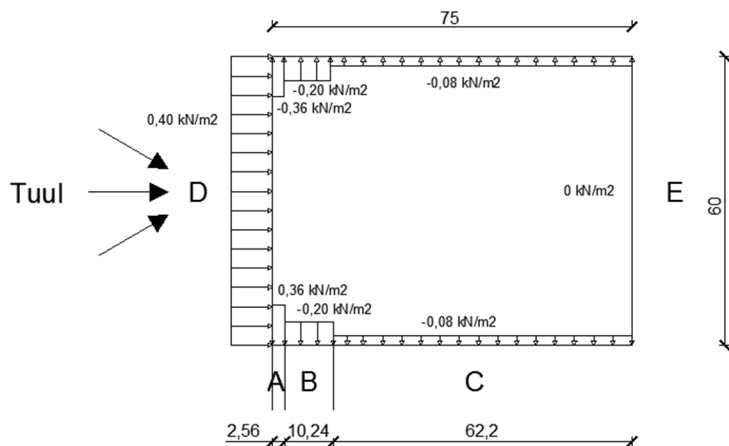
- Tsoon B: $w_{net,B,pos,90^\circ} = -0,315 - 0,079 = -0,394 \text{ kN/m}^2$
- Tsoon C: $w_{net,C,pos,90^\circ} = -0,197 - 0,079 = -0,276 \text{ kN/m}^2$
- Tsoon D: $w_{net,D,pos,90^\circ} = 0,276 - 0,079 = 0,197 \text{ kN/m}^2$
- Tsoon E: $w_{net,E,pos,90^\circ} = -0,118 - 0,079 = -0,197 \text{ kN/m}^2$



Joonis 2.5. Tuulekoormus seintele hoone küljelt, positiivse siserõhu korral.

Netorõhk $w_{net,neg}$ negatiivse siserõhu korral erinevatele tsoonidele (joonis 2.6) arvutatakse valemiga (2.17):

- Tsoon A: $w_{net,A,neg,90^\circ} = -0,472 - (-0,118) = -0,354 \text{ kN/m}^2$
- Tsoon B: $w_{net,B,neg,90^\circ} = -0,315 - (-0,118) = -0,197 \text{ kN/m}^2$
- Tsoon C: $w_{net,C,neg,90^\circ} = -0,197 - (-0,118) = -0,079 \text{ kN/m}^2$
- Tsoon D: $w_{net,D,neg,90^\circ} = 0,276 - (-0,118) = 0,394 \text{ kN/m}^2$
- Tsoon E: $w_{net,E,neg,90^\circ} = -0,118 - (-0,118) = 0 \text{ kN/m}^2$

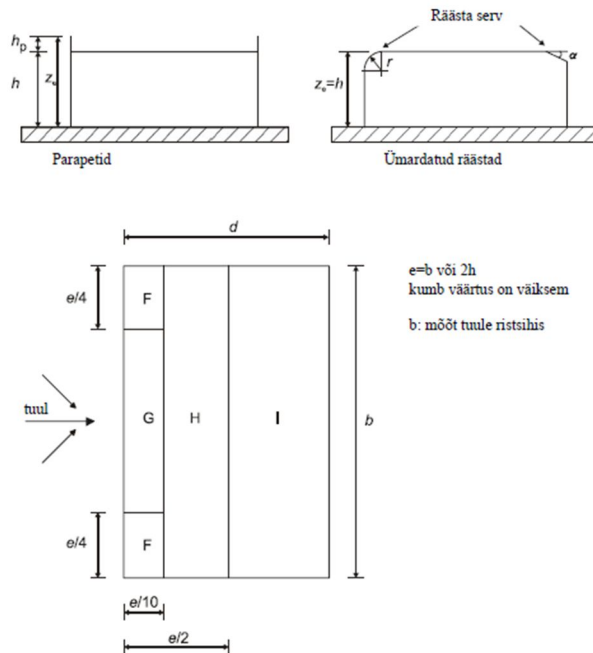


Joonis 2.6. Tuulekoormus seintele hoone küljelt, positiivse siserõhu korral.

2.4.2 Tuulekoormus katusele

Käesoleva hoone puhul on tegemist parapetiga lamekatusega.

Lamekatuse koormustsoonide mõõtmed valitakse olenevalt sellest, kumb mõõde osutub väiksemaks: $e = b$ või $2h$ (b – mõõde tuule ristsihis ja h – hoone kõrgus).



Joonis 2.7. Lamekatuse arvutuskõrgused ja koormustsoonid. [4, Joonis 7.6]

Koormustsoonide tuulerõhutegurite (C_{pe}) väärtused määratakse EVS-EN 1991-1-4+NA:2007 tabeli 7.2 „Välisrõhutegurid lamekatustele“ suhte h_p/h (h_p – parapeti kõrgus ja h - hoone kõrgus parapetita) alusel. Lamekatuste tuulerõhutegurid on toodud tabelis 2.7.

Tabel 2.7. Lamekatuste välisrõhutegurid. [4, tabel 7.2]

Katusetüüp		Tsoon			
		F	G	H	I
		C_{pe}	C_{pe}	C_{pe}	C_{pe}
Parapettidega räästad	$h_p/h = 0,025$	-1,6	-1,1	-0,7	$\pm 0,2$
	$h_p/h = 0,05$	-1,4	-0,9	-0,7	$\pm 0,2$
	$h_p/h = 0,10$	-1,2	-0,8	-0,7	$\pm 0,2$

1) Tuulekoormus katusele. Tuul hoone küljelt ($0^\circ, 180^\circ$)

Hoone kõrgus parapetita $h = 5,4 \text{ m}$

Parapeti kõrgus $h_p = 1 \text{ m}$

Koormustsooni mõõde $e = b = 75 \text{ m}$

Koormustsooni mõõde $e = 2h = 2 \cdot 6,4 = 12,8 \text{ m}$

Määravaks saab arvutuslikult väiksem suurus $e = 2h = 12,8 \text{ m}$.

Suhe $h_p/h = 1,0/5,3 = 0,107$

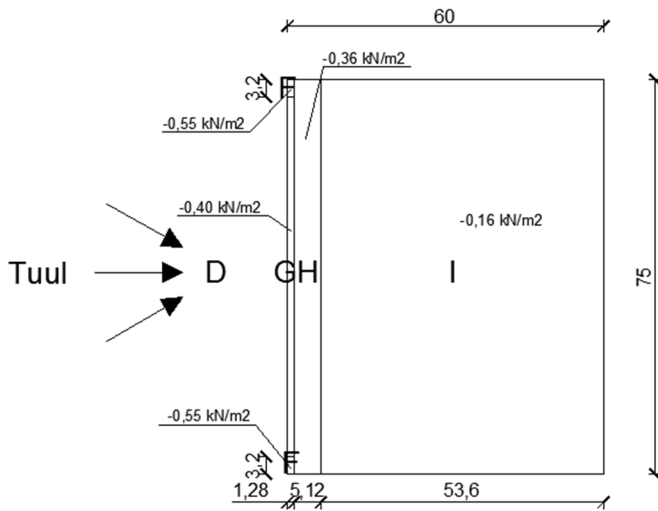
Kuna suhe $h_p/h > 0,10$, võetakse välirõhutegurid tabeli 2.7 viimasest reast.

Välispindadele mõjuv tuulerõhk w_e erinevatele tsoonidele arvutatakse valemiga (2.15):

- Tsoon F: $w_{e,F,0^\circ,180^\circ} = 0,394 \cdot (-1,2) = -0,472 \text{ kN/m}^2$
- Tsoon G: $w_{e,G,0^\circ,180^\circ} = 0,394 \cdot (-0,8) = -0,315 \text{ kN/m}^2$
- Tsoon H: $w_{e,H,0^\circ,180^\circ} = 0,394 \cdot (-0,7) = -0,276 \text{ kN/m}^2$
- Tsoon I₁: $w_{e,I_1,0^\circ,180^\circ} = 0,394 \cdot 0,2 = 0,079 \text{ kN/m}^2$
- Tsoon I₂: $w_{e,I_2,0^\circ,180^\circ} = 0,394 \cdot (-0,2) = -0,079 \text{ kN/m}^2$

Netorõhk $w_{net,pos}$ positiivse siserõhu korral erinevatele tsoonidele (joonis 2.8) arvutatakse valemiga (2.16):

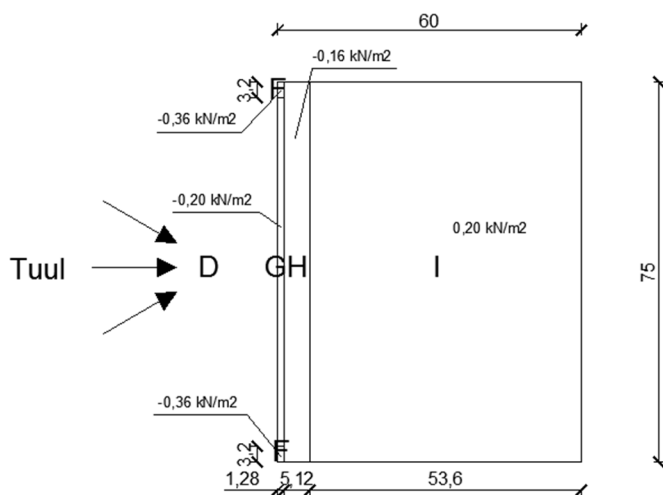
- Tsoon F: $w_{net,F,pos,0^\circ,180^\circ} = -0,472 - 0,079 = -0,551 \text{ kN/m}^2$
- Tsoon G: $w_{net,G,pos,0^\circ,180^\circ} = -0,315 - 0,079 = -0,394 \text{ kN/m}^2$
- Tsoon H: $w_{net,H,pos,0^\circ,180^\circ} = -0,276 - 0,079 = -0,354 \text{ kN/m}^2$
- Tsoon I₁: $w_{net,I_1,pos,0^\circ,180^\circ} = 0,079 - 0,079 = 0 \text{ kN/m}^2$
- Tsoon I₂: $w_{net,I_2,pos,0^\circ,180^\circ} = -0,079 - 0,079 = -0,157 \text{ kN/m}^2$



Joonis 2.8. Tuulekoormus katusele, positiivse siserõhu korral (tuul hoone küljelt).

Netorõhk $w_{net,neg}$ positiivse siserõhu korral erinevatele tsoonidele (joonis 2.9) arvutatakse valemiga (2.17):

- Tsoon F: $w_{net,F,neg,0^\circ,180^\circ} = -0,472 - (-0,118) = -0,354 \text{ kN/m}^2$
- Tsoon G: $w_{net,G,neg,0^\circ,180^\circ} = -0,315 - (-0,118) = -0,197 \text{ kN/m}^2$
- Tsoon H: $w_{net,H,neg,0^\circ,180^\circ} = -0,276 - (-0,118) = -0,157 \text{ kN/m}^2$
- Tsoon I₁: $w_{net,I_1,neg,0^\circ,180^\circ} = 0,079 - (-0,118) = 0,197 \text{ kN/m}^2$
- Tsoon I₂: $w_{net,I_2,neg,0^\circ,180^\circ} = -0,079 - (-0,118) = 0,039 \text{ kN/m}^2$



Joonis 2.9. Tuulekoormus katusele, negatiivse siserõhu korral (tuul hoone küljelt).

2) Tuulekoormus katusele. Tuul hoone otsast (90°)

Hoone kõrgus parapetita $h = 5,4 \text{ m}$

Parapeti kõrgus $h_p = 1\text{ m}$

Koormustsooni mõõde $e = b = 60\text{ m}$

Koormustsooni mõõde $e = 2h = 2 \cdot 6,4 = 12,8\text{ m}$

Määravaks saab arvutuslikult väiksem suurus $e = 2h = 12,8\text{ m}$.

Suhe $h_p/h = 1,0/5,3 = 0,107$

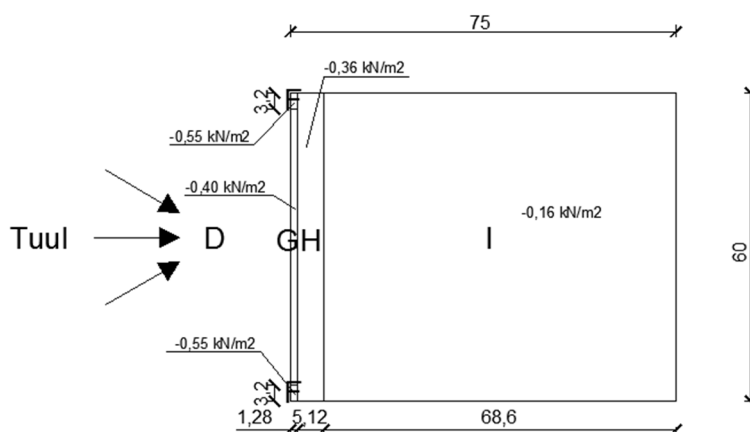
Kuna suhe $h_p/h > 0,10$, võetakse välirõhutegurid tabeli 2.7 viimasest reast.

Välispindadele mõjuv tuulerõhk w_e erinevatele tsoonidele arvutatakse valemiga (2.15):

- Tsoon F: $w_{e,F,90^\circ} = 0,394 \cdot (-1,2) = -0,472\text{ kN/m}^2$
- Tsoon G: $w_{e,G,90^\circ} = 0,394 \cdot (-0,8) = -0,315\text{ kN/m}^2$
- Tsoon H: $w_{e,H,90^\circ} = 0,394 \cdot (-0,7) = -0,276\text{ kN/m}^2$
- Tsoon I₁: $w_{e,I_1,90^\circ} = 0,394 \cdot 0,2 = 0,079\text{ kN/m}^2$
- Tsoon I₂: $w_{e,I_2,90^\circ} = 0,394 \cdot (-0,2) = -0,079\text{ kN/m}^2$

Netorõhk $w_{net,pos}$ positiivse siserõhu korral erinevatele tsoonidele (joonis 2.10) arvutatakse valemiga (2.16):

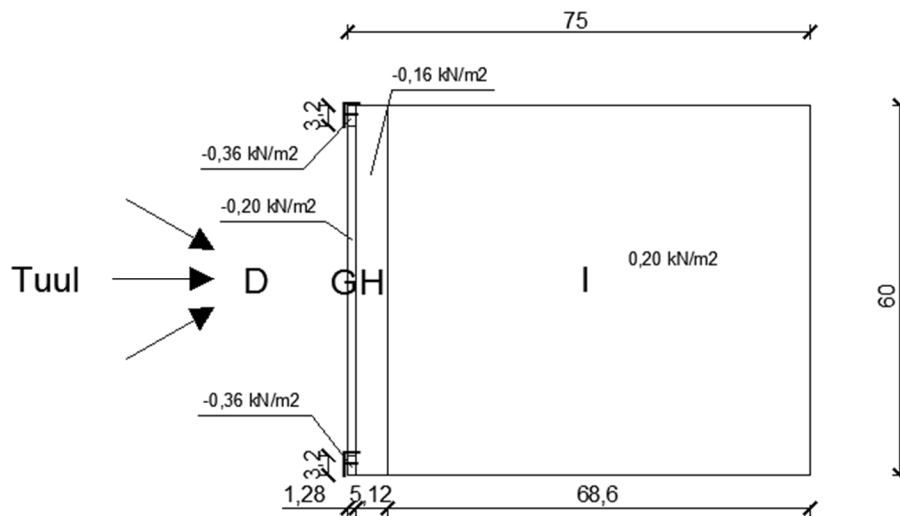
- Tsoon F: $w_{net,F,pos,90^\circ} = -0,472 - 0,079 = -0,551\text{ kN/m}^2$
- Tsoon G: $w_{net,G,pos,90^\circ} = -0,315 - 0,079 = -0,394\text{ kN/m}^2$
- Tsoon H: $w_{net,H,pos,90^\circ} = -0,276 - 0,079 = -0,354\text{ kN/m}^2$
- Tsoon I₁: $w_{net,I_1,pos,90^\circ} = 0,079 - 0,079 = 0\text{ kN/m}^2$
- Tsoon I₂: $w_{net,I_2,pos,90^\circ} = -0,079 - 0,079 = -0,157\text{ kN/m}^2$



Joonis 2.10. Tuulekoormus katusele, positiivse siserõhu korral (tuul hoone otsast).

Netorõhk $w_{net,neg}$ positiivse siserõhu korral erinevatele tsoonidele (joonis 2.11) arvutatakse valemiga (2.17):

- Tsoon F: $w_{net,F,neg,90^\circ} = -0,472 - (-0,118) = -0,354 \text{ kN/m}^2$
- Tsoon G: $w_{net,G,neg,90^\circ} = -0,315 - (-0,118) = -0,197 \text{ kN/m}^2$
- Tsoon H: $w_{net,H,neg,90^\circ} = -0,276 - (-0,118) = -0,157 \text{ kN/m}^2$
- Tsoon I₁: $w_{net,I_1,neg,90^\circ} = 0,079 - (-0,118) = 0,197 \text{ kN/m}^2$
- Tsoon I₂: $w_{net,I_2,neg,90^\circ} = -0,079 - (-0,118) = 0,039 \text{ kN/m}^2$



Joonis 2.11. Tuulekoormus katusele, negatiivse siserõhu korral (tuul hoone otsast).

2.5 Muud koormused

Hoone katusele on arvestatakse päikesepaneelide ja nende fikseerimiseks vajaliku ballasti kaaluga. Lähteandmetena võetakse GreenTriplex PM245P00 paneelide kaal – 18,5 kg. [1] Paneelide tugiraamistiku lähteandmed võetakse TRIC F box andmete järgi. Ballasti kaaluks arvestatakse katusele 40 kg/m². [18]

Load per module / Carga por módulo / Zavorra necessaria per modulo						
	Building height / Altura del edificio / altezza edificio					
	10 m	20 m	10 m	20 m	10 m	20 m
v_{ref} [m/s]	X (kg)		Y (kg)		Z (kg)	
22,5	5	10	15	25	40	60
25,0	10	15	20	35	55	80
27,5	15	25	30	40	70	100
30,0	20	35	40	50	90	120

v_{ref} = reference wind speed / velocidad de viento de referencia / Velocità vento di riferimento
 Inland / Interior / zone interne
 Flat roof / Cubierta de tejado plana / tetto piano: 0°-5°
 Box assemblage / Sistema conectado / matrice: > 10 m x 10 m
 Standard protective underlay / Estera de protección standard / guaina protettiva standard: $\mu = 0,5$
 Panel dimensions / Dimensiones del módulo/ dimensioni modulo
 fv: 1600 x 1000 mm
 Panel weight / Masa del módulo/ peso modulo fv: 20 kg

Joonis 2.12. Väljavõte tugiraamide manuaalist (lisakoormuste kohta). [18]

Tagavara kasuks arvestatakse päikesepaneelide kaaluks koos kinnitite ja lisaraskusega $0,6 \text{ kN/m}^2$.

2.6 Koormuskombinatsioonid

Koormuskombinatsioonid kande- ja kasutuspiirseisundis koostatakse vastavalt jaotises 2.1 toodud valemitele (2.1), (2.2) ja (2.3). Osavaru- ja kombinatsioonitegurite väärtused võetakse tabelitest 2.1 ja 2.2. Kasutades eelnevalt leitud koormuste väärtusi, sisestatakse kombinatsioonid arvutusprogrammi ARSAP 2017. Programmiga arvutatakse elementide sisejõud ning leitakse ohtlikemad koormuskombinatsioonid, mille tulemusi kasutatakse talade, postide ja vundamentide dimensioneerimisarvutustes.

2.6.1 Kandepiirseisundi (ULS) koormuskombinatsioonid:

1. ULS: $\gamma_{G,sup} \cdot (\text{omakaal} + \text{päikesepaneelid}) + \gamma_Q \cdot (\text{lumi} + \psi_{0(\text{tuul})} \cdot \text{tuul}_{\text{katust tõstev}})$
2. ULS: $\gamma_{G,sup} \cdot (\text{omakaal} + \text{päikesepaneelid}) + \gamma_Q \cdot (\text{tuul}_{\text{katust suruv}} + \psi_{0(\text{lumi})} \cdot \text{lumi})$
3. ULS:
 $\gamma_{G,sup} \cdot (\text{omakaal} + \text{päikesepaneelid}) + \gamma_Q \cdot [\text{lumi} + \psi_{0(\text{tuul})} \cdot (\text{tuul}_{\text{katust suruv}} + \text{tuul}_{\text{küljelt,pos.siserõhk}})]$

4. ULS:

$$\gamma_{G.sup} \cdot (\text{omakaal} + \text{päikesepaneelid}) + \gamma_Q \cdot [\text{lumi} + \psi_{0(\text{tuul})} \cdot (\text{tuul}_{\text{katust suruv}} + \text{tuul}_{\text{küljelt,neg.siserõhk}})]$$

5. ULS:

$$\gamma_{G.sup} \cdot (\text{omakaal} + \text{päikesepaneelid}) + \gamma_Q \cdot [\text{lumi} + \psi_{0(\text{tuul})} \cdot (\text{tuul}_{\text{katust suruv}} + \text{tuul}_{\text{otsast,pos.siserõhk}})]$$

6. ULS:

$$\gamma_{G.sup} \cdot (\text{omakaal} + \text{päikesepaneelid}) + \gamma_Q \cdot [\text{lumi} + \psi_{0(\text{tuul})} \cdot (\text{tuul}_{\text{katust suruv}} + \text{tuul}_{\text{otsast,neg.siserõhk}})]$$

7. ULS:

$$\gamma_{G.sup} \cdot (\text{omakaal} + \text{päikesepaneelid}) + \gamma_Q \cdot (\text{tuul}_{\text{katust suruv}} + \text{tuul}_{\text{küljelt,pos.siserõhk}} + \psi_{0(\text{lumi})} \cdot \text{lumi})$$

8. ULS:

$$\gamma_{G.sup} \cdot (\text{omakaal} + \text{päikesepaneelid}) + \gamma_Q \cdot (\text{tuul}_{\text{katust suruv}} + \text{tuul}_{\text{küljelt,neg.siserõhk}} + \psi_{0(\text{lumi})} \cdot \text{lumi})$$

9. ULS:

$$\gamma_{G.sup} \cdot (\text{omakaal} + \text{päikesepaneelid}) + \gamma_Q \cdot (\text{tuul}_{\text{katust suruv}} + \text{tuul}_{\text{otsast,pos.siserõhk}} + \psi_{0(\text{lumi})} \cdot \text{lumi})$$

10. ULS:

$$\gamma_{G.sup} \cdot (\text{omakaal} + \text{päikesepaneelid}) + \gamma_Q \cdot (\text{tuul}_{\text{katust suruv}} + \text{tuul}_{\text{otsast,pos.siserõhk}} + \psi_{0(\text{lumi})} \cdot \text{lumi})$$

11. ULS: $\gamma_{G.inf} \cdot \text{omakaal} + \gamma_Q \cdot (\text{tuul}_{\text{küljelt,pos.siserõhk}} + \text{tuul}_{\text{küljelt.tõstev}})$

12. ULS: $\gamma_{G.inf} \cdot \text{omakaal} + \gamma_Q \cdot (\text{tuul}_{\text{otsast,pos.siserõhk}} + \text{tuul}_{\text{otsast.tõstev}})$

13. ULS: $\gamma_{G.fi} \cdot (\text{omakaal} + \text{päikesepaneelid}) + \gamma_{Q.fi} \cdot \text{lumi}$

14. ULS: $\gamma_{G.fi} \cdot \text{omakaal} + \gamma_{Q.fi} \cdot (\text{tuul}_{\text{küljelt,pos.siserõhk}} + \text{tuul}_{\text{katust tõstev}})$

2.6.2 Kasutuspiiriseisundi (SLS) koormuskombinatsioonid:

1. SLS: $\gamma_G \cdot (\text{omakaal} + \text{päikesepaneelid}) + \gamma_Q \cdot (\text{lumi} + \psi_{0(\text{tuul})} \cdot \text{tuul}_{\text{katust suruv}})$

2. SLS: $\gamma_G \cdot (\text{omakaal} + \text{päikesepaneelid}) + \gamma_Q \cdot (\text{tuul}_{\text{katust suruv}} + \psi_{0(\text{lumi})} \cdot \text{lumi})$

3. SLS: $\gamma_G \cdot (\text{omakaal} + \text{päikesepaneelid}) + \gamma_Q \cdot [\text{lumi} + \psi_{0(\text{tuul})} \cdot (\text{tuul}_{\text{katust suruv}} + \text{tuul}_{\text{otsast.pos.siserõhk}})]$
4. SLS: $\gamma_G \cdot (\text{omakaal} + \text{päikesepaneelid}) + \gamma_Q \cdot [\text{lumi} + \psi_{0(\text{tuul})} \cdot (\text{tuul}_{\text{katust suruv}} + \text{tuul}_{\text{otsast.neg.siserõhk}})]$
5. SLS: $\gamma_G \cdot (\text{omakaal} + \text{päikesepaneelid}) + \gamma_Q \cdot [\text{lumi} + \psi_{0(\text{tuul})} \cdot (\text{tuul}_{\text{katust suruv}} + \text{tuul}_{\text{küljelt.pos.siserõhk}})]$
6. SLS: $\gamma_G \cdot (\text{omakaal} + \text{päikesepaneelid}) + \gamma_Q \cdot [\text{lumi} + \psi_{0(\text{tuul})} \cdot (\text{tuul}_{\text{katust suruv}} + \text{tuul}_{\text{küljelt.neg.siserõhk}})]$

3. KATUSEKANDJATE DIMESIONEERIMINE

3.1 Üldosa

Lähtudes tellija soovist projekteeritakse katusekandjateks liimpuidust talad. Katusele tulevad koormused kantakse kandeprofiilplekiga liimpuidust abitaladele, mis omakorda toetuvad liimpuidust peataladele. Talad on postidele toetatud ja sõlm on arvestatud selline, et vältida kõrge tala ristpöördumist toel. Peatalad on riskülikulise kujuga ning abitalad kahekaldelised talad. Abitalad projekteeritakse kahekaldelisteks seetõttu, et anda katusele sadevee äravooluks põhikalded ette. Lokaalsed kalded tehakse kaldus vahtpolüstüreen plaatidega.

Katusekandjatele teostatakse erinevad kontrollarvutused, tuginedes standardile EVS-EN 1995-1-1:2007, Ehituskonstruktori käsiraamatule ning raamatule „Puit- ja puidupõhised konstruktsioonid“.

3.2 Abitala dimensioneerimine

Abitalade dimensioneerimistulemuseks saadi liimpuidust kahepoolse kaldega ja horisontaalse alumise vööga tala, tugevusklassiga GL28h ning ristlõikega 200x800...1000 (kõrgus otstes – 800mm, harjatsiooni kõrgus - 1000mm). Abitala silveava on 15m ja samm 5m. Dimensioneerimisel sai määravaks kiivekandevõime kontroll tulekahjuolukorras.

3.2.1 Kaldpinna äärmiste kiudude paindepingete kontroll

Kaldpinnal ($\alpha \leq 10^\circ$) peab olema rahuldatud tingimus [7, lk 53, valem 6.38]:

$$\sigma_{m,\alpha,d} \leq k_{m,\alpha} \cdot f_{m,y,d}, \quad (3.1)$$

kus

$\sigma_{m,\alpha,d}$ – arvutuslik paindepinge kiudude suhtes nurga all N/mm²,

$k_{m,\alpha}$ - tala kuju arvestav tegur,

$f_{m,y,d}$ - arvutuslik paindetugevus N/mm².

1) Arvutuslikud tugevused

Arvutuslik paindetugevus $f_{m,y,d}$ arvutatakse valemiga:

$$f_{m,y,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{m,k}}{\gamma_m} = 0,9 \cdot \frac{28}{1,25} = 20,16 \text{ N/mm}^2 ; \quad (3.2)$$

Arvutuslik tõmbetugevus ristikiudu $f_{t,90,d}$ arvutatakse valemiga:

$$f_{t,90,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{t,90,k}}{\gamma_m} = 0,9 \cdot \frac{0,5}{1,25} = 0,36 \text{ N/mm}^2 ; \quad (3.3)$$

Arvutuslik survetugevus ristikiudu $f_{c,90,d}$ arvutatakse valemiga:

$$f_{c,90,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{c,90,k}}{\gamma_m} = 0,9 \cdot \frac{2,5}{1,25} = 1,8 \text{ N/mm}^2 , \quad (3.4)$$

Arvutuslik nihketugevus ristikiudu $f_{v,d}$ arvutatakse valemiga:

$$f_{v,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{v,k}}{\gamma_m} = 0,9 \cdot \frac{3,5}{1,25} = 2,52 \text{ N/mm}^2 , \quad (3.5)$$

kus

$f_{m,g,k}$ – GL28h liimpuidu paindetugevus N/mm^2 ($f_{m,k} = 28 \text{ N/mm}^2$),

$f_{t,90,k}$ – GL28h liimpuidu tõmbetugevus N/mm^2 ($f_{t,90,k} = 0,5 \text{ N/mm}^2$),

$f_{c,90,k}$ – GL28h liimpuidu survetugevus N/mm^2 ($f_{c,90,k} = 2,5 \text{ N/mm}^2$),

$f_{v,k}$ – GL28h liimpuidu nihketugevus N/mm^2 ($f_{v,k} = 3,5 \text{ N/mm}^2$),

γ_m – materjali osavarutegur (liimpuit: $\gamma_m = 1,25$) [12, lk 431, tabel L4.2],

k_{mod} – koormuse kestuse ja niiskuse mõju arvestav modifikatsioonitegur (liimpuit: kasutusklass 1, kestusklass lühiajaline - $k_{mod} = 0,9$) [12, lk 429, tabel L2.1].

2) Arvutuslik paindepinge

Arvutuslik paindepinge $\sigma_{m,\alpha,d}$ arvutatakse valemiga:

$$\sigma_{m,\alpha,d} = \frac{6 \cdot M_{Ed}}{b \cdot h_{ap}^2} = \frac{6 \cdot 510,76 \cdot 10^3}{200 \cdot 1000^2} = 15,32 \text{ N/mm}^2 , \quad (3.6)$$

kus

M_{Ed} – paindemomendi arvutuslik väärtus $\text{kN} \cdot \text{m}$ (3. ULS), mis leitakse programmist ARSAP ($M_{Ed} = 510,76 \text{ kN} \cdot \text{m}$) (lisa B, joonis B.2),

b – tala laius ($b = 200 \text{ mm}$),

h_{ap} – tala kõrgus harjatsoonis ($h = 1000 \text{ mm}$).

3) Tala kuju arvestavad tegurid

Tala kuju arvestav tegur $k_{m.\alpha.1}$, mis arvutatakse elemendi kaldpinna suunaliste tõmbepingete korral:

$$k_{m.\alpha.1} = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{f_{m.y.d}}{0,75 \cdot f_{v.d}} \cdot \tan \alpha\right)^2 + \left(\frac{f_{m.y.d}}{f_{t.90.d}} \cdot \tan^2 \alpha\right)^2}} = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{20,16}{0,75 \cdot 2,52} \tan 1,53^\circ\right)^2 + \left(\frac{20,16}{0,36} \tan^2 1,53^\circ\right)^2}} = 0,935 ; \quad (3.7)$$

Tala kuju arvestav tegur $k_{m.\alpha.2}$, mis arvutatakse elemendi kaldpinna suunaliste survepingete korral:

$$k_{m.\alpha.2} = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{f_{m.y.d}}{1,5 \cdot f_{v.d}} \tan \alpha\right)^2 + \left(\frac{f_{m.y.d}}{f_{c.90.d}} \tan^2 \alpha\right)^2}} = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{20,16}{1,5 \cdot 2,52} \tan 1,53^\circ\right)^2 + \left(\frac{20,16}{1,8} \tan^2 1,53^\circ\right)^2}} = 0,983 , \quad (3.8)$$

kus

α – tala kaldpinna nurk ($\alpha = 1,53^\circ$).

KALDPINNA ÄÄRMISTE KIUUDE PAINDEPINGETE KONTROLL:

Kontroll teostatakse arvestades tingimust (3.1), mõlema kujuteguri $k_{m.\alpha.1}$ ja $k_{m.\alpha.2}$ (tõmbepingete, survepingete) korral:

- $\sigma_{m.\alpha.d} \leq k_{m.\alpha.1} \cdot f_{m.y.d} \rightarrow 15,323 \leq 0,935 \cdot 20,16 \rightarrow 15,32 \text{ N/mm}^2 \leq 18,85 \text{ N/mm}^2$ **OK!**
- $\sigma_{m.\alpha.d} \leq k_{m.\alpha.2} \cdot f_{m.y.d} \rightarrow 15,323 \leq 0,983 \cdot 20,16 \rightarrow 15,3 \text{ N/mm}^2 \leq 19,82 \text{ N/mm}^2$ **OK!**

3.2.2 Harjatsiooni paindepingete kontroll

Kahepoolse kaldega taladel kontrollitakse harjatsoonis paindepingeid, sõltumata sellest, kas need on kumerad või harjakõverusega. Harjatsoonis peavad paindepinged rahuldama tingimust [7, lk 54, valem 6.41]:

$$\sigma_{m.y.d} \leq k_r \cdot f_{m.y.d} , \quad (3.9)$$

kus

$\sigma_{m.y.d}$ – paindepinged harjatssoonis N/mm^2 ,

k_r – tegur, mis võtab arvesse tugevuse vähenemist lamellide painutamisesest valmistamisel ($k_r = 1,0$ kahekaldelistel taladel) [12, lk 215],

$f_{m.y.d}$ – arvutuslik paindetugevus N/mm^2 ($f_{m.y.d} = 20,16 N/mm^2$) (valem 3.2).

1) Tegurid k_1 - k_4 ja k_l

$$k_1 = 1 + 1,4 \cdot \tan \alpha_{ap} + 5,4 \cdot \tan^2 \alpha_{ap} = 1 + 1,4 \cdot \tan 1,53^\circ + 5,4 \cdot \tan^2 1,53^\circ = 1,041 ; \quad (3.10)$$

$$k_2 = 0,35 - 8 \cdot \tan \alpha_{ap} = 0,35 - 8 \cdot \tan 1,53^\circ = 0,136 ; \quad (3.11)$$

$$k_3 = 0,6 + 8,3 \cdot \tan \alpha_{ap} - 7,8 \cdot \tan^2 \alpha_{ap} = 0,6 + 8,3 \cdot \tan 1,53^\circ - 7,8 \cdot \tan^2 1,53^\circ = 0,816 ; \quad (3.12)$$

$$k_4 = 6 \cdot \tan^2 \alpha_{ap} = 6 \cdot \tan^2 1,53^\circ = 0,004 ; \quad (3.13)$$

$$k_l = k_1 + k_2 \cdot \left(\frac{h_{ap}}{r}\right) + k_3 \cdot \left(\frac{h_{ap}}{r}\right)^2 + k_4 \cdot \left(\frac{h_{ap}}{r}\right)^3 = 1,041 + 0,136 \cdot \left(\frac{1000}{\infty}\right) + 0,816 \cdot \left(\frac{1000}{\infty}\right)^2 + 0,004 \cdot \left(\frac{1000}{\infty}\right)^3 = 1,041 , \quad (3.14)$$

kus

α_{ap} – harjatsooni kaldenurk ($\alpha_{ap} = 1,53^\circ$),

h_{ap} – tala kõrgus harjatssoonis mm ($h_{ap} = 1000$ mm),

r – sisemist raadiust ja harja kõrgust arvestav tegur ($r = \infty$) [2, lk B8/5, Figure 6].

2) Arvutuslik paindepinge harjatssoonis

Arvutuslik paindepinge harjatssoonis $\sigma_{m.y.d}$ arvutatakse valemiga:

$$\sigma_{m.y.d} = k_l \cdot \frac{6 \cdot M_d}{b \cdot h_{ap}^2} = 1,041 \cdot \frac{6 \cdot 510,76 \cdot 10^3}{200 \cdot 1000^2} = 15,96 N/mm^2 , \quad (3.15)$$

kus

M_d – paindemomendi arvutuslik väärtus harjatssoonis $kN \cdot m$ (3. ULS), mis leitakse programmist ARSAP ($M_d = 510,76 kN \cdot m$) (lisa B, joonis B.2).

HARJATSOONI PAINDEPINGETE KONTROLL:

Harjatsiooni paindepinge kontroll teostatakse arvestades tingimust (3.9):

$$\sigma_{m.y.d} \leq f_{m.y.d} \rightarrow 15,96 \text{ N/mm}^2 \leq 20,32 \text{ N/mm}^2 \text{ OK!}$$

3.2.3 Harjatsiooni tõmbepingete kontroll

Talade harjatsoonis tekivad ristikiudu tõmbepinged ja suurim mõjuv tõmbepinge peab rahuldama tingimust [7, lk 55, valem 6.50]:

$$\sigma_{t.90.d} \leq k_{dis} \cdot k_{vol} \cdot f_{t.90.d}, \quad (3.16)$$

kus

$\sigma_{t.90.d}$ – paindemomendi põhjustatud suurim ristikiudu mõjuv tõmbepinge N/mm^2 ,

k_{dis} – harjatsoonis pingeaotuse mõju arvestav tegur ($k_{dis} = 1,4$ – kahekaldelistel taladel) [7, lk 55, valem 6.52],

k_{vol} – mahutegur,

$f_{t.90.d}$ – arvutuslik tõmbetugevus ristikiudu N/mm^2 .

1) Arvutuslikud tõmbetugevus

Arvutuslik tõmbetugevus ristikiudu $f_{t.90.d}$ arvutatakse valemiga:

$$f_{t.90.d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{t.90.k}}{\gamma_m} = 0,9 \cdot \frac{0,5}{1,25} = 0,36 \text{ N/mm}^2, \quad (3.17)$$

kus

$f_{t.90.k}$ - GL28h liimpuidu tõmbetugevus ristikiudu N/mm^2 ($f_{t.90.k} = 0,5 \text{ N/mm}^2$),

γ_m - materjali osavarutegur (liimpuit: $\gamma_m = 1,25$) [12, lk 431, tabel L4.2],

k_{mod} – koormuse kestuse ja niiskuse mõju arvestav modifikatsioonitegur (liimpuit: kasutusklass 1, kestusklass lühiajaline - $k_{mod} = 0,9$) [12, lk 429, tabel L2.1].

2) Harjatsiooni maht

Pingestatud harjatsiooni maht V arvutatakse valemiga:

$$V = b \cdot h_{ap}^2 \cdot \left(1 - \frac{\tan \alpha_{ap}}{4}\right) = 200 \cdot 1000^2 \cdot \left(1 - \frac{\tan 1,53^\circ}{4}\right) = (1,987 \cdot 10^8) \text{ mm}^3 = 0,199 \text{ m}^3, \quad (3.18)$$

kus

b – tala laius mm ($b = 200 \text{ mm}$),

h_{ap} – harjatsiooni kõrgus mm ($h_{ap} = 1000 \text{ mm}$),

α_{ap} – harjatsiooni kaldenurk ($\alpha_{ap} = 1,53^\circ$).

Mahutegur k_{vol} arvutatakse valemiga:

$$k_{vol} = \left(\frac{V_0}{V}\right)^{0,2} = \left(\frac{0,01}{0,199}\right)^{0,2} = 0,55, \quad (3.19)$$

kus

V_0 – viitemaht ($V_0 = 0,01 \text{ m}^3$) [2, lk 526]

3) Tegurid k_5 - k_7 ja k_p

$$k_5 = 0,2 \cdot \tan \alpha_{ap} = 0,2 \cdot \tan 1,53^\circ = 0,005; \quad (3.20)$$

$$k_6 = 0,25 - 1,5 \cdot \tan \alpha_{ap} + 2,6 \cdot \tan^2 \alpha_{ap} = 0,25 - 1,5 \cdot \tan 1,53^\circ + 2,6 \cdot \tan^2 1,53^\circ = 0,212; \quad (3.21)$$

$$k_7 = 2,1 \cdot \tan \alpha_{ap} - 4 \cdot \tan^2 \alpha_{ap} = 2,1 \cdot \tan 1,53^\circ - 4 \cdot \tan^2 1,53^\circ = 0,053; \quad (3.22)$$

$$k_p = k_5 + k_6 \cdot \left(\frac{h_{ap}}{r}\right) + k_7 \cdot \left(\frac{h_{ap}}{r}\right)^2 = 0,005 + 0,212 \cdot \left(\frac{1000}{\infty}\right) + 0,053 \cdot \left(\frac{1000}{\infty}\right)^2 = 0,005,$$

kus (3.23)

α_{ap} – harjatsiooni kaldenurk ($\alpha_{ap} = 1,53^\circ$),

h_{ap} – tala kõrgus harjatsoonis mm ($h_{ap} = 1000 \text{ mm}$),

r – sisemist raadiust ja harja kõrgust arvestav tegur ($r = \infty$) [2, lk B8/5, Figure 6].

4) Arvutuslikud tõmbepinge harjatsoonis

Paindemomendi põhjustatud suurim ristikiudu mõjuv tõmbepinge harjatsoonis $\sigma_{t.90.d}$ arvutatakse valemiga:

$$\sigma_{t.90.d} = k_p \cdot \frac{6 \cdot M_{Ed}}{b \cdot h_{ap}^2} = 0,005 \cdot \frac{6 \cdot 510,76 \cdot 10^3}{200 \cdot 1000^2} = 0,082 \text{ N/mm}^2, \quad (3.24)$$

kus

M_{Ed} – paindemomendi arvutuslik väärtus harjatsoonis kN · m (3. ULS), mis leitakse programmist ARSAP ($M_{Ed} = 510,76 \text{ kN} \cdot \text{m}$) (lisa B, joonis B.2).

HARJATSOONI TÕMBEPINGETE KONTROLL:

Harjatsooni tõmbepinge kontroll teostatakse arvestades tingimust (3.16):

$$\sigma_{t.90.d} \leq k_{dis} \cdot k_{vol} \cdot f_{t.90.d} \rightarrow 0,082 \leq 1,4 \cdot 0,55 \cdot 0,36 \rightarrow 0,082 \text{ N/mm}^2 \leq 0,277 \text{ N/mm}^2 \text{ OK!}$$

3.2.4 Tõmbe kontroll ristikiudu koos nihkega

Tõmbel ristikiudu koos nihkega peab olema täidetud tingimus [7, lk 56, valem 6.53]:

$$\frac{\tau_d}{f_{v.d}} + \frac{\sigma_{t.90.d}}{k_{dis} \cdot k_{vol} \cdot f_{t.90.d}} \leq 1, \quad (3.25)$$

kus

τ_d – arvutuslik nihkepinge N/mm^2

$f_{v.d}$ – arvutuslik nihketugevus N/mm^2 ($f_{v.d} = 2,52 \text{ N/mm}^2$) (valem 3.5),

$\sigma_{t.90.d}$ – arvutuslik tõmbepinge ristikiudu N/mm^2 ($\sigma_{t.90.d} = 0,082 \text{ N/mm}^2$) (valem 3.24),

k_{dis} – harjatsoonis pingejaotuse mõju arvestav tegur ($k_{dis} = 1,4$ – kahekaldelistel taladel),

k_{vol} – mahutegur ($k_{vol} = 0,55$) (valem 3.19),

$f_{t.90.d}$ – arvutuslik tõmbetugevus ristikiudu N/mm^2 ($f_{t.90.d} = 0,36 \text{ N/mm}^2$) (valem 3.17),

1) Tala efektiivlaius b_{ef}

Tala efektiivlaius b_{ef} arvutatakse valemiga:

$$b_{ef} = k_{cr} \cdot b = 0,67 \cdot 200 = 134 \text{ mm}, \quad (3.26)$$

kus

k_{cr} – tegur ($k_{cr} = 0,67$ – liimpuidu korral) [14, lk 520],

b – tala laius ($b = 200 \text{ mm}$).

2) Arvutuslikud nihkepinge

Arvutuslik nihkepinge τ_d arvutatakse valemiga:

$$\tau_d = \frac{1,5 \cdot V_{Ed}}{b_{ef} \cdot h} = \frac{1,5 \cdot 9,08 \cdot 10^3}{134 \cdot 987} = 0,103 \text{ N/mm}^2, \quad (3.27)$$

kus

h – tala kõrgus harjatsoonist $0,5 \cdot h_{ap}$ kaugusel mm ($h = 987 \text{ mm}$),

V_{Ed} – arvutuslik maksimaalne põikjõud tala harjatsoonist $0,5 \cdot h_{ap}$ kaugusel kN (5. ULS), mille väärtus leitakse programmist ARSAP ($V_{Ed} = 9,08 \text{ kN}$),

TÕMBE KONTROLL RISTIKIUDU KOOS NIHKEGA:

Tõmbel ristikiudu koos nihkega peab olema täidetud tingimus (3.25):

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} + \frac{\sigma_{t,90,d}}{k_{dis} \cdot k_{vol} \cdot f_{t,90,d}} \leq 1 \rightarrow \frac{0,103}{2,52} + \frac{0,082}{1,4 \cdot 0,55 \cdot 0,36} \leq 1 \rightarrow 0,34 \leq 1 \text{ OK!}$$

3.2.5 Kiivekandevõime kontroll tulekahjuolukorras

Tala surutud poolel on kandeprofiilplekk, mis takistab kiivumist. Tulekahjuolukorras ei saa kandeprofiilplekiga arvestada, seega tuleb teostada kiivekandevõime kontroll. Kandekonstruksioonide tulepüsivusklass on R60. Kiivekandevõime kontroll tulekahjuolukorras peab rahuldama tingimust [14, lk 522, valem 14.26]:

$$\frac{\sigma_{m,y,d,fi}}{k_{crit} \cdot f_{m,y,d,fi}} \leq 1, \quad (3.28)$$

kus

$\sigma_{m,y,d,fi}$ – arvutuslik paindepinge jääkristlõikes N/mm²,

k_{crit} – kiivertegur, mis arvestab paindetugevus vähenemist,

$f_{m,y,d,fi}$ – arvutuslik paindetugevus tulekahjuolukorras N/mm².

1) Tinglik söestusmissügavus

Tinglik söestusmissügavus $d_{char,n}$ arvutatakse valemiga:

$$d_{char,n} = \beta_n \cdot t = 0,7 \cdot 60 = 42 \text{ mm}, \quad (3.29)$$

kus

β_n – tinglik söestusmismäär standardtulekahjus mm/min ($\beta_n = 0,7$ – spoonliimpuit) [14, lk 538, tabel 14.35],

t – tulekahju kestus min ($t = 60 \text{ min}$).

2) Efektiivne söestusmissügavus

Efektiivne söestusmissügavus arvutatakse valemiga:

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 + d_0 = 42 + 1 \cdot 7 = 49 \text{ mm}, \quad (3.30)$$

kus

k_0 – kaitsmata elementide korral $k_0 = \frac{t}{20} = \frac{60}{20} = 3$, kuid sealjuures on tingimus $k_0 \leq 1$, seega võetakse $k_0 = 1$ [14, lk 539, valem 14.70],

d_0 – suurte ristlõigete tulepüsivuse arvutamisel $d_0 = 7 \text{ mm}$.

3) Jääkristlõike mõõtmed

Jääkristlõike mõõtmete määramisel võetakse arvesse, et tuli on talale avatud kahest küljest ja alt.

Jääkristlõike laius b_{ef} leitakse seosest:

$$b_{ef} = b - 2 \cdot d_{ef} = 200 - 2 \cdot 49 = 102 \text{ mm} , \quad (3.31)$$

kus

b – tala laius ($b = 200 \text{ mm}$).

Jääkristlõike kõrgus harjas $h_{ap.ef}$ leitakse seosest:

$$h_{ap.ef} = h_{ap} - d_{ef} = 1000 - 49 = 951 \text{ mm} , \quad (3.32)$$

kus

h_{ap} – tala kõrgus harjastsoonis mm ($h_{ap} = 1000 \text{ mm}$).

4) Tegurid k_1 - k_4 ja k_l

$$k_1 = 1 + 1,4 \cdot \tan \alpha_{ap} + 5,4 \cdot \tan^2 \alpha_{ap} = 1 + 1,4 \cdot \tan 1,53^\circ + 5,4 \cdot \tan^2 1,53^\circ = 1,041 ; \quad (3.33)$$

$$k_2 = 0,35 - 8 \cdot \tan \alpha_{ap} = 0,35 - 8 \cdot \tan 1,53^\circ = 0,136 ; \quad (3.34)$$

$$k_3 = 0,6 + 8,3 \cdot \tan \alpha_{ap} - 7,8 \cdot \tan^2 \alpha_{ap} = 0,6 + 8,3 \cdot \tan 1,53^\circ - 7,8 \cdot \tan^2 1,53^\circ = 0,816 ; \quad (3.35)$$

$$k_4 = 6 \cdot \tan^2 \alpha_{ap} = 6 \cdot \tan^2 1,53^\circ = 0,004 ; \quad (3.36)$$

$$k_l = k_1 + k_2 \cdot \left(\frac{h_{ap}}{r}\right) + k_3 \cdot \left(\frac{h_{ap}}{r}\right)^2 + k_4 \cdot \left(\frac{h_{ap}}{r}\right)^3 = 1,041 + 0,136 \cdot \left(\frac{1000}{\infty}\right) + 0,816 \cdot \left(\frac{1000}{\infty}\right)^2 + 0,004 \cdot \left(\frac{1000}{\infty}\right)^3 = 1,041 , \quad (3.37)$$

kus

α_{ap} – harjastsooni kaldenurk ($\alpha_{ap} = 1,53^\circ$),

r – sisemist raadiust ja harja kõrgust arvestav tegur ($r = \infty$) [9, lk B8/5, Figure 6].

5) Arvutuslik paindepinge harjatsoonis

Arvutuslik paindepinge harjatsoonis, tulekahjuolukorras $\sigma_{m.y.d.fi}$ arvutatakse valemiga:

$$\sigma_{m.y.d.fi} = k_l \cdot \frac{6 \cdot M_{Ed.fi}}{b_{ef} \cdot h_{ap.ef}^2} = 1,041 \cdot \frac{6 \cdot 227,35 \cdot 10^3}{102 \cdot 951^2} = 15,40 \text{ N/mm}^2, \quad (3.38)$$

kus

$M_{Ed.fi}$ – paindemomendi arvutuslik väärtus harjatsoonis avariikoormuskombinatsioonil kN·m (13. ULS), mis leitakse programmist ARSAP ($M_{sd.fi} = 227,35 \text{ kN} \cdot \text{m}$) (lisa B, joonis B.3).

6) Arvutuslik paindetugevus tulekahjuolukorras

Arvutuslik paindetugevus tulekahjuolukorras $f_{m.y.d.fi}$ arvutatakse valemiga:

$$f_{m.y.d.fi} = k_{mod.fi} \cdot k_{fi} \cdot \frac{f_{m.g.k}}{\gamma_{M.fi}} = 1,0 \cdot 1,15 \cdot \frac{28}{1,0} = 32,2 \text{ N/mm}^2, \quad (3.39)$$

kus

$k_{mod.fi}$ – modifikatsioonitegur (efektiivristlõike meetodi korral $k_{mod.fi} = 1,0$),

k_{fi} – tulepüsivustegur ($k_{fi} = 1,15$ – liimpuit),

$f_{m.g.k}$ – GL28h liimpuidu paindetugevus N/mm² ($f_{m.k} = 28 \text{ N/mm}^2$),

$\gamma_{M.fi}$ – materjali osavarutegur tules (Eestis $\gamma_{M.fi} = 1,0$) [12, lk 403].

7) Tala arvutus pikkus

Kuna koormus mõjub tala surutud servale, siis tuleb arvutus pikkust l_{ef} suurendada $2h$ võtta. Tala arvutus pikkus l_{ef} leitakse seosest:

$$l_{ef} = \mu \cdot l + 2 \cdot h_{ap.ef} = 0,9 \cdot 15 + 2 \cdot 0,951 = 15,4 \text{ m}, \quad (3.40)$$

kus

μ – arvutus pikkuse ja sildeava suhe lihttalal ühtlaselt jaotatud koormuse korral ($\mu = 0,9$) (12, lk 96, tabel 5.1),

l – abitala pikkus ($l = 15000 \text{ mm} = 15 \text{ m}$),

$h_{ap.ef}$ – tala jääkristlõike kõrgus harjas ($h_{ap} = 951 \text{ mm} = 0,951 \text{ m}$) (valem 3.32).

8) Kriitiline paindepinge

Kriitiline paindepinge arvutatakse valemiga:

$$\sigma_{m.crit} = \frac{0,78 \cdot b_{ef}^2}{h_{ap.ef} \cdot l_{ef}} \cdot E_{0.g.05} = \frac{0,78 \cdot 102^2}{951 \cdot 15402} \cdot 10500 = 5,817 \text{ N/mm}^2, \quad (3.41)$$

kus

b_{ef} – jääkristlõike laius mm ($b_{ef} = 102 \text{ mm}$) (valem 3.31),

l_{ef} – tala arvutuspikkus m ($l_{ef} = 15,4 \text{ m} = 15402 \text{ mm}$) (valem 3.37),

$E_{0.g.05}$ – GL28h liimpuidu elastsusmoodul N/mm^2 ($E_{0.g.05} = 10500 \text{ N/mm}^2$).

9) Suhteline saledus paindel

Suhteline saledus paindel arvutatakse valemiga:

$$\lambda_{rel.m} = \sqrt{\frac{f_{m.g.k}}{\sigma_{m.crit}}} = \sqrt{\frac{28}{5,817}} = 2,194 \quad (3.42)$$

kus

$f_{m.g.k}$ – GL28h liimpuidu paindetugevus N/mm^2 ($f_{m.k} = 28 \text{ N/mm}^2$).

10) Kiivetegur

Kui $1,4 < \lambda_{rel.m}$, siis kiivetegur k_{crit} arvutatakse valemiga [14, lk 522, tabel 14.22]:

$$k_{crit} = \frac{1}{\lambda_{rel.m}^2} = \frac{1}{2,194^2} = 0,208 \quad (3.43)$$

KIIVEKANDEVÕIME KONTROLL TULEKAHJUOLUKORRAS:

Kiivekandevõime kontroll tulekahjuolukorras teostatakse arvestades tingimust (3.36):

$$\frac{\sigma_{m.y.d.fi}}{k_{crit} \cdot f_{m.y.d.fi}} \leq 1 \rightarrow \frac{15,40}{0,208 \cdot 32,2} \leq 1 \rightarrow 2,302 \leq 1 \quad \textit{Tingimus pole täidetud!}$$

Kuna tala kiivekandevõime tulekahjuolukorras pole tagatud, lisatakse iga 5m tagant lissidemed tala ülemisse pinda. Seega arvestatakse tala pikkuseks $l_2 = 5 \text{ m}$.

11) Tala arvutuspikkus (valem 3.40)

$$l_{2.ef} = 0,9 \cdot 5 + 2 \cdot 0,951 = 6,4 \text{ m} \quad (3.44)$$

12) Kriitiline paindepinge (valem 3.41)

$$\sigma_{m.crit} = \frac{0,78 \cdot b_{ef}^2}{h_{ap.ef} \cdot l_{ef}} \cdot E_{0.g.05} = \frac{0,78 \cdot 102^2}{951 \cdot 6402} \cdot 10500 = 13,995 \text{ N/mm}^2 \quad (3.45)$$

13) Suhteline saledus paindel (valem 3.42)

$$\lambda_{rel.m} = \frac{1}{\lambda_{rel.m}^2} = \sqrt{\frac{28}{13,995}} = 1,414 \quad (3.46)$$

14) Kiivetegur (valem 4.43)

$$1,4 < \lambda_{rel,m}, \text{ siis } k_{crit} = \frac{1}{\lambda_{rel,m}^2} = \frac{1}{1,414^2} = 0,50 \quad (3.47)$$

KIIVEKANDEVÕIME KONTROLL TULEKAHJUOLUKORRAS:

Talade ülemisse pinda lisati iga 5m tagant lisasidemed.

Kiivekandevõime kontroll tulekahjuolukorras teostatakse arvestades tingimust (3.36):

$$\frac{\sigma_{m,y.d.fi}}{k_{crit} \cdot f_{m,y.d.fi}} \leq 1 \rightarrow \frac{15,40}{0,50 \cdot 32,2} \leq 1 \rightarrow 0,957 \leq 1 \quad \mathbf{OK!}$$

3.2.6 Kaldpinna äärmiste kiudude paindepingete kontroll tulekahjuolukorras

Kaldpinnal ($\alpha \leq 10^\circ$) peab tulekahjuolukorras olema rahuldatud tingimus [7, lk 53, valem 6.38]:

$$\sigma_{m,\alpha,d.fi} \leq k_{crit} \cdot k_{m,\alpha} \cdot f_{m,y.d.fi}, \quad (3.48)$$

kus

$\sigma_{m,\alpha,d.fi}$ – arvutuslik paindepinge kiudude suhtes nurga all tulekahjuolukorras N/mm²,

k_{crit} – kiivetegur ($k_{crit} = 0,50$) (valem 3.47)

$k_{m,\alpha}$ – tala kuju arvestav tegur,

$f_{m,y.d.fi}$ – arvutuslik paindetugevus tulekahjuolukorras N/mm² ($f_{m,y.d.fi} = 32,2 \text{ N/mm}^2$) (valem 3.39).

1) Arvutuslikud tugevused tulekahjuolukorras

Arvutuslik tõmbetugevus ristikiudu tulekahjuolukorras $f_{t,90,d.fi}$ arvutatakse valemiga:

$$f_{t,90,d.fi} = k_{mod,fi} \cdot k_{fi} \cdot \frac{f_{t,90,k}}{\gamma_{M,fi}} = 1,0 \cdot 1,15 \cdot \frac{0,5}{1,0} = 0,575 \text{ N/mm}^2; \quad (3.49)$$

Arvutuslik survetugevus ristikiudu tulekahjuolukorras $f_{c,90,d.fi}$ arvutatakse valemiga:

$$f_{c,90,d.fi} = k_{mod,fi} \cdot k_{fi} \cdot \frac{f_{c,90,k}}{\gamma_{M,fi}} = 1,0 \cdot 1,15 \cdot \frac{2,5}{1,0} = 2,875 \text{ N/mm}^2; \quad (3.50)$$

Arvutuslik nihketugevus ristikiudu tulekahjuolukorras $f_{v,d.fi}$ arvutatakse valemiga:

$$f_{v,d.fi} = k_{mod,fi} \cdot k_{fi} \cdot \frac{f_{v,k}}{\gamma_{M,fi}} = 1,0 \cdot 1,15 \cdot \frac{3,5}{1,0} = 4,025 \text{ N/mm}^2, \quad (3.51)$$

kus

$f_{m.g.k}$ – GL28h liimpuidu paindetugevus N/mm^2 ($f_{m.k} = 28 N/mm^2$),

$f_{t.90.k}$ – GL28h liimpuidu tõmbetugevus N/mm^2 ($f_{t.90.k} = 0,5 N/mm^2$),

$f_{c.90.k}$ – GL28h liimpuidu survetugevus N/mm^2 ($f_{c.90.k} = 2,5 N/mm^2$),

$f_{v.k}$ – GL28h liimpuidu nihketugevus N/mm^2 ($f_{v.k} = 3,5 N/mm^2$),

$k_{mod.fi}$ – modifikatsioonitegur (efektiivristlõike meetodi korral $k_{mod.fi} = 1,0$),

k_{fi} – tulepüsivustegur ($k_{fi} = 1,15$ – liimpuit),

$\gamma_{M.fi}$ – materjali osavarutegur tules (Eestis $\gamma_{M.fi} = 1,0$) [12, lk 403].

2) Arvutuslik paindepinge

Arvutuslik paindepinge tulekahjuolukorras $\sigma_{m.\alpha.d.fi}$ arvutatakse valemiga:

$$\sigma_{m.\alpha.d.fi} = \frac{6 \cdot M_{Ed.fi}}{b_{ef} \cdot h_{ap.ef}^2} = \frac{6 \cdot 227,35 \cdot 10^3}{102 \cdot 951^2} = 14,787 N/mm^2, \quad (3.52)$$

kus

$M_{Ed.fi}$ – paindemomendi arvutuslik väärtus avariikoormuskombinatsioonil $kN \cdot m$ (13.

ULS), mis leitakse programmist ARSAP ($M_{sd.fi} = 227,35 kN \cdot m$) (lisa B, joonis B.3),

b_{ef} – tala jäärstlõike laius ($b = 102 mm$) (valem 3.31),

$h_{ap.ef}$ – tala jäärstlõike kõrgus harjatsoonis ($h = 951 mm$) (valem 3.32).

3) Tala kuju arvestavad tegurid

Tala kuju arvestav tegur $k_{m.\alpha.1}$, mis arvutatakse elemendi kaldpinna suunaliste tõmbepingete korral:

$$k_{m.\alpha.1} = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{f_{m.y.d.fi}}{0,75 \cdot f_{v.d.fi}} \cdot \tan \alpha\right)^2 + \left(\frac{f_{m.y.d.fi}}{f_{t.90.d.fi}} \cdot \tan^2 \alpha\right)^2}} = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{32,2}{0,75 \cdot 4,025} \cdot \tan 1,53^\circ\right)^2 + \left(\frac{32,2}{0,575} \cdot \tan^2 1,53^\circ\right)^2}} = 0,961; \quad (3.53)$$

Tala kuju arvestav tegur $k_{m.\alpha.2}$, mis arvutatakse elemendi kaldpinna suunaliste survepingete korral:

$$k_{m.\alpha.2} = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{f_{m.y.d.fi}}{1,5 \cdot f_{v.d.fi}} \cdot \tan \alpha\right)^2 + \left(\frac{f_{m.y.d.fi}}{f_{c.90.d.fi}} \cdot \tan^2 \alpha\right)^2}} = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{32,2}{1,5 \cdot 4,025} \cdot \tan 1,53^\circ\right)^2 + \left(\frac{32,2}{2,875} \cdot \tan^2 1,53^\circ\right)^2}} = 0,99, \quad (3.54)$$

kus

$f_{m.y.d.fi}$ – arvutuslik paindetugevus tulekahjuolukorras N/mm^2 ($f_{m.y.d.fi} = 32,2 N/mm^2$) (valem 3.39),
 α – tala kaldpinna nurk ($\alpha = 1,53^\circ$).

KALDPINNA ÄÄRMISTE KIUDUDE PAINDEPINGETE KONTROLL:

Kontroll teostatakse arvestades tingimust (3.48), mõlema kujuteguri $k_{m.\alpha.1}$ ja $k_{m.\alpha.2}$ (tõmbepingete, survepingete) korral:

- $\sigma_{m.\alpha.d.fi} \leq k_{crit} \cdot k_{m.\alpha.1} \cdot f_{m.y.d.fi} \rightarrow 14,787 \leq 0,50 \cdot 0,961 \cdot 32,2 \rightarrow$
 $14,787 N/mm^2 \leq 15,47 N/mm^2$ **OK!**

- $\sigma_{m.\alpha.d.fi} \leq k_{crit} \cdot k_{m.\alpha.2} \cdot f_{m.y.d.fi} \rightarrow 14,787 \leq 0,50 \cdot 0,99 \cdot 32,2 \rightarrow 14,787 N/$
 $mm^2 \leq 15,93 N/mm^2$ **OK!**

3.2.7 Harjatsooni tõmbepingete kontroll tulekahjuolukorras

Talade harjatsoonis tekivad ristikiudu tõmbepinged ja suurim mõjuv tõmbepinge peab rahuldama tingimust [7, lk 55, valem 6.50]:

$$\sigma_{t.90.d.fi} \leq k_{dis} \cdot k_{vol} \cdot f_{t.90.d.fi}, \quad (3.55)$$

kus

$\sigma_{t.90.d.fi}$ – paindemomendi põhjustatud suurim ristikiudu mõjuv tõmbepinge tulekahjuolukorras N/mm^2 ,

k_{dis} – harjatsoonis pingajaotuse mõju arvestav tegur ($k_{dis} = 1,4$ – kahekaldelistel taladel) [7, lk 55, valem 6.52],

k_{vol} – mahutegur,

$f_{t.90.d.fi}$ – arvutuslik tõmbetugevus ristikiudu tulekahjuolukorras N/mm^2 ($f_{t.90.d} = 0,575 N/mm^2$) (valem 3.49).

1) Harjatsooni maht

Pingestatud harjatsooni maht tulekahjuolukorras V arvutatakse valemiga:

$$V = b_{ef} \cdot h_{ap.ef}^2 \cdot \left(1 - \frac{\tan \alpha_{ap}}{4}\right) = 102 \cdot 951^2 \cdot \left(1 - \frac{\tan 1,53^\circ}{4}\right) = (9,163 \cdot 10^7) mm^3 =$$
 $0,092 m^3, \quad (3.56)$

kus

b_{ef} – jääkristlõike laius mm ($b_{ef} = 102 \text{ mm}$) (valem 3.31),

$h_{ap,ef}$ – jääkristlõike kõrgus harjas mm ($h_{ap,ef} = 951 \text{ mm}$) (valem 3.32),

α_{ap} – harjatsiooni kaldenurk ($\alpha_{ap} = 1,53^\circ$).

Mahutegur k_{vol} arvutatakse valemiga:

$$k_{vol} = \left(\frac{V_0}{V}\right)^{0,2} = \left(\frac{0,01}{0,092}\right)^{0,2} = 0,642, \quad (3.57)$$

kus

V_0 – viitemaht ($V_0 = 0,01 \text{ m}^3$) [14, lk 526]

5) Tegurid k_5 - k_7 ja k_p

$$k_5 = 0,2 \cdot \tan \alpha_{ap} = 0,2 \cdot \tan 1,53^\circ = 0,005; \quad (3.58)$$

$$k_6 = 0,25 - 1,5 \cdot \tan \alpha_{ap} + 2,6 \cdot \tan^2 \alpha_{ap} = 0,25 - 1,5 \cdot \tan 1,53^\circ + 2,6 \cdot \tan^2 1,53^\circ = 0,212; \quad (3.59)$$

$$k_7 = 2,1 \cdot \tan \alpha_{ap} - 4 \cdot \tan^2 \alpha_{ap} = 2,1 \cdot \tan 1,53^\circ - 4 \cdot \tan^2 1,53^\circ = 0,053; \quad (3.60)$$

$$k_p = k_5 + k_6 \cdot \left(\frac{h_{ap,ef}}{r}\right) + k_7 \cdot \left(\frac{h_{ap,ef}}{r}\right)^2 = 0,005 + 0,212 \cdot \left(\frac{951}{\infty}\right) + 0,053 \cdot \left(\frac{951}{\infty}\right)^2 = 0,005, \quad (3.61)$$

kus

α_{ap} – harjatsiooni kaldenurk ($\alpha_{ap} = 1,53^\circ$),

r – sisemist raadiust ja harja kõrgust arvestav tegur ($r = \infty$) [2, lk B8/5, Figure 6].

6) Arvutuslikud tõmbepinge harjatsoonis

Paindemomendi põhjustatud suurim ristikiudu mõjuv tõmbepinge harjatsoonis, tulekahjuolukorras $\sigma_{t,90,d,fi}$ arvutatakse valemiga:

$$\sigma_{t,90,d,fi} = k_p \cdot \frac{6 \cdot M_{Ed,fi}}{b_{ef} \cdot h_{ap,ef}^2} = 0,005 \cdot \frac{6 \cdot 227,35 \cdot 10^3}{102 \cdot 951^2} = 0,079 \text{ N/mm}^2, \quad (3.62)$$

kus

$M_{Ed,fi}$ – paindemomendi arvutuslik väärtus avariikoormuskombinatsioonil kN · m (13.

ULS), mis leitakse programmist ARSAP ($M_{sd,fi} = 227,35 \text{ kN} \cdot \text{m}$).

HARJATSOONI TÕMBEPINGETE KONTROLL:

Harjatsooni tõmbepinge kontroll teostatakse arvestades tingimust (3.55):

$$\sigma_{t.90.d} \leq k_{dis} \cdot k_{vol} \cdot f_{t.90.d} \rightarrow 0,079 \leq 1,4 \cdot 0,55 \cdot 0,36 \rightarrow 0,079 \text{ N/mm}^2 \leq 0,324 \text{ N/mm}^2 \text{ OK!}$$

3.2.8 Läbipainde kontroll

Vastavalt standardi EVS-EN 1995-1-1:2007 rahvuslikule lisale ei määrata teisejärgulistele kanduritele hetkelise läbipainde w_{inst} piirväärtust [7, lk 137, tabel NA 7.2].

Läbipainde tagamiseks peab olema täidetud tingimus:

$$w_{fin} \leq w_{fin.lim} , \quad (3.63)$$

kus

w_{fin} – lõplik läbipaine mm,

$w_{fin.lim}$ – lubatud lõplik läbipaine mm.

1) Lubatud lõplik läbipaine abitaladel

Vastavalt standardi EVS-EN 1995-1-1:2007 rahvuslikule lisale on soovitatav lubatud läbipaine teisejärgulistel kanduritel $w_{fin.lim} = l/150$ [7, lk 137, tabel NA 7.2].

$$w_{fin.lim} = \frac{l}{150} = \frac{15000}{150} = 100 \text{ mm} , \quad (3.64)$$

kus

l – tala pikkus mm ($l = 15000 \text{ mm}$).

2) Ristlõike inertsimoment

Ristlõike inertsimoment I arvutatakse valemiga:

$$I = \frac{b \cdot h_{ap}^3}{12} = \frac{200 \cdot 1000^3}{12} = 1,667 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4 \quad (3.65)$$

kus

b – tala laius m ($b = 200 \text{ mm}$),

h_{ap} – tala kõrgus harjatsoonis m ($h = 1000 \text{ mm}$).

3) Hetkelised läbipained

Alaliselt koormusest põhjustatud hetkeline läbipaine $w_{inst.G}$ arvutatakse valemiga:

$$w_{inst.G} = \frac{5 \cdot g_k \cdot l^4 \cdot s}{384 \cdot E_{0.g.mean} \cdot I} = \frac{5 \cdot 1,37 \cdot 15000^4 \cdot 5000 \cdot 10^{-3}}{384 \cdot 12600 \cdot 1,667 \cdot 10^{10}} = 21,502 \text{ mm} , \quad (3.66)$$

kus

g_k – normatiivne omakaalukoormus kN/m^2 ($g_k = 1,37 \text{ kN/m}^2$),

l – tala pikkus ($l = 15000 \text{ mm} = 15 \text{ m}$),

s – tala samm mm ($s = 5000 \text{ mm}$),

$E_{0.g.mean}$ – GL28h liimpuidu elastsusmoodul N/mm^2 ($E_{0.g.mean} = 12600 \text{ N/mm}^2$).

Ajutisest domineerivast (lume)koormusest põhjustatud hetkeline läbipaine $w_{inst.Q.1}$ arvutatakse valemiga:

$$w_{inst.Q.1} = \frac{5 \cdot q_{k1} \cdot l^4 \cdot s}{384 \cdot E_{0.g.mean} \cdot I} = \frac{5 \cdot 1,2 \cdot 15000^4 \cdot 5000 \cdot 10^{-3}}{384 \cdot 12600 \cdot 1,667 \cdot 10^{10}} = 18,834 \text{ mm} , \quad (3.67)$$

kus

q_{k1} – normatiivne domineeriv muutuvkoormus (lumi) kN/m^2 ($q_{k1} = 1,2 \text{ kN/m}^2$).

Ajutisest mittedomineerivast (tuule)koormusest põhjustatud hetkeline läbipaine $w_{inst.Q.2}$ arvutatakse valemiga:

$$w_{inst.Q.2} = \frac{5 \cdot q_{k2} \cdot l^4 \cdot s}{384 \cdot E_{0.g.mean} \cdot I} = \frac{5 \cdot 0,2 \cdot 15000^4 \cdot 5000 \cdot 10^{-3}}{384 \cdot 12600 \cdot 1,667 \cdot 10^{10}} = 3,139 \text{ mm} , \quad (3.68)$$

kus

q_{k2} – normatiivne mittedomineeriv muutuvkoormus (tuul) kN/m^2 ($q_{k2} = 0,2 \text{ kN/m}^2$).

4) Lõplikud läbipained

Alaliselt koormusest põhjustatud lõplik läbipaine $w_{fin.G}$ arvutatakse valemiga:

$$w_{fin.G} = w_{inst.G} \cdot (1 + k_{def}) = 21,502 \cdot (1 + 0,60) = 34,403 \text{ mm} , \quad (3.69)$$

kus

k_{def} – deformatsioonitegur, mis arvestab roomamise ja niiskuse koos mõjust tekkinud deformatsioone ajas $k_{def} = 0,60$ (liimpuidu ning kasutusklass I korral) [7, lk 33, tabel 3.2].

Ajutisest domineerivast (lume)koormusest põhjustatud lõplik läbipaine $w_{fin.Q.1}$ arvutatakse valemiga:

$$w_{fin.Q.1} = w_{inst.Q.1} \cdot (1 + \psi_2 \cdot k_{def}) = 18,834 \cdot (1 + 0 \cdot 0,60) = 18,834 \text{ mm} ,$$

(3.70)

kus

ψ_2 – muutuva koormuse kombinatsioonitegurite tõenäoline esindussuurus ($\psi_2 = 0$) (tabel 2.1).

Ajutisest mittedomineerivast (tuule)koormusest põhjustatud lõplik läbipaine $w_{fin.Q.2}$ arvutatakse valemiga:

$$w_{fin.Q.2} = w_{inst.Q.2} \cdot (\psi_{0(tuul)} + \psi_2 \cdot k_{def}) = 3,139 \cdot (0,6 + 0 \cdot 0,60) = 1,883 \text{ mm} , \quad (3.71)$$

kus

$\psi_{0(tuul)}$ – muutuva koormuse (tuule) kombinatsioonitegur ($\psi_{0(tuul)} = 0,6$) (tabel 2.1).

Lõplik läbipaine kokku w_{fin} leitakse seosest:

$$w_{fin} = w_{fin.G} + w_{fin.Q.1} + w_{fin.Q.2} = 34,403 + 18,834 + 1,883 = 55,12 \text{ mm} \quad (3.72)$$

LÄBIPAINDE KONTROLL:

Läbipainde kontroll teostatakse arvestades tingimust (3.63):

$$w_{fin} \leq w_{fin.lim} \rightarrow 54,12 \text{ mm} \leq 100 \text{ mm} \quad \mathbf{OK!}$$

3.2.9 Nihkekandevõime kontroll

Nihkel peab olema rahuldatud tingimus [7, lk 47, valem 6.13]:

$$\frac{\tau_d}{f_{v.d}} \leq 1 , \quad (3.73)$$

kus

τ_d – arvutuslik nihkepinge N/mm^2 ,

$f_{v.d}$ – arvutuslik nihketugevus N/mm^2 ($f_{v.d} = 2,52 \text{ N/mm}^2$) (valem 3.5).

1) Arvutuslik nihkepinge

Arvutuslik nihkepinge τ_d arvutatakse valemiga:

$$\tau_d = \frac{1,5 \cdot V_{Ed}}{b_{ef} \cdot h_{ots}} = \frac{1,5 \cdot 136,20 \cdot 10^3}{134 \cdot 800} = 1,906 \text{ N/mm}^2 , \quad (3.74)$$

kus

V_{Ed} – arvutuslik maksimaalne põikjõud kN (5. ULS), mille väärtus leitakse programmist ARSAP ($V_{Ed} = 136,20 \text{ kN}$) (lisa B, joonis B.1),

b_{ef} – tala efektiivlaidus mm ($b_{ef} = 134 \text{ mm}$) (valem 3.26),

h_{ots} – tala kõrgus otsatsoonis mm ($h_{ots} = 800 \text{ mm}$).

NIHKEKANDEVÕIME KONTROLL:

Nihkekandevõime kontroll teostatakse arvestades tingimust (3.73):

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} \leq 1 \rightarrow \frac{1,277}{2,52} \leq 1 \rightarrow 0,756 \leq 1 \text{ OK!}$$

3.2.10 Toel muljumise kontroll – toepinna vajalik pikkus

Surve puhul ristikiudu, mida mõistetakse ka muljumisena, peab olema täidetud tingimus [7, lk 41, valem 6.3]:

$$\frac{\sigma_{c,90,d}}{k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}} \leq 1, \quad (3.75)$$

kus

$\sigma_{c,90,d}$ – efektiivse kontaktpinna arvutuslik survepinge ristikiudu N/mm^2 ,

$k_{c,90}$ – tegur, mis arvestab koormuse konfiguratsiooni, lõhestumisvõimalust ning survedeformatsioone ($k_{c,90} = 1,75$ – kui kontaktpindade vahekaugus on suurem kahekordsest tala kõrgusest) [14, lk 514, tabel 14.15],

$f_{c,90,d}$ – arvutuslik survetugevus ristikiudu N/mm^2 ($f_{c,90,d} = 1,8 \text{ N/mm}^2$) (valem 3.4).

1) Efektiivne muljumispindala

Efektiivne muljumispindala arvutatakse valemiga:

$$A_{ef} = \frac{F_{c,d}}{f_{c,90,d} \cdot k_{c,90}} = \frac{136,20 \cdot 10^3}{1,8 \cdot 1,75} = (4,324 \cdot 10^4) \text{ mm}^2, \quad (3.76)$$

kus

$F_{c,d}$ – arvutuslik maksimaalne survejõud kN (3. ULS), mille väärtus leitakse programmist ARSAP ($F_{c,d} = 136,20 \text{ kN}$) (lisa B, joonis B.1).

2) Kontaktpinna arvutuslik survepinge ristikiudu

Efektiivse kontaktpinna arvutuslik survepinge ristikiudu $\sigma_{c,90,d}$ arvutatakse valemiga:

$$\sigma_{c.90.d} = \frac{F_{c.d}}{A_{ef}} = \frac{136,20 \cdot 10^3}{4,324 \cdot 10^4} = 3,15 \text{ N/mm}^2 \quad (3.77)$$

3) Tingimuse (3.75) kontroll

Antud olukorras leitakse toepinna minimaalne vajalik pikkus ehk tingimus (3.75) võrdsustatakse ühega.

$$\frac{\sigma_{c.90.d}}{k_{c.90} \cdot f_{c.90.d}} = 1 \rightarrow \frac{3,15}{1,75 \cdot 1,8} = 1 \rightarrow 1 = 1$$

TOEPINNA VAJALIK PIKKUS:

Minimaalne toepinna vajalik pikkus arvutatakse valemiga:

$$a = \frac{A_{ef}}{b} = \frac{4,324 \cdot 10^4}{200} = 216,2 \text{ mm} , \quad (3.78)$$

kus

b – tala laius mm ($b = 200 \text{ mm}$).

3.2 Peatala dimensioneerimine

Peatala dimensioneerimistulemuseks saadi liimpuidust tala, tugevusklassiga GL28h ning ristlõikega 240x1400. Abitala silveava on 15m ja samm 5m. Dimensioneerimisel sai määravaks läbipainde kontroll.

3.2.1 Paindekandevõime kontroll

Läbipaine toimub ainult y-telje sihis. Paindekandevõime kontrollil peab olema rahuldatud tingimus [7, lk 44, valem 6.11]:

$$\frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} \leq 1, \quad (3.79)$$

kus

$\sigma_{m.y.d}$ – arvutuslik paindepinge y-telje suhtes N/mm^2 ,

$f_{m.y.d}$ – arvutuslik paindetugevus y-telje suhtes N/mm^2 ($f_{m.y.d} = 20,16 \text{ N/mm}^2$) (valem 3.2).

1) Ristlõike vastupanumoment

Ristlõike vastupanumoment W_y y-telje suhtes leitakse seosest:

$$W_y = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{240 \cdot 1400}{6} = 7,84 \cdot 10^7 \text{ mm}^3, \quad (3.80)$$

kus

b – tala laius m ($b = 240 \text{ mm}$),

h – tala kõrgus m ($h = 1400 \text{ mm}$).

2) Arvutuslik paindepinge

Arvutuslik paindepinge $\sigma_{m.y.d}$ arvutatakse valemiga:

$$\sigma_{m.y.d} = \frac{M_{Ed}}{W_y} = \frac{1409,28 \cdot 10^6}{7,84 \cdot 10^7} = 17,976 \text{ N/mm}^2, \quad (3.81)$$

kus

M_d – paindemomendi maksimaalne arvutuslik väärtus tala keskel $\text{kN} \cdot \text{m}$ (3. ULS), mis leitakse programmist ARSAP ($M_{Ed} = 1409,28 \text{ kN} \cdot \text{m}$) (lisa B, joonis B.5).

.

PAINDEKANDEVÕIME KONTROLL:

Paindekandevõime kontroll teostatakse arvestades tingimust (3.79):

$$\frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} \leq 1 \rightarrow \frac{17,976}{20,16} \leq 1 \rightarrow 0,892 \leq 1 \text{ OK!}$$

3.2.2 Paindekandevõime kontroll tulekahjuolukorras

Kandekonstruksioonide tulepüsivusklass on R60.

Tulekahjuolukorras peab paindekandevõime kontroll rahuldama tingimust [7, lk 44, valem 6.11]:

$$\frac{\sigma_{m.y.d.fi}}{f_{m.y.d.fi}} \leq 1, \quad (3.82)$$

kus

$\sigma_{m.y.d.fi}$ – arvutuslik paindepinge jääkristlõikes y-telje suhtes N/mm^2 ,

$f_{m.y.d.fi}$ – arvutuslik paindetugevus tulekahjuolukorras y-telje suhtes N/mm^2 ($f_{m.y.d.fi} = 32,2 \text{ N/mm}^2$) (valem 3.39).

1) Jääkristlõike mõõtmed

Jääkristlõike mõõtmete määramisel võetakse arvesse, et tuli on talale avatud kahest küljest ja alt.

Jääkristlõike laius b_{ef} leitakse seosest (3.31):

$$b_{ef} = b - 2 \cdot d_{ef} = 240 - 2 \cdot 49 = 142 \text{ mm} , \quad (3.83)$$

kus

d_{ef} – efektiivne söestusmissügavus mm ($d_{ef} = 49 \text{ mm}$) (valem 3.30),

b – tala laius ($b = 240 \text{ mm}$).

Jääkristlõike kõrgus h_{ef} leitakse seosest (3.32):

$$h_{ef} = h - d_{ef} = 1400 - 49 = 1351 \text{ mm} , \quad (3.84)$$

kus

h – tala kõrgus ($h = 1400 \text{ mm}$).

2) Jääkristlõike vastupanumoment

Jääkristlõike vastupanumoment $W_{y.fi}$ y-telje suhtes leitakse seosest (3.81):

$$W_{y.fi} = \frac{b_{ef} \cdot h_{ef}^2}{6} = \frac{142 \cdot 1351^2}{6} = 4,32 \cdot 10^7 \text{ mm}^3 \quad (3.85)$$

3) Arvutuslik paindepinge jääkristlõikes

Arvutuslik paindepinge $\sigma_{m.y.d.fi}$ arvutatakse valemiga (3.34):

$$\sigma_{m.y.d.fi} = \frac{M_{Ed.fi}}{W_{y.fi}} = \frac{645,65 \cdot 10^6}{4,32 \cdot 10^7} = 14,947 \text{ N/mm}^2 , \quad (3.86)$$

kus

$M_{Ed.fi}$ – maksimaalne peatala paindemomendi väärtus avariikoormuskombinatsioonil kN · m (13. ULS), mis leitakse programmist ARSAP ($M_{Ed.fi} = 645,65 \text{ kN} \cdot \text{m}$) (lisa B, joonis B.6).

PAINDEKANDEVÕIME KONTROLL TULEKAHJUOLUKORRAS:

Paindekandevõime kontroll tulekahjuolukorras teostatakse arvestades tingimust (3.82):

$$\frac{\sigma_{m.y.d.fi}}{f_{m.y.d.fi}} \leq 1 \rightarrow \frac{14,947}{32,2} \leq 1 \rightarrow 0,464 \leq 1 \quad \mathbf{OK!}$$

3.2.3 Kiivekandevõime kontroll tulekahjuolukorras

Kiivekandevõime kontroll tulekahjuolukorras peab rahuldama tingimust (3.28) [14, lk 522, valem 14.26]:

$$\frac{\sigma_{m.y.d.fi}}{k_{crit} \cdot f_{m.y.d.fi}} \leq 1 ,$$

kus

$\sigma_{m.y.d.fi}$ – arvutuslik paindepinge jääkristlõikes N/mm^2 ($\sigma_{m.y.d.fi} = 14,947 N/mm^2$) (valem 3.62),

k_{crit} – kiivertegur, mis arvestab paindetugevus vähenemist,

$f_{m.y.d.fi}$ – arvutuslik paindetugevus tulekahjuolukorras N/mm^2 ($f_{m.y.d.fi} = 32,2 N/mm^2$) (valem 3.35).

1) Tala arvutus pikkus

Kuna koormus mõjub tala surutud servale, siis tuleb arvutus pikkust l_{ef} suurendada $2h$ võtta. Tala arvutus pikkus l_{ef} leitakse seosest (3.40):

$$l_{ef} = \mu \cdot l + 2 \cdot h = 0,9 \cdot 5 + 2 \cdot 1,4 = 7,3 m , \quad (3.87)$$

kus

μ – arvutus pikkuse ja sildeava suhe lihttalal ühtlaselt jaotatud koormuse korral ($\mu = 0,9$) [12, lk 96, tabel 5.1],

l – peatala pikkus ($l = 5000 mm = 5 m$),

H – tala kõrgus ($h = 1400 mm = 1,4 m$), .

2) Kriitiline paindepinge

Kriitiline paindepinge arvutatakse valemiga (3.41):

$$\sigma_{m.crit} = \frac{0,78 \cdot b_{ef}^2}{h_{ef} \cdot l_{ef}} \cdot E_{0.g.05} = \frac{0,78 \cdot 142^2}{1351 \cdot 7300} \cdot 10500 = 16,745 N/mm^2 , \quad (3.88)$$

kus

b_{ef} – jääkristlõike laius mm ($b_{ef} = 142 mm$) (valem 3.59),

h_{ef} – jääkristlõike kõrgus mm ($h_{ef} = 1351 mm$) (valem 3.60),

l_{ef} – tala arvutus pikkus m ($l_{ef} = 7,3 m = 7300 mm$) (valem 3.63),

$E_{0.g.05}$ – GL28h liimpuidu elastsusmoodul N/mm^2 ($E_{0.g.05} = 10500 N/mm^2$).

3) Suhteline saledus paindel

Suhteline saledus paindel arvutatakse valemiga (3.42):

$$\lambda_{rel.m} = \sqrt{\frac{f_{m.g.k}}{\sigma_{m.crit}}} = \sqrt{\frac{28}{16,745}} = 1,293 , \quad (3.89)$$

kus

$f_{m.g.k}$ – GL28h liimpuidu paindetugevus N/mm² ($f_{m.k} = 28 \text{ N/mm}^2$).

4) Kiivertegur

Kui $0,75 < \lambda_{rel.m} \leq 1,4$, siis kiivertegur k_{crit} arvutatakse valemiga [14, lk 522, tabel 14.22]:

$$k_{crit} = 1,56 - 0,75 \cdot \lambda_{rel.m} = 1,56 - 0,75 \cdot 1,293 = 0,59 \quad (3.90)$$

KIIVEKANDEVÕIME KONTROLL TULEKAHJUOLUKORRAS:

Kiivekandevõime kontroll tulekahjuolukorras teostatakse arvestades tingimust (3.28):

$$\frac{\sigma_{m.y.d.fi}}{k_{crit} \cdot f_{m.y.d.fi}} \leq 1 \rightarrow \frac{14,947}{0,59 \cdot 32,2} \leq 1 \rightarrow 0,787 \leq 1 \quad \mathbf{OK!}$$

3.2.4 Läbipainde kontroll

Läbipainde tagamiseks peab olema täidetud tingimused:

$$w_{inst} \leq w_{inst.lim} , \quad (3.91)$$

$$w_{fin} \leq w_{fin.lim} , \quad (3.92)$$

kus

w_{inst} – hetkeline läbipaine mm,

$w_{inst.lim}$ – lubatud hetkeline läbipaine mm,

w_{fin} – lõplik läbipaine mm,

$w_{fin.lim}$ – lubatud lõplik läbipaine mm.

1) Lubatud lõplik ja hetkeline läbipaine peataladel

Vastavalt standardi EVS-EN 1995-1-1:2007 rahvuslikule lisale on soovitatav lubatud lõplik läbipaine peakanduritel $w_{fin.lim} = l/200$ ja lubatud hetkeline läbipaine $w_{inst.lim} = l/400$ [7, lk 137, tabel NA 7.2].

$$w_{fin.lim} = \frac{l}{200} = \frac{15000}{200} = 75 \text{ mm} , \quad (3.93)$$

$$w_{inst.lim} = \frac{l}{400} = \frac{15000}{200} = 37,5 \text{ mm} , \quad (3.94)$$

kus

l – tala pikkus mm ($l = 15000 \text{ mm}$).

2) Ristlõike inertsimoment

Ristlõike inertsimoment I arvutatakse valemiga (3.43):

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{240 \cdot 1400^3}{12} = 5,448 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4 , \quad (3.95)$$

kus

b – tala laius m ($b = 240 \text{ mm}$),

h – tala kõrgus m ($h = 1400 \text{ mm}$).

3) Hetkelised läbipained

Alaliselt koormusest põhjustatud hetkeline läbipaine $w_{inst.G}$ arvutatakse valemiga:

$$w_{inst.G} = \frac{23 \cdot P_g \cdot l^3}{648 \cdot E_{0.g.mean} \cdot I} = \frac{23 \cdot 97 \cdot 15000^3 \cdot 10^6}{648 \cdot 12600 \cdot 5,448 \cdot 10^{10}} = 16,804 \text{ mm} , \quad (3.96)$$

kus

P_g – omakaalust tulenev koormus kN ($P_g = 97 \text{ kN}$),

l – tala pikkus ($l = 15000 \text{ mm} = 15 \text{ m}$),

$E_{0.g.mean}$ – GL28h liimpuidu elastsusmoodul N/mm² ($E_{0.g.mean} = 12600 \text{ N/mm}^2$).

Ajutisest domineerivast (lume)koormusest põhjustatud hetkeline läbipaine $w_{inst.Q.1}$ arvutatakse valemiga:

$$w_{inst.Q.1} = \frac{23 \cdot P_{q.1} \cdot l^3}{648 \cdot E_{0.g.mean} \cdot I} = \frac{23 \cdot 90 \cdot 15000^3 \cdot 10^6}{648 \cdot 12600 \cdot 5,448 \cdot 10^{10}} = 15,591 \text{ mm} , \quad (3.97)$$

kus

$P_{q.1}$ – domineerivast muutuvkoormusest (lumest) tulenev koormus kN ($P_{q.1} = 90 \text{ kN}$).

Ajutisest mittedomineerivast (tuule)koormusest põhjustatud hetkeline läbipaine $w_{inst.Q.2}$ arvutatakse valemiga:

$$w_{inst.Q.2} = \frac{23 \cdot P_{q.2} \cdot l^3}{648 \cdot E_{0.g.mean} \cdot I} = \frac{23 \cdot 15 \cdot 15000^3 \cdot 10^6}{648 \cdot 12600 \cdot 5,448 \cdot 10^{10}} = 2,599 \text{ mm} , \quad (3.98)$$

kus

$P_{q,2}$ – mittedomineerivast muutuvkoormusest (tuulest) tulenev koormus kN ($P_{q,2} = 15 \text{ kN}$).

4) Lõplikud läbipained

Alaliselt koormusest põhjustatud lõplik läbipaine $w_{fin.G}$ arvutatakse valemiga:

$$w_{fin.G} = w_{inst.G} \cdot (1 + k_{def}) = 16,804 \cdot (1 + 0,60) = 26,886 \text{ mm} , \quad (3.99)$$

kus

k_{def} – deformatsioonitegur, mis arvestab roomamise ja niiskuse koos mõjust tekkinud deformatsioone ajas $k_{def} = 0,60$ (liimpuidu ning kasutusklass I korral) [7, lk 33, tabel 3.2].

Ajutisest domineerivast (lume)koormusest põhjustatud lõplik läbipaine $w_{fin.Q.1}$ arvutatakse valemiga:

$$w_{fin.Q.1} = w_{inst.Q.1} \cdot (1 + \psi_2 \cdot k_{def}) = 15,591 \cdot (1 + 0 \cdot 0,60) = 15,591 \text{ mm} , \quad (3.100)$$

kus

ψ_2 – muutuva koormuse kombinatsioonitegurite tõenäoline esindussuurus ($\psi_2 = 0$) (tabel 2.1).

Ajutisest mittedomineerivast (tuule)koormusest põhjustatud lõplik läbipaine $w_{fin.Q.2}$ arvutatakse valemiga:

$$w_{fin.Q.2} = w_{inst.Q.2} \cdot (\psi_{0(tuul)} + \psi_2 \cdot k_{def}) = 2,559 \cdot (0,6 + 0 \cdot 0,60) = 1,559 \text{ mm} , \quad (3.101)$$

kus

$\psi_{0(tuul)}$ – muutuva koormuse (tuule) kombinatsioonitegur ($\psi_{0(tuul)} = 0,6$) (tabel 2.1).

Hetkeline läbipaine kokku w_{inst} leitakse seosest:

$$w_{inst} = w_{inst.G} + w_{inst.Q.1} + w_{inst.Q.2} = 16,804 + 15,591 + 2,599 = 34,994 \text{ mm} \quad (3.102)$$

Lõplik läbipaine kokku w_{fin} leitakse seosest:

$$w_{fin} = w_{fin.G} + w_{fin.Q.1} + w_{fin.Q.2} = 26,886 + 15,591 + 1,559 = 44,036 \text{ mm} \quad (3.103)$$

LÄBIPAINDE KONTROLL:

Läbipainde kontroll teostatakse arvestades tingimust (3.93):

$$w_{inst} \leq w_{inst.lim} \rightarrow 34,994 \text{ mm} \leq 37,5 \text{ mm} \quad \mathbf{OK!}$$

Läbipainde kontroll teostatakse arvestades tingimust (3.94):

$$w_{fin} \leq w_{fin.lim} \rightarrow 44,037 \text{ mm} \leq 75 \text{ mm} \quad \mathbf{OK!}$$

3.2.5 Nihkekandevõime kontroll

Nihkel peab olema rahuldatud tingimus (3.73) [7, lk 47, valem 6.13]:

$$\frac{\tau_d}{f_{v.d}} \leq 1 ,$$

kus

τ_d – arvutuslik nihkepinge N/mm^2 ,

$f_{v.d}$ – arvutuslik nihketugevus N/mm^2 ($f_{v.d} = 2,52 \text{ N/mm}^2$) (valem 3.5).

1) Peatala efektiivlaius

Peatala efektiivlaius b_{ef} arvutatakse valemiga:

$$b_{ef} = k_{cr} \cdot b = 0,67 \cdot 240 = 160,8 \text{ mm} , \quad (3.104)$$

kus

k_{cr} – tegur ($k_{cr} = 0,67$ – liimpuidu korral) [14, lk 520],

b – tala laius ($b = 240 \text{ mm}$).

2) Arvutuslik nihkepinge

Arvutuslik nihkepinge τ_d arvutatakse valemiga:

$$\tau_d = \frac{1,5 \cdot V_{Ed}}{b_{ef} \cdot h} = \frac{1,5 \cdot 285,01 \cdot 10^3}{160,8 \cdot 1400} = 1,899 \text{ N/mm}^2 , \quad (3.105)$$

kus

V_{Ed} – arvutuslik maksimaalne põikjõud kN (3. ULS), mille väärtus leitakse programmist ARSAP ($V_{Ed} = 285,01 \text{ kN}$) (lisa B, joonis B.4),

h – tala kõrgus mm ($h = 1400$ mm).

NIHKEKANDEVÕIME KONTROLL:

Nihkekandevõime kontroll teostatakse arvestades tingimust (3.73):

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} \leq 1 \rightarrow \frac{1,899}{2,52} \leq 1 \rightarrow 0,754 \leq 1 \quad \mathbf{OK!}$$

3.2.6 Toel muljumise kontroll – toepinna vajalik pikkus

Surve puhul ristikiudu, mida mõistetakse ka muljumisena, peab olema täidetud tingimus (3.75) [7, lk 41, valem 6.3]:

$$\frac{\sigma_{c,90,d}}{k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}} \leq 1,$$

kus

$\sigma_{c,90,d}$ – efektiivse kontaktpinna arvutuslik survepinge ristikiudu N/mm^2 ,

$k_{c,90}$ – tegur, mis arvestab koormuse konfiguratsiooni, lõhestumisvõimalust ning survedeformatsioone ($k_{c,90} = 1,75$ – kui kontaktpindade vahekaugus on suurem kahekordsest tala kõrgusest) [14, lk 514, tabel 14.15],

$f_{c,90,d}$ – arvutuslik survetugevus ristikiudu N/mm^2 ($f_{c,90,d} = 1,8 N/mm^2$) (valem 3.4).

1) Efektiivne muljumispindala

Efektiivne muljumispindala arvutatakse valemiga (3.76):

$$A_{ef} = \frac{F_{c,d}}{f_{c,90,d} \cdot k_{c,90}} = \frac{421,21 \cdot 10^3}{1,8 \cdot 1,75} = (1,337 \cdot 10^5) mm^2, \quad (3.106)$$

kus

$F_{c,d}$ – arvutuslik maksimaalne survejõud kN (3. ULS), mille väärtus leitakse programmist ARSAP ($F_{c,d} = 136,20 + 281,01 = 421,21$ kN) (lisa B, joonis B.1 ja B.4).

2) Kontaktpinna arvutuslik survepinge ristikiudu

Efektiivse kontaktpinna arvutuslik survepinge ristikiudu $\sigma_{c,90,d}$ arvutatakse valemiga (3.55):

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,d}}{A_{ef}} = \frac{421,21 \cdot 10^3}{1,337 \cdot 10^5} = 3,15 N/mm^2 \quad (3.107)$$

3) Tingimuse (3.52) kontroll

Antud olukorras leitakse toepinna minimaalne vajalik pikkus ehk tingimus (3.53) võrdsustatakse ühega.

$$\frac{\sigma_{c.90.d}}{k_{c.90} \cdot f_{c.90.d}} = 1 \rightarrow \frac{3,15}{1,75 \cdot 1,8} = 1 \rightarrow 1 = 1$$

TOEPINNA VAJALIK PIKKUS:

Minimaalne toepinna vajalik pikkus arvutatakse valemiga (3.56):

$$a = \frac{A_{ef}}{b} = \frac{1,337 \cdot 10^5}{240} = 557,1 \text{ mm} , \quad (3.108)$$

kus

b – tala laius mm ($b = 240 \text{ mm}$).

4. POSTIDE DIMESIONEERIMINE

4.1 Üldosa

Hoone postid projekteeritakse raudbetoonist monteeritavate postidena. Postid on ruudukujulised, samm hoone keskel 15x15m ja servas 5m. Postide toesõlm on arvestatud kandev- ja kasutuspiirseisundis arvutusskeemis liigendkinnitusena. Arvutused teostatakse postidele, mis on perimeetril (abitala all ja peatala all) ning hoone keskel asetsevatele postidele. Armatuur paikneb postides sümmeetriliselt.

Postidele leitakse teist järku sisejõud, teostatakse erinevad kontrollarvutused tuginedes standardile EVS-EN 1992-1-1:2007, Ehituskonstruktori käsiraamatule ning raamatule „Betoonkonstruktsioonide arvutamine“.

4.2 Posti dimensioneerimine servas – abitala all

Servas (perimeetril) ning abitala all paikneva posti dimensioneerimistulemuseks saadi raudbetoonist 300x300mm ristlõikega post, betooni tugevusklass C30/37, armatuurteras 4Ø12 – tugevusklass B500B. Posti pikkus on 5,5m.

Posti ristlõike mõõtmeteks valitakse 300x300mm.

1) Posti arvutuslik omakaal

Posti arvutuslik omakaal G_{1d} leitakse seosest:

$$G_{1d} = \gamma'_{rb} \cdot b \cdot h \cdot l = 25 \cdot 0,3 \cdot 0,3 \cdot 5,5 = 12,375 \text{ kN} , \quad (4.1)$$

kus

γ'_{rb} – raudbetooni mahukaal kN/m^3 ($\gamma'_{rb} = 25 \text{ kN/m}^3$),

b – posti ristlõike laius m ($b = 0,3 \text{ m}$),

h – posti ristlõike kõrgus m ($h = 0,3 \text{ m}$),

l – posti pikkus m ($l = 5,5 \text{ m}$).

2) Arvutuslik pikijõud kriitilises lõikes

Arvutuslik pikijõud N_{Ed} kriitilises lõikes leitakse seosest:

$$N_{Ed} = F_{vd} + G_{1d} = 113,58 + 12,375 = 125,955 \text{ kN} , \quad (4.2)$$

kus

F_{vd} – postile mõjuv vertikaaljõud kN (8. ULS), mille väärtus leitakse programmist ARSAP ($F_{vd} = 113,58 \text{ kN}$) (lisa C, joonis C.1).

3) Esimest järku ekstsentrilisus

Esimest järku ekstsentrilisus e_0 arvutatakse valemiga:

$$e_0 = \frac{M_0}{N_{Ed}} = \frac{11,22}{125,955} = 0,089 \text{ m}, \quad (4.3)$$

kus

M_0 – arvutuslik esimest järku paindemoment $\text{kN} \cdot \text{m}$ (8. ULS), mille väärtus leitakse programmist ARSAP ($M_0 = 11,22 \text{ kN} \cdot \text{m}$) (lisa C, joonis C.3).

4) Posti arvutuspikkus

Posti arvutuspikkus l_0 leitakse valemiga:

$$l_0 = \beta \cdot l = 1 \cdot 5,5 = 5,5 \text{ m}, \quad (4.4)$$

kus

β – posti otsa kinnitusviisist ja paigutuvusest sõltuv tegur ($\beta = 1$) [6, lk 214].

5) Geomeetrilised konstruktsioonihälbed

Konstruktsioonihälve θ_i arvutatakse valemiga:

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m = \frac{1}{200} \cdot 0,853 \cdot 1,0 = 4,27 \cdot 10^{-3}, \quad (4.5)$$

kus

θ_0 – hälbe baasväärtus ($\theta_0 = \frac{1}{200}$) [6, lk 253, NA.5.2 (5)],

α_h – pikkust arvestav vähendustegur ($\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}} = \frac{2}{\sqrt{5,5}} = 0,853$) [6, lk 62],

α_m – elementide arvu arvestav vähendustegur ($\alpha_m = 1,0$ – eraldiseisva elemendi korral) [15, lk 117].

6) Lisaekstsentrilisus hálbest

Vaadeldes hálbe tulemit ekstsentrilisusena, arvutatakse lisaekstsentrilisus hálbest e_i valemiga:

$$e_i = \frac{\theta_i \cdot l_0}{2} = \frac{4,27 \cdot 10^{-3} \cdot 5,5}{2} = 0,012 \text{ m} \quad (4.6)$$

7) Posti saleduse kontroll

Eraldiseisva elemendi teist järku koormustulemeid võib eirata, kui on täidetud tingimus [14, lk 307, valem 10.57]:

$$\lambda \leq \lambda_{lim} , \quad (4.7)$$

kus

λ – posti saledus

λ_{lim} – posti piirsaledus

Posti ristlõike inertsiraadius paindemomendi tasapinnas i_z leitakse valemiga:

$$i_z = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{0,3}{\sqrt{12}} = 0,087 \text{ m} \quad (4.8)$$

Posti saledus λ arvutatakse valemiga:

$$\lambda = \frac{l_0}{i_z} = \frac{5,5}{0,087} = 63,51 \quad (4.9)$$

Betoonristlõike pindala A_c arvutatakse valemiga:

$$A_c = b \cdot h = 0,3 \cdot 0,3 = 0,09 \text{ m}^2 \quad (4.10)$$

Suhteline normaaljõud n arvutatakse valemiga:

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{125,955 \cdot 10^3}{0,09 \cdot 10^6 \cdot 20,0} = 0,07 , \quad (4.11)$$

kus

f_{cd} – betooni C30/37 arvutussurveugevus Mpa ($f_{cd} = 20 \text{ MPa}$) [14, lk 263, tabel 10.1].

Posti piirsaledus λ_{lim} arvutatakse valemiga:

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C \cdot \frac{1}{\sqrt{n}} = 20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 0,7 \cdot \frac{1}{\sqrt{0,07}} = 40,752 , \quad (4.12)$$

kus

A – tegur ($A = 0,7$),

B – tegur ($B = 1,1$),

C – tegur ($C = 0,7$) [10, lk 74].

8) Teist järku sisejõud ehk koormustulemid

Teist järku koormustulemeid võib eirata, kui tingimus (4.7) on rahuldatud:

$$\lambda \leq \lambda_{lim} \rightarrow 63,51 \not\leq 40,752$$

Antud juhul pole tingimus (4.7) rahuldatud, seega tuleb posti vajaliku armatuuri leidmisel võtta arvesse teist järku koormustulemeid.

Armatuuri piirdeformatsioon ε_{yd} arvutatakse valemiga:

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{435}{200000} = 0,002, \quad (4.13)$$

kus

f_{yd} – armatuurterase arvutuslik voolavustugevus *MPa* ($f_{yd} = 435$ *MPa*) [15, lk 79, tabel 2.8],

E_s – armatuurterase arvutuslik elastsusmoodul *GPa* ($E_s = 200$ *GPa* = 200 000 *MPa*) [15, lk 79].

Ristlõike kasuskõrgus d arvutatakse valemiga:

$$d = h - d_2 = 0,3 - 0,05 = 0,25 \text{ m}, \quad (4.14)$$

kus

h – posti ristlõike kõrgus *m* ($h = 0,3$ *m*),

d_2 – armatuuri kaugus ristlõike ülemisest servast *m* ($d_2 = 0,05$ *m*).

Posti kõverus r kriitilises lõikes arvutatakse valemiga:

$$r = \frac{2 \cdot \varepsilon_{yd}}{0,9 \cdot d} = \frac{2 \cdot 0,002}{0,9 \cdot 0,25} = 0,019 \frac{1}{\text{m}} \quad (4.15)$$

Teist järku ekstsentrilisus e_2 arvutatakse valemiga:

$$e_2 = \frac{l_0^2}{10} \cdot r = \frac{5,5^2}{10} \cdot 0,019 = 0,058 \text{ m} \quad (4.16)$$

kus

l_0 – posti arvutuspikkus *m* ($l_0 = 5,5$ *m*) (valem 4.4).

Üldine ekstsentrilisus e_{tot} arvutatakse valemiga:

$$e_{tot} = e_0 + e_i + e_2 = 0,089 + 0,012 + 0,058 = 0,159 \text{ m}, \quad (4.17)$$

kus

e_0 – posti esimest järku ekstsentrilisus *m* ($e_0 = 0,089$ *m*) (valem 4.3),

e_i – lisaekstsentrilisus hälbest *m* ($e_i = 0,012$ *m*) (valem 4.6).

Üldine paindemoment M arvutatakse valemiga:

$$M = N_{Ed} \cdot e_{tot} = 125,55 \cdot 0,159 = 20,063 \text{ kN} \cdot \text{m} , \quad (4.18)$$

kus

N_{Ed} – Arvutuslik pikijõud kriitilises lõikes kN ($N_{Ed} = 125,955 \text{ kN}$) (valem 4.2).

Posti maksimaalsed teist järku sisejõud:

$$M_{max} = M = 20,063 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{max} = N_{Ed} = 125,955 \text{ kN}$$

9) Posti armatuur

Arvutusliku pikijõu ekstsentrilisus e armatuuri raskuskesme suhtes arvutatakse valemiga:

$$e = e_{tot} + d_1 - 0,5 \cdot h = 0,159 + 0,25 - 0,5 \cdot 0,3 = 0,259 \text{ m} , \quad (4.19)$$

kus

d_1 – armatuuri kaugus ristlõike alumisest servast m ($d_1 = 0,25 \text{ m}$),

h – posti ristlõike kõrgus m ($h = 0,3 \text{ m}$).

Koormuse põhjustatud moment ($(Ne)_{Ed}$) sama telje suhtes arvutatakse valemiga:

$$(Ne)_{Ed} = e \cdot N_{Ed} = 0,261 \cdot 125,955 = 32,66 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (4.20)$$

Survetsooni esialge kõrgus arvutatakse valemiga:

$$x = \frac{N_{Ed}}{\lambda \cdot f_{cd} \cdot b} = \frac{32,66 \cdot 10^3}{0,8 \cdot 20 \cdot 300} = 26,24 \text{ mm} , \quad (4.21)$$

kus

$f_{cd} - f_{cd}$ – betooni C30/37 arvutussurvetugevus Mpa ($f_{cd} = 20 \text{ MPa}$) [14, lk 263, tabel 10.1],

λ – survetsooni arvutuskõrguse tegur ($\lambda = 0,8$) [14, lk 321].

Survetsooni arvutuskõrgus leitakse valemiga:

$$y = \lambda \cdot x = 0,8 \cdot 26,24 = 20,99 \text{ mm} , \quad (4.22)$$

Sümmeetrilise armatuuri vajalik ristlõike pindala arvutatakse valemiga:

$$A_s = \frac{Ne_{Ed} - f_{cd} \cdot b \cdot y \cdot (d_1 - 0,5 \cdot y)}{f_{yd} \cdot (d_1 - d_2)} = \frac{32,66 \cdot 10^6 - 20 \cdot 300 \cdot 20,99 \cdot (250 - 0,5 \cdot 20,99)}{435 \cdot (250 - 50)} = 28,64 \text{ mm}^2 , \quad (4.23)$$

kus

f_{cd} – betooni C30/37 arvutussurvetugevus Mpa ($f_{cd} = 20 \text{ MPa}$) [14, lk 263, tabel 10.1],

b – posti ristlõike laius m ($b = 0,3 \text{ m} = 300 \text{ mm}$),

f_{yd} – armatuurterase arvutuslik voolavustugevus MPa ($f_{yd} = 435 \text{ MPa}$) [15, lk 79, tabel 2.8],

d_1 – armatuuri kaugus ristlõike alumisest servast m ($d_1 = 0,25 \text{ m} = 250 \text{ mm}$),

d_2 – armatuuri kaugus ristlõike ülemisest servast m ($d_2 = 0,05 \text{ m} = 50 \text{ mm}$).

Sümmeetrilise armatuuri arvutamisel lähtutakse tingimusest, et $A_s = A_{s1} = A_{s2}$. [14, lk 322]

Seega $A_{s1} = A_s = 28,64 \text{ mm}^2$ ja $A_{s2} = A_s = 28,64 \text{ mm}^2$

Postidele, mille ristlõike mõõtmed erinevad üksteisest vähem kui neli korda, kehtivad armeerimisel alljärgnevad reeglid:

- Pikiarmatuuri diameeter ei tohiks olla alla 8mm (soovituslik 12mm),
- Minimaalne pikiarmatuuri kogupindala peaks olema vähemalt [6, lk 529]:

$$A_{s.min1} = \frac{0,10 \cdot N_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{0,10 \cdot 125,955 \cdot 10^3}{435} = 28,96 \text{ mm}^2 \quad (4.24)$$

või

$$A_{s.min2} = 0,002 \cdot A_c = 0,002 \cdot 9 \cdot 10^4 = 180 \text{ mm}^2 \quad (4.25)$$

kus

A_c – betoonristlõike pindala mm^2 ($A_c = 9 \cdot 10^4 \text{ mm}^2$) (valem 4.10).

Antud hetkel lähtutakse suuruselt $A_{s.min2}$, mille väärtus on suurem.

Lähtudes konstruktiivsetest nõuetest valitakse tagavara kasuks postidele, mis asetsevad hoone servas ning abitala all, armatuur 4Ø12, mille pindala arvutatakse valemiga:

$$A_s = 4 \cdot \frac{\pi \cdot (12\text{mm})^2}{4} = 452,39 \text{ mm}^2 \quad (4.26)$$

4.3 Posti dimensioneerimine servas – peatala all

Servas (perimeetril) ning peatala all paikneva posti dimensioneerimistulemuseks saadi raudbetoonist 300x300mm ristlõikega post, betooni tugevusklass C30/37, armatuurterase 4Ø12 – tugevusklass B500B. Posti pikkus on 5,1m.

Posti ristlõike mõõtmeteks valitakse 300x300mm.

1) Posti arvutuslik omakaal

Posti arvutuslik omakaal G_{1d} leitakse seosest (4.1):

$$G_{1d} = \gamma'_{rb} \cdot b \cdot h \cdot l = 25 \cdot 0,3 \cdot 0,3 \cdot 5,1 = 11,475 \text{ kN} , \quad (4.27)$$

kus

γ'_{rb} – raudbetooni mahukaal kN/m^3 ($\gamma'_{rb} = 25 \text{ kN/m}^3$),

b – posti ristlõike laius m ($b = 0,3 \text{ m}$),

h – posti ristlõike kõrgus m ($h = 0,3 \text{ m}$),

l – posti pikkus m ($l = 5,1 \text{ m}$).

2) Arvutuslik pikijõud kriitilises lõikes

Arvutuslik pikijõud N_{Ed} kriitilises lõikes leitakse seosest (4.2):

$$N_{Ed} = F_{vd} + G_{1d} = 341,42 + 11,475 = 352,895 \text{ kN} , \quad (4.28)$$

kus

F_{vd} – postile mõjuv vertikaaljõud kN (3. ULS), mille väärtus leitakse programmist ARSAP ($F_{vd} = 341,42 \text{ kN}$) (lisa C, joonis C.4).

3) Moment vertikaaljõu ekstsentrilisusest

Moment vertikaaljõu ekstsentrilisusest M_1 arvutatakse valemiga:

$$M_1 = e_1 \cdot N_{Ed} = 0,055 \cdot 352,895 = 19,409 \text{ kN} \cdot \text{m} , \quad (4.29)$$

kus

e_1 – vertikaaljõu ekstsentrilisus posti telje suhtes m ($e_1 = 55 \text{ mm} = 0,055 \text{ m}$). Antud mõõde pärineb servas paikneva abitala ja posti sõlmlahendusest, mille täpsemalt lahendamine ei kuulu käesoleva lõputöö raamesse.

4) Esimest järku paindemoment

Esimest järku paindemoment kokku arvutatakse valemiga:

$$M_0 = M_1 + M_2 = 19,409 + 4,10 = 23,509 \text{ kN} \cdot \text{m} , \quad (4.30)$$

kus

M_2 – moment põikkoormusest ehk tuulekoormusest $\text{kN} \cdot \text{m}$ (3. ULS), mille väärtus leitakse programmist ARSAP ($M_2 = 4,10 \text{ kN} \cdot \text{m}$) (lisa C, joonis C.5).

5) Esimest järku ekstsentrilisus

Esimest järku ekstsentrilisus e_0 arvutatakse valemiga (4.3):

$$e_0 = \frac{M_0}{N_{Ed}} = \frac{23,509}{352,895} = 0,067 \text{ m}, \quad (4.31)$$

6) Posti arvutuspikkus

Posti arvutuspikkus l_0 leitakse valemiga (4.4):

$$l_0 = \beta \cdot l = 1 \cdot 5,1 = 5,1 \text{ m}, \quad (4.32)$$

kus

β – posti otsa kinnitusviisist ja paigutuvusest sõltuv tegur ($\beta = 1$) [6, lk 214].

7) Geomeetrilised konstruktsioonihälbed

Konstruktsioonihälve θ_i arvutatakse valemiga (4.5):

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m = \frac{1}{200} \cdot 0,886 \cdot 1,0 = 4,43 \cdot 10^{-3}, \quad (4.33)$$

kus

θ_0 – hälbe baasväärtus ($\theta_0 = \frac{1}{200}$) [6, lk 253, NA.5.2 (5)],

α_h – pikkust arvestav vähendustegur ($\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}} = \frac{2}{\sqrt{5,1}} = 0,886$) [6, lk 62],

α_m – elementide arvu arvestav vähendustegur ($\alpha_m = 1,0$ – eraldiseisva elemendi korral) [11, lk 117].

8) Lisaekstsentrilisus hälbest

Vaadeldes hälbe tulemit ekstsentrilisusena, arvutatakse lisaekstsentrilisus hälbest e_i valemiga (4.6):

$$e_i = \frac{\theta_i \cdot l_0}{2} = \frac{4,43 \cdot 10^{-3} \cdot 5,1}{2} = 0,011 \text{ m} \quad (4.34)$$

9) Posti saleduse kontroll

Eraldiseisva elemendi teist järku koormustulemeid võib eirata, kui on täidetud tingimus (4.7) [14, lk 307, valem 10.57]:

$$\lambda \leq \lambda_{lim},$$

kus

λ – posti saledus

λ_{lim} – posti piirsaledus

Posti ristlõike inertsiraadius paindemomendi tasapinnas i_z leitakse valemiga (4.8):

$$i_z = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{0,3}{\sqrt{12}} = 0,087 \text{ m} \quad (4.35)$$

Posti saledus λ arvutatakse valemiga (4.9):

$$\lambda = \frac{l_0}{i_z} = \frac{5,1}{0,087} = 58,89 \quad (4.36)$$

Betoonristlõike pindala A_c arvutatakse valemiga (4.10):

$$A_c = b \cdot h = 0,3 \cdot 0,3 = 0,09 \text{ m}^2 \quad (4.37)$$

Suhteline normaaljõud n arvutatakse valemiga (4.11):

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{352895 \cdot 10^3}{0,09 \cdot 10^6 \cdot 20,0} = 0,196, \quad (4.38)$$

kus

f_{cd} – betooni C30/37 arvutussurveugevus Mpa ($f_{cd} = 20 \text{ MPa}$) [14, lk 263, tabel 10.1].

Posti piirsaledus λ_{lim} arvutatakse valemiga (4.12):

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C \cdot \frac{1}{\sqrt{n}} = 20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 0,7 \cdot \frac{1}{\sqrt{0,196}} = 24,346, \quad (4.39)$$

kus

A – tegur ($A = 0,7$),

B – tegur ($B = 1,1$),

C – tegur ($C = 0,7$) [10, lk 74].

10) Teist järku sisejõud ehk koormustulemid

Teist järku koormustulemeid võib eirata, kui tingimus (4.7) on rahuldatud:

$$\lambda \leq \lambda_{lim} \rightarrow 58,89 \not\leq 24,346$$

Antud juhul pole tingimus (4.7) rahuldatud, seega tuleb posti vajaliku armatuuri leidmisel võtta arvesse teist järku koormustulemeid.

Armatuuri piirdeformatsioon ε_{yd} arvutatakse valemiga (4.13):

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{435}{200000} = 0,002, \quad (4.40)$$

kus

f_{yd} – armatuurterase arvutuslik voolavustugevus MPa ($f_{yd} = 435 \text{ MPa}$) [15, lk 79, tabel 2.8],

E_s – armatuurterase arvutuslik elastsusmoodul GPa ($E_s = 200 GPa = 200\,000 MPa$) [15, lk 79].

Ristlõike kasuskõrgus d arvutatakse valemiga (valem 4.14):

$$d = h - d_2 = 0,3 - 0,05 = 0,25 \text{ m}, \quad (4.41)$$

kus

h – posti ristlõike kõrgus m ($h = 0,3 \text{ m}$),

d_2 – armatuuri kaugus ristlõike ülemisest servast m ($d_2 = 0,05 \text{ m}$).

Posti kõverus r kriitilises lõikes arvutatakse valemiga (4.15):

$$r = \frac{2 \cdot \varepsilon_{yd}}{0,9 \cdot d} = \frac{2 \cdot 0,002}{0,9 \cdot 0,25} = 0,019 \frac{1}{m} \quad (4.42)$$

Teist järku ekstsentrilisus e_2 arvutatakse valemiga (4.16):

$$e_2 = \frac{l_0^2}{10} \cdot r = \frac{5,1^2}{10} \cdot 0,019 = 0,05 \text{ m} \quad (4.43)$$

kus

l_0 – posti arvutuspikkus m ($l_0 = 5,1 \text{ m}$) (valem 4.32).

Üldine ekstsentrilisus e_{tot} arvutatakse valemiga (4.17):

$$e_{tot} = e_0 + e_i + e_2 = 0,067 + 0,011 + 0,05 = 0,128 \text{ m}, \quad (4.44)$$

kus

e_0 – posti esimest järku ekstsentrilisus m ($e_0 = 0,067 \text{ m}$) (valem 4.31),

e_i – lisaekstsentrilisus hálbest m ($e_i = 0,011 \text{ m}$) (valem 4.34).

Üldine paindemoment M arvutatakse valemiga (valem 4.18):

$$M = N_{Ed} \cdot e_{tot} = 352,895 \cdot 0,128 = 45,24 \text{ kN} \cdot \text{m}, \quad (4.45)$$

kus

N_{Ed} – Arvutuslik pikijõud kriitilises lõikes kN ($N_{Ed} = 352,895 \text{ kN}$) (valem 4.28).

Posti maksimaalsed teist järku sisejõud:

$$M_{max} = M = 45,24 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{max} = N_{Ed} = 352,895 \text{ kN}$$

11) Posti armatuur

Arvutusliku pikijõu ekstsentrilisus e armatuuri raskuskesme suhtes arvutatakse valemiga (4.19):

$$e = e_{tot} + d_1 - 0,5 \cdot h = 0,128 + 0,25 - 0,5 \cdot 0,3 = 0,228 \text{ m} , \quad (4.46)$$

kus

d_1 – armatuuri kaugus ristlõike alumisest servast m ($d_1 = 0,25 \text{ m}$),

h – posti ristlõike kõrgus m ($h = 0,3 \text{ m}$).

Koormuse põhjustatud moment ($(Ne)_{Ed}$) sama telje suhtes arvutatakse valemiga (4.20):

$$(Ne)_{Ed} = e \cdot N_{Ed} = 0,228 \cdot 352,895 = 80,529 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (4.47)$$

Survetsooni esialge kõrgus arvutatakse valemiga (4.21):

$$x = \frac{N_{Ed}}{\lambda \cdot f_{cd} \cdot b} = \frac{352,895 \cdot 10^3}{0,8 \cdot 20 \cdot 300} = 73,52 \text{ mm} , \quad (4.48)$$

kus

$f_{cd} - f_{cd}$ – betooni C30/37 arvutussurvetugevus Mpa ($f_{cd} = 20 \text{ MPa}$) [14, lk 263, tabel 10.1],

λ – survetsooni arvutuskõrguse tegur ($\lambda = 0,8$) [14, lk 321].

Survetsooni arvutuskõrgus leitakse valemiga (4.22):

$$y = \lambda \cdot x = 0,8 \cdot 73,52 = 58,82 \text{ mm} , \quad (4.49)$$

Sümmeetrilise armatuuri vajalik ristlõike pindala arvutatakse valemiga (4.23):

$$A_s = \frac{Ne_{Ed} - f_{cd} \cdot b \cdot y \cdot (d_1 - 0,5 \cdot y)}{f_{yd} \cdot (d_1 - d_2)} = \frac{80,529 \cdot 10^6 - 20 \cdot 300 \cdot 58,82 \cdot (250 - 0,5 \cdot 58,82)}{435 \cdot (250 - 50)} = 30,84 \text{ mm}^2 \quad (4.50)$$

kus

f_{cd} – betooni C30/37 arvutussurvetugevus Mpa ($f_{cd} = 20 \text{ MPa}$) [14, lk 263, tabel 10.1],

b – posti ristlõike laius m ($b = 0,3 \text{ m} = 300 \text{ mm}$),

f_{yd} – armatuurterase arvutuslik voolavustugevus MPa ($f_{yd} = 435 \text{ MPa}$) [15, lk 79, tabel 2.8],

d_1 – armatuuri kaugus ristlõike alumisest servast m ($d_1 = 0,25 \text{ m} = 250 \text{ mm}$),

d_2 – armatuuri kaugus ristlõike ülemisest servast m ($d_2 = 0,05 \text{ m} = 50 \text{ mm}$).

Sümmeetrilise armatuuri arvutamisel lähtutakse tingimusest, et $A_s = A_{s1} = A_{s2}$. [14, lk 322]

Seega $A_{s1} = A_s = 30,84 \text{ mm}^2$ ja $A_{s2} = A_s = 30,84 \text{ mm}^2$

Arvutustulemustest selgub, et postidele pole armatuuri vaja, kuid konstruktiivses mõistes on armatuuri siiski vajalik.

Postidele, mille ristlõike mõõtmed erinevad üksteisest vähem kui neli korda, kehtivad armeerimisel alljärgnevad reeglid:

- Pikiarmatuuri diameeter ei tohiks olla alla 8mm (soovituslik 12mm),
- Minimaalne pikiarmatuuri kogupindala peaks olema vähemalt [6, lk 529]:

$$A_{s.min1} = \frac{0,10 \cdot N_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{0,10 \cdot 352,895 \cdot 10^3}{435} = 81,125 \text{ mm}^2 \quad (4.51)$$

või

$$A_{s.min2} = 0,002 \cdot A_c = 0,002 \cdot 9 \cdot 10^4 = 180 \text{ mm}^2 \quad (4.52)$$

kus

A_c – betoonristlõike pindala mm^2 ($A_c = b \cdot h = 9 \cdot 10^4 \text{ mm}^2$) (valem 4.37).

Antud hetkel lähtutakse suuruselt $A_{s.min2}$, mille väärtus on suurem.

Lähtudes konstruktiivsetest nõuetest valitakse tagavara kasuks postidele, mis asetsevad hoone servas ning peatala all, armatuur $4\emptyset 12$, mille pindala arvutatakse valemiga:

$$A_s = 4 \cdot \frac{\pi \cdot (12\text{mm})^2}{4} = 452,39 \text{ mm}^2 \quad (4.53)$$

4.4 Posti dimensioneerimine hoone keskel

Hoone keskel paikneva posti dimensioneerimistulemuseks saadi raudbetoonist $400 \times 400 \text{ mm}$ ristlõikega post, betooni tugevusklass C30/37, armatuurteras $4\emptyset 12$ – tugevusklass B500B. Posti pikkus on 5,1m.

Posti ristlõike mõõtmeteks valitakse $400 \times 400 \text{ mm}$.

1) Posti arvutuslik omakaal

Posti arvutuslik omakaal G_{1d} leitakse seosest (4.1):

$$G_{1d} = \gamma'_{rb} \cdot b \cdot h \cdot l = 25 \cdot 0,4 \cdot 0,4 \cdot 5,1 = 20,40 \text{ kN}, \quad (4.54)$$

kus

γ'_{rb} – raudbetooni mahukaal kN/m^3 ($\gamma'_{rb} = 25 \text{ kN/m}^3$),

b – posti ristlõike laius m ($b = 0,4 \text{ m}$),

h – posti ristlõike kõrgus m ($h = 0,4 \text{ m}$),

l – posti pikkus m ($l = 5,1 \text{ m}$).

2) Arvutuslik pikijõud kriitilises lõikes

Arvutuslik pikijõud N_{Ed} kriitilises lõikes leitakse seosest (4.2):

$$N_{Ed} = F_{vd} + G_{1d} = 874,98 + 20,40 = 895,38 \text{ kN} , \quad (4.55)$$

kus

F_{vd} – postile mõjuv vertikaaljõud kN (3. ULS), mille väärtus leitakse programmist ARSAP ($F_{vd} = 874,98 \text{ kN}$) (lisa C, joonis C.6).

3) Esimest järku ekstsentrilisus

Esimest järku ekstsentrilisus e_0 arvutatakse valemiga (4.3):

$$e_0 = \frac{M_0}{N_{Ed}} = \frac{0}{895,38} = 0 \text{ m} , \quad (4.56)$$

kus

M_0 – arvutuslik esimest järku paindemoment $\text{kN} \cdot \text{m}$ (3. ULS), mille väärtus leitakse programmist ARSAP ($M_0 = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$).

4) Posti arvutus pikkus

Posti arvutus pikkus l_0 leitakse valemiga (4.4):

$$l_0 = \beta \cdot l = 1 \cdot 5,1 = 5,1 \text{ m} , \quad (4.57)$$

kus

β – posti otsa kinnitusviisist ja paigutuvusest sõltuv tegur ($\beta = 1$) [6, lk 214].

5) Geomeetrilised konstruktsioonihälbed

Konstruktsioonihälve θ_i arvutatakse valemiga (4.5):

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m = \frac{1}{200} \cdot 0,886 \cdot 1,0 = 4,43 \cdot 10^{-3} , \quad (4.58)$$

kus

θ_0 – hälbe baasväärtus ($\theta_0 = \frac{1}{200}$) [10, lk 253, NA.5.2 (5)],

α_h – pikkust arvestav vähendustegur ($\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}} = \frac{2}{\sqrt{5,1}} = 0,886$) [6, lk 62],

α_m – elementide arvu arvestav vähendustegur ($\alpha_m = 1,0$ – eraldiseisva elemendi korral) [15, lk 117].

6) Lisaekstsentrilisus hälbest

Vaadeldes hälbe tulemit ekstsentrilisusena, arvutatakse lisaekstsentrilisus hälbest e_i valemiga (4.6):

$$e_i = \frac{\theta_i \cdot l_0}{2} = \frac{4,43 \cdot 10^{-3} \cdot 5,1}{2} = 0,011 \text{ m} \quad (4.59)$$

7) Posti saleduse kontroll

Eraldiseisva elemendi teist järku koormustulemeid võib eirata, kui on täidetud tingimus (4.7) [14, lk 307, valem 10.57]:

$$\lambda \leq \lambda_{lim} ,$$

kus

λ – posti saledus

λ_{lim} – posti piirsaledus

Posti ristlõike inertsiraadius paindemomendi tasapinnas i_z leitakse valemiga (4.8):

$$i_z = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{0,4}{\sqrt{12}} = 0,115 \text{ m} \quad (4.60)$$

Posti saledus λ arvutatakse valemiga (4.9):

$$\lambda = \frac{l_0}{i_z} = \frac{5,1}{0,115} = 44,17 \quad (4.61)$$

Betoonristlõike pindala A_c arvutatakse valemiga (4.10):

$$A_c = b \cdot h = 0,4 \cdot 0,4 = 0,16 \text{ m}^2 \quad (4.62)$$

Suhteline normaaljõud n arvutatakse valemiga (4.11):

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{895,38 \cdot 10^3}{0,16 \cdot 10^6 \cdot 20,0} = 0,28 , \quad (4.63)$$

kus

f_{cd} – betooni C30/37 arvutussurveugevus Mpa ($f_{cd} = 20 \text{ MPa}$) [14, lk 263, tabel 10.1].

Posti piirsaledus λ_{lim} arvutatakse valemiga (4.12):

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C \cdot \frac{1}{\sqrt{n}} = 20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 0,7 \cdot \frac{1}{\sqrt{0,28}} = 20,38, \quad (4.64)$$

kus

A – tegur ($A = 0,7$),

B – tegur ($B = 1,1$),

C – tegur ($C = 0,7$) [10, lk 74].

8) Teist järku sisejõud ehk koormustulemid

Teist järku koormustulemeid võib eirata, kui tingimus (4.7) on rahuldatud:

$$\lambda \leq \lambda_{lim} \rightarrow 44,17 \not\leq 20,38$$

Antud juhul pole tingimus (4.7) rahuldatud, seega tuleb posti vajaliku armatuuri leidmisel võtta arvesse teist järku koormustulemeid.

Armatuuri piirdeformatsioon ε_{yd} arvutatakse valemiga (4.13):

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{435}{200000} = 0,002, \quad (4.65)$$

kus

f_{yd} – armatuurterase arvutuslik voolavustugevus MPa ($f_{yd} = 435 MPa$) [15, lk 79, tabel 2.8],

E_s – armatuurterase arvutuslik elastsusmoodul GPa ($E_s = 200 GPa = 200\,000 MPa$) [15, lk 79].

Ristlõike kasuskõrgus d arvutatakse valemiga (4.14):

$$d = h - d_2 = 0,4 - 0,05 = 0,35 m, \quad (4.66)$$

kus

h – posti ristlõike kõrgus m ($h = 0,4 m$),

d_2 – armatuuri kaugus ristlõike ülemisest servast m ($d_2 = 0,05 m$).

Posti kõverus r kriitilises lõikes arvutatakse valemiga (4.15):

$$r = \frac{2 \cdot \varepsilon_{yd}}{0,9 \cdot d} = \frac{2 \cdot 0,002}{0,9 \cdot 0,35} = 0,014 \frac{1}{m} \quad (4.67)$$

Teist järku ekstsentrilisus e_2 arvutatakse valemiga (4.16):

$$e_2 = \frac{l_0^2}{10} \cdot r = \frac{5,1^2}{10} \cdot 0,014 = 0,036 m \quad (4.68)$$

kus

l_0 – posti arvutuspikkus m ($l_0 = 5,1 \text{ m}$) (valem 4.57).

Üldine ekstsentrilisus e_{tot} arvutatakse valemiga (4.17):

$$e_{tot} = e_0 + e_i + e_2 = 0 + 0,011 + 0,036 = 0,047 \text{ m} , \quad (4.69)$$

kus

e_0 – posti esimest järku ekstsentrilisus m ($e_0 = 0,0 \text{ m}$) (valem 4.56),

e_i – lisaekstsentrilisus hälbest m ($e_i = 0,012 \text{ m}$) (valem 4.59).

Üldine paindemoment M arvutatakse valemiga (4.18):

$$M = N_{Ed} \cdot e_{tot} = 895,38 \cdot 0,047 = 42,271 \text{ kN} \cdot \text{m} , \quad (4.70)$$

kus

N_{Ed} – Arvutuslik pikijõud kriitilises lõikes kN ($N_{Ed} = 895,38 \text{ kN}$) (valem 4.55).

Posti maksimaalsed teist järku sisejõud:

$$M_{max} = M = 42,271 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{max} = N_{Ed} = 895,38 \text{ kN}$$

9) Posti armatuur

Arvutusliku pikijõu ekstsentrilisus e armatuuri raskuskesme suhtes arvutatakse valemiga (4.19):

$$e = e_{tot} + d_1 - 0,5 \cdot h = 0,047 + 0,35 - 0,5 \cdot 0,4 = 0,197 \text{ m} , \quad (4.71)$$

kus

d_1 – armatuuri kaugus ristlõike alumisest servast m ($d_1 = 0,35 \text{ m}$),

h – posti ristlõike kõrgus m ($h = 0,4 \text{ m}$).

Koormuse põhjustatud moment ($(Ne)_{Ed}$) sama telje suhtes arvutatakse valemiga (4.20):

$$(Ne)_{Ed} = e \cdot N_{Ed} = 0,197 \cdot 895,38 = 176,578 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (4.72)$$

Survetsooni esialge kõrgus arvutatakse valemiga (4.21):

$$x = \frac{N_{Ed}}{\lambda \cdot f_{cd} \cdot b} = \frac{895,38 \cdot 10^3}{0,8 \cdot 20 \cdot 400} = 139,9 \text{ mm} , \quad (4.73)$$

kus

$f_{cd} - f_{cd}$ – betooni C30/37 arvutussurvetugevus Mpa ($f_{cd} = 20 \text{ MPa}$) [14, lk 263, tabel 10.1],

λ – survetsooni arvutuskõrguse tegur ($\lambda = 0,8$) [14, lk 321].

Survetsooni arvutuskõrgus leitakse valemiga (4.22):

$$y = \lambda \cdot x = 0,8 \cdot 139,9 = 111,92 \text{ mm} , \quad (4.74)$$

Sümmeetrilise armatuuri vajalik ristlõike pindala arvutatakse valemiga (4.23):

$$A_s = \frac{N_{Ed} - f_{cd} \cdot b \cdot y \cdot (d_1 - 0,5 \cdot y)}{f_{yd} \cdot (d_1 - d_2)} = \frac{176,578 \cdot 10^6 - 20 \cdot 400 \cdot 111,92 \cdot (350 - 0,5 \cdot 111,92)}{435 \cdot (350 - 50)} = -664,355 \text{ mm}^2 , \quad (4.75)$$

kus

f_{cd} – betooni C30/37 arvutussurvetugevus Mpa ($f_{cd} = 20 \text{ MPa}$) [14, lk 263, tabel 10.1],

b – posti ristlõike laius m ($b = 0,4 \text{ m} = 400 \text{ mm}$),

f_{yd} – armatuurterase arvutuslik voolavustugevus MPa ($f_{yd} = 435 \text{ MPa}$) [15, lk 79, tabel 2.8],

d_1 – armatuuri kaugus ristlõike alumisest servast m ($d_1 = 0,35 \text{ m} = 350 \text{ mm}$),

d_2 – armatuuri kaugus ristlõike ülemisest servast m ($d_2 = 0,05 \text{ m} = 50 \text{ mm}$).

Sümmeetrilise armatuuri arvutamisel lähtutakse tingimusest, et $A_s = A_{s1} = A_{s2}$ [14, lk 322]

Seega $A_{s1} = A_s = -664,355 \text{ mm}^2$ ja $A_{s2} = A_s = -664,355 \text{ mm}^2$

Postidele, mille ristlõike mõõtmed erinevad üksteisest vähem kui neli korda, kehtivad armeerimisel alljärgnevad reeglid:

- Pikiarmatuuri diameeter ei tohiks olla alla 8mm (soovituslik 12mm),
- Minimaalne pikiarmatuuri kogupindala peaks olema vähemalt [6, lk 529]:

$$A_{s.min1} = \frac{0,10 \cdot N_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{0,10 \cdot 895,38 \cdot 10^3}{435} = 205,834 \text{ mm}^2 \quad (4.76)$$

või

$$A_{s.min2} = 0,002 \cdot A_c = 0,002 \cdot 1,6 \cdot 10^5 = 320 \text{ mm}^2 \quad (4.77)$$

kus

A_c – betoonristlõike pindala mm^2 ($A_c = 1,6 \cdot 10^5 \text{ mm}^2$) (valem 4.62).

Antud hetkel lähtutakse suurusest $A_{s.min2}$, mille väärtus on suurem.

Lähtudes konstruktiivsetest nõuetest valitakse tagavara kasuks postidele, mis asetsevad hoone keskel, armatuur $4\emptyset 12$, mille pindala arvutatakse valemiga:

$$A_s = 4 \cdot \frac{\pi \cdot (12mm)^2}{4} = 452,39 \text{ mm}^2 \quad (4.26)$$

5. VUNDAMENTIDE DIMESIONEERIMINE

5.1 Üldosa

Hoone postide alla projekteeritakse raudbetoonist ruudukujulised kohtvundamendid. Arvutamisel on aluseks geoloogilised uuringud, mis on esitatud peatükis 1.2. Kõikide kohtvundamentide rajamissügavuseks valitakse 1,5m. Vundamendid on arvestatud toetuma savimõllile (kiht 4), arvutused teostatakse dreenitud tingimustes.

Vundamentide dimensioneerimise peatükis määratakse kohtvundamentide talla mõõtmed, teostatakse kandevõime kontrollid tava- ja tulekahjuolukorras ning arvutatakse vajumid kasutuspiiriseisundis *SLS*. Vajumite arvutamisel põhinetakse summeerimismeetodile. Ruumi kokkuhoiu mõttes ja parema ülevaate saamiseks koostatakse enamik vajumitega seotud arvutusi programmis Microsoft Excel 2010.

Tulekahju olukorras ei arvestata katuslage tööle diafragmana, hoone stabiilsus tagatakse vundamendi ja vundamendisõlme piisava paindejäikusega. Arvutuses tekib lisaks vundamendile mõjuvale vertikaal- ja horisontaaljõule ka moment. Koormuste väärtused leitakse kandepiiriseisundi 14. koormuskombinatsiooni (14.ULS) olukorrast, arvutiprogrammist ARSAP.

Arvutuste teostamisel tuginetakse standardile EVS-EN 1997-1:2006, Ehituskonstruktori käsiraamatule ning raamatule „Madalvundamendi arvutus“. Vastavalt EVS-EN 1997-1:2006 rahvusliku lisa järgi on vundamentide arvutamisel kasutatud teist arvutusvarianti.

Antud töös pole käsitletud vundamente, kuhu suundub jäikusdiagonaalist tekkiv horisontaalne jõud, mis on võrdlemisi suur võrreldes pikijõuga.

5.2 Vundamendi dimensioneerimine hoone servas – abitala all

Hoones servas ning abitala all paikneva üksikvundamendi talla mõõtmete dimensioneerimistulemuseks saadi 0,5x0,5m. Arvutamisel sai määravaks pinnase kandevõime kontroll. Samas on vajalik arvestada ka ehituse montaažiolukorda, kus vundamendil puudub pinnase lisakaal ja selle peale on monteeritud raudbetoonpost, mida pole toetatud. Sellisel juhul pole tagatud vundamendi stabiilsus ümberlükkele, mida põhjustab tuulekoormus. Selle tõttu peab tallas mõõtmeid suurendama või kasutama

montaažil posti toestamist. Ilma toestamata peaks vundamendi taldmiku suurus olema vähemalt 0,9x0,9m. Antud olukorra arvutust pole käesolevas töös kajastatud.

5.2.1 Kandevõime kontroll

Kandevõime kontroll peab rahuldama tingimust [8, lk 66, valem 6.1]:

$$\frac{V_d}{R_d} \leq 1, \quad (5.1)$$

kus

V_d – vundamendi tallale mõjuv arvutuslik normaaljõud koos vundamendi ja tagasitäite omakaaluga kN,

R_d – vundamendi kandevõime, mis sõltub pinnase tugevusest.

1) Pinnasesurve talla tasandis

Pinnasesurve talla tasandis q' arvutatakse valemiga:

$$q' = d \cdot \gamma'_{1.kiht} = 1,5 \cdot 22 = 33 \text{ kN/m}^2, \quad (5.2)$$

kus

d – vundamendi rajamissügavus m ($d = 1,5 \text{ m}$),

$\gamma'_{1.kiht}$ – taldmiku all oleva pinnasekihi mahukaal kN/m³ ($\gamma'_{1.kiht} = 22 \text{ kN/m}^3$), mille väärtus saadakse geoloogiliste uuringute osast.

2) Talla kuju arvestavad tegurid

Ruudukujulise talla puhul arvutatakse tegurid valemitega:

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \cdot 1 = 0,7, \quad (5.3)$$

$$s_q = 1 + 1 \cdot \sin \varphi' = \sin 32^\circ = 1,53, \quad (5.4)$$

$$s_c = \frac{s_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1} = \frac{1,53 \cdot 23,18 - 1}{23,18 - 1} = 1,554, \quad (5.5)$$

kus

φ' – taldmiku all oleva pinnasekihi sisehõrdenurk ($\varphi' = 32^\circ$), mille väärtus saadakse geoloogiliste uuringute osast,

N_q – kandevõime tegur 32° korral ($N_q = 23,18$) [14, lk 229, tabel 9.19].

3) Abisuurused

Abisuurused talla mõõtmete määramiseks leitakse valemitega:

$$a_1 = 0,5 \cdot \gamma'_{1.kiht} \cdot N_\gamma \cdot \frac{s_\gamma}{\gamma_R} = 0,5 \cdot 22 \cdot 27,72 \cdot \frac{0,7}{1,5} = 142,296, \quad (5.6)$$

$$a_2 = \frac{(q' \cdot N_q \cdot s_q + c'_k \cdot N_c \cdot s_c)}{\gamma_R} = \frac{(33 \cdot 23,18 \cdot 1,53 + 4 \cdot 35,49 \cdot 1,554)}{1,5} = 927,258, \quad (5.7)$$

kus

N_γ – kandevõime tegur 32° korral ($N_\gamma = 27,72$) [14, lk 229, tabel 9.19],

c'_k – taldmiku all oleva pinnasekihi nidusus kPa ($c'_k = 4 \text{ kPa}$), mille väärtus saadakse geoloogiliste uuringute osast,

N_c – kandevõime tegur 32° korral ($N_c = 35,49$) [14, lk 229, tabel 9.19],

γ_R – jaotusvundamendi kandevõime osavarutegur teise arvutusvariandi korral ($\gamma_R = 1,5$) [14, lk 230, tabel 9.20].

4) Talla mõõtmete määramine

Talla mõõtmete määramiseks kasutatakse iteratsiooniks valemit:

$$B_2 = \sqrt{\frac{V_{1d}}{a_1 \cdot B_1 + a_2}} = \sqrt{\frac{157,40}{142,296 \cdot 1,0 + 927,258}} = 0,384 \text{ m}, \quad (5.8)$$

kus

V_{1d} – vundamendi taldmikule mõjuv arvutuskoormus (3. ULS), mille väärtus leitakse programmist ARSAP ($V_{1d} = 157,40 \text{ kN}$) (lisa C, joonis C.2).

B_1 – esialgselt valitud talla mõõde m ($B_1 = 1,0 \text{ m}$).

Järgmised iteratsiooni sammud:

$$B_3 = \sqrt{\frac{V_{1d}}{a_1 \cdot B_2 + a_2}} = \sqrt{\frac{157,40}{142,296 \cdot 0,384 + 927,258}} = 0,4 \text{ m},$$

$$B_4 = \sqrt{\frac{V_{1d}}{a_1 \cdot B_3 + a_2}} = \sqrt{\frac{157,40}{142,296 \cdot 0,4 + 927,258}} = 0,4 \text{ m}$$

Tagavara kasuks valitakse talla laiuseks $B = 0,5 \text{ m}$.

5) Taldmiku kaal

Eeldades taldmiku astme kõrguseks $h_{aste} = 0,4 \text{ m}$, arvutatakse taldmiku kaal $m_{taldmik}$ valemiga:

$$m_{taldmik} = B \cdot B \cdot h_{aste} \cdot \gamma'_{rb} = 0,5 \cdot 0,5 \cdot 0,4 \cdot 25 = 2,5 \text{ kN}, \quad (5.9)$$

kus

γ'_{rb} – raudbetooni mahukaal kN/m^3 ($\gamma'_{rb} = 25 \text{ kN/m}^3$).

6) Täitepinnase kaal taldmikul

Täitepinnase kaal taldmikul $m_{\text{täide.taldmikul}}$ arvutatakse valemiga:

$$m_{\text{täide.taldmikul}} = (B \cdot B \cdot h_{\text{post}} - a_{\text{post}} \cdot b_{\text{post}} \cdot h_{\text{post}}) \cdot \gamma'_{\text{täide}} = (0,5 \cdot 0,5 \cdot 1,1 - 0,3 \cdot 0,3 \cdot 1,1) \cdot 18 = 3,168 \text{ kN} , \quad (5.10)$$

kus

h_{post} – vundamendi posti kõrgus taldmikust maapinnani m ($h_{\text{post}} = 1,1 \text{ m}$),

a_{post} – vundamendi posti ristlõike mõõde m ($a_{\text{post}} = 0,3 \text{ m}$),

b_{post} – vundamendi posti ristlõike mõõde m ($b_{\text{post}} = 0,3 \text{ m}$),

$\gamma'_{\text{täide}}$ – täitepinnase mahukaal kN/m^3 ($\gamma'_{\text{täide}} = 18 \text{ kN/m}^3$).

7) Taldmiku ja täitsepinnase kaal kokku

Taldmiku ja täitsepinnase kaal kokku m arvutatakse valemiga:

$$m = m_{\text{taldmik}} + m_{\text{täide.taldmikul}} = 2,5 + 3,168 = 5,668 \text{ kN} \quad (5.11)$$

8) Vundamendi taldmiku all mõjuv arvutuslik normaaljõud koos vundamendi ja tagasitäite omakaaluga

Vundamendi taldmiku all mõjuv arvutuslik normaaljõud V_d arvutatakse valemiga:

$$V_d = V_{1d} + \gamma_{G.sup} \cdot m = 157,40 + 1,2 \cdot 5,668 = 164,202 \text{ kN} , \quad (5.12)$$

kus

$\gamma_{G.sup}$ – alalise koormuse osavarutegur kandepiir seisundis ebasoodsa mõju korral ($\gamma_{G.sup} = 1,2$) (tabel 2.2).

9) Arvutusmoment talla pinnas

Arvutusmoment talla pinnas M_d leitakse valemiga:

$$M_d = h_{\text{aste}} \cdot H_d = 0,4 \cdot 2,13 = 0,852 \text{ kN} \cdot \text{m} , \quad (5.13)$$

kus

h_{aste} – taldmiku astme kõrgus m ($h_{\text{aste}} = 0,4 \text{ m}$),

H_d – vundamendile mõjuva horisontaaljõu väärtus kN (3.ULS), mis leitakse arvutiprogrammist ARSAP ($H_d = 2,13 \text{ kN} \cdot \text{m}$).

10) Vertikaaljõu ekstsentrilisus

Vertikaaljõu ekstsentrilisus e_0 arvutatakse valemiga:

$$e_0 = \frac{M_d}{V_d} = \frac{0,852}{164,202} = 0,005 \text{ m} \quad (5.14)$$

11) Talla efektiivmõõtmed

Talla arvutuslaius on $B' = B = 0,5 \text{ m}$ ning talla arvutus pikkus L' arvutatakse valemiga:

$$L' = L - 2 \cdot e_0 = 0,5 - 2 \cdot 0,005 = 0,49 \text{ m} \quad (5.15)$$

12) Talla efektiivne pindala

Vundamendi talla efektiivne pindala A' arvutatakse valemiga:

$$A' = B' \cdot L' = 0,5 \cdot 0,49 = 0,245 \text{ m}^2 \quad (5.16)$$

13) Astmenäitaja

Astmenäitaja horisontaaljõu mõjumisel talla arvutus pikkuse suunas leitakse valemiga:

$$m_L = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}} = \frac{2 + \frac{0,5}{0,49}}{1 + \frac{0,5}{0,49}} = 1,495 \quad (5.17)$$

14) Horisontaaljõudu arvestavad tegurid

Horisontaaljõudu arvestavad tegurid arvutatakse valemitega:

$$i_q = \left(1 - \frac{H_d}{V_d + A' \cdot c'_k \cdot \cot 32^\circ}\right)^{m_L} = \left(1 - \frac{2,13}{164,202 + 0,245 \cdot 4 \cdot \cot 32^\circ}\right)^{1,495} = 0,981, \quad (5.18)$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H_d}{V_d + A' \cdot c'_k \cdot \cot 32^\circ}\right)^{m_L + 1} = \left(1 - \frac{2,13}{164,202 + 0,245 \cdot 4 \cdot \cot 32^\circ}\right)^{1,495 + 1} = 0,968, \quad (5.19)$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan 32^\circ} = 0,967 - \frac{1 - 0,981}{35,49 \cdot \tan 32^\circ} = 0,998, \quad (5.20)$$

kus

N_c – kandevõime tegur 32° korral ($N_c = 35,49$) [2, lk 229, tabel 9.19].

15) Vundamendi kandevõime

Vundamendi kandevõime R_d tulekahjuolukorras arvutatakse valemiga:

$$R_d = B' \cdot L' \cdot \frac{(0,5 \cdot B \cdot \gamma'_{1,kiht} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q + c'_k \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c)}{\gamma_R} =$$

$$0,5 \cdot 0,49 \cdot \frac{(0,5 \cdot 0,5 \cdot 22 \cdot 27,72 \cdot 0,7 \cdot 0,968 + 33 \cdot 23,18 \cdot 1,53 \cdot 0,981 + 4 \cdot 35,49 \cdot 1,554 \cdot 0,998)}{1,5} = 239,491 \text{ kN},$$

(5.21)

kus

$\gamma'_{1.kiht}$ – taldmiku all oleva pinnasekihi mahukaal kN/m^3 ($\gamma'_{1.kiht} = 22 \text{ kN/m}^3$), mille väärtus saadakse geoloogiliste uuringute osast,

N_γ – kandevõime tegur 32° korral ($N_\gamma = 27,72$) [14, lk 229, tabel 9.19],

s_γ – talla kuju arvestav tegur ($s_\gamma = 0,7$) (valem 5.3),

q' – survepinge talla tasandis kN/m^2 ($q' = 33 \text{ kN/m}^2$) (valem 5.2),

N_q – kandevõime tegur 32° korral ($N_q = 23,18$) [14, lk 229, tabel 9.19],

s_q – talla kuju arvestav tegur ($s_q = 1,53$) (valem 5.4),

c'_k – taldmiku all oleva pinnasekihi nidusus kPa ($c'_k = 4 \text{ kPa}$), mille väärtus saadakse geoloogiliste uuringute osast,

s_c – talla kuju arvestav tegur ($s_c = 1,554$) (valem 5.5),

γ_R – jaotusvundamendi kandevõime osavarutegur teise arvutusvariandi korral ($\gamma_R = 1,5$) [14, lk 230, tabel 9.20].

KANDEVÕIME KONTROLL:

Kandevõime kontroll teostatakse arvestades tingimust (5.1):

$$\frac{V_d}{R_d} \leq 1 \rightarrow \frac{164,202}{239,491} \leq 1 \rightarrow 0,686 \leq 1 \text{ OK!}$$

5.2.2 Kandevõime kontroll tulekahjuolukorras

Kandevõime kontroll tulekahjuolukorras peab rahuldama tingimust (5.1) [8, lk 66, valem 6.1]:

$$\frac{V_d}{R_d} \leq 1 ,$$

kus

V_d – vundamendi tallale mõjuv arvutuslik normaaljõud koos vundamendi ja tagasitäite omakaaluga kN ,

R_d – vundamendi kandevõime, mis sõltub pinnase tugevusest ning horisontaaljõu ja momendi väärtustest.

- 1) Vundamendi taldmiku all mõjuv arvutuslik normaaljõud koos vundamendi ja tagasitäite omakaaluga

Vundamendi taldmiku all mõjuv arvutuslik normaaljõud V_d arvutatakse valemiga (5.12):

$$V_d = V_{1d} + \gamma_{G.sup} \cdot m = 41,07 + 1,2 \cdot 5,668 = 47,872 \text{ kN} , \quad (5.22)$$

kus

V_{1d} – vundamendi taldmikule mõjuv arvutuskoormus (14. ULS), mille väärtus leitakse programmist ARSAP ($V_{1d} = 41,07 \text{ kN}$) (lisa D, joonis D.1),

$\gamma_{G.sup}$ – alalise koormuse osavarutegur kandepiirsesundis ebasoodsa mõju korral ($\gamma_{G.sup} = 1,2$) (tabel 2.2),

m – taldmiku ja täitsepinnase kaal kokku kN ($m = 5,668 \text{ kN}$) (valem 5.11).

2) Arvutusmoment talla pinnas

Arvutusmoment talla pinnas M_d leitakse valemiga:

$$M_d = M_{1d} + h_{aste} \cdot H_d = 3,77 + 0,4 \cdot 1,16 = 4,234 \text{ kN} \cdot \text{m} , \quad (5.23)$$

kus

M_{1d} – vundamendile mõjuva momendi väärtus kN · m (14.ULS), mis leitakse arvutiprogrammist ARSAP ($M_{1d} = 3,77 \text{ kN} \cdot \text{m}$) (lisa D, joonis D.1),

h_{aste} – taldmiku astme kõrgus m ($h_{aste} = 0,4 \text{ m}$),

H_d – vundamendile mõjuva horisontaaljõu väärtus kN (14.ULS), mis leitakse arvutiprogrammist ARSAP ($H_d = 1,16 \text{ kN} \cdot \text{m}$).

3) Vertikaaljõu ekstsentrilisus

Vertikaaljõu ekstsentrilisus e_0 arvutatakse valemiga (5.14):

$$e_0 = \frac{M_d}{V_d} = \frac{4,234}{47,872} = 0,088 \text{ m} \quad (5.24)$$

4) Talla efektiivmõõtmed

Talla arvutuslaius on $B' = B = 0,5 \text{ m}$ ning talla arvutus pikkus L' arvutatakse valemiga (5.15):

$$L' = L - 2 \cdot e_0 = 0,5 - 2 \cdot 0,088 = 0,324 \text{ m} \quad (5.25)$$

5) Talla efektiivne pindala

Vundamendi talla efektiivne pindala A' arvutatakse valemiga (5.16):

$$A' = B' \cdot L' = 0,5 \cdot 0,324 = 0,162 \text{ m}^2 \quad (5.26)$$

6) Astmenäitaja

Astmenäitaja horisontaaljõu mõjumisel talla arvutus pikkuse suunas leitakse valemiga (5.17):

$$m_L = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}} = \frac{2 + \frac{0,5}{0,324}}{1 + \frac{0,5}{0,324}} = 1,393 \quad (5.27)$$

7) Horisontaaljõudu arvestavad tegurid

Horisontaaljõudu arvestavad tegurid arvutatakse valemitega (5.18), (5.19) ja (5.20):

$$i_q = \left(1 - \frac{H_d}{V_d + A' \cdot c'_k \cdot \cot 32^\circ}\right)^{m_L} = \left(1 - \frac{1,16}{47,872 + 0,162 \cdot 4 \cdot \cot 32^\circ}\right)^{1,393} = 0,967, \quad (5.28)$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H_d}{V_d + A' \cdot c'_k \cdot \cot 32^\circ}\right)^{m_L + 1} = \left(1 - \frac{1,16}{47,872 + 0,162 \cdot 4 \cdot \cot 32^\circ}\right)^{1,393 + 1} = 0,944, \quad (5.29)$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan 32^\circ} = 0,967 - \frac{1 - 0,967}{35,49 \cdot \tan 32^\circ} = 0,966, \quad (5.30)$$

kus

N_c – kandevõime tegur 32° korral ($N_c = 35,49$) [14, lk 229, tabel 9.19].

8) Vundamendi kandevõime

Vundamendi kandevõime R_d tulekahjuolukorras arvutatakse valemiga (5.21):

$$R_d = B' \cdot L' \cdot \frac{(0,5 \cdot B' \cdot \gamma'_{1,kiht} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q + c'_k \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c)}{\gamma_R} =$$

$$0,5 \cdot 0,324 \cdot \frac{(0,5 \cdot 0,5 \cdot 22 \cdot 27,72 \cdot 0,7 \cdot 0,944 + 33 \cdot 23,18 \cdot 1,53 \cdot 0,967 + 4 \cdot 35,49 \cdot 1,554 \cdot 0,966)}{1,5} = 155,696 \text{ kN}, \quad (5.31)$$

kus

$\gamma'_{1,kiht}$ – taldmiku all oleva pinnasekihi mahukaal kN/m^3 ($\gamma'_{1,kiht} = 22 \text{ kN/m}^3$) (tabel 5.1),

N_γ – kandevõime tegur 32° korral ($N_\gamma = 27,72$) [14, lk 229, tabel 9.19],

s_γ – talla kuju arvestav tegur ($s_\gamma = 0,7$) (valem 5.3),

q' – survepinge talla tasandis kN/m^2 ($q' = 33 \text{ kN/m}^2$) (valem 5.2),

N_q – kandevõime tegur 32° korral ($N_q = 23,18$) [14, lk 229, tabel 9.19],

s_q – talla kuju arvestav tegur ($s_q = 1,53$) (valem 5.4),

c'_k – taldmiku all oleva pinnasekihi nidusus kPa ($c'_k = 4 \text{ kPa}$), mille väärtus saadakse geoloogiliste uuringute osast,

s_c – talla kuju arvestav tegur ($s_c = 1,554$) (valem 5.5),

γ_R – jaotusvundamendi kandevõime osavarutegur teise arvutusvariandi korral ($\gamma_R = 1,5$) [14, lk 230, tabel 9.20].

KANDEVÕIME KONTROLL:

Kandevõime kontroll tulekahjuolukorras teostatakse arvestades tingimust (5.1):

$$\frac{V_d}{R_d} \leq 1 \rightarrow \frac{47,872}{155,696} \leq 1 \rightarrow 0,307 \leq 1 \text{ OK!}$$

5.3 Vundamendi dimesioneerimine hoone servas – peatala all

Hoones servas ning peatala all paikneva üksikvundamendi talla mõõtmete dimesioneerimistulemuseks saadi 0,7x0,7m. Arvutamisel sai määravaks pinnase kandevõime kontroll. Samas on vajalik arvestada ka ehituse montaažiolukorda, kus vundamendil puudub pinnase lisakaal ja selle peale on monteeritud raudbetoonpost, mida pole toetatud. Sellisel juhul pole tagatud vundamendi stabiilsus ümberlükkele, mida põhjustab tuulekoormus. Selle tõttu peab tallas mõõtmeid suurendama või kasutama montaažil posti toestamist. Ilma toestamata peaks vundamendi taldmiku suurus olema vähemalt 0,9x0,9m. Antud olukorra arvutust pole käesolevas töös kajastatud.

5.3.1 Kandevõime kontroll

Kandevõime kontroll peab rahuldama tingimust (5.1) [8, lk 66, valem 6.1]:

$$\frac{V_d}{R_d} \leq 1 ,$$

kus

V_d – vundamendi tallale mõjuv arvutuslik normaaljõud koos vundamendi ja tagasitäite omakaaluga kN,

R_d – vundamendi kandevõime, mis sõltub pinnase tugevusest.

1) Talla mõõtmete määramine

Talla mõõtmete määramiseks kasutatakse iteratsiooniks valemit (5.8):

$$B_2 = \sqrt{\frac{V_{1d}}{a_1 \cdot B_1 + a_2}} = \sqrt{\frac{354,94}{142,296 \cdot 1,0 + 927,258}} = 0,576 \text{ m}, \quad (5.32)$$

kus

V_{1d} – vundamendi taldmikule mõjuv arvutuskoormus (3. ULS), mille väärtus leitakse programmist ARSAP ($V_{1d} = 354,94 \text{ kN}$) (lisa C, joonis C.4).

a_1 – abisuurus talla mõõtmete määramiseks ($a_1 = 142,296$) (valem 5.6),

a_2 – abisuurus talla mõõtmete määramiseks ($a_2 = 927,258$) (valem 5.7),

B_1 – esialgselt valitud talla mõõde m ($B_1 = 1,0 \text{ m}$).

Järgmised iteratsiooni sammud:

$$B_3 = \sqrt{\frac{V_{1d}}{a_1 \cdot B_2 + a_2}} = \sqrt{\frac{354,94}{142,296 \cdot 0,576 + 927,258}} = 0,593 \text{ m},$$

$$B_4 = \sqrt{\frac{V_{1d}}{a_1 \cdot B_3 + a_2}} = \sqrt{\frac{354,94}{142,296 \cdot 0,593 + 927,258}} = 0,594 \text{ m}$$

Tagavara kasuks valitakse talla laiuseks $B = 0,7 \text{ m}$.

2) Taldmiku kaal

Eeldades taldmiku astme kõrguseks $h_{aste} = 0,4 \text{ m}$, arvutatakse taldmiku kaal $m_{taldmik}$ valemiga (5.9):

$$m_{taldmik} = B \cdot B \cdot h_{aste} \cdot \gamma'_{rb} = 0,7 \cdot 0,7 \cdot 0,4 \cdot 25 = 4,9 \text{ kN}, \quad (5.33)$$

kus

γ'_{rb} – raudbetooni mahukaal kN/m^3 ($\gamma'_{rb} = 25 \text{ kN/m}^3$).

3) Täitepinnase kaal taldmikul

Täitepinnase kaal taldmikul $m_{täide.taldmikul}$ arvutatakse valemiga (5.10):

$$m_{täide.taldmikul} = (B \cdot B \cdot h_{post} - a_{post} \cdot b_{post} \cdot h_{post}) \cdot \gamma'_{täide} = (0,7 \cdot 0,7 \cdot 1,1 - 0,3 \cdot 0,3 \cdot 1,1) \cdot 18 = 7,92 \text{ kN}, \quad (5.34)$$

kus

h_{post} – vundamendi posti kõrgus taldmikust maapinnani m ($h_{post} = 1,1 \text{ m}$),

a_{post} – vundamendi posti ristlõike mõõde m ($a_{post} = 0,3 \text{ m}$),

b_{post} – vundamendi posti ristlõike mõõde m ($b_{post} = 0,3 \text{ m}$),

$\gamma'_{täide}$ – täitepinnase mahukaal kN/m^3 ($\gamma'_{täide} = 18 \text{ kN/m}^3$).

4) Taldmiku ja täitsepinnase kaal kokku

Taldmiku ja täitsepinnase kaal kokku m arvutatakse valemiga (5.11):

$$m = m_{\text{taldmik}} + m_{\text{täide.taldmikul}} = 4,9 + 7,92 = 12,82 \text{ kN} \quad (5.35)$$

5) Vundamendi taldmiku all mõjuv arvutuslik normaaljõud koos vundamendi ja tagasitäite omakaaluga

Vundamendi taldmiku all mõjuv arvutuslik normaaljõud V_d arvutatakse valemiga (5.12):

$$V_d = V_{1d} + \gamma_{G.sup} \cdot m = 354,94 + 1,2 \cdot 12,82 = 370,324 \text{ kN} , \quad (5.36)$$

kus

$\gamma_{G.sup}$ – alalise koormuse osavarutegur kandepiir seisundis ebasoodsa mõju korral ($\gamma_{G.sup} = 1,2$) (tabel 2.2).

6) Arvutusmoment talla pinnas

Arvutusmoment talla pinnas M_d leitakse valemiga (5.13):

$$M_d = h_{aste} \cdot H_d = 0,4 \cdot 3,30 = 1,32 \text{ kN} \cdot \text{m} , \quad (5.37)$$

kus

h_{aste} – taldmiku astme kõrgus m ($h_{aste} = 0,4 \text{ m}$),

H_d – vundamendile mõjuva horisontaaljõu väärtus kN (3.ULS), mis leitakse arvutiprogrammist ARSAP ($H_d = 3,30 \text{ kN} \cdot \text{m}$).

7) Vertikaaljõu ekstsentrilisus

Vertikaaljõu ekstsentrilisus e_0 arvutatakse valemiga (5.14):

$$e_0 = \frac{M_d}{V_d} = \frac{1,32}{354,94} = 0,004 \text{ m} \quad (5.38)$$

8) Talla efektiivmõõtmed

Talla arvutuslaius on $B' = B = 0,5 \text{ m}$ ning talla arvutus pikkus L' arvutatakse valemiga (5.15):

$$L' = L - 2 \cdot e_0 = 0,7 - 2 \cdot 0,004 = 0,693 \text{ m} \quad (5.39)$$

9) Talla efektiivne pindala

Vundamendi talla efektiivne pindala A' arvutatakse valemiga (5.16):

$$A' = B' \cdot L' = 0,7 \cdot 0,693 = 0,485 \text{ m}^2 \quad (5.40)$$

10) Astmenäitaja

Astmenäitaja horisontaaljõu mõjumisel talla arvutus pikkuse suunas leitakse valemiga (5.17):

$$m_L = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}} = \frac{2 + \frac{0,7}{0,693}}{1 + \frac{0,7}{0,693}} = 1,495 \quad (5.41)$$

11) Horisontaaljõudu arvestavad tegurid

Horisontaaljõudu arvestavad tegurid arvutatakse valemitega (5.18) (5.19) ja (5.20):

$$i_q = \left(1 - \frac{H_d}{V_d + A' \cdot c'_k \cdot \cot 32^\circ}\right)^{m_L} = \left(1 - \frac{3,30}{354,94 + 0,485 \cdot 4 \cdot \cot 32^\circ}\right)^{1,495} = 0,987, \quad (5.42)$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H_d}{V_d + A' \cdot c'_k \cdot \cot 32^\circ}\right)^{m_L + 1} = \left(1 - \frac{3,30}{354,94 + 0,485 \cdot 4 \cdot \cot 32^\circ}\right)^{1,495 + 1} = 0,978, \quad (5.43)$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan 32^\circ} = 0,987 - \frac{1 - 0,987}{35,49 \cdot \tan 32^\circ} = 0,986, \quad (5.44)$$

kus

N_c – kandevõime tegur 32° korral ($N_c = 35,49$) [14, lk 229, tabel 9.19].

12) Vundamendi kandevõime

Vundamendi kandevõime R_d tulekahjuolukorras arvutatakse valemiga (5.21):

$$R_d = B' \cdot L' \cdot \frac{(0,5 \cdot B' \cdot \gamma'_{1,kiht} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q + c'_k \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c)}{\gamma_R} =$$

$$0,7 \cdot 0,693 \cdot \frac{(0,7 \cdot 0,5 \cdot 22 \cdot 27,72 \cdot 0,7 \cdot 0,978 + 33 \cdot 23,18 \cdot 1,53 \cdot 0,987 + 4 \cdot 35,49 \cdot 1,554 \cdot 0,986)}{1,5} = 491,0 \text{ kN}, \quad (5.45)$$

kus

$\gamma'_{1,kiht}$ – taldmiku all oleva pinnasekihi mahukaal kN/m^3 ($\gamma'_{1,kiht} = 22 \text{ kN/m}^3$), mille väärtus saadakse geoloogiliste uuringute osast,

N_γ – kandevõime tegur 32° korral ($N_\gamma = 27,72$) [14, lk 229, tabel 9.19],

s_γ – talla kuju arvestav tegur ($s_\gamma = 0,7$) (valem 5.3),

q' – survepinge talla tasandis kN/m^2 ($q' = 33 \text{ kN/m}^2$) (valem 5.2),

N_q – kandevõime tegur 32° korral ($N_q = 23,18$) [14, lk 229, tabel 9.19],

s_q – talla kuju arvestav tegur ($s_q = 1,53$) (valem 5.4),

c'_k – taldmiku all oleva pinnasekihi nidusus kPa ($c'_k = 4 \text{ kPa}$), mille väärtus saadakse geoloogiliste uuringute osast,

s_c – talla kuju arvestav tegur ($s_c = 1,554$) (valem 5.5),

γ_R – jaotusvundamendi kandevõime osavarutegur teise arvutusvariandi korral ($\gamma_R = 1,5$) [14, lk 230, tabel 9.20].

KANDEVÕIME KONTROLL:

Kandevõime kontroll teostatakse arvestades tingimust (5.1):

$$\frac{V_d}{R_d} \leq 1 \rightarrow \frac{370,324}{491} \leq 1 \rightarrow 0,756 \leq 1 \text{ OK!}$$

5.3.2 Kandevõime kontroll tulekahjuolukorras

Kandevõime kontroll tulekahjuolukorras peab rahuldama tingimust (5.1) [8, lk 66, valem 6.1]:

$$\frac{V_d}{R_d} \leq 1 ,$$

kus

V_d – vundamendi tallale mõjuv arvutuslik normaaljõud koos vundamendi ja tagasitäite omakaaluga kN,

R_d – vundamendi kandevõime, mis sõltub pinnase tugevusest ning horisontaaljõu ja momendi väärtustest.

- 1) Vundamendi taldmiku all mõjuv arvutuslik normaaljõud koos vundamendi ja tagasitäite omakaaluga

Vundamendi taldmiku all mõjuv arvutuslik normaaljõud V_d arvutatakse valemiga (5.12):

$$V_d = V_{1d} + \gamma_{G.sup} \cdot m = 85,84 + 1,2 \cdot 12,82 = 101,224 \text{ kN} , \quad (5.46)$$

kus

V_{1d} – vundamendi taldmikule mõjuv arvutuskoormus (14. ULS), mille väärtus leitakse programmist ARSAP ($V_{1d} = 85,84 \text{ kN}$) (lisa D, joonis D.2),

$\gamma_{G.sup}$ – alalise koormuse osavarutegur kandepiir seisundis ebasoodsa mõju korral ($\gamma_{G.sup} = 1,2$) (tabel 2.2),

m – taldmiku ja täitsepinnase kaal kokku kN ($m = 12,82 \text{ kN}$) (valem 5.28).

- 2) Arvutusmoment talla pinnas

Arvutusmoment talla pinnas M_d leitakse valemiga (5.23):

$$M_d = M_{1d} + h_{aste} \cdot H_d = 0,96 + 0,4 \cdot 0,92 = 1,328 \text{ kN} \cdot \text{m} , \quad (5.47)$$

kus

M_{1d} – vundamendile mõjuva momendi väärtus $\text{kN} \cdot \text{m}$ (14.ULS), mis leitakse arvutiprogrammist ARSAP ($M_{1d} = 0,96 \text{ kN} \cdot \text{m}$) (lisa D, joonis D.2),

h_{aste} – taldmiku astme kõrgus m ($h_{aste} = 0,4 \text{ m}$),

H_d – vundamendile mõjuva horisontaaljõu väärtus kN (14.ULS), mis leitakse arvutiprogrammist ARSAP ($H_d = 0,92 \text{ kN} \cdot \text{m}$) (lisa D, joonis D.2).

3) Vertikaaljõu ekstsentrilisus

Vertikaaljõu ekstsentrilisus e_0 arvutatakse valemiga (5.14):

$$e_0 = \frac{M_d}{V_d} = \frac{1,328}{101,224} = 0,013 \text{ m} \quad (5.48)$$

4) Talla efektiivmõõtmed

Talla arvutuslaius on $B' = B = 0,7 \text{ m}$ ning talla arvutuspikkus L' arvutatakse valemiga (5.15):

$$L' = L - 2 \cdot e_0 = 0,7 - 2 \cdot 0,013 = 0,674 \text{ m} \quad (5.49)$$

5) Talla efektiivne pindala

Vundamendi talla efektiivne pindala A' arvutatakse valemiga (5.16):

$$A' = B' \cdot L' = 0,7 \cdot 0,674 = 0,472 \text{ m}^2 \quad (5.50)$$

6) Astmenäitaja

Astmenäitaja horisontaaljõu mõjumisel talla arvutuspikkuse suunas leitakse valemiga (5.17):

$$m_L = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}} = \frac{2 + \frac{0,7}{0,674}}{1 + \frac{0,7}{0,674}} = 1,49 \quad (5.51)$$

7) Horisontaaljõudu arvestavad tegurid

Horisontaaljõudu arvestavad tegurid arvutatakse valemitega (5.18) (5.19) (5.20):

$$i_q = \left(1 - \frac{H_d}{V_d + A' \cdot c'_k \cdot \cot 32^\circ}\right)^{m_L} = \left(1 - \frac{0,92}{101,224 + 0,472 \cdot 4 \cdot \cot 32^\circ}\right)^{1,49} = 0,987 , \quad (5.52)$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H_d}{V_d + A' \cdot c'_k \cdot \cot 32^\circ}\right)^{m_L + 1} = \left(1 - \frac{0,92}{101,224 + 0,472 \cdot 4 \cdot \cot 32^\circ}\right)^{1,49 + 1} = 0,978 , \quad (5.53)$$

$$i_c = i_q - \frac{1-i_q}{N_c \cdot \tan 32^\circ} = 0,967 - \frac{1-0,987}{35,49 \cdot \tan 32^\circ} = 0,986, \quad (5.54)$$

kus

N_c – kandevõime tegur 32° korral ($N_c = 35,49$) [14, lk 229, tabel 9.19],

c'_k – taldmiku all oleva pinnasekihi nidusus kPa ($c'_k = 4 \text{ kPa}$), mille väärtus saadakse geoloogiliste uuringute osast.

8) Vundamendi kandevõime

Vundamendi kandevõime R_d tulekahjuolukorras arvutatakse valemiga (5.21):

$$R_d = B' \cdot L' \cdot \frac{(0,5 \cdot B' \cdot \gamma'_{1,kiht} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q + c'_k \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c)}{\gamma_R} =$$

$$0,7 \cdot 0,674 \cdot \frac{(0,5 \cdot 0,7 \cdot 22 \cdot 27,72 \cdot 0,7 \cdot 0,978 + 33 \cdot 23,18 \cdot 1,53 \cdot 0,987 + 4 \cdot 35,49 \cdot 1,554 \cdot 0,986)}{1,5} = 477,497 \text{ kN}, \quad (5.55)$$

kus

$\gamma'_{1,kiht}$ – taldmiku all oleva pinnasekihi mahukaal kN/m^3 ($\gamma'_{1,kiht} = 22 \text{ kN/m}^3$) (tabel 5.1),

N_γ – kandevõime tegur 32° korral ($N_\gamma = 27,72$) [14, lk 229, tabel 9.19],

s_γ – talla kuju arvestav tegur ($s_\gamma = 0,7$) (valem 5.3),

q' – survepinge talla tasandis kN/m^2 ($q' = 33 \text{ kN/m}^2$) (valem 5.2),

N_q – kandevõime tegur 32° korral ($N_q = 23,18$) [14, lk 229, tabel 9.19],

s_q – talla kuju arvestav tegur ($s_q = 1,53$) (valem 5.4),

c'_k – taldmiku all oleva pinnasekihi nidusus kPa ($c'_k = 4 \text{ kPa}$), mille väärtus saadakse geoloogiliste uuringute osast,

s_c – talla kuju arvestav tegur ($s_c = 1,554$) (valem 5.5),

γ_R – jaotusvundamendi kandevõime osavarutegur teise arvutusvariandi korral ($\gamma_R = 1,5$) [14, lk 230, tabel 9.20].

KANDEVÕIME KONTROLL:

Kandevõime kontroll tulekahjuolukorras teostatakse arvestades tingimust (5.1):

$$\frac{V_d}{R_d} \leq 1 \rightarrow \frac{101,224}{477,497} \leq 1 \rightarrow 0,212 \leq 1 \text{ OK!}$$

5.4 Vundamendi dimesioneerimine hoone keskel

Hoones keskel paikneva üksikvundamendi talla mõõtmete dimesioneerimistulemuseks saadi 1,5x1,5m. Arvutamisel sai määravaks vajumite erim.

5.4.1 Kandevõime kontroll

Kandevõime kontroll peab rahuldama tingimust (5.1) [8, lk 66, valem 6.1]:

$$\frac{V_d}{R_d} \leq 1,$$

kus

V_d – vundamendi tallale mõjuv arvutuslik normaaljõud koos vundamendi ja tagasitäite omakaaluga kN,

R_d – vundamendi kandevõime, mis sõltub pinnase tugevusest.

1) Talla mõõtmete määramine

Talla mõõtmete määramiseks kasutatakse iteratsiooniks valemit (5.8):

$$B_2 = \sqrt{\frac{V_{1d}}{a_1 \cdot B_1 + a_2}} = \sqrt{\frac{889,0}{142,296 \cdot 1,0 + 927,258}} = 0,917 \text{ m}, \quad (5.56)$$

kus

V_{1d} – vundamendi taldmikule mõjuv arvutuskoormus (3. ULS), mille väärtus leitakse programmist ARSAP ($V_{1d} = 889,0 \text{ kN}$) (lisa C, joonis C.6).

a_1 – abisuurus talla mõõtmete määramiseks ($a_1 = 142,296$) (valem 5.6),

a_2 – abisuurus talla mõõtmete määramiseks ($a_2 = 927,258$) (valem 5.7),

B_1 – esialgselt valitud talla mõõde m ($B_1 = 1,0 \text{ m}$).

Järgmised iteratsiooni sammud:

$$B_3 = \sqrt{\frac{V_{1d}}{a_1 \cdot B_2 + a_2}} = \sqrt{\frac{889,0}{142,296 \cdot 0,917 + 927,258}} = 0,922 \text{ m},$$

$$B_4 = \sqrt{\frac{V_{1d}}{a_1 \cdot B_3 + a_2}} = \sqrt{\frac{889,0}{142,296 \cdot 0,922 + 927,258}} = 0,922 \text{ m}$$

Hoone keskel paikneva kohtvundamendi talla laiuseks valitakse $B = 1,0 \text{ m}$.

2) Taldmiku kaal

Eeldades taldmiku astme kõrguseks $h_{aste} = 0,4 \text{ m}$, arvutatakse taldmiku kaal $m_{taldmik}$ valemiga (5.9):

$$m_{taldmik} = B \cdot B \cdot h_{aste} \cdot \gamma'_{rb} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,4 \cdot 25 = 10,0 \text{ kN} , \quad (5.57)$$

kus

γ'_{rb} – raudbetooni mahukaal kN/m^3 ($\gamma'_{rb} = 25 \text{ kN/m}^3$).

3) Täitepinnase kaal taldmikul

Täitepinnase kaal taldmikul $m_{täide.taldmikul}$ arvutatakse valemiga (5.10):

$$m_{täide.taldmikul} = (B \cdot B \cdot h_{post} - a_{post} \cdot b_{post} \cdot h_{post}) \cdot \gamma'_{täide} = (1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,1 - 0,4 \cdot 0,4 \cdot 1,1) \cdot 18 = 16,632 \text{ kN} , \quad (5.58)$$

kus

h_{post} – vundamendi posti kõrgus taldmikust maapinnani m ($h_{post} = 1,1 \text{ m}$),

a_{post} – vundamendi posti ristlõike mõõde m ($a_{post} = 0,4 \text{ m}$),

b_{post} – vundamendi posti ristlõike mõõde m ($b_{post} = 0,4 \text{ m}$),

$\gamma'_{täide}$ – täitepinnase mahukaal kN/m^3 ($\gamma'_{täide} = 18 \text{ kN/m}^3$).

4) Taldmiku ja täitepinnase kaal kokku

Taldmiku ja täitepinnase kaal kokku m arvutatakse valemiga (5.11):

$$m = m_{taldmik} + m_{täide.taldmikul} = 10,0 + 16,632 = 26,632 \text{ kN} \quad (5.59)$$

5) Vundamendi taldmiku all mõjuv arvutuslik normaaljõud koos vundamendi ja tagasitäite omakaaluga

Vundamendi taldmiku all mõjuv arvutuslik normaaljõud V_d arvutatakse valemiga (5.12):

$$V_d = V_{1d} + \gamma_{G.sup} \cdot m = 899,0 + 1,2 \cdot 26,632 = 930,958 \text{ kN} , \quad (5.60)$$

kus

$\gamma_{G.sup}$ – alalise koormuse osavarutegur kandepiir seisundis ebasoodsa mõju korral ($\gamma_{G.sup} = 1,2$) (tabel 2.2).

6) Vundamendi kandevõime

Vundamendi kandevõime R_d arvutatakse valemiga:

$$R_d = B^2 \cdot \frac{(0,5 \cdot B \cdot \gamma'_{1.kiht} \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} + q' \cdot N_q \cdot s_q + c'_k \cdot N_c \cdot s_c)}{\gamma_R} = 1,0^2 \cdot \frac{(0,5 \cdot 1,0 \cdot 22 \cdot 27,72 \cdot 0,7 + 33 \cdot 23,18 \cdot 1,53 + 4 \cdot 35,49 \cdot 1,554)}{1,5} = 1069,605 \text{ kN} , \quad (5.61)$$

kus

$\gamma'_{1.kiht}$ – taldmiku all oleva pinnasekihi mahukaal kN/m^3 ($\gamma'_{1.kiht} = 22 \text{ kN/m}^3$) (tabel 5.1),

N_γ – kandevõime tegur 32° korral ($N_\gamma = 27,72$) [14, lk 229, tabel 9.19],

s_γ – talla kuju arvestav tegur ($s_\gamma = 0,7$) (valem 5.3),

q' – survepinge talla tasandis kN/m^2 ($q' = 33 \text{ kN/m}^2$) (valem 5.2),

N_q – kandevõime tegur 32° korral ($N_q = 23,18$) [14, lk 229, tabel 9.19],

s_q – talla kuju arvestav tegur ($s_q = 1,53$) (valem 5.4),

c'_k – taldmiku all oleva pinnasekihi nidusus kPa ($c'_k = 4 \text{ kPa}$), mille väärtus saadakse geoloogiliste uuringute osast,

s_c – talla kuju arvestav tegur ($s_c = 1,554$) (valem 5.5),

γ_R – jaotusvundamendi kandevõime osavarutegur teise arvutusvariandi korral ($\gamma_R = 1,5$) [14, lk 230, tabel 9.20].

KANDEVÕIME KONTROLL:

Kandevõime kontroll teostatakse arvestades tingimust (5.1):

$$\frac{V_d}{R_d} \leq 1 \rightarrow \frac{930,958}{1069,605} \leq 1 \rightarrow 0,870 \leq 1 \text{ OK!}$$

5.4.2 Kandevõime kontroll tulekahjuolukorras

Kandevõime kontroll tulekahjuolukorras peab rahuldama tingimust (5.14) [8, lk 66, valem 6.1]:

$$\frac{V_d}{R_d} \leq 1,$$

kus

V_d – vundamendi tallale mõjuv arvutuslik normaaljõud koos vundamendi ja tagasitäite omakaaluga kN ,

R_d – vundamendi kandevõime, mis sõltub pinnase tugevusest ning horistontaaljõu ja momendi väärtustest.

- 1) Vundamendi taldmiku all mõjuv arvutuslik normaaljõud koos vundamendi ja tagasitäite omakaaluga

Vundamendi taldmiku all mõjuv arvutuslik normaaljõud V_d arvutatakse valemiga (5.12):

$$V_d = V_{1d} + \gamma_{G.sup} \cdot m = 199,83 + 1,2 \cdot 26,632 = 231,788 \text{ kN} , \quad (5.62)$$

kus

V_{1d} – vundamendi taldmikule mõjuv arvutuskoormus (14. ULS), mille väärtus leitakse programmist ARSAP ($V_{1d} = 199,83 \text{ kN}$) (lisa D, joonis D.3),

$\gamma_{G.sup}$ – alalise koormuse osavarutegur kandepiirseisundis ebasoodsa mõju korral ($\gamma_{G.sup} = 1,2$) (tabel 2.2),

m – taldmiku ja täitsepinnase kaal kokku kN ($m = 26,632 \text{ kN}$) (valem 5.44).

2) Arvutusmoment talla pinnas

Arvutusmoment talla pinnas M_d leitakse valemiga (5.13):

$$M_d = M_{1d} + h_{aste} \cdot H_d = 2,29 + 0,4 \cdot 0,45 = 2,47 \text{ kN} \cdot \text{m} , \quad (5.63)$$

kus

M_{1d} – vundamendile mõjuva momendi väärtus kN·m (14.ULS), mis leitakse arvutiprogrammist ARSAP ($M_{1d} = 2,29 \text{ kN} \cdot \text{m}$) (lisa D, joonis D.3),

h_{aste} – taldmiku astme kõrgus m ($h_{aste} = 0,4 \text{ m}$),

H_d – vundamendile mõjuva horisontaaljõu väärtus kN (14.ULS), mis leitakse arvutiprogrammist ARSAP ($H_d = 0,45 \text{ kN} \cdot \text{m}$) (lisa D, joonis D.3).

3) Vertikaal ekstsentrilisus

Vertikaaljõu ekstsentrilisus e_0 arvutatakse valemiga (5.14):

$$e_0 = \frac{M_d}{V_d} = \frac{2,47}{231,788} = 0,011 \text{ m} \quad (5.64)$$

4) Talla efektiivmõõtmed

Talla arvutuslaius on $B' = B = 1,0 \text{ m}$ ning talla arvutuspikkus L' arvutatakse valemiga (5.15):

$$L' = L - 2 \cdot e_0 = 1,0 - 2 \cdot 0,011 = 0,978 \text{ m} \quad (5.65)$$

5) Talla efektiivne pindala

Vundamendi talla efektiivne pindala A' arvutatakse valemiga (5.16):

$$A' = B' \cdot L' = 1,0 \cdot 0,978 = 0,978 \text{ m}^2 \quad (5.66)$$

6) Astmenäitaja

Astmenäitaja horisontaaljõu mõjumisel talla arvutus pikkuse suunas leitakse valemiga (5.17):

$$m_L = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}} = \frac{2 + \frac{1,0}{0,978}}{1 + \frac{1,0}{0,978}} = 1,495 \quad (5.67)$$

7) Horisontaaljõudu arvestavad tegurid

Horisontaaljõudu arvestavad tegurid arvutatakse valemitega (5.18) (5.19) (5.20):

$$i_q = \left(1 - \frac{H_d}{V_d + A' \cdot c'_k \cdot \cot 32^\circ}\right)^{m_L} = \left(1 - \frac{0,45}{231,788 + 0,978 \cdot 4 \cdot \cot 32^\circ}\right)^{1,495} = 0,997, \quad (5.68)$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H_d}{V_d + A' \cdot c'_k \cdot \cot 32^\circ}\right)^{m_L + 1} = \left(1 - \frac{0,45}{231,788 + 0,978 \cdot 4 \cdot \cot 32^\circ}\right)^{1,495 + 1} = 0,995, \quad (5.69)$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan 32^\circ} = 0,997 - \frac{1 - 0,997}{35,49 \cdot \tan 32^\circ} = 0,997, \quad (5.70)$$

kus

N_c – kandevõime tegur 32° korral ($N_c = 35,49$) [14, lk 229, tabel 9.19],

c'_k – taldmiku all oleva pinnasekihi nidusus kPa ($c'_k = 4 \text{ kPa}$), mille väärtus saadakse geoloogiliste uuringute osast.

8) Vundamendi kandevõime

Vundamendi kandevõime R_d tulekahjuolukorras arvutatakse valemiga (5.21):

$$R_d = B' \cdot L' \cdot \frac{(0,5 \cdot B' \cdot \gamma'_{1,kiht} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q + c'_k \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c)}{\gamma_R} =$$

$$1,0 \cdot 0,978 \cdot \frac{(0,5 \cdot 1,0 \cdot 22 \cdot 27,72 \cdot 0,7 \cdot 0,995 + 33 \cdot 23,18 \cdot 1,53 \cdot 0,997 + 4 \cdot 35,49 \cdot 1,554 \cdot 0,997)}{1,5} = 1042,657 \text{ kN}, \quad (5.71)$$

kus

$\gamma'_{1,kiht}$ – taldmiku all oleva pinnasekihi mahukaal kN/m^3 ($\gamma'_{1,kiht} = 22 \text{ kN/m}^3$) (tabel 5.1),

N_γ – kandevõime tegur 32° korral ($N_\gamma = 27,72$) [14, lk 229, tabel 9.19],

s_γ – talla kuju arvestav tegur ($s_\gamma = 0,7$) (valem 5.3),

q' – survepinge talla tasandis kN/m^2 ($q' = 33 \text{ kN/m}^2$) (valem 5.2),

N_q – kandevõime tegur 32° korral ($N_q = 23,18$) [14, lk 229, tabel 9.19],

s_q – talla kuju arvestav tegur ($s_q = 1,53$) (valem 5.4),

c'_k – taldmiku all oleva pinnasekihi nidusus kPa ($c'_k = 4 \text{ kPa}$), mille väärtus saadakse geoloogiliste uuringute osast,

s_c – talla kuju arvestav tegur ($s_c = 1,554$) (valem 5.5),

γ_R – jaotusvundamendi kandevõime osavarutegur teise arvutusvariandi korral ($\gamma_R = 1,5$) [14, lk 230, tabel 9.20].

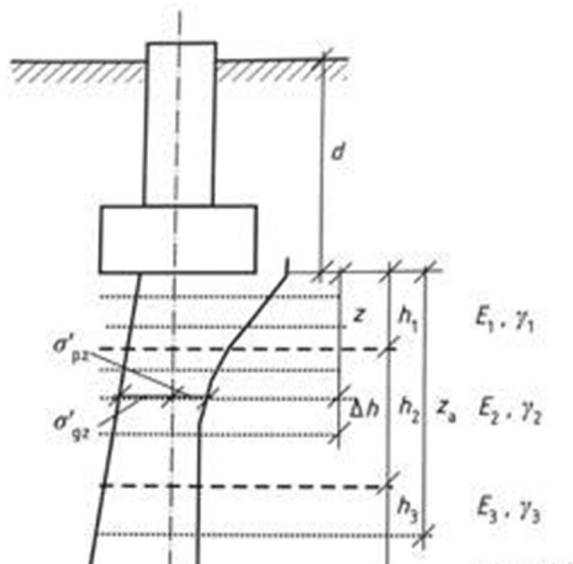
KANDEVÕIME KONTROLL:

Kandevõime kontroll tulekahjuolukorras teostatakse arvestades tingimust (5.11):

$$\frac{V_d}{R_d} \leq 1 \rightarrow \frac{231,788}{1042,657} \leq 1 \rightarrow 0,222 \leq 1 \text{ OK!}$$

5.5 Vajumite arvutus

Vajumite arvutamisel kasutatakse tavalist summeerimismeetodit (joonis 5.1), millega kontrollitakse kasutuspiirseisundi nõuete täitmist. Summeerimismeetodi põhimõtte kohaselt jaotatakse vundamendi talla alla jääv pinnas õhukesteks elementaarkihtideks ning arvutatakse neis mõjuvad pinged. Pingete põhjal leitakse iga kihipaksuse deformatsioonid, mille summeerides saadakse vundamendi vajum. [11, lk 75] [10, lk 77-79]



Joonis 5.1. Summeerimismeetodi skeem. [13, joonis 8.3]

- 1) Elementaarkihtide paksus Δh peaks olema talla laiuse sügavuseni 0,2...0,3 B . Sügavusel 1...3 talla laiust 0,4...0,6 B ja sügavamate kihtide korral $\sim B$.

- 2) Vundamendi koormusest põhjustatud tihendav vertikaalpinge elementaarkihtide eralduspindadel arvutatakse valemiga:

$$\sigma'_{pz} = \alpha \cdot p_t, \quad (5.72)$$

kus

α – rõhujaotustegur, mille suurus leitakse raamatust „Madalvundamendi arvutus“ [10, Lisa 3],

p_t – tihendav pinge kN/m².

Summeerimise võib lõpetada sügavusel, kus vundamendist tulenev lisasurve σ'_{pz} on viis korda väiksem pinnase omakaalusurve σ'_{gz} .

- 3) Iga elementaarkihi deformatsioon arvutatakse valemiga:

$$s_i = \frac{\sigma'_{pzi} \cdot \Delta h_i}{E_i}, \quad (5.73)$$

kus

σ'_{pzi} – keskmine pinge elementaarkihis,

Δh_i – kihi i paksus,

E_i – kihi i deformatsioonimoodul.

- 4) Koguvajum arvutatakse valemiga:

$$s = \sum_{i=1}^{i=j} s_i, \quad (5.74)$$

kus

j – elementaarkihtide arv.

Projekteeritava hoone krundile teostatud geoloogiliste uuringute käigus tehti kokku 14 puurauku. Pinnasevett esines vaid ühes puuraugus, kuid selle asukoht ei ole kattu projekteeritava hoone hoonealuse pinnaga. Vajumite arvutuste aluseks võeti kõige kehvemate pinnasekihtidega puurauk (tabel 5.1). [17]

Tabel 5.1. Tallast allapoole jäävate pinnasekihtide omadused.

Kihi nr. Pinnas	Mahukaal $\gamma \left(\frac{kN}{m^3}\right)$	Kihi paksus $h (m)$	Ülddeformatsiooni moodul $E (MPa)$	Nidusus $c' (kPa)$	Sisehõõrdenurk $\varphi' (^\circ)$

Täitepinnas	18	1,5	-	-	-
1 Savimöll	22	0,6	9,5	4	32
2 Möllsavi	20	0,3	5	20	29
3 Peenliiv	19	0,3	13	0	33
4 Rohke liivaga savimöll	24	2,3	35	10	39

Kohtvundamendi vajumi arvutamisel peab olema täidetud tingimus:

$$s < s_{max} \rightarrow s < 80 \text{ mm} , \quad (5.75)$$

kus

s – kohtvundamendi vajum kokku mm,

s_{max} – piirvajum raudbetoonkarkassiga ehitisel mm ($s_{max} = 80 \text{ mm}$) [14, lk 225, tabel 9.14].

5.5.1 Vajumi arvutus hoone servas – abitala all

Hoones servas ning abitala all paikneva vundamendi vajum kokku saadi $s = 21,22 \text{ mm}$, mis on lubatud piirides.

- 1) Vundamendi taldmiku all mõjuv arvutuslik normaaljõud koos vundamendi ja tagasitäite omakaaluga

Vundamendi taldmiku all mõjuv arvutuslik normaaljõud V_d arvutatakse valemiga:

$$V_d = V_{1d} + \gamma_G \cdot m = 118,79 + 1,0 \cdot 5,668 = 124,458 \text{ kN} , \quad (5.76)$$

kus

V_{1d} – vundamendi taldmikule mõjuv arvutuskoormus (5. SLS), mille väärtus leitakse programmist ARSAP ($V_{1d} = 118,79 \text{ kN}$) (lisa C, joonis C.7),

γ_G – osavarutegur alalise koormuse puhul normatiivses kasutuspiirseisundis ($\gamma_G = 1,0$),

m – taldmiku ja täitsepinnase kaal kokku kN ($m = 5,668 \text{ kN}$) (valem 5.11).

- 2) Survepinge talla all

Survepinge talla all p arvutatakse valemiga:

$$p = \frac{V_d}{B^2} = \frac{124,458}{0,5^2} = 497,832 \text{ kN/m}^2, \quad (5.77)$$

kus

B – ruudukujulise taldmiku dimensioneerimistulemuseks saadud mõõde m ($B = 0,5 \text{ m}$).

3) Tihendav pinge

Tihendav pinge p_t talla all arvutatakse valemiga:

$$p_t = p - q' = 498,832 - 33 = 465,832 \text{ kN/m}^2, \quad (5.78)$$

kus

q' – pinnasesurve talla tasandis kN/m^2 ($q' = 33 \text{ kN/m}^2$) (valem 5.2).

Alljärgnevalt arvutatakse vajumid kasutades peatükis 5.5 välja toodud tingimusi ja valemeid, programmis Microsoft Excel 2010.

Tabel 5.2. Vajumi arvutus hoone servas – abitala all.

m	z (m)	α	σ'_{pz} (kPa)	$0,2 \times \sigma'_{gz}$ (kPa)	γ (kPa)	E (MPa)	Kontroll	s (mm)	
0	0	1	465	5,4	22	9,5	NO		
0,4	0,1	0,96	446	5,84	22	9,5	NO	4,70	
0,8	0,2	0,8	372	6,28	22	9,5	NO	3,91	
1,2	0,3	0,606	282	6,72	22	9,5	NO	2,97	
1,6	0,4	0,449	209	7,16	22	9,5	NO	2,20	
2	0,5	0,336	156	7,6	22	9,5	NO	1,64	
2,8	0,7	0,201	93	8,4	20	5	NO	3,73	
3,6	0,9	0,131	61	9,16	19	13	NO	0,93	
4,4	1,1	0,09	42	9,92	19	13	NO	0,64	
5,2	1,3	0,062	29	10,88	24	35	NO	0,17	
6	1,5	0,051	24	11,84	24	35	NO	0,13	
8	2	0,029	14	14,24	24	35	OK	0,19	
							Σ	21,22	mm

Kontrollitakse tingimusele (5.60) vastavust:

$$s < s_{max} \rightarrow 21,22 \text{ mm} < 80 \text{ mm } \textbf{OK!}$$

5.5.2 Vajumi arvutus hoone servas – peatala all

Hoones servas ning peatala all paikneva vundamendi vajum kokku saadi $s = 26,68 \text{ mm}$, mis on lubatud piirides.

1) Vundamendi taldmiku all mõjuv arvutuslik normaaljõud koos vundamendi ja tagasitäite omakaaluga

Vundamendi taldmiku all mõjuv arvutuslik normaaljõud V_d arvutatakse valemiga (5.76):

$$V_d = V_{1d} + \gamma_G \cdot m = 226,90 + 1,0 \cdot 12,82 = 239,72 \text{ kN} , \quad (5.79)$$

kus

V_{1d} – vundamendi taldmikule mõjuv arvutuskoormus (5. SLS), mille väärtus leitakse programmist ARSAP ($V_{1d} = 226,90 \text{ kN}$) (lisa C, joonis C.8),

γ_G – osavarutegur alalise koormuse puhul normatiivses kasutuspiiriseisundis ($\gamma_G = 1,0$),

m – taldmiku ja täitsepinnase kaal kokku kN ($m = 12,82 \text{ kN}$) (valem 5.28).

2) Survepinge talla all

Survepinge talla all p arvutatakse valemiga (5.77):

$$p = \frac{V_d}{B^2} = \frac{124,458}{0,7^2} = 489,224 \text{ kN/m}^2 , \quad (5.80)$$

kus

B – ruudukujulise taldmiku dimensioneerimistulemuseks saadud mõõde m ($B = 0,7 \text{ m}$).

3) Tihendav pinge

Tihendav pinge p_t talla all arvutatakse valemiga (5.78):

$$p_t = p - q' = 489,224 - 33 = 456,224 \text{ kN/m}^2 , \quad (5.81)$$

kus

q' – pinnasesurve talla tasandis kN/m^2 ($q' = 33 \text{ kN/m}^2$) (valem 5.2).

Alljärgnevalt arvutatakse vajumid kasutades peatükis 5.5 välja toodud tingimusi ja valemeid, programmis Microsoft Excel 2010.

Tabel 5.3. Vajumi arvutus hoone servas – peatala all

m	z (m)	α	σ'_{pz} (kPa)	$0,2 \times \sigma'_{gz}$ (kPa)	γ (kPa)	E (MPa)	Kontroll	s (mm)	
0	0	1	456	5,4	22	9,5	NO		
0,4	0,14	0,96	438	6,016	22	9,5	NO	6,46	
0,8	0,28	0,8	365	6,632	22	9,5	NO	5,38	
1,2	0,42	0,606	277	7,248	22	9,5	NO	4,08	
1,6	0,56	0,449	205	7,864	22	9,5	NO	3,02	
2	0,7	0,336	153	8,424	20	5	NO	4,29	
2,8	0,98	0,201	92	9,488	19	13	NO	1,97	
3,6	1,26	0,131	60	10,832	24	35	NO	0,48	
4,4	1,54	0,09	41	12,176	24	35	NO	0,33	
5,2	1,82	0,062	28	13,52	24	35	NO	0,23	
6	2,1	0,051	23	14,864	24	35	NO	0,19	
8	2,8	0,029	13	18,224	24	35	OK	0,27	
							Σ	26,68	mm

Kontrollitakse tingimusele (5.60) vastavust:

$$s < s_{max} \rightarrow 26,68 \text{ mm} < 80 \text{ mm} \text{ OK!}$$

5.5.3 Vajumi arvutus hoone keskel

Hoones keskel paikneva vundamendi vajum kokku saadi $s = 37,63 \text{ mm}$, mis on lubatud piirides. Vundamendi taldmiku dimensioneerimisarvutustes saigi määravaks just vajumi arvutus. $B = 1,0 \text{ m}$ korral ei olnud vajum lubatud piirides, seega tuli taldmiku mõõtmeid suurendada. Optimaalseks dimensioneerimistulemuseks osutus $B = 1,5 \text{ m}$, mil sai määravaks kohtvundamentide vajumite erim.

1) Taldmiku kaal

Eeldades taldmiku astme kõrguseks $h_{aste} = 0,4 \text{ m}$, arvutatakse taldmiku kaal $m_{taldmik}$ valemiga (5.9):

$$m_{taldmik} = B \cdot B \cdot h_{aste} \cdot \gamma'_{rb} = 1,5 \cdot 1,5 \cdot 0,4 \cdot 25 = 22,5 \text{ kN} , \quad (5.82)$$

kus

γ'_{rb} – raudbetooni mahukaal kN/m^3 ($\gamma'_{rb} = 25 \text{ kN/m}^3$).

2) Täitepinnase kaal taldmikul

Täitepinnase kaal taldmikul $m_{täide.taldmikul}$ arvutatakse valemiga (5.10):

$$m_{täide.taldmikul} = (B \cdot B \cdot h_{post} - a_{post} \cdot b_{post} \cdot h_{post}) \cdot \gamma'_{täide} = (1,5 \cdot 1,5 \cdot 1,1 - 0,4 \cdot 0,4 \cdot 1,1) \cdot 18 = 41,382 \text{ kN}, \quad (5.83)$$

kus

h_{post} – vundamendi posti kõrgus taldmikust maapinnani m ($h_{post} = 1,1 \text{ m}$),

a_{post} – vundamendi posti ristlõike mõõde m ($a_{post} = 0,4 \text{ m}$),

b_{post} – vundamendi posti ristlõike mõõde m ($b_{post} = 0,4 \text{ m}$),

$\gamma'_{täide}$ – täitepinnase mahukaal kN/m^3 ($\gamma'_{täide} = 18 \text{ kN/m}^3$).

3) Taldmiku ja täitsepinnase kaal kokku

Taldmiku ja täitsepinnase kaal kokku m arvutatakse valemiga (5.11):

$$m = m_{taldmik} + m_{täide.taldmikul} = 22,5 + 41,382 = 63,882 \text{ kN} \quad (5.84)$$

4) Vundamendi taldmiku all mõjuv arvutuslik normaaljõud koos vundamendi ja tagasitäite omakaaluga

Vundamendi taldmiku all mõjuv arvutuslik normaaljõud V_d arvutatakse valemiga (5.76):

$$V_d = V_{1d} + \gamma_G \cdot m = 674,91 + 1,0 \cdot 63,882 = 738,792 \text{ kN}, \quad (5.85)$$

kus

V_{1d} – vundamendi taldmikule mõjuv arvutuskoormus (5. SLS), mille väärtus leitakse programmist ARSAP ($V_{1d} = 674,91 \text{ kN}$) (lisa C, joonis C.9),

γ_G – osavarutegur alalise koormuse puhul normatiivses kasutuspiiriseisundis ($\gamma_G = 1,0$),

m – taldmiku ja täitsepinnase kaal kokku kN ($m = 63,882 \text{ kN}$) (valem 5.84).

5) Survepinge talla all

Survepinge talla all p arvutatakse valemiga (5.77):

$$p = \frac{V_d}{B^2} = \frac{738,792}{1,5^2} = 328,352 \text{ kN/m}^2, \quad (5.86)$$

kus

B – ruudukujulise taldmiku mõõde m ($B = 1,5 \text{ m}$).

6) Tihendav pinge

Tihendav pinge p_t talla all arvutatakse valemiga (5.78):

$$p_t = p - q' = 328,352 - 33 = 295,352 \text{ kN/m}^2, \quad (5.87)$$

kus

q' – pinnasesurve talla tasandis kN/m^2 ($q' = 33 \text{ kN/m}^2$) (valem 5.2).

Alljärgnevalt arvutatakse vajumid kasutades alapeatükis 5.5 välja toodud tingimusi ja valemid, programmis Microsoft Excel 2010.

Tabel 5.4. Vajumi arvutus hoone keskel.

m	z (m)	α	σ'_{pz} (kPa)	$0,2 \times \sigma'_{gz}$ (kPa)	γ (kPa)	E (MPa)	Kontroll	s (mm)	
0	0	1	295	5,4	22	9,5	NO		
0,4	0,3	0,96	284	6,72	22	9,5	NO	8,96	
0,8	0,6	0,8	236	8,04	22	9,5	NO	7,46	
1,2	0,9	0,606	179	9,24	20	5	NO	10,75	
1,6	1,2	0,449	133	10,44	20	5	NO	7,96	
2	1,5	0,336	99	11,58	19	13	NO	2,29	
2,8	2,1	0,201	59	14,46	24	35	NO	1,02	
3,6	2,7	0,131	39	17,34	24	35	NO	0,66	
4,4	3,3	0,09	27	20,22	24	35	NO	0,46	
5,2	3,9	0,062	18	23,1	24	35	OK	0,31	
							Σ	39,86	mm

Kontrollitakse tingimusele (5.60) vastavust:

$$s < s_{max} \rightarrow 39,86 \text{ mm} < 80 \text{ mm} \text{ OK!}$$

5.5.4 Vajumite erimid ja suhtelised erimid

Vajumite erimi seisukohalt peab olema täidetud tingimus [10]:

$$\Delta s < \Delta s_{max}, \quad (5.88)$$

kus

Δs – kahe naabervundamendi vajumite erim mm,

Δs_{max} – kahe naabervundamendi maksimaalne vajumite erim mm ($\Delta s_{max} = 20 \text{ mm}$) [9,

lk 19].

Vajumi suhtelise erimi (kaardi) seisukohalt peab olema täidetud tingimus [14, lk 223]:

$$\theta < \theta_{max} , \quad (5.89)$$

kus

θ – vajumite suhteline erim (kaard) (valem 5,75),

θ_{max} – maksimaalne vajumi suhteline erim (kaard) ($\theta_{max} = 0,002 \text{ rad} = 0,115^\circ$) [14, lk 225].

Vajumite suhteline erim θ arvutatakse valemiga:

$$\theta = \frac{\Delta s}{L} , \quad (5.90)$$

kus

Δs – kahe naabervundamendi vajumite erim mm,

L – naabervundamentide vahekaugus mm.

Vajumite erim arvutatakse valemiga:

$$\Delta s = s_2 - s_1 , \quad (5.91)$$

kus

s_2 – suurema vajumi väärtusega vundamendi vajum,

s_1 – väiksema vajumi väärtusega vundamendi vajum.

1) Vajumite erimi kontroll

Vajumite erimi kontrollimisel võrreldakse arvutatud kohtvundamentide vajumeid.

Kõige suurem vajumite erim tekib hoone servas – abitala all paikneva vundamendi ja hoone keskel paikneva vundamendi vahel. Vajumite erim arvutatakse valemiga (5.91):

$$\Delta s = s_2 - s_1 = 39,86 - 21,22 = 18,64 \text{ mm} , \quad (5.92)$$

kus

s_2 – hoone keskel paikneva kohtvundamendi vajum mm ($s_2 = 39,86$) (tabel 5.4),

s_1 – hoone servas ning abitala all paikneva kohtvundamendi vajum mm ($s_1 = 21,22$) (tabel 5.2).

Vajumite erimi tingimusele vastavuse kontroll (5.88):

$$\Delta s < \Delta s_{max} \rightarrow 18,64 \text{ mm} < 20 \text{ mm}, \text{ OK!}$$

2) Vajumite suhtelise erimi (kaardi) kontroll

Vajumite suhteline erim θ arvutatakse valemiga (5.90):

$$\theta = \frac{\Delta s}{L} = \frac{18,64}{15000} = 0,0124 \text{ rad} = 0,071^\circ, \quad (5.78)$$

kus

L – naabervundamentide vahekaugus mm ($L = 15000 \text{ mm}$).

Vajumite suhtelise erimi tingimusele vastavuse kontroll (5.89):

$$\theta < \theta_{max} \rightarrow 0,071^\circ < 0,115^\circ \text{ OK!}$$

KOKKUVÕTE

Käesoleva magistritöö raames teostati dimensioneerimisarvutused Põlva Maksimarketi peamistele kandevkonstruktsioonidele. Arvutuste teostamise aluseks oli AS Resand-i koostatud arhitektuurne eelprojekt. Töös käsitletavat tugevusarvutused põhinevad projekteerimis- standarditele ja juhenditele.

Diplomitöö esimeses põhijaotises kirjeldati hoonet, planeeringuala geoloogilisi tingimusi, arvutusmeetodit ja kandeskeemi. Teises jaotises arvutati konstruktsioonidele mõjuvad alalis- ja muutuvkoormused. Töö kolmandas jaotises teostati tugevusarvutused katusekandjatele, neljandas postidele ja viiendas kohtvundamentidele. Arvutustes kasutatud konstruktsioonelementide maksimaalsed sisejõud leiti arvutusprogrammiga ARSAP 2017, mille väärtused on esitatud lisades, kuvatõmmistena. Magistritöö graafilise osa moodustavad katusekandjate, postide ja vundamentide plaanid ning lõiked hoonest.

Alljärgnevalt on esitatud töös käsitletavate konstruktsiooniarvutuste tulemused:

1) Katusekandjad:

- Abitalad – liimpuit GL28h kahepoolse kaldega ning horisontaalse alumise vööga 200x800...1000mm (kõrgus otstes – 800mm , harjatsooni kõrgus - 1000mm)
- Peatalad – liimpuit GL28h 240x1400mm

2) Postid ja neid toetavad kohtvundamendid

- Postid servas, abitala all – raudbetoon 300x300mm C30/37, armatuur B500B 4Ø12; vundamendi taldmik 0,5x0,5m
- Postid servas, peatala all – raudbetoon 300x300mm C30/37, armatuur B500B 4Ø12; vundamendi taldmik 0,7x0,7m
- Postid keskel – raudbetoon 400x400mm C30/37, armatuur B500B 4Ø12; vundamendi taldmik 1,5x1,5m

Käesolev töö on praktilise väärtusega, kuna antud töö raames teostatud arvutused ja nende tulemused on aluseks hoone ülejäänud konstruktsiooniosade projekteerimisele.

KASUTATUD PROGRAMMIDE LOETELU

- Autodesk Autocad Architecture 2014
- Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017
- PTC Mathcad Prime 3.0
- Microsoft Word 2010
- Microsoft Excel 2010

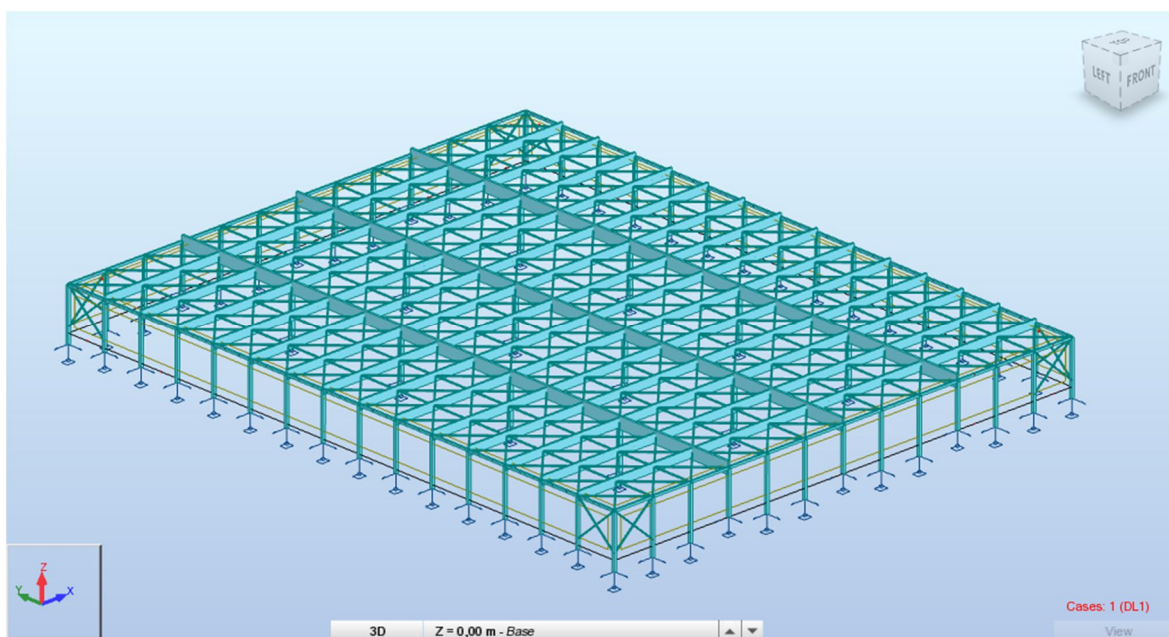
KASUTATUD KIRJANDUS

1. BenqSolar. GreenTriplex PM245P00 [WWW]
http://benqsolar.com/download.php?file=.%2Fupload%2Fmedia%2Fbenqsolarfile%2Fdatasheet%2FGT-PM245P00_ds_en.pdf (04.04.2017).
2. Blass, H.J. Timber Engineering STEP 1. Basis of design, material properties, structural components and joints. Centrum Hout, The Netherlands, 1995.
3. Eurokoodeks: Ehituskonstruksioonide projekteerimise alused. EVS-EN 1990:2002. Eesti Standardikeskus, 2002.
4. Eurokoodeks 1: Ehituskonstruksioonide koormused. Osa 1-3: Üldkoormused, lumekoormus. EVS-EN 1991-1-3:2006+NA:2006. Eesti Standardikeskus, 2006.
5. Eurokoodeks 1: Ehituskonstruksioonide koormused. Osa 1-4: Üldkoormused, tuulekoormus. EVS-EN 1991-1-4:2007+NA:2007. Eesti Standardikeskus, 2007.
6. Eurokoodeks 2: Betoonkonstruksioonide projekteerimine. Osa 1-1: Üldreeglid ja reeglid hoonetele. EVS-EN 1992-1-1:2007. Eesti Standardikeskus, 2007.
7. Eurokoodeks 5: Puitkonstruksioonide projekteerimine. Osa 1-1: Üldist. Üldreeglid ja reeglid hoonete projekteerimiseks. EVS-EN 1995-1-1:2007. Eesti Standardikeskus, 2007.
8. Eurokoodeks 7: Geotehniline projekteerimine. Osa 1: Üldeeskirjad. EVS-EN 1997-1:2006. Eesti Standardikeskus, 2006.
9. Jaanisoo, V. Geotehnilise projekteerimise alused. Loengukonspekt [WWW]
http://staff.ttu.ee/~aldur/Valdo_Jaaniso_vundament/3%20Geotehnilise%20projekteerimise%20alused%20D.pdf (19.04.2017).
10. Jaanisoo, V. Madalvundamendi arvutus. Ehitame, Tallinn, 2014.
11. Jaanisoo, V. Vundamendi vajumi arvutamine. Loengukonspekt [WWW]
http://staff.ttu.ee/~aldur/PM/Valdo_Jaaniso_pinnasemehaanika_loeng/Vajumid_pm_7.pdf (05.05.2017)
12. Just, E-J., Õiger, K., Just, A. Puit- ja puidupõhised konstruksioonid. Õpik kõrgkoolidele. TTÜ Kirjastus, Tallinn, 2015.
13. Kisand, K. Põlva Maksimarketi arhitektuurne eelprojekt. AS Resand, Põlva, 2017.
14. Masso, T. Ehituskonstruktorigi käsiraamat. 3. Parandatud ja täiendatud trükk. Ehitame, Tallinn, 2012.
15. Otsmaa, V. Betoonkonstruksioonide arvutamine. Õpik kõrgkoolidele. Tallinna Tehnikaülikool, Eesti Betooniühing, Tallinn, 2014.

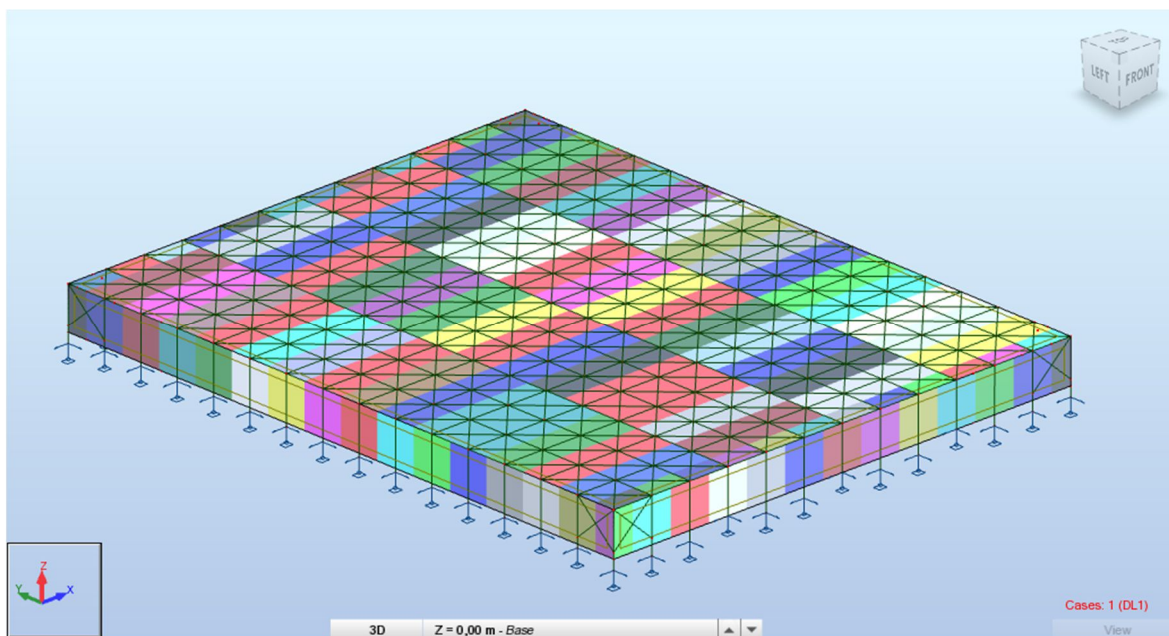
16. Puitkonstruktsioonid. Lamell-ja liimpuit ja plankliimpuit. Nõuded. EVS-EN 14080:2013. Eesti Standardikeskus, 2013.
17. Ristna, M. Põlva linn Jaama ja Ringtee tn. Planeeringuala. Ehitusgeoloogiline uuring. OÜ Rakendusgeoloogia, Tartu, 2016.
18. Wagner Renewables Ltd. Free Standing Mounting System TRIC F box [WWW]
[http://www.wagnersolarshop.com/files//e0be87de-9744-44f3-8e59-a0e800e3a618/XB-INT_TRIC-F-Box_MA-120501-1WA20304\[1\].pdf](http://www.wagnersolarshop.com/files//e0be87de-9744-44f3-8e59-a0e800e3a618/XB-INT_TRIC-F-Box_MA-120501-1WA20304[1].pdf)
(04.04.2017)

LISAD

Lisa A. Hoone ruumiline (3D) arvutuskeem (kuvatõmmised arvutusprogrammist ARSAP 2017).

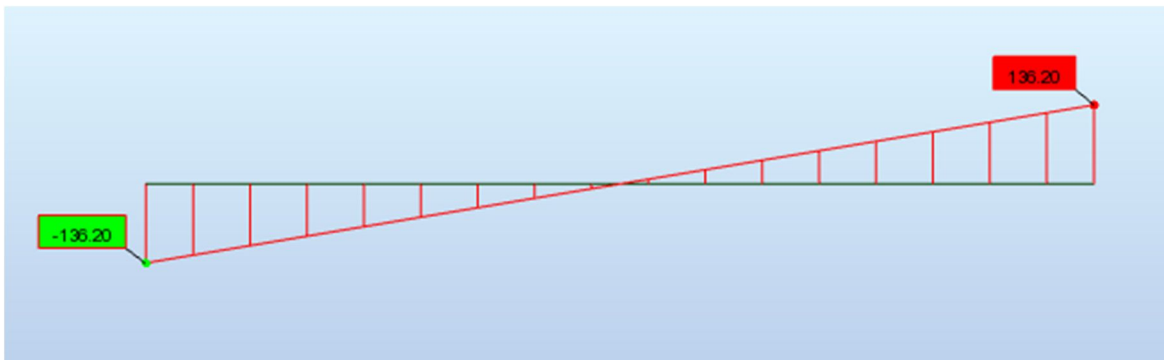


Joonis A.1. Hoone ruumiline (3D) arvutusmudel (ARSAP 2017).

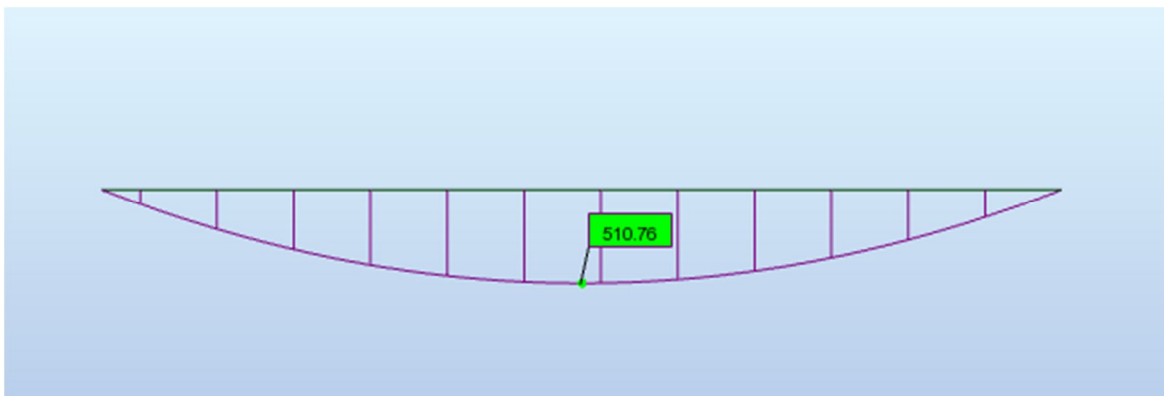


Joonis A.2. Koormuste jaotus konstruktsiooni erinevatele pindadele (ARSAP 2017).

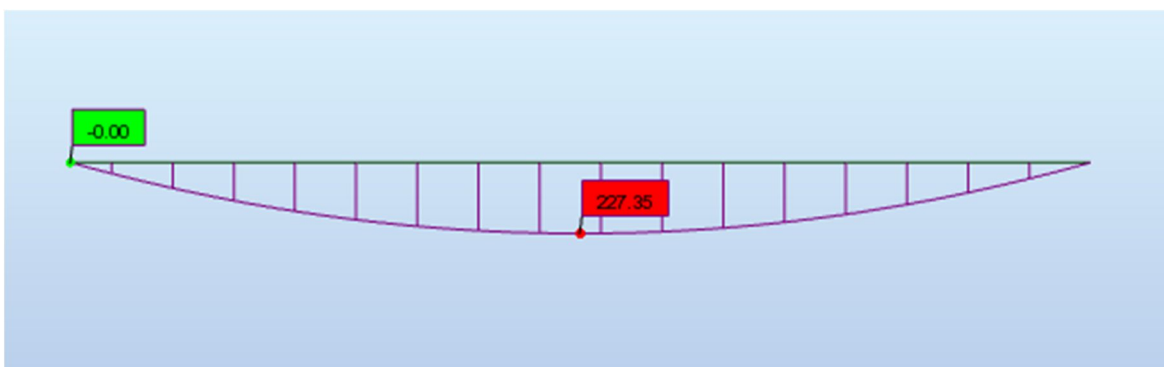
Lisa B. Katusekandjate kontrollarvutustes kasutatavad maksimaalsed sisejõud (kuvatõmmised arvutusprogrammist ARSAP 2017).



Joonis B.1. Abitala maksimaalne põikjõu epüür 5.ULS olukorras (kN) (ARSAP 2017).



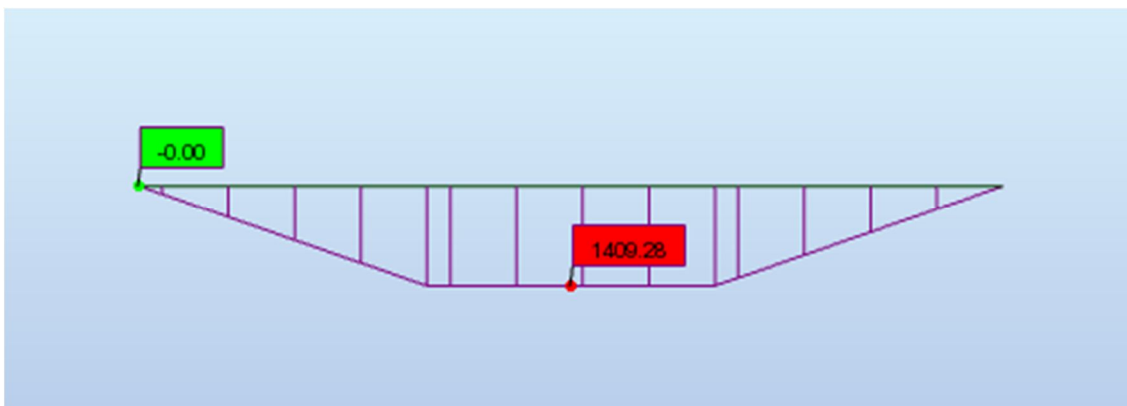
Joonis B.2. Abitala maksimaalne paindemomendi epüür 3.ULS olukorras (kN·m) (ARSAP 2017).



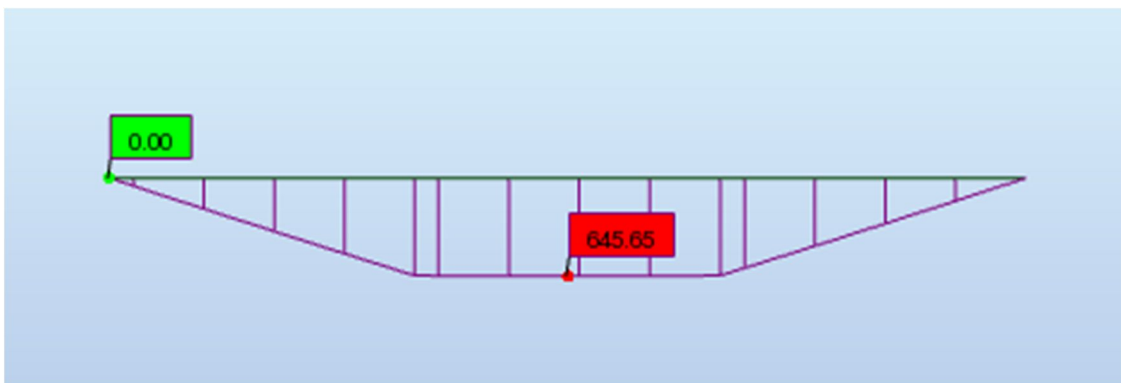
Joonis B.3. Abitala maksimaalne paindemomendi epüür 13.ULS (avarii)olukorras (kN·m) (ARSAP 2017).



Joonis B.4. Peatala maksimaalne põikjõu eptüür 3.ULS olukorras (kN) (ARSAP 2017).

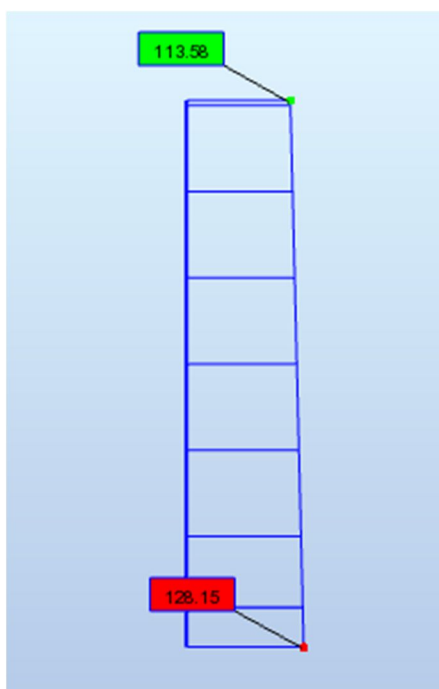


Joonis B.5. Peatala maksimaalne paindemomendi eptüür 3.ULS olukorras (kN · m) (ARSAP 2017).

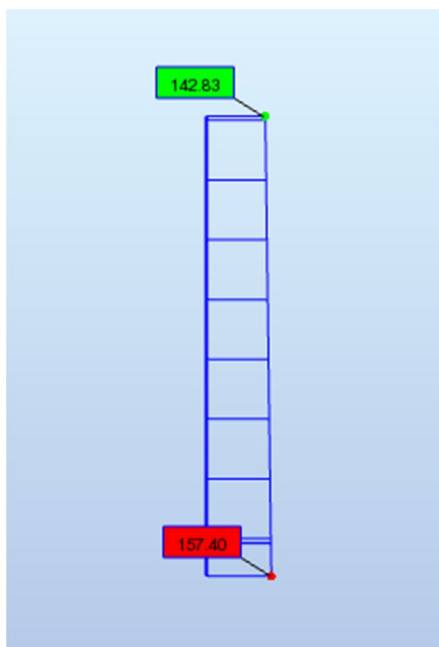


Joonis B.6. Peatala maksimaalne paindemomendi eptüür 13.ULS (avarii)olukorras (kN · m) (ARSAP 2017).

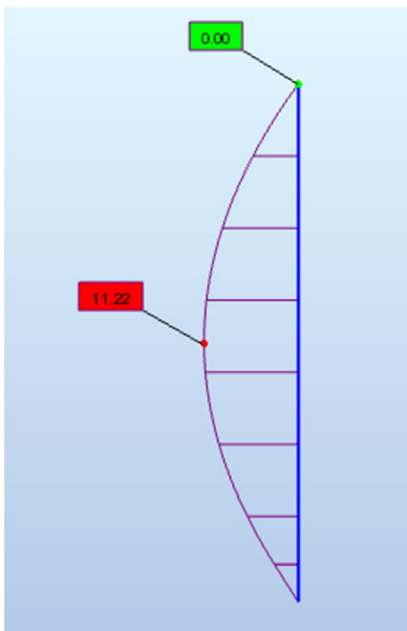
Lisa C. Posti ja vundamendi kontrollarvutustes kasutatavad maksimaalsed sisejõud (kuvatõmmised arvutusprogrammist ARSAP 2017).



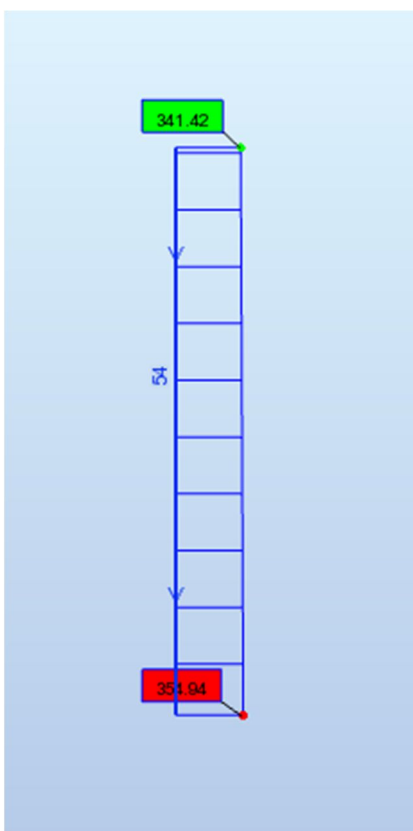
Joonis C.1. Abitala all paikneva posti maksimaalne vertikaaljõu epüür 8.ULS olukorras (kN) (ARSAP 2017).



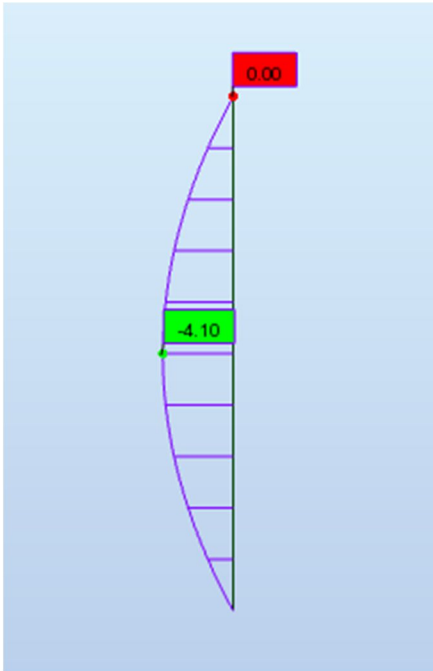
Joonis C.2. Abitala all paikneva posti maksimaalne vertikaaljõu epüür 3.ULS olukorras (kN) (ARSAP 2017).



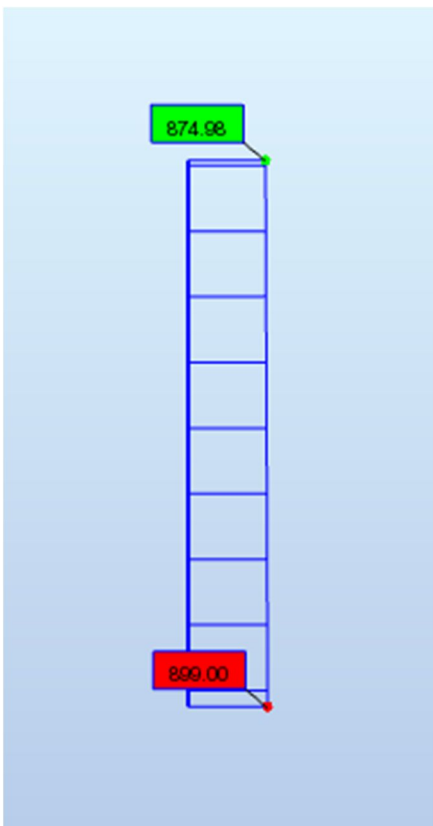
Joonis C.3. Abitala all paikneva posti maksimaalne paindemomendi epüür 8.ULS olukorras (kN · m) (ARSAP 2017).



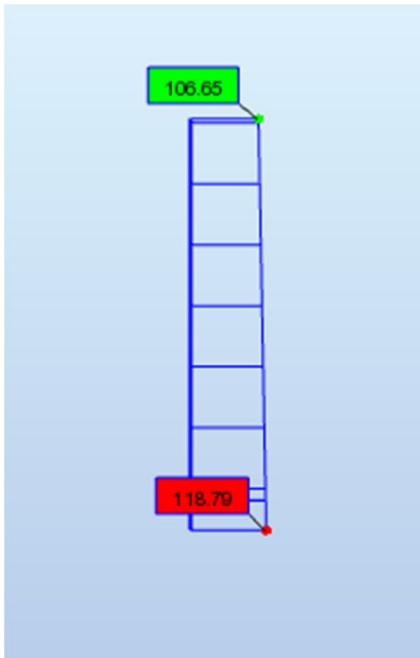
Joonis C.4. Peatala all paikneva posti maksimaalne vertikaaljõu epüür 3.ULS olukorras (kN) (ARSAP 2017).



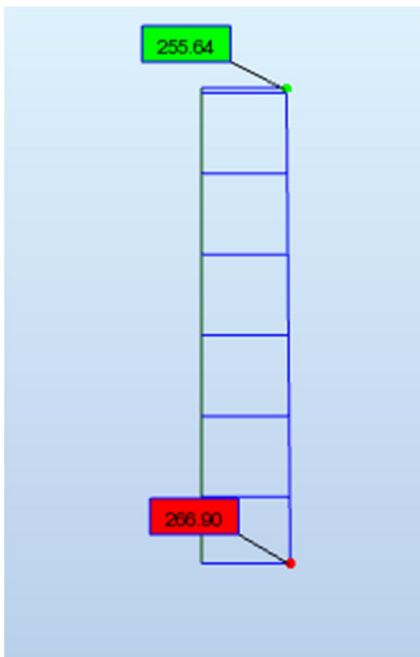
Joonis C.5. Peatala all paikneva posti maksimaalne paindemomendi epüür 3.ULS olukorras (kN · m) (ARSAP 2017).



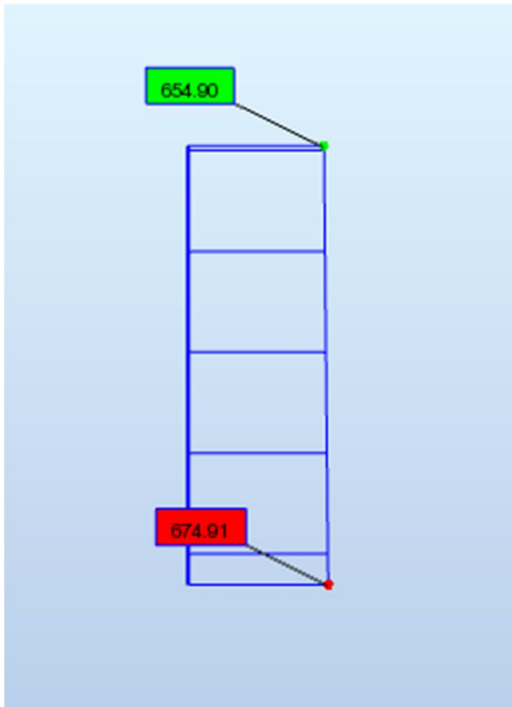
Joonis C.6. Hoone keskel paikneva posti maksimaalne vertikaaljõu epüür 3.ULS olukorras (kN) (ARSAP 2017).



Joonis C.7. Abitala all paikneva posti maksimaalne vertikaaljõu epüür 5.SLS olukorras (kN) (ARSAP 2017).

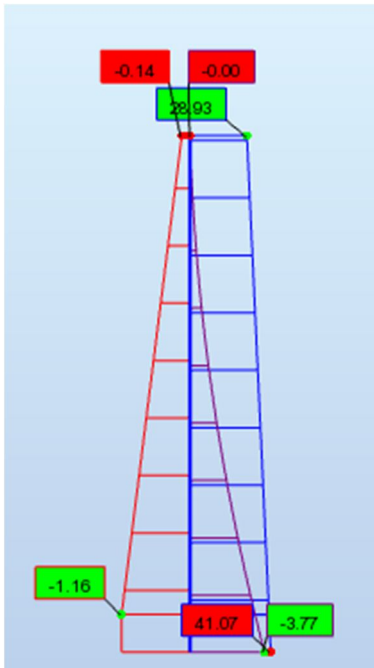


Joonis C.8. Peatala all paikneva posti maksimaalne vertikaaljõu epüür 5.SLS olukorras (kN) (ARSAP 2017).

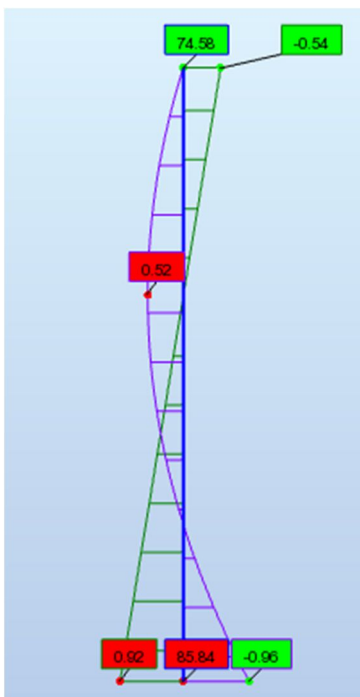


Joonis C.9. Hoone keskel paikneva posti maksimaalne vertikaaljõu epüür 5.SLS olukorras (kN)
(ARSAP 2017).

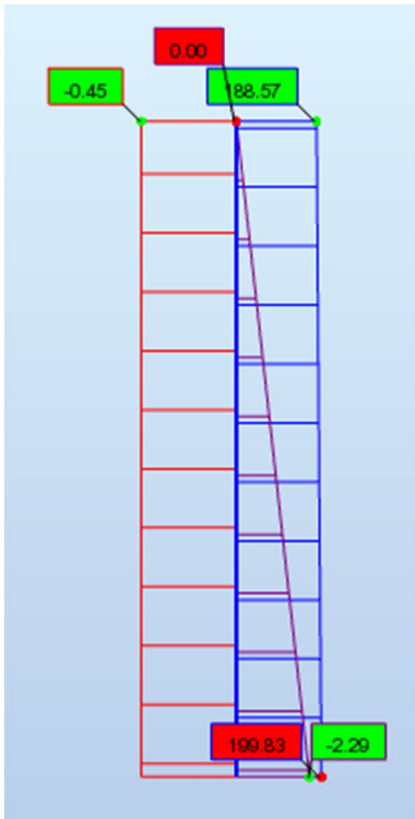
Lisa D. Vundamendi tulekahjuolukorra arvutustes kasutatavad maksimaalsed sisejõud (kuvatõmmised arvutusprogrammist ARSAP 2017).



Joonis D.1. Abitala all paikneva vundamendi maksimaalne paindemomendi ($\text{kN} \cdot \text{m}$) ning vertikaal- ja horisontaaljõu (kN) epüür 14.ULS (tulekahju)olukorras (ARSAP 2017).



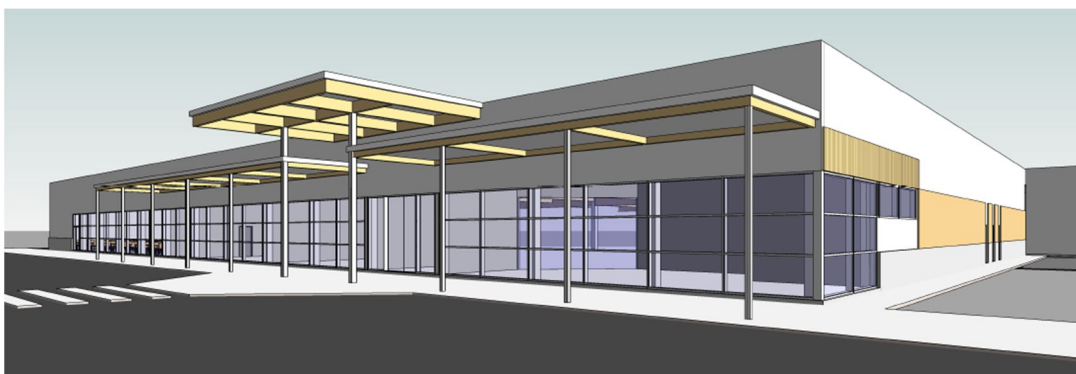
Joonis D.2. Peatala all paikneva vundamendi maksimaalne paindemomendi ($\text{kN} \cdot \text{m}$) ning vertikaal- ja horisontaaljõu (kN) epüür 14.ULS (tulekahju)olukorras (ARSAP 2017).



Joonis D.3. Hoone keskel paikneva vundamendi maksimaalne paindemomendi ($\text{kN} \cdot \text{m}$) ning vertikaal- ja horisontaaljõu (kN) epüür 14.ULS (tulekahju)olukorras (ARSAP 2017).

Lisa E. Arhitektuurne lahendus.

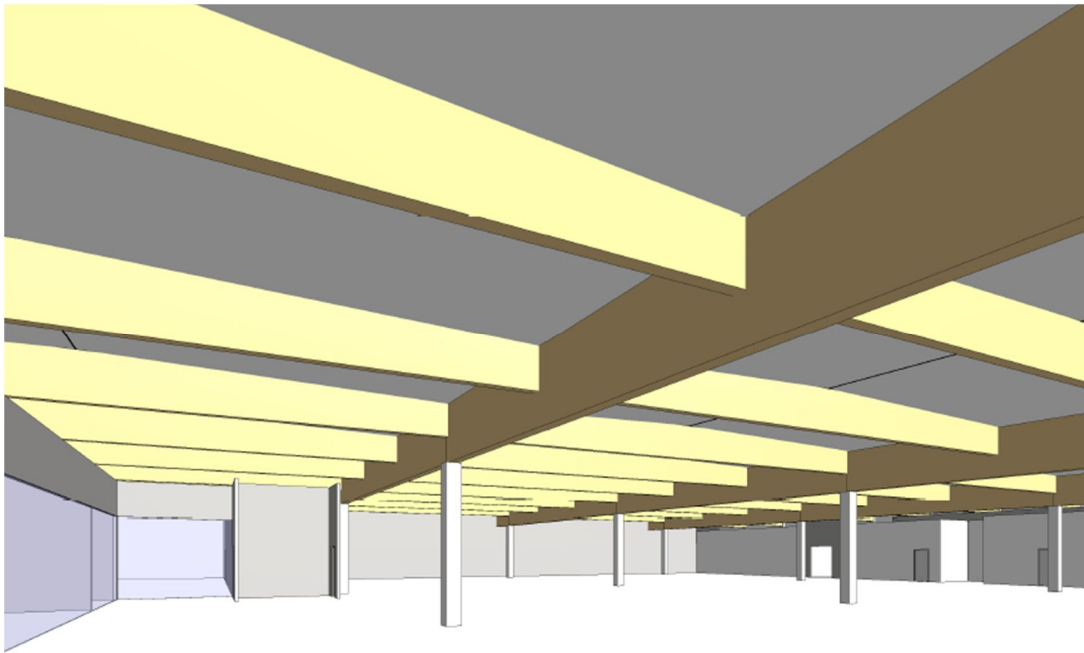
Illustratsiooni mõttes ja tööst parema ülevaate saamiseks tuuakse arhitektuursest eelprojektist välja hoone perspektiivvaated ja põhiplaan, mille autoriks on K. Kisand, AS Resand. [16]



Joonis E.1. Põlva MM 1. perspektiivvaade väljast. [16]



Joonis E.2. Põlva MM 2. perspektiivvaade väljast. [16]



Joonis E.3. Põlva MM perspektiivvaade seest. [16]

Lisa F. Graafiline osa.



TALLINNA TEHNIKAÜLIKOOL
TALLINN UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

**PÕLVA MAKSIMARKETI PEAMISTE
KANDEVKONSTRUKTSIOONIDE
DIMENSIONEERIMINE**

DIMENSIONING THE MAIN BEARING STRUCTURES OF PÕLVA
MAKSIMARKET

GRAAFILINE OSA

**TTÜ Inseneriteaduskond Tartu Kollidž
Magistritöö**

Juhendaja/õppejõud: Ragnar Pabort

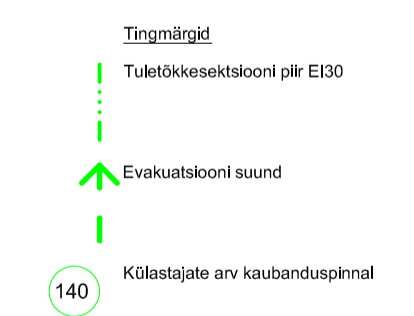
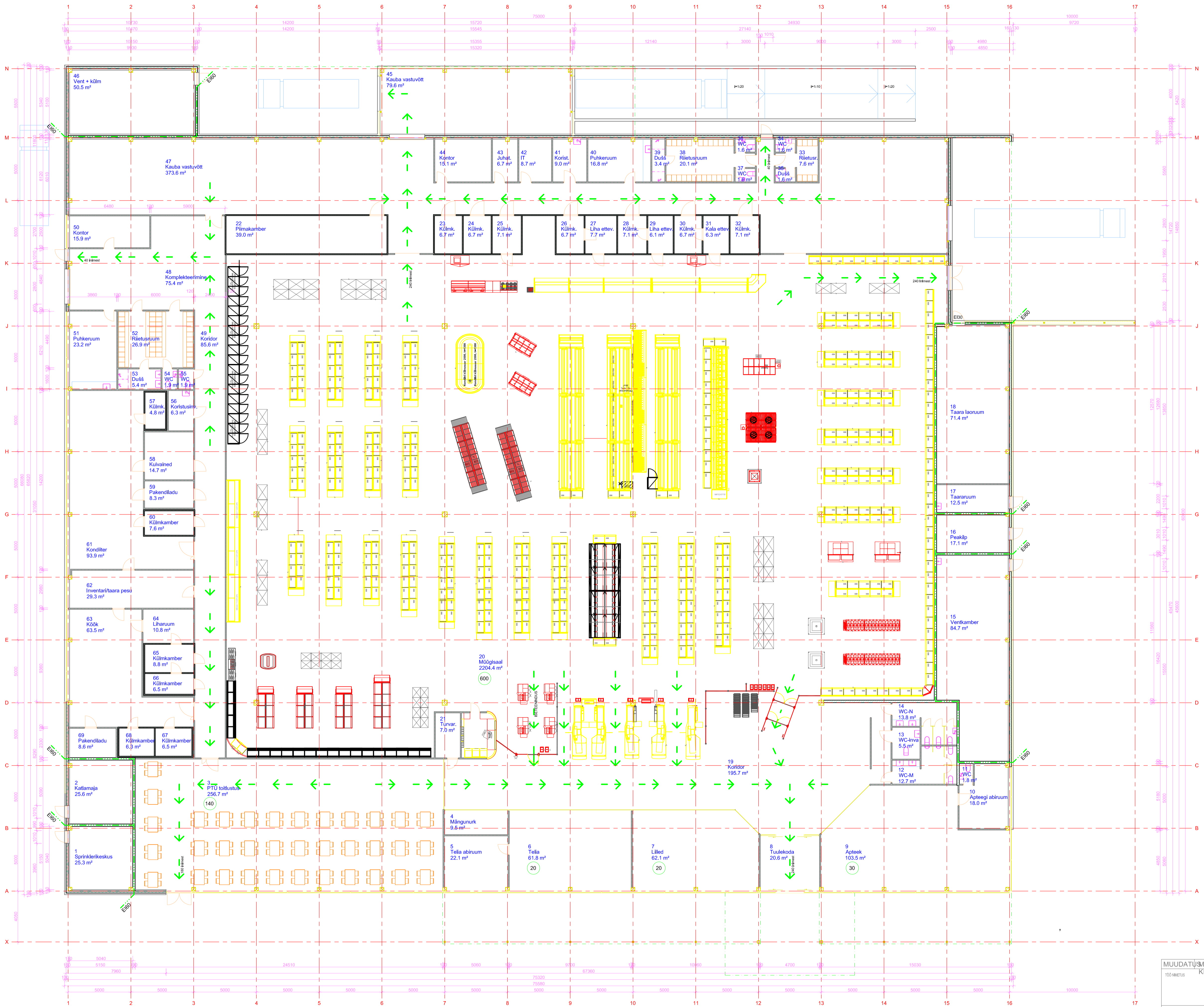
Üliõpilane: Indrek Neeme
122490 EAEI


Üliõpilase meiliaadress: Indrekneeme93@gmail.com

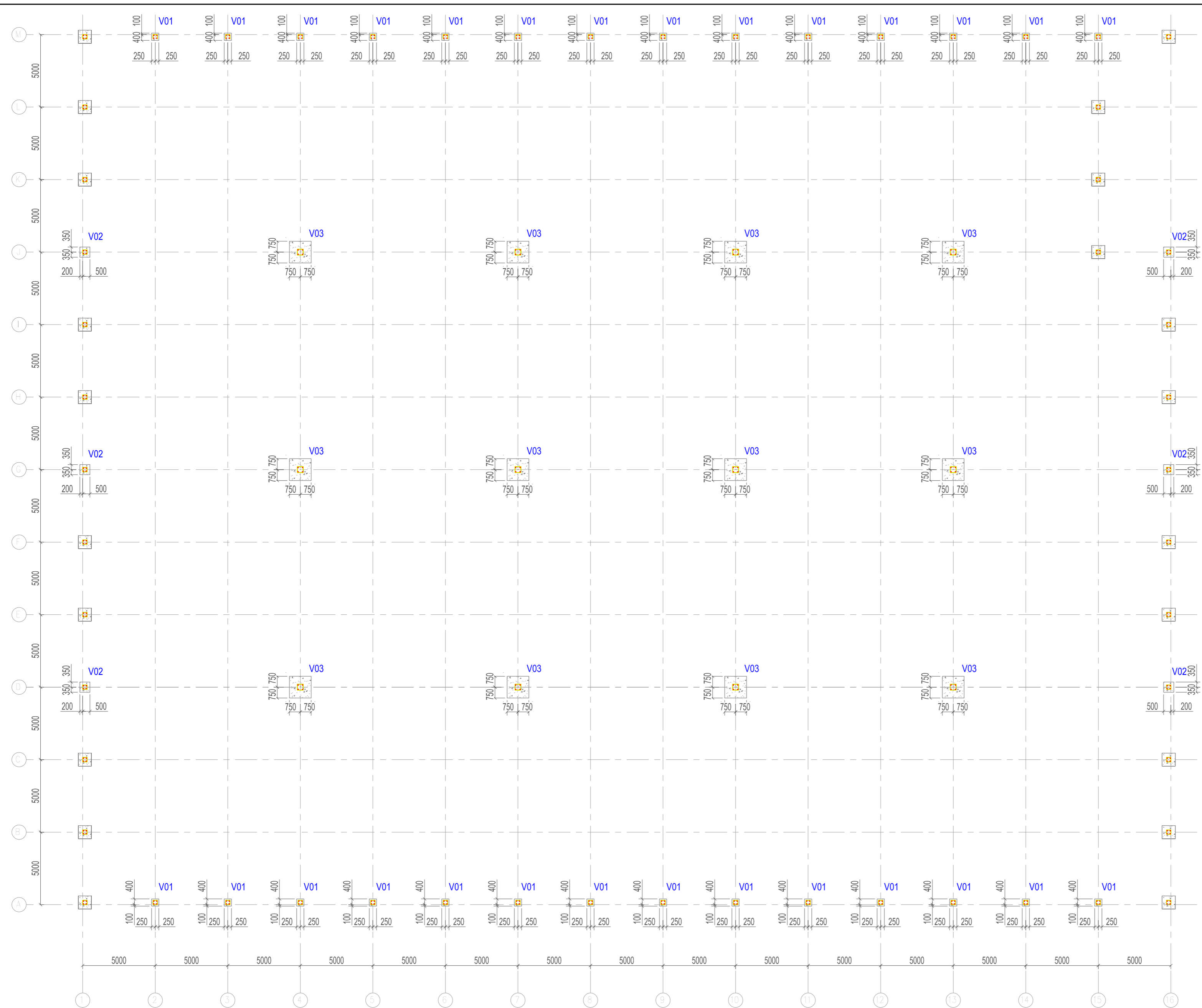
Õppekava nimetus: Ehitiste projekteerimine ja
arhitektuur

JOONISTE SISUKORD

JOONIS NR. 01	PÕHIPLAAN ARHITEKTUURSEST PROJEKTIST	M 1:150
JOONIS NR. 02	VUNDAMENTI PLAAN	M 1:200
JOONIS NR. 03	POSTIDE PLAAN	M 1:200
JOONIS NR. 04	KATUSEKANDJATE PLAAN	M 1:200
JOONIS NR. 05	LÕIGE TELJEL D	M 1:150
JOONIS NR. 06	LÕIGE TELJEL 7	M 1:150




MUUDATÜS/ MUUDATUSE KIRJELDUS		100 NR	PROJEKT	ALLKIRI	KUUPÄEV
PÕLVA MAKSIMARKET Ringtee 4 Põlva linn		1607		K. KISAND	20.04.2017
1. KORRUSE PIAAN		EP			
1/6	SKALA 1:150	ERISA AR	MUUDATUS	JOONE K. KISAND	VASTUTAV SPETSIAALIST K. KISAND PROJEKT JHT A. VIJAR

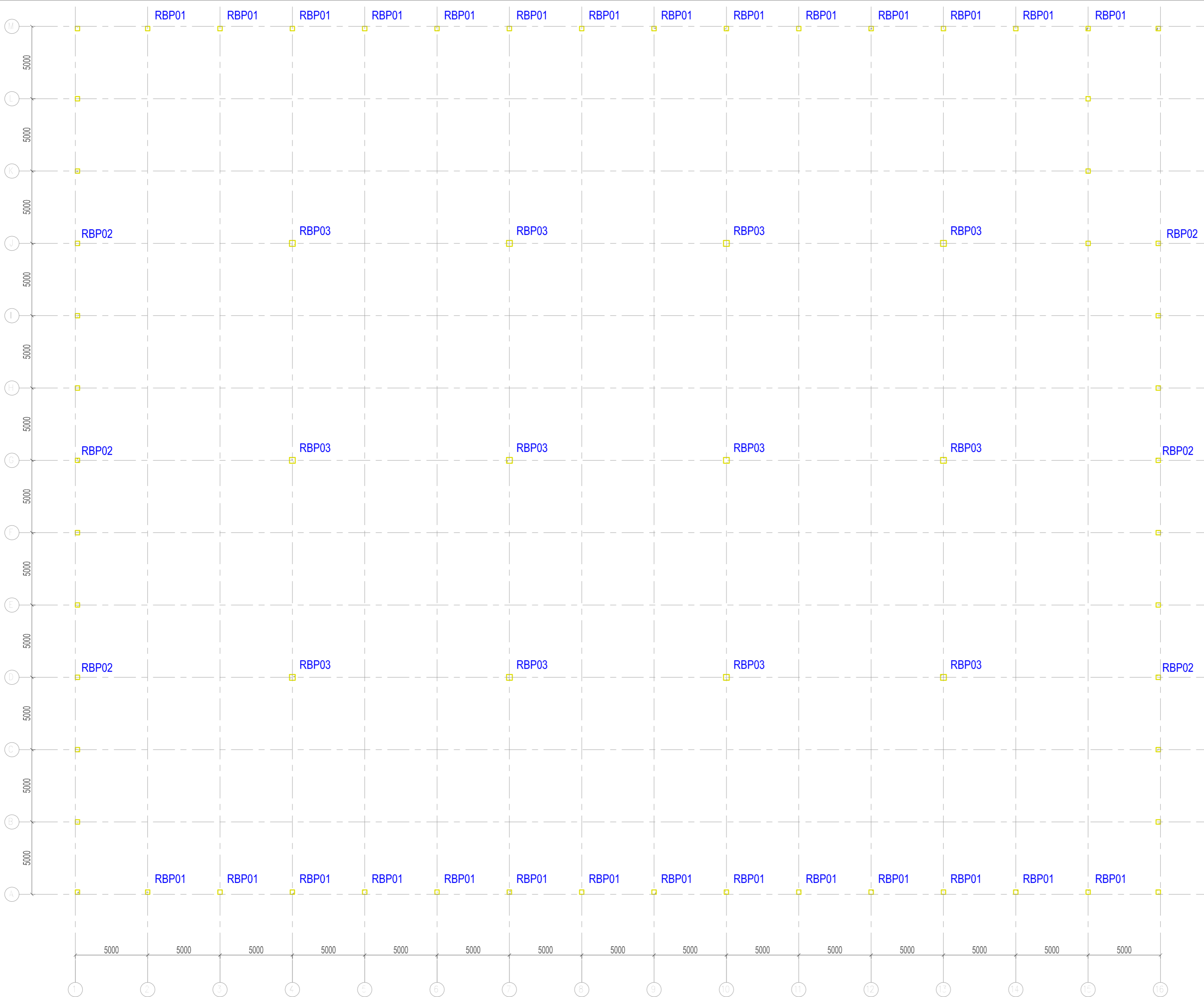


VUNDAMENTIDE SPETSIFIKATSIOON			
Tähis	Maht	Arv	Kogumaht
V01	0.10 m³	28	2.80 m³
V02	0.196 m³	7	1.372 m³
V03	0.90 m³	12	10.80 m³

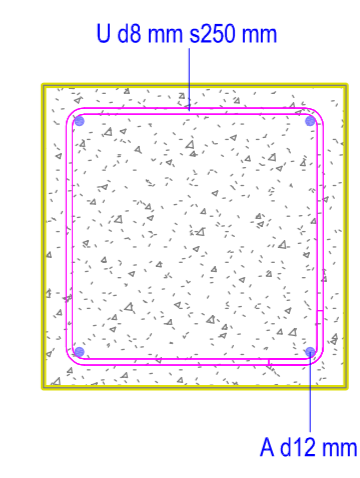
MÄRKUSED

- ARVUTUSED ON TEOSTATUD VUNDAMENTIDELE V01, V02 JA V03
- HOONE ABSOLUUTNE NULL ±0.000 = ABS. +66.00.
- VUNDAMENDID ON PROJEKTEERITUD LÄHTUDES OÜ RAKENDUSGEOLOGIA TÖÖ NR 16-014 EHITUSGEOLOOGILISTEST UURINGUANDMETEST.
- VUNDAMENDID ON PROJEKTEERITUD KIHLE 4 (SAVIM ÖLL MOREEN).
- VUNDAMENDI ALLA RAJADA VAJADUSEL TIHENDATUD KRUSAKIHT ÕIGE KÕRGUSE SAAVUTAMISEKS:
- BETOONI TUGEVIKLAAS VUNDAMENTIDEL C25/30.
- ARMATUURTERASE TUGEVIK A500H.
- ANKRUPOLDID PEIKKO HPM20L VÕI ANALOOG.
- VUNDAMENDI KONSTRUKTSIOONIKLAAS S4 (KASUTUSIGA 50 AASTAT).
- BETOONI KESKKONNAKLAAS XC2.
- TALVISEL BETONEERIMISEL KASUTADA SELLETARBELISI BETOONILISANDEID.
- ARMATUURI NIMIKAITSEKIHT (C_{nom}) 50mm
- ARMATUURI JÄTKAMISEL ÜLEKATE: >40Ø.

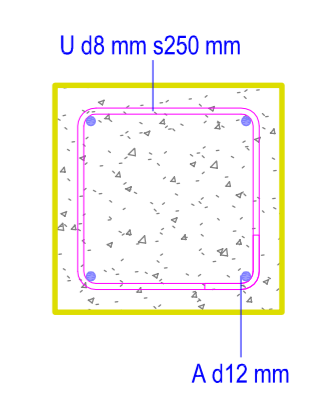
		Töö pealkiri: PÕLVA MAKSIMARKETI PEAMISTE KANDEVKONSTRUKTSIOONIDE DIMENSIONEERIMINE			
Koostaja:	Indrek Neeme	Allkirj:	Töö liik: Magistritöö		
Juhendaja:	Ragnar Pabort	Allkirj:	Joonis: Vundamendi plaan		
TTÜ INSENERITEADUSKOND TARTU KOLLEDŽ		Tähis:	Fail:	Formaat:	Mõõtkava:
		122490 EAEI	.dwg	A2	1:200
				Kuupäev:	Leht / lehti:
				23.05.2017	2/6



RBP03 lõikes
1:10



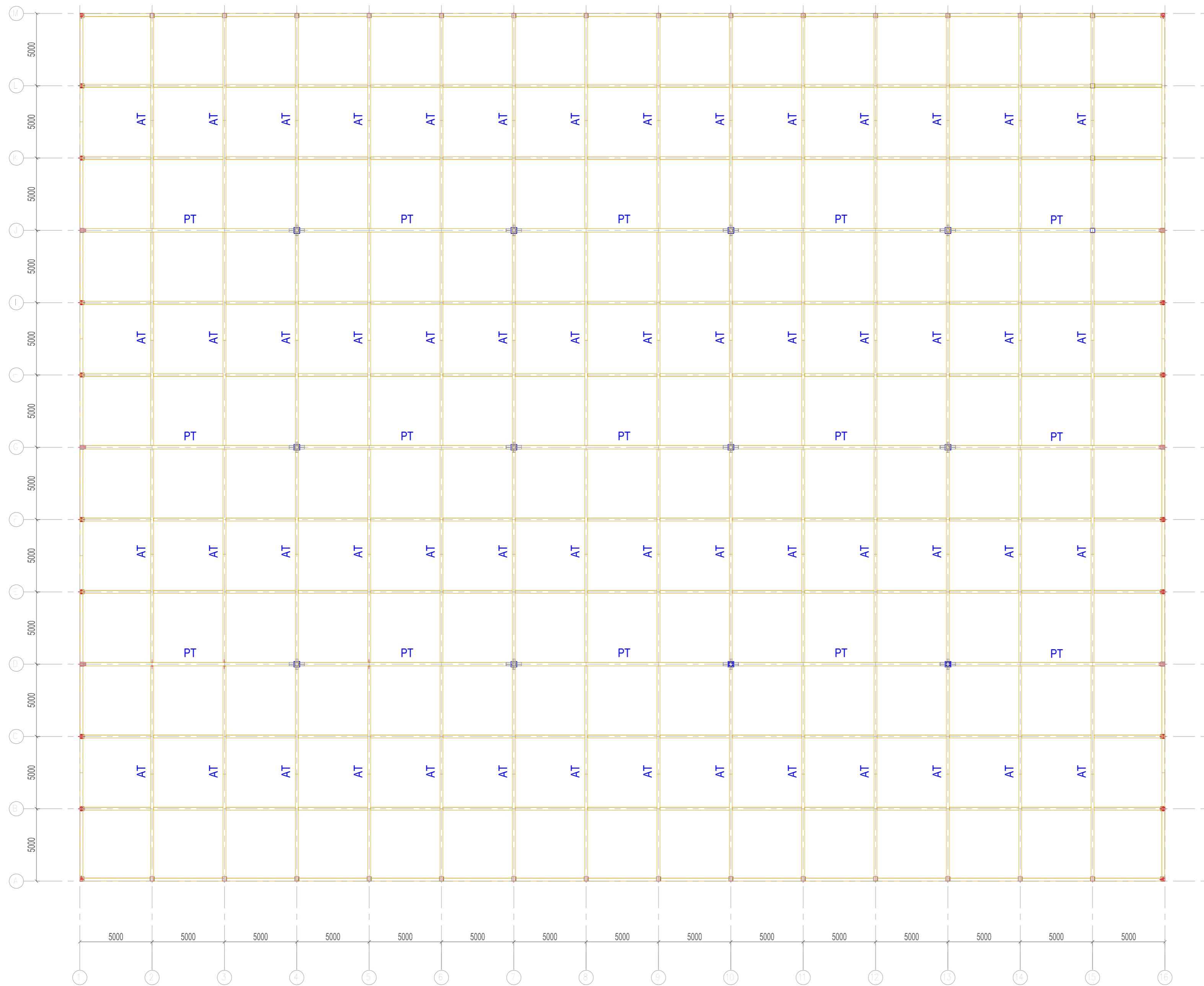
RBP01/RBP02 lõikes
1:10



RB POSTIDE SPETSIFIKATSIOON					
Tähis	Ristlõige	Pikkus	Arv	Maht	Maht kokku
RBP01	300x300	5500	28	0.495 m³	13.86 m³
RBP02	300x300	5100	6	0.459 m³	2.754 m³
RBP03	400x400	5100	12	0.816 m³	9.792 m³

MÄRKUSED
 - ARVUTUSED ON TEOSTATUD POSTIDELE RBP01, RBP02 JA RBP03
 - BETOONI TUGEVUSKLASS C30/37.
 - SARRUSE TUGEVUSKLASS B500B.

		Töö pealkiri: PÕLVA MAKSIMARKETI PEAMISTE KANDEKONSTRUKTSIOONIDE DIMENSIONEERIMINE					
Koostaja: Indrek Neeme	Allkirj:	Töö liik: Magistritöö					
Juhendaja: Ragnar Pabort	Allkirj:	Joonis: Postide plaan					
TTÜ INSENERITEADUSKOND TARTU KOLLEDŽ		Tähis: 122490 EAEI	Fail: .dwg	Formaat: A2	Mõõtkava: 1:200	Kuupäev: 23.05.2017	Leht / lehti: 3/6



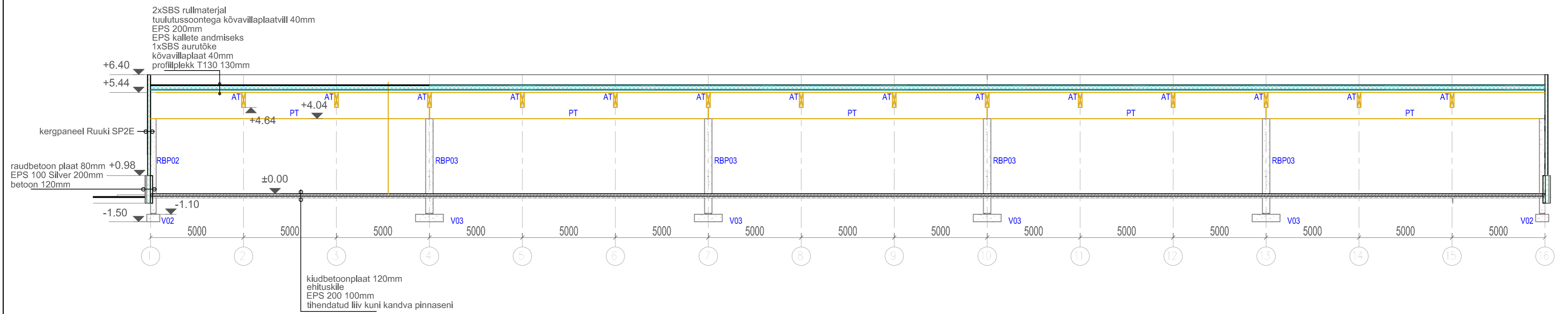
LIIMPUIDUST KATUSEKANDJATE SPETSIFIKATSIOON					
Tähis	Ristlõige	Pikkus	Arv	Maht	Maht kokku
AT	200x800...1000	14870	56	2.68 m ³	150.08 m ³
PT	240x1440	14740	15	5.09 m ³	76.35 m ³

MÄRKUSED

- ARVUTUSED ON TEOSTATUD ABITALADELE JA PEATALADELE
- LIIMPUIDU TUGEVIKLAAS GL28h.
- LIIMPUIDU KVALITEET: NÄHTAV - HÕÖVELDATUD, SERVAD FAASITUD, LAKITUD MATT LAKIGA.
- LIIMPUIIT KAITSTA EHTITUSE AJAL ILMASTIKU OTSESE MÕJU EEST.
- LIIMPUIDU KESKKONNKLAAS 1 (SISERUUMIDES) JA 2 (VÄLJAS, KAITSTUD SADEMETE EEST).
- KÕIKIDE KONSTRUKTSIOONIELEMENTIDE TULEPÜSIVUS R60
- LUMEKOORMUS KATUSEL 1.2kN/m²
- TUULEKOORMUS VASTAVALT III TSOONI JÄRGI, TIPPKIIRUSRÕHK 0.394kN/m².

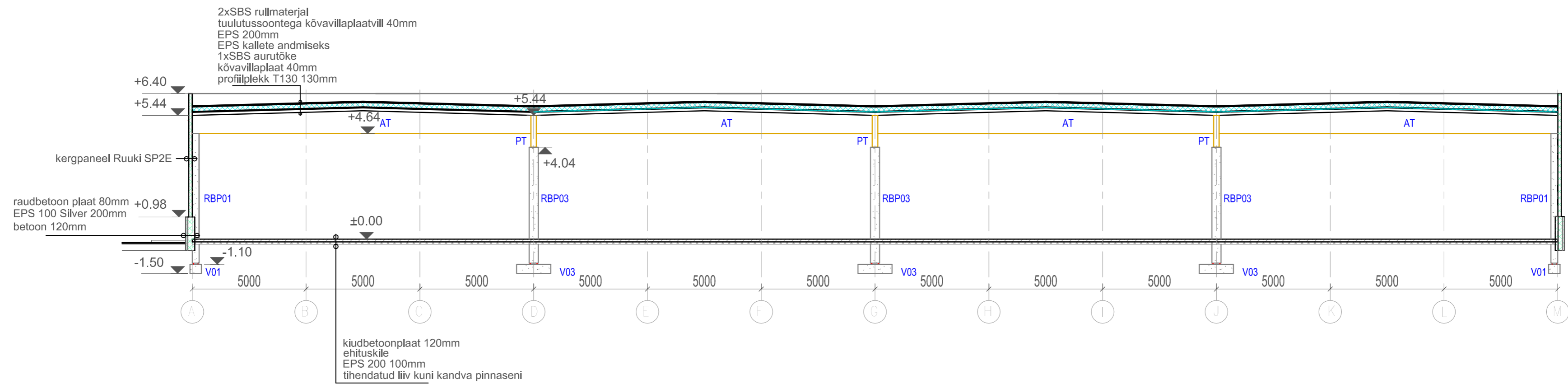
 1918 TALLINNA TEHNIKAÜLIKOOL TALLINN UNIVERSITY OF TECHNOLOGY		Töö pealkiri: PÕLVA MAKSIMARKETI PEAMISTE KANDEVKONSTRUKTSIOONIDE DIMENSIONEERIMINE					
Koostaja:	Indrek Neeme	Allkirj:	Töö liik: Magistritöö				
Juhendaja:	Ragnar Pabot	Allkirj:	Joonis: Katusekandjate plaan				
TTÜ INSENERITEADUSKOND TARTU KOLLEDŽ		Tähis:	Fail:	Formaat:	Mõõtkava:	Kuupäev:	Leht / lehti:
		122490 EAEI	.dwg	A2	1:200	23.05.2017	4/6

Lõige teljelt D



 1918 TALLINNA TEHNIKAÜLIKOOL TALLINN UNIVERSITY OF TECHNOLOGY		Töö pealkiri: PÕLVA MAKSIMARKETI PEAMISTE KANDEVKONSTRUKTSIOONIDE DIMENSIONEERIMINE					
Koostaja:	Indrek Neeme	Allkirj:	Töö liik: Magistritöö				
Juhendaja:	Ragnar Pabort	Allkirj:	Joonis: Lõige teljelt D				
TTÜ INSENERITEADUSKOND TARTU KOLLEDŽ		Tähis:	Fail:	Formaat:	Mõõtkava:	Kuupäev:	Leht / lehti:
		122490 EAEI	.dwg	A2	1:150	23.05.2017	5/6

Lõige teljelt 7



 1918 TALLINNA TEHNIKAÜLIKOOL TALLINN UNIVERSITY OF TECHNOLOGY		Töö pealkiri: PÕLVA MAKSIMARKETI PEAMISTE KANDEKONSTRUKTSIOONIDE DIMENSIONEERIMINE					
Koostaja:	Indrek Neeme	Allkirj:	Töö liik:			Magistritöö	
Juhendaja:	Ragnar Pabot	Allkirj:	Joonis:			Lõige teljelt 7	
TTÜ INSENERITEADUSKOND TARTU KOLLEDŽ		Tähis:	Fail:	Formaat:	Mõõtkava:	Kuupäev:	Leht / lehti:
		122490 EAEI	.dwg	A2	1:150	23.05.2017	6/6