



TALLINNA TEHNIKAÜLIKOOL
INSENERITEADUSKOND

Ehituse ja arhitektuuri instituut

**MONTEERITAVA FILIGRAANI
PROJEKTEERIMINE (DIKTAREN, STOCKHOLM)**

DESIGN OF PRECAST FORM SLAB

(DIKTAREN, STOCKHOLM)

MAGISTRITÖÖ

Hooned ja rajatised, ehitustehnika

Üliõpilane: Kalver Kluust

Üliõpilaskood: 152985EAXM

Juhendaja: Ahti Lääne, külalisdotsent

Tallinn 2019

AUTORIDEKLARATSIOON

Olen koostanud lõputöö iseseisvalt.

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

“.....” 201.....

Autor:

/ allkiri /

Töö vastab bakalaureusetöö/magistritööle esitatud nõuetele

“.....” 201.....

Juhendaja:

/ allkiri /

Kaitsmisele lubatud

“.....”201... .

Kaitsmiskomisjoni esimees

/ nimi ja allkiri /

Ehituse ja arhitektuuri instituut

LÕPUTÖÖ ÜLESANNE

Üliõpilane:(nimi, üliõpilaskood)

Õppekava, peeriala:(kood ja nimetus)

Juhendaja(d):(amet, nimi, telefon)

Konsultandid:(nimi, amet)

.....(ettevõtte, telefon, e-post)

Lõputöö teema:

(eesti keeles)

(inglise keeles)

Lõputöö põhieesmärgid:

- 1.
- 2.
- 3.

Lõputöö etapid ja ajakava:

Nr	Ülesande kirjeldus	Tähtaeg
1.		
2.		
3.		

Töö keel: Lõputöö esitamise tähtaeg: "....."201....a

Üliõpilane: "....."201....a

/allkiri/

Juhendaja: "....."201....a

/allkiri

Konsultant:

"....."201....a

/allkiri/

SISUKORD

TÄHISED JA LÜHENDID	7
SISSEJUHATUS	11
1. MATERJAL JA METOODIKA	12
1.1 Hoone tutvustus.....	12
1.2 Kandeskeemi kirjeldus.....	15
1.3 Arvutusmeetodi kirjeldus.....	15
1.4 Arvutusalused.....	18
2. KOORMUSED	20
2.1 Piirseisundid, koormuskombinatsioonid ja osavarutegurid.....	20
2.2 Alaliskoormused.....	22
2.3 Kasuskoormused	27
2.4 Lumekoormused.....	28
2.4.1 Lumekoormus katusele	29
2.4.2 Lume kuhjumine katusele	29
2.5 Tuulekoormus.....	31
2.5.1 Tuulekoormus seintele.....	33
3. FILIGRAANI JA EELPINGEPLAADI DIMENSIONEERIMINE	34
3.1 Filigraani kirjeldus	34
3.2 Kontrollmeetodi kirjeldus.....	36
3.3 Filigraani arvutusprogrammi kirjeldus	36
3.4 Girderid	39
3.4.1 Girderid transportimisel.....	39
3.4.2 Girderid montaaži ajal.....	46
3.4.3 Järeldus.....	48
3.5 Filigraani pikitõmbearmatuuri dimensioneerimine	49
3.5.1 Sisejõud	49

3.5.2	Pikitõmbearmetuuri dimensioneerimine transpordi olukorras.....	51
3.5.3	Pikitõmbearmetuuri dimensioneerimine lõplikus olukorras	54
3.5.4	Järeldus.....	56
3.6	Pragunemise kontroll	57
3.7	Läbipainde leidmine	67
3.8	Nihkekandevõime.....	68
3.9	Järeldus.....	70
4.	VAHELAEPLAADI ARVUTUS.....	71
4.1	Konstruksiooni ja arvutusmodeli kirjeldus	71
4.2	Vahelagi korrusel 10-13.....	72
4.2.1	Normkoormused	72
4.2.2	Arvutuskooormused	72
4.2.3	Plaadi arvutuskeem ja sisejõud	73
4.2.4	Pikitõmbearmetuuri dimensioneerimine.....	73
4.2.5	Plaadi põikjõukindlus.....	79
4.2.6	Armatuurvardad ümber avade.....	82
4.2.7	Horisontaalsidemed	82
4.2.8	Ringarmatuur	83
4.2.9	Armatuurvarraste ankurdus.....	85
4.2.10	Praod	85
4.2.11	Läbipaine	86
3.10	Nihkekandevõime.....	86
4.2.12	Hinnang arvutustele	87
	KOKKUVÕTE	88
	Resümees – summary.....	90
	KASUTATUD KIRJANDUS.....	92
	TÖÖ KOOSTAMISEKS KASUTATUD ARVUTIPROGRAMMID	93

LISA A. Filigraani armatuuri vajalik kogus transpordi olukorras, kuvatõmmised programmist Rfem 94	
LISA B. Vahelaeplaadi sisejõud lõplikus olukorras, kuvatõmmised programmist Rfem	95
LISA C. Vahelaeplaadi sisejõud, kuvatõmmised programmist Rfem.....	97
GRAAFILINE OSA.....	106

TÄHISED JA LÜHENDID

a – vaadeldava kontrollperimeetri toe laius mm

$A_{c,eff}$ – tõmbearmatuuri ümbritseva tõmmatud betooni kasulik ristlõike pindala mm²

A_{red} – survearmatuurita plaadi redutseeritud ristlõike pindala mm²

A_{red} – survearmatuurita plaadi redutseeritud ristlõike pindala mm²

$A_{s,lisa,prov}$ – lisa pikitõmbearmatuuri valitud intensiivsus mm²/m

$A_{s,lisa,req}$ – lisa pikitõmbearmatuuri vajalik intensiivsus mm²/m

$A_{s,prov}$ – pikitõmbearmatuuri valitud intensiivsus mm²/m

$A_{s,req}$ – pikitõmbearmatuuri vajalik intensiivsus mm²/m

A_{s1} – pikitõmbearmatuuri intensiivsus mm²/m

A_{smin} – pikitõmbearmatuuri minimaalne intensiivsus mm²/m

A_{sw} – otsitav põikarmatuuri pind ühel tuge ümbritseval perimeetril mm²

$A_{sw,min}$ – otsitava põikarmatuuri minimaalne pind mm²

$A_{sw,prov}$ – valitud põikarmatuuri pind mm²

b – vaadeldava kontrollperimeetri toe pikkus mm

b^* – kõrgema katuse astmepoolse tahu horisontaalprojektsiooni laius

b_1 – kõrgema katusega hooneosa laius m

b_2 – madalama katusega hooneosa laius m

b_t – arvutatava ristlõike laius mm

c – armatuuri kaitsekihi paksus mm

C_e – avatustegur

c_{min} – armtuuri minimaalne kaitsekiht mm

c_{nom} – armtuuri nominaalne kaitsekiht mm

C_t – soojustustegur

d – ristlõike keskmine kasuskõrgus mm

d_1 – ristlõike kasuskõrgus mm

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

E_{cm} – betooni elastsusmoodul MPa

E_s – armatuurterase elastsusmoodul MPa

f_{cd} – betooni arvutuslik survetugevus MPa

f_{ck} – 28 päevase betooni silindriline normatiivne survetugevus MPa

f_{cm} – betooni silindrilise survetugevuse keskmine väärtus MPa

f_{ctd} – betooni arvutuslik telgtõmbetugevus MPa

f_{ctk} – betooni normatiivne telgtõmbetugevus MPa
 f_{ctm} – betooni normatiivse telgtõmbetugevuse keskmine väärtus MPa
 f_{yd} – armatuurterase arvutuslik voolavuspiir MPa
 f_{yk} – armatuurterase normatiivne voolavuspiir MPa
 $f_{ywd,ef}$ – põikarmatuuri efektiivne arvutustugevus läbisurumisel MPa
 g_k – normatiivne alaliskoormus kN/m²
 h – katuse astme kõrgus m
 $h_{c,eff}$ – plaadi efektiivkõrgus mm
 I_{red} – redutseeritud ristlõike inertsimoment mm⁴
 $I_{red,II}$ – täispragunenud plaadi ristlõike inertsimoment mm⁴
 k_1 – armatuuri nakkeomadusi arvestav tegur
 k_2 – armatuuri nakkeomadusi arvestav tegur
 l – arvutatava ristlõike sille m
 l_{eff} – arvutuslik sildeava mm
 l_s – hange pikkus m
 M_{cr} – kriitiline paindemoment prao tekkimisel kNm/m
 M_{Ed} – arvutuslik paindemoment kNm/m,
 $M_{Ed,max}$ – maksimaalne arvutuslik paindemoment vaadeldavas lõikes kNm/m
 $M_{Ed,min}$ – minimaalne arvutuslik paindemoment vaadeldavas lõikes kNm/m
 M_{Ek} – maksimaalne arvutuslik paindemoment kNm/m
 q_d – arvutuslik pinnakoormus kN/m²
 q_k – normatiivne kasuskoormus kN/m²
 r_{min} – välise perimeetri kaugus toe servast, kus põikarmatuur on nõutav
 r_{out} – esimese kontrollperimeetri kaugus toe servast, kus põikarmatuur ei ole enam vajalik mm,
 s_l – normatiivne lumekoormus
 s_k – normatiivne lumekoormus maapinnal
 s_r – põikarmatuuripaiknemise perimeetrite radiaalsamm mm
 $s_{r,max}$ – pragude maksimaalne vahekaugus mm
 s_t – põikarmatuuripaiknemise samm mm
 u_{fin} – lõplik läbipaine mm
 $u_{fin,adm}$ – lubatud lõplik läbipaine mm
 u_i – vaadeldava kontrollperimeetri pikkus mm
 $u_{out,ef}$ – esimene kontrollperimeeter, kus põikarmatuur ei ole enam vajalik mm

V_{Ed} – arvutuslik põikjõud kontrollperimeetril kN
 v_{Ed} – maksimaalne läbisurumispinge MPa
 w_k – normaalprao arvutuslik laius mm
 v_{min} – minimaalne läbisurumiskandevõime MPa
 $v_{Rd,c}$ – põikarmatuurita plaadi arvutuslik läbisurumiskandevõime MPa
 $v_{Rd,max}$ – plaadi maksimaalne arvutuslik läbisurumiskandevõime MPa
 $W_{t,red}$ – ristlõike tugevusmoment tõmbetsoonis mm³
 x_I – plaadi survetsooni kõrgus mm
 x_{II} – täispragunenud plaadi survetsooni kõrgus mm
 $y_{0,red}$ – redutseeritud ristlõike raskuskeskme kaugus ristlõike tõmmatud servast mm
 α – põikarmatuuri ja plaadi pinna vaheline nurk
 α_s – terase ja betooni tegeliku elastsusmooduli suhe
 α_s – terase ja betooni tegeliku elastsusmooduli suhe
 β – koormuse ekstsentrilisust arvestav tegur
 β – koormuse korduvust ja kestust arvestav tegur
 γ – lume puistemahukaal kN/m³
 γ_G – alaliskoormuse osavarutegur
 γ_Q – kasuskoormuse osavarutegur
 Δc_{dev} – armtuuri kaitsekihi lubatav hälve mm
 ξ – jaotustegur
 ρ_I – armeerimistegur
 $\rho_{p,eff}$ – kasuliku pinna armeerimistegur
 $\phi(\infty, t)$ – t päeva vanuse betooni lõplik roometegur
 ψ_0 – kombinatsioonitegur
 ψ_1 – kombinatsioonitegur
 ψ_2 – kombinatsioonitegur
 ω – survetsooni suhteline arvutuskõrgus
 $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$ – keskmine pragudevaheline deformatsioon
 μ – suhteline moment
 μ^* – kõrgema katuse astme poolse tahu kujutegur
 μ_I – katuse kujutegur

μ_i – lumekoormuse kujutegur

μ_s – ülemiselt katuselt lume alla libisemisel tekkiva hange kujutegur

μ_w – tuule mõjul kuhjuva lumehange kujutegur

SISSEJUHATUS

Käesoleva töö objektiks on uusehitis, mis asub Rootsis Stockholmis Solna linnaosas Arvid Tydens alle 10 krundil. Käsitletav hoone on projekteeritud 2016. aastal Joliark AB arhitektide poolt. Hoone näol on tegemist kaheksakorruselise korterelamu-ärihoonega, millest seitse asub maapeal ja üks maa all. Parkimine on osaliselt projekteeritud hoone kahele korrusele. Hoone on projekteeritud lähtuvalt kehtestatud detailplaneeringust, millega määratleti hoone mõõtmed ja paiknemine krundil ning tellija soovidest.

Antud töös käsitletakse arhitektuurselt keerulise lahendusega vahelae konstruktsiooni, mida sooviti lahendada monteeritavate filigraanidega. Filigraani peale valatakse betooni paksendus, mis tähendab, et tegemist on komposiitkonstruktsiooniga.

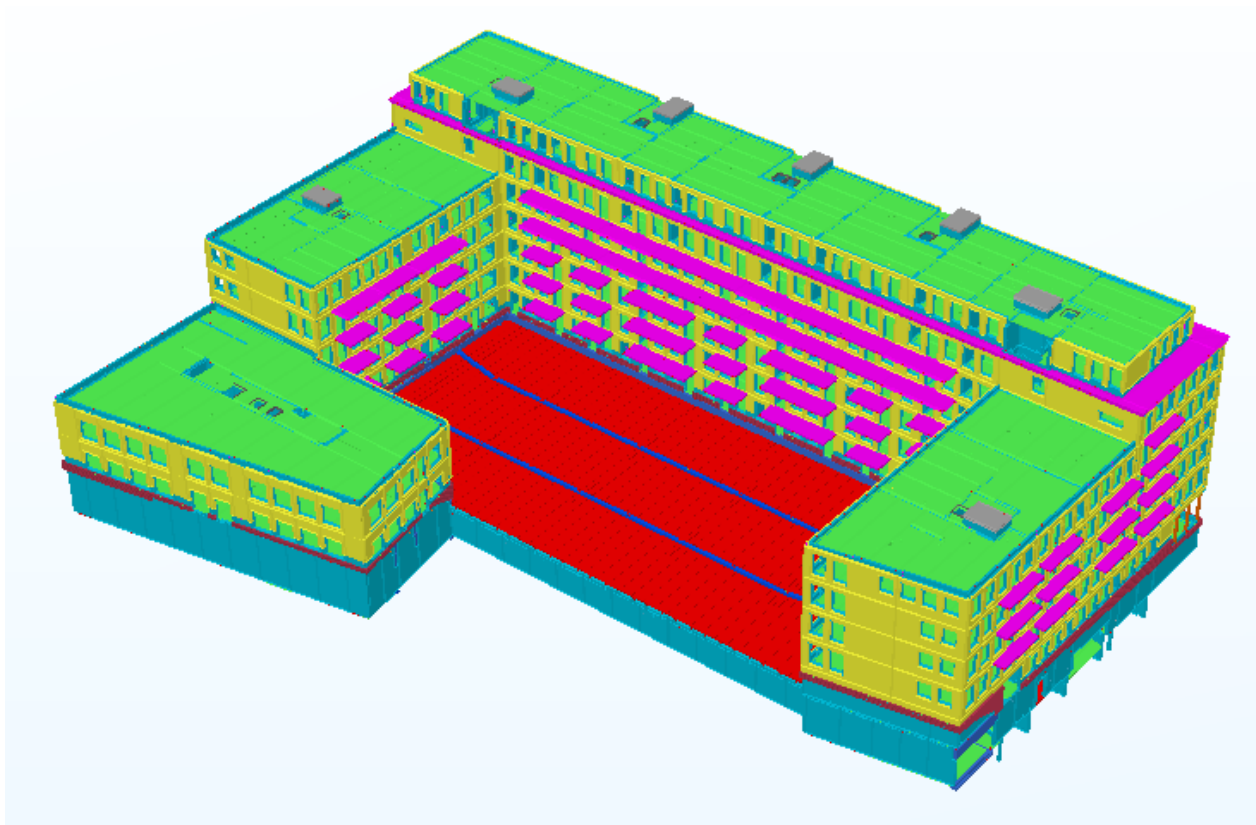
Käesoleva töö eesmärgiks on projekteerida antud hoonele monteeritav vahelagi. Selleks projekteeritakse filigraan, arvestades elemendi transpordi, betooni pealevalu ja lõpliku olukorda. Kolme erinevat olukorda arvestades leian, kas monteeritav filigraan töötab kui üks element. Seejärel kui element on töötav, saan antud elementi kasutada vahelae projekteerimisel. Käesolevas töös ei käsitleta ülejäänud hoone konstruktsioonide projekteerimist.

Töö on jaotatud osadeks: hoone, kandeskeemi ning arvutusmetoodika kirjeldus; konstruktsioonile mõjuvate koormuste ning koormuskombinatsioonide kirjeldus; filigraani dimensioneerimine; vahelaeplaadi konstruktsiooniarvutused; eelpinge filigraani konstruktsiooniarvutused ning saadud tulemuste analüüs ja graafiline osa. Töö esimeses osas kirjeldatakse hoonet, selle kandeskeemi ning projekteeritavat konstruktsiooni. Samuti kirjeldatakse arvutusmetoodikat ning arvutustes kasutatavat arvutusprogrammi. Töö teine osa käsitleb koormusi, mis projekteeritavale vahelaele mõjuvad ning mis on aluseks konstruktsiooni sisejõudude määramisele. Määratakse konstruktsioonile mõjuvad alalis-, kasus- ning lumekoormused ja arvutustes kasutatavad koormuskombinatsioonid. Kolmandas osas dimensioneeritakse filigraani tavaolukorras kui ka eelpinge olukorras. Töö neljandas osas teostatakse konstruktsiooni projekteerimiseks vajalikud arvutused nii kande- kui ka kasutuspiiriseundi. Konstruktiivsed joonised on koostatud vastavalt standardis EVS 865-2:2006 põhiprojektile esitatud nõuetele.

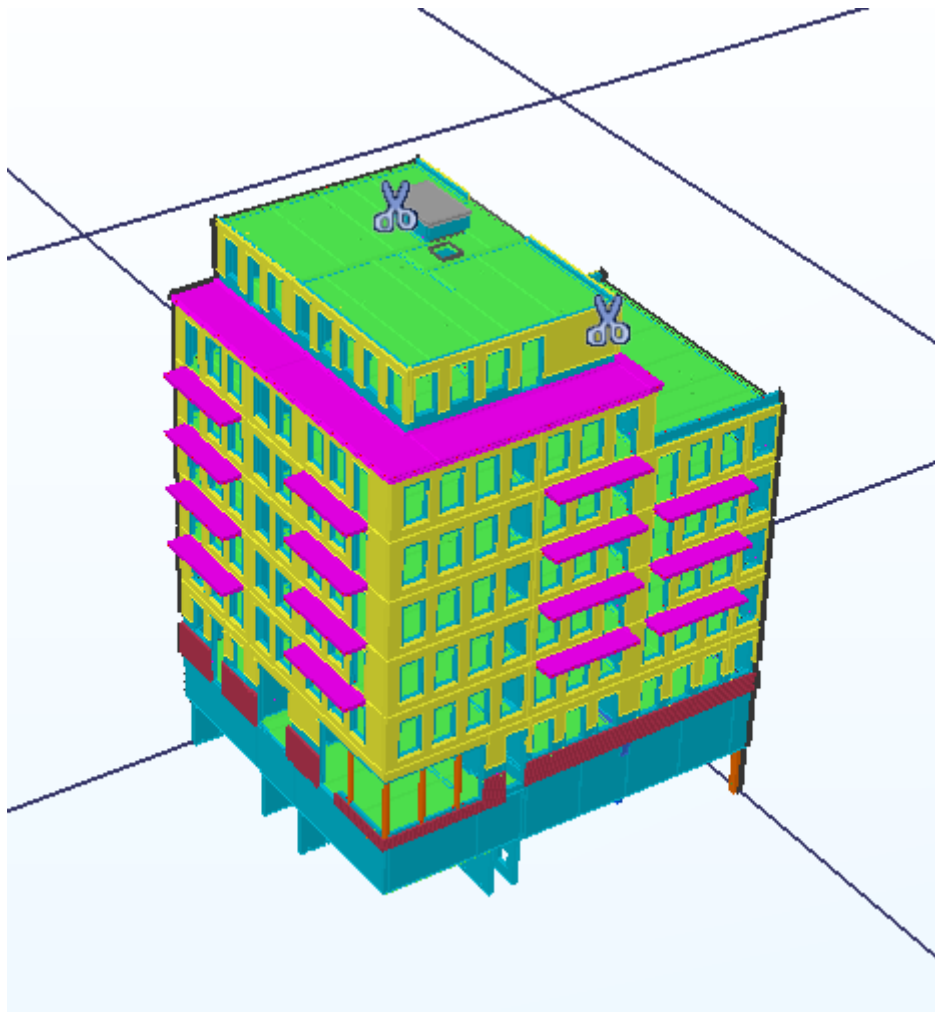
1. MATERJAL JA METOODIKA

1.1 Hoone tutvustus

Projekteeritav hoone on majaanuse parklaga kaheksakorruseline (korrused 08 kuni 15) korterelamulasteaed. Joonisel 1.1.1 ja joonisel 1.1.2 on toodud kolmemõõtmeline mudel. Hoone koosneb seitsmest trepikojast ja lasteaiaosast. Hoone maa alusel korrusel on parkla, laoruumid ja tehnoruumid. Ehitise maapealsetele korrustele on projekteeritud korterid. Katusekorruse korteritele on projekteeritud avatud terrassid. Antud peatükis vaatlen ka arhitektuurseid jooniseid. [9]



Joonis 1.1.1 Töös käsitletava hoone konstruktiivne kolmemõõtmeline mudel, vaatega sisehoovi



Joonis 1.1.2. Töös käsitletava hoone trepikoja kolmemõõtmeline mudel

Hoone kandekonstruktsioonid rajatakse võimalikult suures ulatuses monteeritavatest raudbetoonelementidest – seinad, postid, talad, õõnespaneelid, filigraanid, rõduplaadid ja betoonplaadid.

Käesolevas töös käsitletakse arvutustes ühe trepikoja raudbetoonist komposiitvahelae projekteerimist, ülejäänud konstruktsioone ei käsitleta. Vahelagede arvutustes kasutan betooni C30/37 keskkonnaklassiga XC1.

Hoonele on projekteeritud seinte alla lintvundament ning postide alla taldmivundamendid. Vundamentide projekteerimist ning geoloogilisi tingimusi käesolevas töös ei kajastata.

Maa alusel korrusel (08, vt graafilist osa) on parkimine ning panipaigad. Põrand on betoonist, mille alla paigaldatakse vahtpolüstüreensoojustus, tihendatud killustik ja geotekstiil. Nullkorruse seinad on ühekihilised monteeritavad raudbetoonpaneelid, mille peale paigaldatakse vahtpolüstüreensoojustus pärast montaaži. Monteeritavad raudbetoonpostid on nullkorrusel

ristlõikega 400x400 mm. Trepielemendid on monteeritavatest elementidest. Nullkorruse vahelagi on 50 mm paksune monteeritav raudbetoonplaat ehk filigraan, millele valatakse 200 mm pealevalu kiht. Filigraan toetub seintele 20 mm. Parkla osas on vahelaeks 265 mm õõnespaneel. [9]

Esimesel korrusel (09, vt graafilist osa) asuvad korterid, sissekäik ja trepikojad. Esimesel korruse välisseinad on kahekihilised monteeritavad raudbetoonpaneelid. Pärast montaaži paigaldatakse veel 60 mm vahtpolüstüreensoojustust ning viimistletakse krohviga. Kandvad siseseinad on ühekihilised monteeritavad raudbetoonpaneelid. Korterite vahelaeks on 50 mm paksune monteeritav raudbetoonplaat, mille peale valatakse 200 mm betooni. Parkla korruse vahelaeks on 400 mm õõnespaneelid. Õõnespaneelid toetuvad monteeritavatele raudbetoonaladele ja terastaladele. [9]

Teine kuni viies korrus (10-13, vt graafilist osa) on plaanilahenduselt sarnased seega kirjeldatakse neid ühes lõigus. Välisseinteks on sarnaselt esimese korrusega projekteeritud kahekihilised ja ühekihilised monteeritavad raudbetoonpaneelid. Nelja korrust läbib trepikoda, kus kasutatakse monteeritavaid raudbetoonist trepielemente. Kõigil korteritel on rõdud, mis on projekteeritud monteeritavate betoonplaatidena. Korterite vahelaeks on 50 mm monteeritav raudbetoonplaat, mille peale valatakse 200 mm betooni. [9]

Kuuendal korrusel (14, vt graafilist osa) on hoone jaotatud katuslaeks ja korteriteks. Välisseinteks on kahekihilised ja ühekihilised monteeritavad raudbetoonpaneelid. Trepikojas kasutatakse samuti raudbetoonis trepielemente. Korterite vahelaeks on 50 mm monteeritav raudbetoonplaan, mille peale valatakse 200 mm betooni. [9]

Seitsmendal korrusel (15, vt graafilist osa) on korterid ja katuseterrassid. Välisseinteks on projekteeritud kahekihilised ja ühekihilised monteeritavad raudbetoonpaneelid. Korterite vahelaeks on 50 mm monteeritav raudbetoonplaat, mille peale valatakse 200 mm betoon, vahtpolüstüreensoojustus, 70 mm betooni ning põranda viimistlus. [9]

Ehitise katus on osaliselt viilkatus kaldega 1:10, osaliselt lamekatus. Hoone viienda korruse laeks on lamekatus, mis kaetakse PVC katusekattematerjaliga. Seitsmenda korruse katuslagi on puitkarkassil viilkatus. Katuslagi toetub kandvatele välis,- ning siseseintele. Katuslaest tulenevad toereaktsioonid vahelaele on arvesse võetud koormustena. Katusele mõjuvad lumekoormused määratakse käesoleva töö peatükis 2.4. [9]

1.2 Kandeskeemi kirjeldus

Antud töös käsitletava hoone jäikuse tagab seinte ning vahelagede süsteem. Vertikaalseteks jäikuselementideks on monteeritavatest raudbetonelementidest seinad, horisontaalseteks jäikuselementideks on monoliitsed vahelaed. Hoone üldjäikuse arvutusi käesolevas töös ei teostata.

Hoonet läbivateks konstruktsioonideks on liftiseinad ja trepikoja seinad. Korterid on piiratud monteeritavate ühekihiliste seintega ja kahekihiliste välisseintega.

Keldrikorruse välisseinad on monoliitsed. Kandvatele välisseintele toetuvad jätkuvplaadina töötav vahelagi ning katus. Parklakorruse postidele toetuvad monteeritavad vahelaetalad, mis on nii raudbetoonist kui ka terasest. Garaaži katuslagi on projekteeritud monteeritavatest õõnespaneelidest paksusega 265 mm, mis toetuvad monteeritavatele taladele.

Seinad ja vahelaed toetuvad keldrikorruse seintele ning taladele. Need koormused kantakse läbi seintele ja postidele ning sealt omakorda vundamendile. 08 Korruse ja 09 korruse vahelaes kasutatakse teras- ja raudbetoonitalasid. Talad toetuvad monteeritavatele raudbetoonpostidele.

Maapealsete korruste kandeskeemid on identsed - laed toetuvad kandeseintele ja sealt kandub koormus vundamendile. Vahelaed töötavad jätkuvplaadi skeemi alusel. Vahelagedele toetuvad korterite sisetrepid.

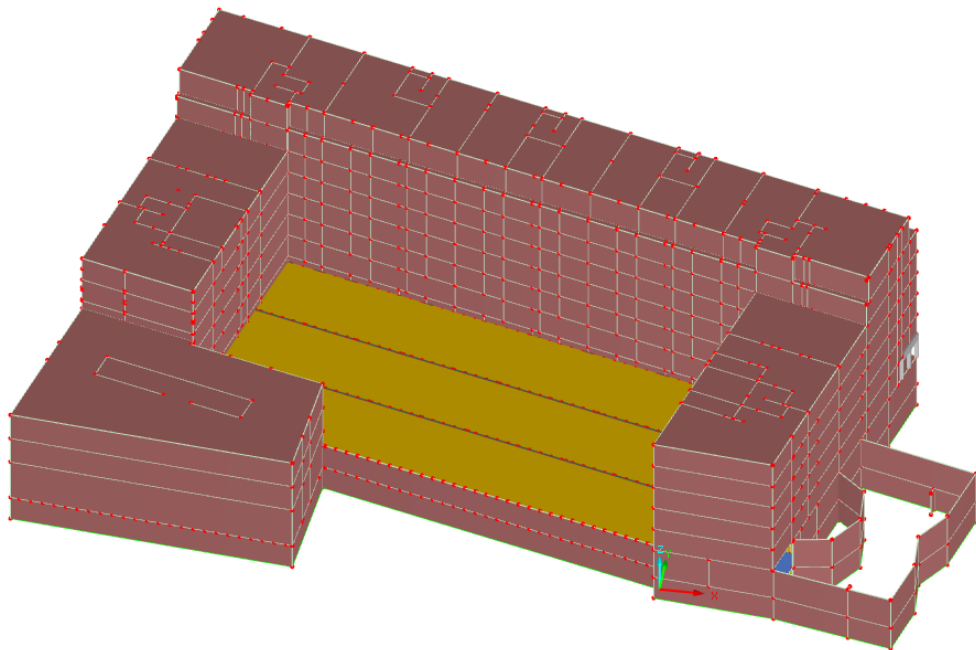
Kuuenda korruse välisseinad on toetuvad vahelaeplaadile ja seintele. Vahelaeplaadile koormuste vähendamiseks valmistatakse kuuenda korruste välisseinad lihttalana, mis toetuvad viienda korruste kandvatele seintele. Kus kandvad seinad puuduvad, lisatakse terastala välisseinte alla.

Katusekonstruktsioon toetub vahelaeplaadile ja seintele. Katuse sarikad töötavad jätkuvtala skeemi järgi, harjatalad jätkuvtalana. Katusekonstruktsioonist tulenevad koormused on arvesse võetud koormustena vahelaeplaadile (vahelagi 16). Katusekonstruktsioonide arvutusi ja lahendusi käesolevas töös ei käsitleta. [9]

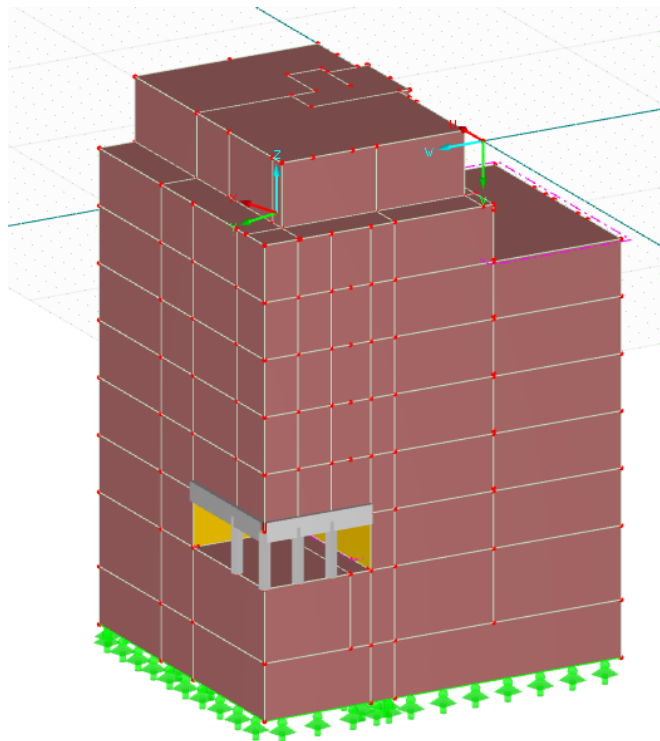
1.3 Arvutusmeetodi kirjeldus

Arvutusmudel (vt joonis 1.3.1) koostati kogu hoone kohta, kuid käesolevas töös käsitletakse ühe trepikoja komposiidist vahelaep arvutusi (vt joonis 1.3.2). Teiste kandekonstruktsioonide arvutused on projekteerimistöös käigus teostatud, kuid antud töös neid ei kirjeldata. Vahelaep arvutustest

peaks kontrollima eriolukordi nagu trepi toetus vahelaele, postide läbisurumist, rõdude kinnitust ning avade paiknemist kuid antud töös neid ei kirjeldata.



Joonis 1.3.1 Arvutusmudel



Joonis 1.3.2 Töös käsitletava piirkonna arvutusmudel

Vahelae arvutuste aluseks on koormusskeemid, mis koosnevad alalis-, kasus- ja lumekoormustest. (vt. graafilised joonised). Koormusskeemi põhjal koostatakse kande- ja kasutuspiirseisundi koormuskombinatsioonid ning määratakse koormuste osavaru- ja kombinatsioonitegurid vastavalt standardile. [9]

Raudbetoonist vahelaeplaadi sisejõudude leidmiseks kasutatakse arvutusprogrammi *Dlubal RFEM*. Programmi sisestatakse plaadi geometria ja määratakse vajalikud materjalide omadused võimaldamaks määrata plaadis tekkivad sisejõud. Vajalik pikitõmbearmatuur plaadi alapinnas määratakse suurimate tekkivate paindemomentide järgi. Arvutuslike tulemusi võrreldakse konstruktiivsetest nõuetest tuleneva vajaliku minimaalse armatuuri intensiivsusega ning võrdluse tulemuste põhjal määratakse alumises pinnas vajalik põhiarmatuur. Plaadi kujust ja koormuste paiknemisest tulenevalt tekivad plaadi silde keskel ja tugeudel maksimaalsed paindemomendid, kuhu dimensioneeritakse vajalik pikitõmbearmatuur.

Raudbetoonplaadi armatuuri dimensioneerimisel lähtutakse maksimaalsetest paindemomentidest. Põhiarmatuuri leian 1 m laiuse riba kohta. Plaadi tugede kohal tekivad suuremad paindemomendid kui plaadis üldiselt. Tugede kohal dimensioneeritakse raudbetoonplaadi ülapinda vajalik lisaarmatuur.

Käesolevas töös esitatakse arvutused ühe tüüpse piirkonna alapinnaarmatuuri kui ka ülapinnaarmatuuri kohta. Ülejäänud piirkondade arvutused teostatakse samas mahus, tulemused esitatakse tabelis.

Ülapinna põhiarmatuuri minimaalseks läbimõõduks määratakse 10 mm ehitustehnoloogiliselt tulenevalt, sest ehitustööde käigus toimub armatuuril kõndimist ning peenem armatuur võib sellisel juhul deformeeruda.

Kasutuspiirseisundi arvutustega kontrollitakse vahelaeplaadis pragude tekkimist ning nende tekkimisel avanemislaiust. Pragudekindluse kontroll teostatakse arvutusprogrammi abil ning seda kontrollitakse lisaks ka käsitsi. Kasutuspiirseisundi arvutused põhinevad tõenäolisel koormuskombinatsioonil. [3]

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

(1.1)

kus $G_{k,j}$ – alaliskoormus
 $Q_{k,i}$ – domineeriv muutuvkoormus
 $\psi_{2,i}$ - domineeriva muutuvkoormuse kombinatsioonitegur

Kasutuspiirseisundi kontroll läbipaindele toimub arvutusprogrammi abil kuna käsitsi arvutamiseks on uuritav konstruktsioon liiga keeruline. Tegu on staatiliselt määramatu mitmesildelise plaadiga, mis töötab kahes suunas ning millel on suured avad mõningates silletes. Seetõttu teostatakse läbipainde arvutus arvutusprogrammi RFEM keskkonnas. Programmist saadavate arvutuste tulemuste kontrolliks modelleeritakse lihtsam süsteem, mille läbipaine on lihtsalt arvutatav.

RFEM programmi näol on tegemist lõplike elementide meetodil põhineva arvutusprogrammiga, mis võimaldab ka dimensioneerida ehituskonstruktsioone. Programmis sisaldub suurel hulgal materjale ning erinevaid terasristlõikeid, mille hulgast saab valida sobivad. Materjali omaduste sisestamisega ning raudbetoonplaadi paksuse määramisega võtab programm ise arvesse plaadi omakaalu. Koormused sisestatakse programmi alagrupidena (alaliskoormused, kasuskoormused, lumekoormused jne), mis võimaldab kasutada erinevatele gruppidele erinevaid osavarutegureid ja kombinatsioonitegureid olenevalt rakendatavast koormustest.

1.4 Arvutuslused

Arvutused põhinevad seletuskirjas esitatud nõuetele, kasutusklassidele ning projekteeritavale hoonele määratud tingimustele. Ehitise planeeritav kasutusiga on 50 aastat. Hoone on kombineeritud kasutusklassiga lasteaed-korterimaja. Hoone tulepüsivusklass on TP1, kasutusviis I ja V ning hoones on tagatud I tulekaitsetase. Põlemiskoormus jääb ehitises alla 600 MJ/m². Maa-aluse korruse kandekonstruktsioonide nõutav tulepüsivus on R120, maapealsete korruste kandekonstruktsioonide nõutav tulepüsivus on R60. [3]

Käesolevas töös projekteeritavad raudbetoonkonstruktsioonid siseruumides on betoonist klassiga C30/37 ning armatuurteraseks kasutatakse sarrust klassiga B500BT ning kuulub XC1 keskkonnaklassi. Projekteeritavad eelpingeplaadid garaažis on betoonist klassiga C50/60 ning trossidena kasutatakse Y1860S7 ning kuulub XD3 keskkonnaklassi. Ehitismaterjalide omadused, mille alusel arvutatakse konstruktsioonid, on toodud tabelites 1.4.1 ja 1.4.2. [11]

Tabel 1.4.1. Betoon C30/37 karakteristikud (tugevuse ühik on MPa, elastusmoodulil GPa) [6;tabel 3.1]

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

Tabel 1.4.2. Armatuurterase B500BT ja Y1860S7 trossi karakteristikud (tugevuse ühik on MPa) [6]

Teras	f_{yk}	f_{yd}	E_s
B500BT	500	435	$2,0 \cdot 10^5$

Konstruksiooniklass määrati hoone projekteerivatele konstruksioonidele vastavalt ehituskonstruktori käsiraamatu juhisteole olenevalt betooni klassist, keskkonnaklassidest ja hoone kasutuseast. Konstruksiooniklassiks valiti S4. [9]

Projekteeritavate konstruksioonide minimaalne nimikaitsekiht leitakse vastavalt betooni klassist ning keskkonnaklassist valemiga $c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$, kus $c_{min} = 10$ mm ja kaitsekihi lubatav hälve $\Delta c_{dev} = 10$ mm. [5, osa 4.4]

Filigraanid XC1 keskkonnaklassiga $c_{nom} = 10 + 10 = 20$ mm

2. KOORMUSED

2.1 Piirseisundid, koormuskombinatsioonid ja osavarutegurid

Konstruksioonide arvutamise aluseks on mõjuvate koormuste arvutuslikud väärtused. Konstruksiooniarvutuste eesmärgiks on kontrollida piirseisunditele vastavust. Käesoleva töö käigus kontrollitakse alalisest arvutusolukorrast tingitud koormusjuhte, mille hulka kuuluvad nii kande- kui ka kasutuspiirseisundid. [9]

Kandepiirseisund iseloomustab konstruktsiooni purunemist, staatilise tasakaalu kaotust, stabiilsuse kaotust või kahjustusi, millest tulenevalt kaotab konstruktsioon kande võime. Kandepiirseisundi kontrollimisel tuleb mõjuvad koormused läbi korrutada osavaruteguritega, alaliskoormuste osavarutegur $\gamma_G = 1,35$ ja kasuskoormuste osavarutegur $\gamma_Q = 1,5$. Kui samaaegselt mõjub rohkem kui üks kasuskoormus, siis mittedomineerivad koormused korrutatakse läbi kombinatsiooniteguriga ψ_0 [3]

Kasutuspiirseisundiga kontrollitakse konstruktsioonide välimuse ja kasutatavusega seotud tulemusi - deformatsioone ja pragunemist. Kasutuspiirseisundeid eristatakse vastavalt koormusest põhjustatud tagajärgedele taastuvateks ja taastumatuteks. Taastumatute kasutuspiirseisundite puhul kasutatakse üldjuhul normatiivset koormuskombinatsiooni ja taastuvate puhul tavalist koormuskombinatsiooni. [3]

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

(2.1)

kus $G_{k,j}$ – alaliskoormus

$Q_{k,1}$ – domineeriv muutuvkoormus

$Q_{k,j}$ – muu muutuvkoormus

$\psi_{0,i}$ – muu muutuvkoormuse kombinatsioonitegur

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,i} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,j}$$

(2.2)

- kus $G_{k,j}$ – alaliskoormus
 $Q_{k,i}$ – domineeriv muutuvkoormus
 $\psi_{1,i}$ - domineeriva muutuvkoormuse kombinatsioonitegur
 $Q_{k,j}$ – muu muutuvkoormus
 $\psi_{2,i}$ – muu muutuvkoormuse kombinatsioonitegur

Koormuste pikaajalisest toimest ning konstruktsiooni välimusega seotud kasutuspiiriseisundite puhul rakendatakse tõenäolist koormuskombinatsiooni. [3]

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,i} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,j}$$

(2.3)

- kus $G_{k,j}$ – alaliskoormus
 $Q_{k,i}$ – domineeriv muutuvkoormus
 $\psi_{1,i}$ - domineeriva muutuvkoormuse kombinatsioonitegur
 $Q_{k,j}$ – muu muutuvkoormus
 $\psi_{2,i}$ – muu muutuvkoormuse kombinatsioonitegur

Käesolevas projektis käsitletavad pragunemine ja läbipaine liigituvad välimusega seotud kombinatsioonide alla ja seega kasutatakse kasutuspiiriseisundi arvutustes tõenäolist koormuskombinatsiooni. Koormuste osavaruteguriks kõikide koormuste puhul võetakse arvutustes $\gamma_G=1,0$ ja $\gamma_Q=1,0$. Normatiivse koormuskombinatsiooni puhul vähendatakse mittedomineerivaid koormusi kombinatsiooniteguriga ψ_0 . Tõenäolise koormuskombinatsiooni korral vähendatakse kõiki muutuvkoormusi kombinatsiooniteguriga ψ_2 . Käesoleva hoone kasutusklassid: A – eluruumid, C – klassiruumid, F – liikluspinnad. Standardis määratud kombinatsioonitegurite väärtused on toodud tabelis 2.1.1 [2;3;11]

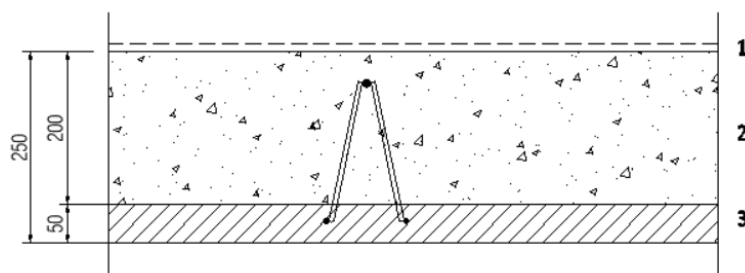
Tabel 2.1.1. Kombinatsiooniteguri väärtused. [3]

Koormuse liik	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Kasuskoormuse Klass A (eluruumid)	0,7	0,5	0,3
Kasuskoormuse Klass C1 (klassiruumid)	0,7	0,7	0,6
Kasukoormuse klass F (liikluspinnad)	0,7	0,7	0,6
Lumekoormus $2.0 \leq s_k < 3.0 \text{ kN/m}^2$	0,7	0,4	0,2
Tuulekoormus	0,3	0,2	0,0

2.2 Alaliskoormused

Konstruksioonide omakaalu koormused on käesoleva hoone projektis arvatud vastavalt standardile SS-EN 1991-1-1:2002. Materjalide mahukaalude väärtused põhinevad standardis ja ehituskonstruktori käsiraamatus toodud andmetele. Vahelae konstruksioonide omakaalude normatiivsed väärtused on näidatud konstruksioonide kirjelduste juures. [9]

Vahelae tüüp 1

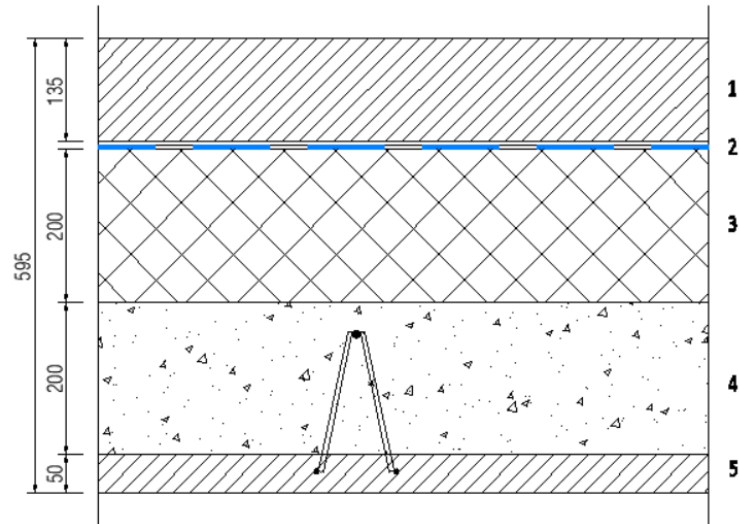


Joonis 2.2.1 Vahelae tüüp 1

1-Põrandakate 20 mm	$0,08 \text{ kN/m}^2$
2-Raudbetoon 200 mm	$0,2 \times 25 = 5,0 \text{ kN/m}^2$
3-Filigraan 50 mm	$0,05 \times 25 = 1,3 \text{ kN/m}^2$

Kokku: $q_{k1} = 6,4 \text{ kN/m}^2$

Vahelagi tüüp 2



Joonis 2.2.2 Vahelae tüüp 2

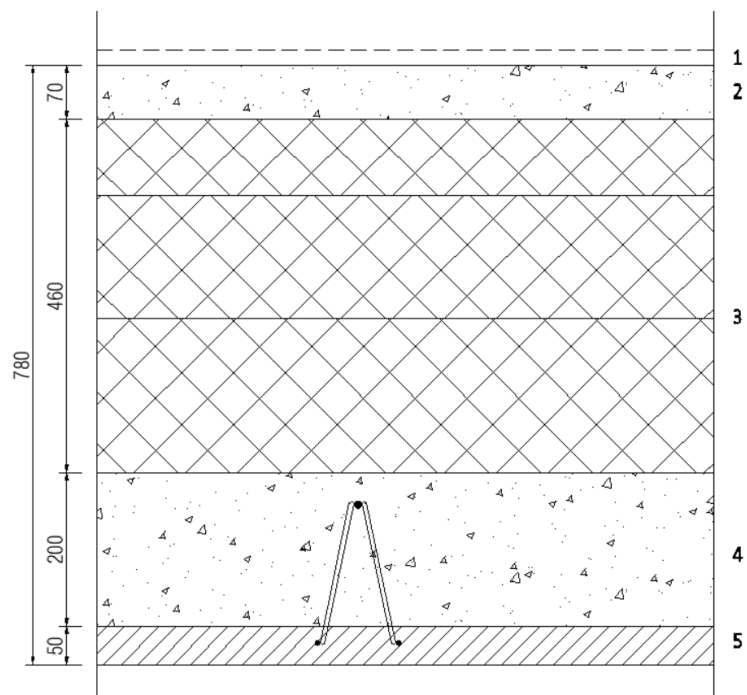
1-Raudbetoon rõduplaat 135 mm	$0,135 \times 25 = 3,38 \text{ kN/m}^2$
2-ND 220 dreneažisüsteem	$0,022 \text{ kN/m}^2$
3-Soojustus 200 mm	$0,2 \times 0,75 = 0,15 \text{ kN/m}^2$
4-Raudbetoon 200 mm	$0,2 \times 25 = 5,0 \text{ kN/m}^2$
5-Filigraan 50 mm	$0,05 \times 25 = 1,3 \text{ kN/m}^2$

Kokku: $q_{k2} = 9,9 \text{ kN/m}^2$

Vahelagi tüüp 3

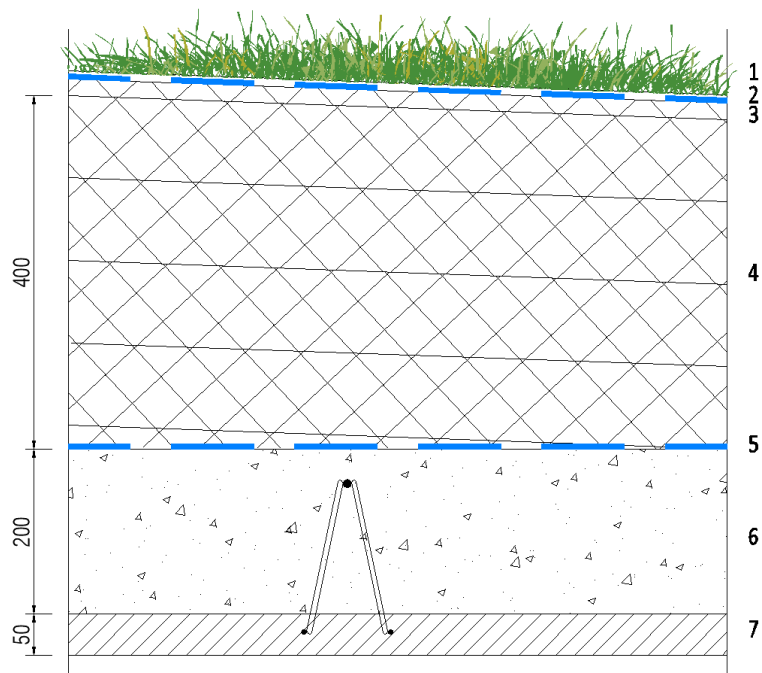
1-Põrandakate 20-50 mm	$0,5 \text{ kN/m}^2$
2-Raudbetoon 70 mm	$0,07 \times 25 = 1,75 \text{ kN/m}^2$
3-Soojustus 460 mm	$0,46 \times 0,75 = 0,35 \text{ kN/m}^2$
4-Raudbetoon 200 mm	$0,2 \times 25 = 5,0 \text{ kN/m}^2$
5-Filigraan 50 mm	$0,05 \times 25 = 1,3 \text{ kN/m}^2$

Kokku: $q_{k3} = 8,9 \text{ kN/m}^2$



Joonis 2.2.3 Vahelae tüüp 3

Vahelagi tüüp 4



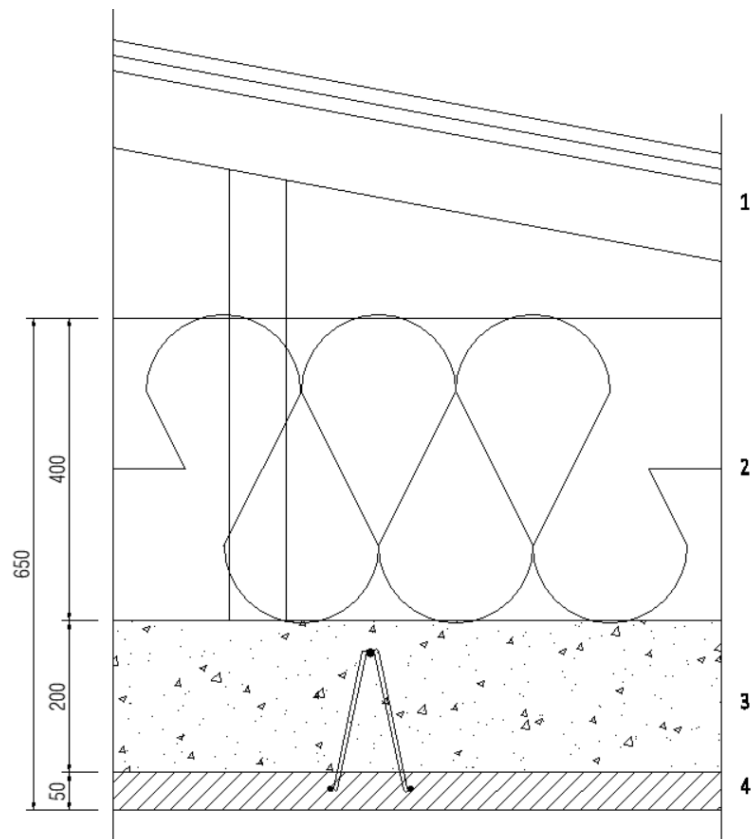
Joonis 2.2.4 Vahelae tüüp 4

1-Kivitaimla	0,5 kN/m ²
2-ND 220 дренаžisüsteem	0,022 kN/m ²
3-Veesoontega soojustus 20 mm	0,02×1,625= 0,03 kN/m ²

4-Soojustus 4x100 mm	$0,4 \times 1,625 = 0,65 \text{ kN/m}^2$
5-Hüdroisolatsioon	
6-Raudbetoon 200 mm	$0,2 \times 25 = 5,0 \text{ kN/m}^2$
7-Filigraan 50 mm	$0,05 \times 25 = 1,3 \text{ kN/m}^2$

Kokku: $q_{k4} = 7,5 \text{ kN/m}^2$

Vahelagi tüüp 5

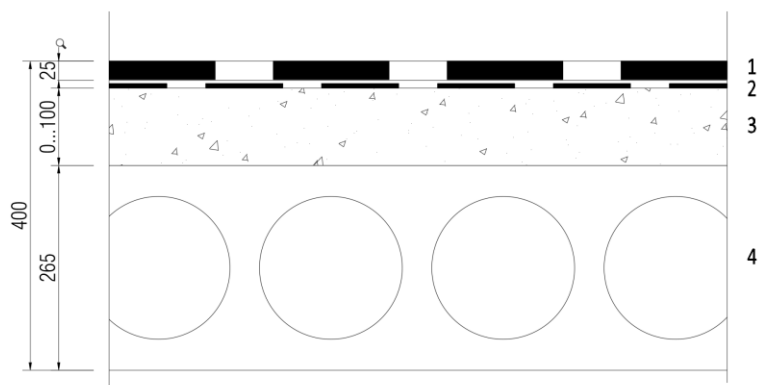


Joonis 2.2.5 Vahelae tüüp 5

1-Katuse konstruktsioonid	$0,3 \text{ kN/m}^2$
2-Mineraalvill 400 mm	$0,4 \times 0,625 = 0,25 \text{ kN/m}^2$
3-Raudbetoon 200 mm	$0,2 \times 25 = 5,0 \text{ kN/m}^2$
4-Filigraan 50 mm	$0,05 \times 25 = 1,3 \text{ kN/m}^2$

Kokku: $q_{k5} = 6,85 \text{ kN/m}^2$

Vahelagi tüüp 6

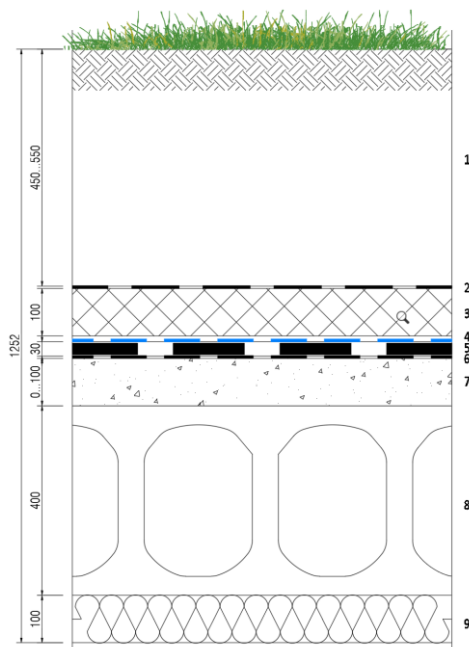


Joonis 2.2.6 Vahelae tüüp 6

1-Asfalt 25 mm	$0,025 \times 16 = 0,4 \text{ kN/m}^2$
2-Veekindel polümeer-bituumenmatt	$0,005 \times 16 = 0,1 \text{ kN/m}^2$
3-Raudbetoon 100 mm	$0,1 \times 25 = 2,5 \text{ kN/m}^2$
4-Õõnespaneel 265 mm	$0,15 \times 25 = 3,75 \text{ kN/m}^2$

Kokku: $q_{k5} = 6,75 \text{ kN/m}^2$

Vahelagi tüüp 7



Joonis 2.2.7 Vahelae tüüp 7

1-Pinnas	500 mm	$0,5 \times 19 = 9,7 \text{ kN/m}^2$
2-Geotekstiil		
3-Vahtpolüstüreen	100 mm	$0,1 \times 0,625 = 0,6 \text{ kN/m}^2$
4-Äravoolumatt	12,5 mm	
5-ND 220 drenaaži süsteem		0,022 kN/m ²
6-Asfalt	30 mm	$0,03 \times 16 = 0,48 \text{ kN/m}^2$
-Asfaltbituumen YEP6500		$0,005 \times 16 = 0,08 \text{ kN/m}^2$
-Nakkedispersioon		
7-Raudbetoon	100 mm	$0,1 \times 25 = 2,5 \text{ kN/m}^2$
8-Õõnespaneel	400 mm	$0,2 \times 25 = 5,0 \text{ kN/m}^2$
9-Mineraalvill	100 mm	$0,1 \times 0,25 = 0,03 \text{ kN/m}^2$

Kokku: $q_{k5} = 18,4 \text{ kN/m}^2$

Alaliskoormuste paiknemine on näidatud graafilisel joonisel „Koormuste plaan“.

2.3 Kasuskoormused

Hoone konstruktsioonidele mõjuvad kasuskoormuste normatiivsed väärtused olenevad ruumide kasutusotstarbest. Käesolevaks uurimisobjektiks olev vahelagi kuulub klassidesse A ning H, kuhu pääseb ainult hoolduseks, remondiks ja puhastustöödeks. Garaaži vahelagi kuulub klassi F. Tabel 2.3.1 esitab ruumide põrandatele mõjuvad kasuskoormused.

Lähtuvalt tabelist 2.3.1 on kasuskoormused siseruumides $2,0 \text{ kN/m}^2$ ning rõdudel $3,5 \text{ kN/m}^2$. Samaaegselt ei arvestata katusele mõjuvat lumekoormust ja kasuskoormust ning seetõttu jäetakse katusele mõjuv kasuskoormus lihtsuse huvides arvutustest välja. Piirseisundite kontrollil saab määravaks lumekoormus, mis määratakse peatükis 2.4. Kasuskoormuste paiknemine on näidatud graafilisel joonisel „Koormuste plaan“. [11]

Tabel 2.3.1 Elu-, avalike, äriruumide põrandate ja liikluspindade kasukoormused [3]

Ruumi klass		q_k (kN/m ²)	Q_k (kN)
A	Vahelaed	2,0	2,0
	Trepid	2,0	2,0
	Rõdud	3,5	2,0
C	C5	5,0	4,0
F		2,5	20

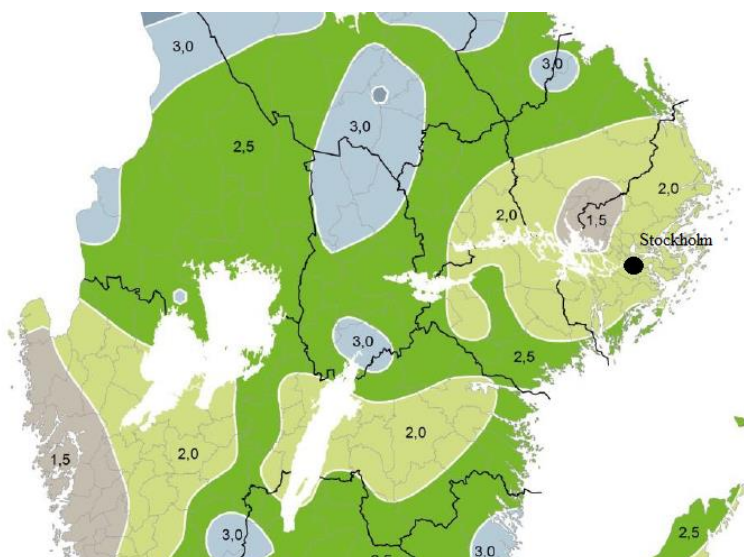
A – eluruumid, haiglapalatid, hotellide numbritoad, köögid ja WC-d

C5 – ruumid rahvakogunemisteks (kontserdisaalid, tribüünidega spordisaalid, katuseterassid, ühendusteel).

F – kergete sõidukite jaoks (sõiduki brutokaal ei üle 30 kN, istekohtade arv ei ületa 8).

2.4 Lumekoormused

Lumekoormuse leidmise teeb keerukaks lume kuhjumist põhjustavad tegurid näiteks kaldkatused erinevatel tasanditel ning terrassid kuhu saab lumi kuhjuda. Lumekoormuse määramine katuslaele teostan vastavalt standardile. Lumekoormused arvutan kahes osas. Kõigepealt lumekoormus vastavalt katuse kujutegurile ning seejärel lume kuhjumisest. Kuhjumine on tingitud eenditest ja lume libisemisest kõrgemalt katuselt.



Joonis 2.4. Lume normkoormus s_k maapinnal 2,0 kN/m² [4]

Standardi rahvusliku lisa kohaselt määratakse hoone geograafilisest asukohast (Stockholm) (vt joonis 2.4) tingitud lume normatiivne koormus maapinnal $s_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$. [4]

2.4.1 Lumekoormus katusele

Katustele mõjuv lume normatiivne koormus s_i (kN/m^2) arvutatakse valemiga:

$$s_i = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k, \quad (2.4)$$

kus

μ_i – lumekoormuse kujutegur (tabel 2.4),

s_k – normatiivne lumekoormus maapinnal,

C_e – avatustegur,

C_t – soojustustegur (EVS-EN 1991-1-3:2006).

Standardi (SS-EN 1991-1-3:2006) rahvusliku lisa kohaselt võetakse $C_e = 1,0$ ja $C_t = 1,0$.

Tabel 2.4. Lumekoormuse kujutegurid [4, Tabel 5.2]

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

Kuna tegemist on lamekatusega, siis tabelist 2.4 võetakse kujuteguriks $\mu_i = 0,8$. Võttes arvesse katuse kujutegurit, standardis määratud väärtused ning normatiivse lumekoormuse maapinnal, leitakse normatiivne lumekoormus katusele valemiga (2.4):

$$s_i = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 2,0 = 1,6 \text{ kN/m}^2$$

2.4.2 Lume kuhjumine katusele

Lume kuhjumine projekteeritaval vahelaepaadil on tingitud kõrgematest hooneosadest, mille taha saab lumi tuule mõjul kuhjuda. Lisaks ka kaldkatusest, millelt libiseb lumi projekteeritavale vahelaepaadile. Standardi EVS-EN 1991-1-3:2006 kohaselt määratakse lumekoormuse kujutegur μ_2 valemiga:

$$\mu_2 = \mu_s + \mu_w, \quad (2.5)$$

kus

μ_s – ülemiselt katusest lume alla libisemisel tekkiva hange kujutegur,
 μ_w – tuule mõjul kujuva lumehange kujutegur [4]

Vaadeldava katusega külgnev kõrgem kaldkatvus on kaldenurgaga 10° . Standardi kohaselt võetakse katustel, mille kaldenurk on väiksem kui 15° , allalibiseva lume koormuseks $\mu_s=0$

Kõrgema katuse kujutegur on vastavalt tabelile 2.4 $\mu^* = 0,8$. Kõrgema katuse astmepoolse tahu horisontaalprojektsiooni laius on $b^* = 3,93$ m. Hange pikkus leitakse valemiga:

$$l_s = 2h, \Leftrightarrow \text{kusjuures } \Leftrightarrow 5m \leq l_s \leq 15m \quad (2.6)$$

Külgneva katuse kõrgus $h = 3860$ mm. Valemist 2.3 leitakse hange pikkus.

$$l_s = 2 \cdot 3,86 = 7,72m < 15m \rightarrow l_s = 7,72m$$

Seega valitakse arvutustes hange pikkuseks $l_s = 7,72$ m.

Tuule mõjul kuhjuva lumehange kujutegur arvutatakse valemiga [4]:

$$\mu_w = \frac{b_1 + b_2}{l_s} \leq \frac{\gamma \cdot h}{s_k}, \quad (2.8)$$

kus

b_1 – kõrgema katusega hooneosa laius m,

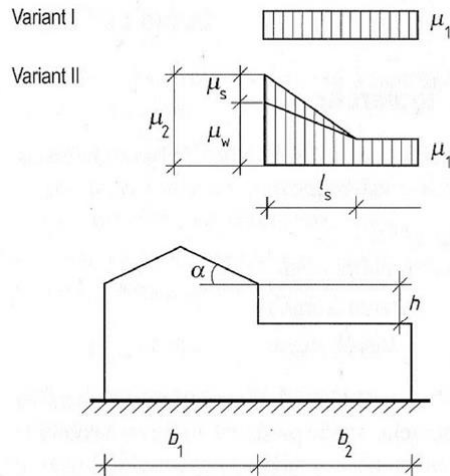
b_2 – madalama katusega hooneosa laius m,

l_s – hange pikkus m,

γ – lume puistemahukaal kN/m^3 , (arvutustes $2,0 \text{ kN/m}^3$)

h – katuse astme kõrgus m

Joonisel 2.2 on näidatud valemis (2.8) vajalikud mõõtmed graafiliselt. Katuseastme mõõtmed vastavalt joonisele 2.2 on $h = 3,86$ m, $b_1 = 10,5$ m ja $b_2 = 2,2$ m.



Joonis 2.2. Lumekoormuse kujutegurid katuseastme juures
[4, joonis 5.7]

Hange pikkus vastab tingimusele seega arvutustes võetakse hange pikkuseks $l_s = 5,26$ m.

Tuule mõjul kuhjuva lumehange kujutegur madalamale astmele μ_w leitakse valemiga (2.8):

$$\mu_w = \frac{2,2 + 10,5}{7,72} = 1,65 < \frac{2 \cdot 3,86}{2,0} = 3,86,$$

Kuna arvatud kujutegur μ_w on suurem kui piirtingimuses seatud 1,65, ning see rahuldab omakorda tingimust $0,8 \leq \mu_w < 4$, siis edaspidistes arvutustes kasutan kuhjumisest põhjustatud kujutegurit $\mu_w = 1,65$.

$$s_{ii} = 1,65 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 2,0 = 3,3 \text{ kN/m}^2$$

Leitud lumekoormus on ühtlase pinnakoormusena ja kuhjumisel tekib trapetsiline koormus. Kuna lume kuhjumist põhjustavad alad paiknevad lähestikku, siis loobun pinnakoormusest ja kasutan lume kuhjumisel tekkivat koormust $q_{k2} = 3,3 \text{ kN/m}^2$. Lumekoormuste paiknemine on näidatud graafilisel joonisel "Koormuse plaan".

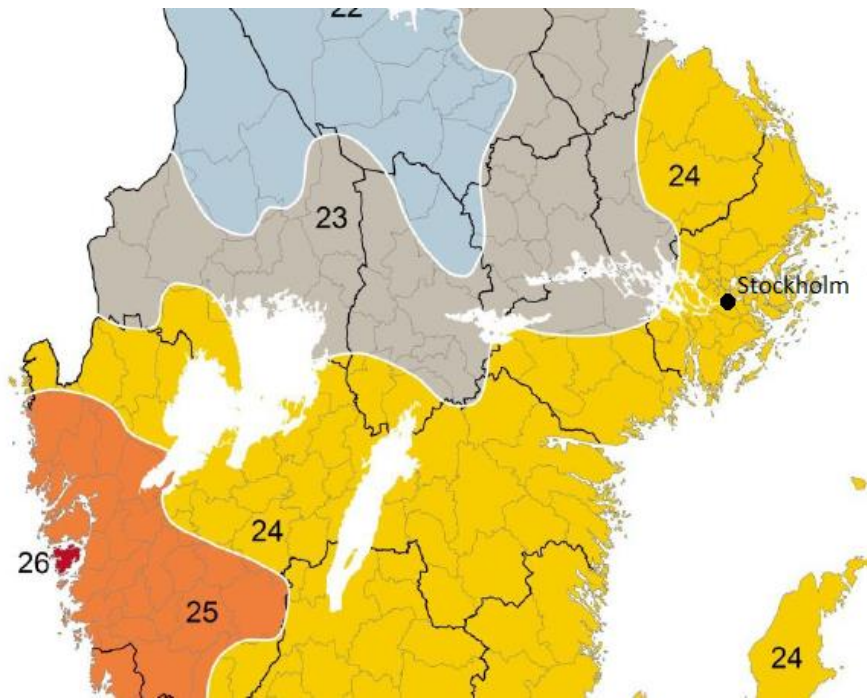
2.5 Tuulekoormus

Tuulekiirus sõltub hoone maastikutüübist ja kõrgusest. Vastavalt standardile kuulub Stockholm IV maastikutüüpi, kus tuule keskmine kiirus on 24 m/s (vt. joonist 2.5.1). [5]

$$q_b = 0,5\rho v_0^2$$

(2.9)

Kus q_p – kiirusrõhk
 ρ – õhu tihedus, 1,25 kg/m³
 v_0 – tuule kiirus



Joonis 2.5.1 Tuule keskmine kiirus $v_0=24$ m/s [5]

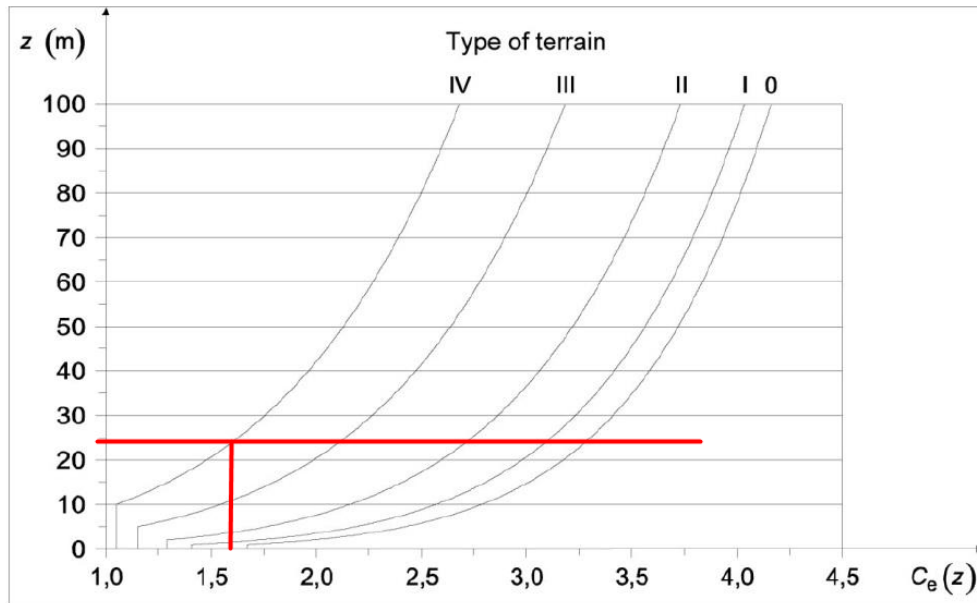
$$q_b = 0,5 \times 1,25 \times 24^2 = 0,36 \text{ kN/m}^2$$

$$q_p = c_e(z)q_b$$

(2.6)

Kus q_p – kiirusrõhk
 $c_e(z)$ – asukohategur
 q_b – kiirusrõhk

Hoone kõrguseks on 24 m. Joonise 2.5.2 abil leian asukohateguri.



Joonis 2.5.2 Kõrgusel $z_{ce}=1,6$ [5]

Leian kiirusrõhu q_p

$$q_p = 1,6 \times 0,36 = 0,58 \text{ kN/m}^2$$

Kiirusrõhu abil saan leida tuulekoormuse seintele.

2.5.1 Tuulekoormus seintele

Tabelis on rõhutegurid välisseintele antud nii $C_{pe,10}$, kui ka $C_{pe,1}$ väärtused. Tuulele avatud pindadele suurusega üle 10 m^2 tuleb kasutada $C_{pe,10}$, ($C_{pe,1}$ kasutatakse kinnituselementide jms. arvutamiseks).

$$A > 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe,10};$$

Kuna $d/h=35/24=1,5$, siis vastavalt tabelile 10.2.2 tuleb tsoonid interpoleerida.

D: $C_{pe,10}=+0,8$;

E: $C_{pe,10}=-0,53$;

Hoone seintele mõjuv välispidine normatiivne tuul

$$q_{k(D)} = 580 \cdot (+0,8) = +464,0 \text{ N/m}^2$$

$$q_{k(D)} = 580 \cdot (-0,53) = -307,4 \text{ N/m}^2$$

3. FILIGRAANI JA EELPINGEPLAADI DIMENSIONEERIMINE

3.1 Filigraani kirjeldus

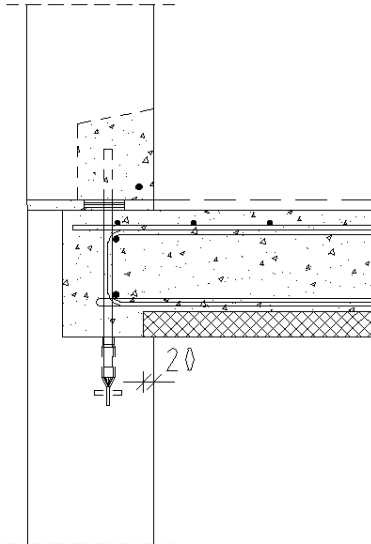
Filigraan on õhuke raudbetoonplaat, mis koosneb tavaliselt 50 või 70 mm paksusest armeeritud betoonplaadist, girderitest (Foto 3.1.1). Filigraani kasutamise eeliseks on tema lihtne tootmine, kergus ja mugavus. Tootmine on eeliseks sellepärast, et ta on suhteliselt õhuke ja saab toota pikal liinil. Filigraani sisse saab lihtsalt lisada elektri (foto 3.1.2), ventilatsiooni ja ajutiste piirete detaile. Filigraanid on kuni 2,4 m laiused ja kuni 12 m pikkused. Girdereid on filigraanis kaks kuni neli tükki. Filigraanid toetakse seinale vähemalt 20 mm ulatuseks (skeem 3.1.1), mis pärast kommunikatsioonide lisamist betoneeritakse. Arhitektuurselt jääb ruumis näha ainult tehase raketise pind, mis on ka üks eelis monoliitse vahelae ees.



Foto 3.1.1 Filigraan [9]

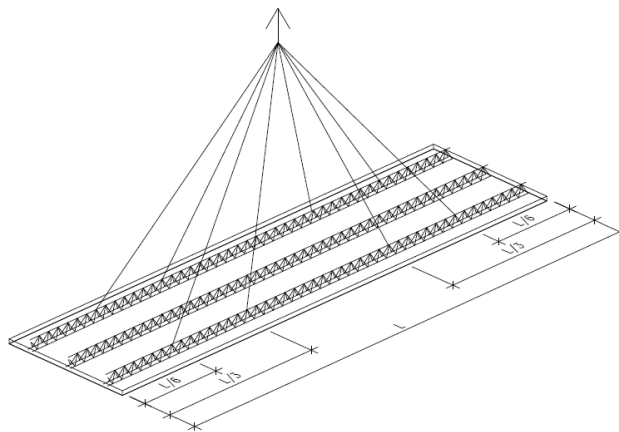


Foto 3.1.2 Elektri detail filigraanis [9]



Skeem 3.1.1 Filigraani toetus seinale

Filigraanidesse paigaldatakse girderid, mis võtavad vastu erinevatel aegadel valatud betooni nihkejõu. Girderi kõrgus valitakse vastavalt pealevalu paksusele. Girderid paigaldatakse tavaliselt sammuga 500 mm, paralleelselt filigraani pikema küljega. Filigraani tõstmiseks kasutatakse äärmiseid girdereid, olenevalt filigraani kaalust, pikkusest, armatuurist. Tõstepunkte on kas neli või kaheksa (skeem 3.1.2).

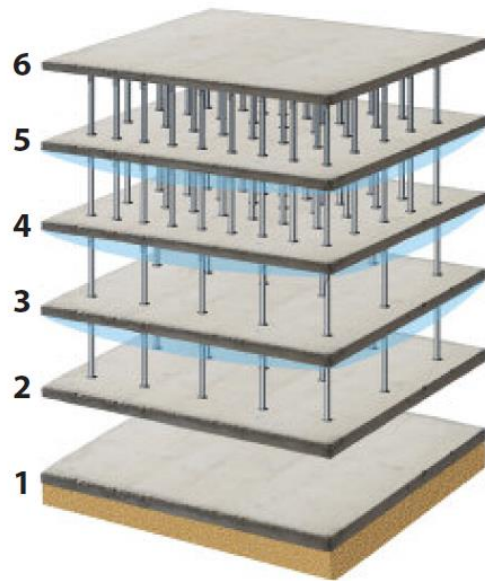


Skeem 3.1.2 Filigraani tõsteskeem [9]

Montaaži olukorras toestatakse filigraane ajutiste tugedega (Foto 3.1.3). Ajutised toed on filigraani all seni kuni betoon on saavutanud 70% normtugevuse või valamise päevast on möödunud 28 päeva. Ajutisi tuged ei tohi eemaldada kui teostatakse ülemise korruse montaaži töid (Skeem 3.1.3).



Foto 3.1.3 Ajutised toed [9]



Skeem 3.1.3 Ajutised toed erinevatel korrustel [1]

3.2 Kontrollmeetodi kirjeldus

Käesolevas töös kasutan konstruktsiooni keerukuse tõttu arvutusprogrammi *Dlubal RFEM*. Veendumaks arvutusprogrammi tulemustes, kontrollin tulemusi käsitsi. Kontrollmeetodi põhiline eesmärk on hinnata elemendi tõstmist, ajutist toetamist, läbipainete ja pragunemise määramise õigsust raalprojekteerimise korral, kuid võrreldakse ka pikitõmbearmatuuri määramist. Vajadus kontrollida eeskätt läbipaindeid ja pragunemist tuleneb käesoleva projekti plaadi kujust ning konsoolidest, mille läbipaindeid kaudsel teel hinnata ei saa kuna ei ole rahuldatud kaudseks hindamiseks vajalikud tingimused. [11]

Selleks, et teostada kontroll klassikalisel meetodil käsitsi arvutades, koostati lihtsustatud monoliitne raudbetoonplaat, mille puhul võrreldi arvutusprogrammiga saadud tulemusi ja käsitsi arvutatud tulemusi. Autori poolt teostatavad arvutused põhinevad loengukonspektidel, käsiraamatutel ning standardil.

3.3 Filigraani arvutusprogrammi kirjeldus

Ühes suunas töötavaks loetakse plaati, mille pikkuse ja laiuse suhe on suurem kui 2. [12]

Kontrollitakse valitud plaatide mõõtmete vastavust kriteeriumile:

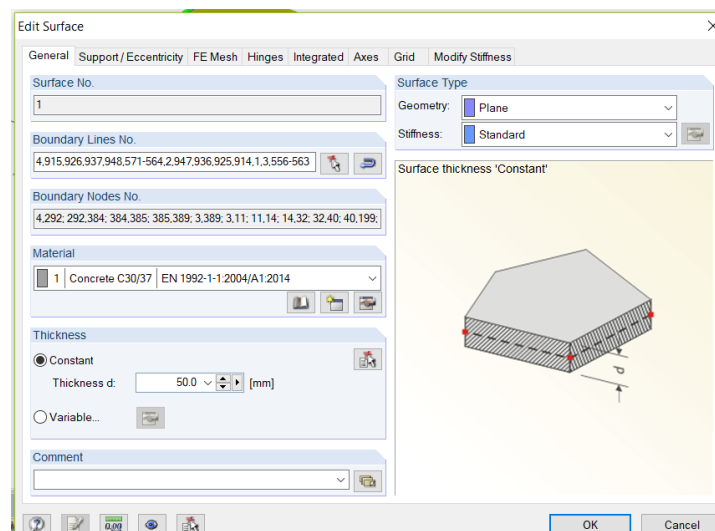
$$\frac{6,4}{2,4} = 2,67 \geq 2$$

Seega on plaat kindlasti ühes suunas töötav ning kontrolli teostamine vastavalt etteantud tingimustele on võimalik.

Raudbetoonplaadi pikitõmbearmatuur leitakse kandepiirseisundi, läbipainde ja pragunemise kontrolli kasutuspiirseisundi koormuskombinatsiooniga.

Arvutusprogrammi kasutamiseks mudeldan Dlubal RFEM plaadi. Kontrolli teostamiseks modelleerin arvutusprogrammis ühes suunas töötava filigraaniplaadi sildega 6,4 m, laiusel 2,4 m ning paksusega 50 mm. Suur pikkus valiti, et teostada käsitsi arvutused plaadi keskel töötava 1,2 m laiuse riba kohta ning saada sama põhimõtte järgi tulemused ka arvutusprogrammist. Plaadi töötamist kontrollin erinevates olukordades – transpordil, betooni valamisel ajutiste tugevedega ja lõplikus olukorras.

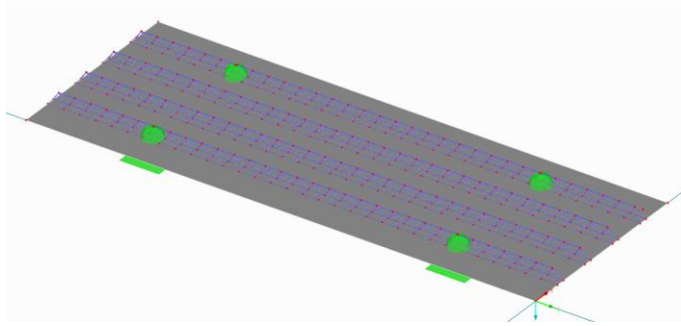
Filigraani betooni klassiks valin C30/37.



Joonis 3.3.1 Filigraani betooni paksus ja klass arvutusprogrammis

Transpordi olukord

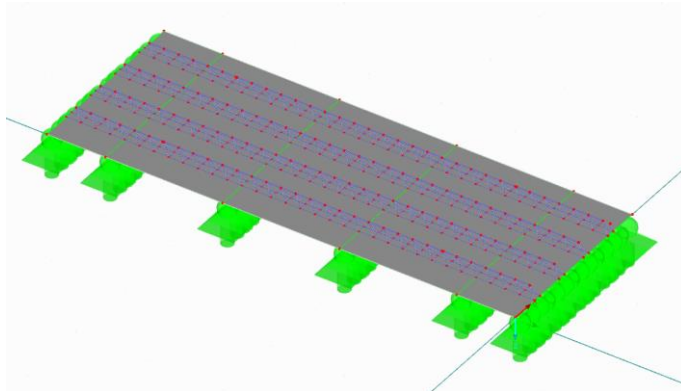
Transpordi olukorra all kontrollin filigraani tõstmist. Filigraani tõestatakse neljast punktist, kuhu asetan arvutusprogrammis punkttoed L/3 peale (joonis 3.3.2). Koormusena lisan plaadile filigraani kahekordse kaalu, mis oleks filigraani dünaamiline koormus tõstmisel.



Joonis 3.3.2 Filigraan girderitega transpordi olukorras

Montaaži olukord

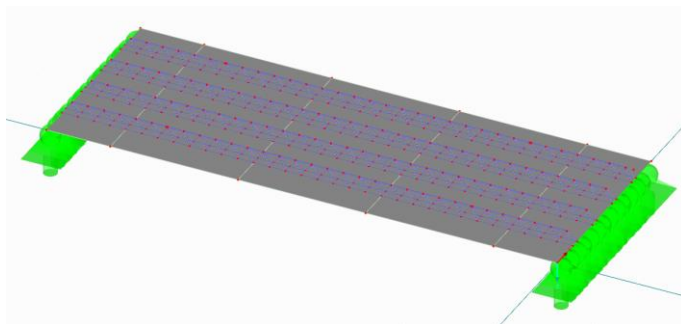
Peale filigraani paigaldamist alustatakse pealevalu ehk montaaži töid. Selleks toestatakse filigraanid ajutiste tugedega 1,6m sammuga. Arvutusprogrammi panen plaadile toetused 1,6 m sammuga (joonis 3.3.3). Koormustena lisan plaadile kogu põranda paksust omakaaluna arvutuskoormusena.



Joonis 3.3.3 Filigraan girderitega montaaži olukorras

Lõplik olukord

Lõplikus olukorras on filigraani pealmine pind betoneeritud ja plaat hakkab töötama ühe terviku põrandana ning vastu võtma lõplike vahelae koormusi. Sellele hetkel on ajutised toed eemaldatud ja plaat toetub seintele.



Joonis 3.3.4 Filigraan girderitega lõplikus olukorras

3.4 Girderid

Girdereid kontrollin transpordi ja montaaži olukorras. Vastavalt sellele, millises olukorras on suurimad sisejõud, leian vajalikud girderi mõõdud. Sisejõudude (surve- ja tõmbejõud) leidmiseks kasutan arvutusprogrammi RFEM. Arvutusprogrammis töötavad girderid ja betoonplaat ühtse tervikuna. Tagavara kasuks lõpliku olukorra arvutuses ei arvesta girdereid.

Arvutusviisid on kõigil kahel (transpordi ja montaaži) korral samasugused, siis montaaži olukorras näitan arvutused tabeli kujul.

3.4.1 Girderid transportimisel

Transpordi ehk filigraani tõstmise arvutamisel dimensioneerin girderid. Koormustena arvestatakse filigraani omakaalu ja dünaamikat, mis tekib tõstmisel.

Betooni mahukaal armatuuriga 25 kN/m^2

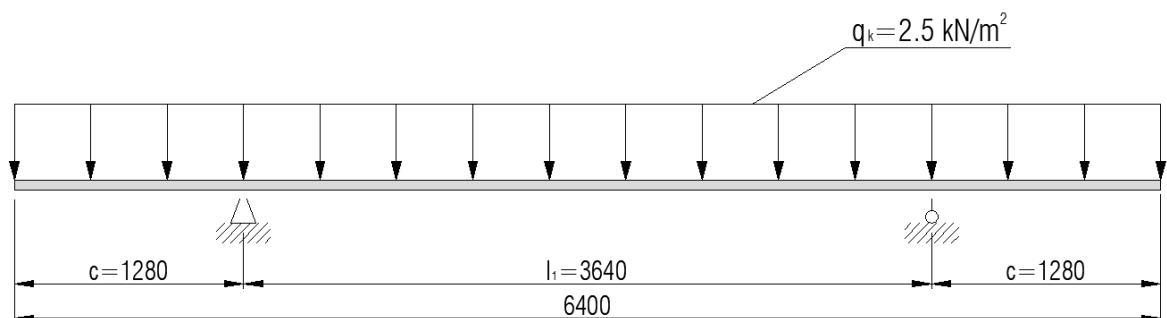
Plaadi paksus $50 \text{ mm} = 0,05 \text{ m}$

Tõstmisel tekkivat dünaamilist jõudu arvestan kui kahekordset filigraani kaalu.

Tabel 3.4.1.1 Arvutusprogrammi kontrollimiseks kasutatud normatiivsed koormused

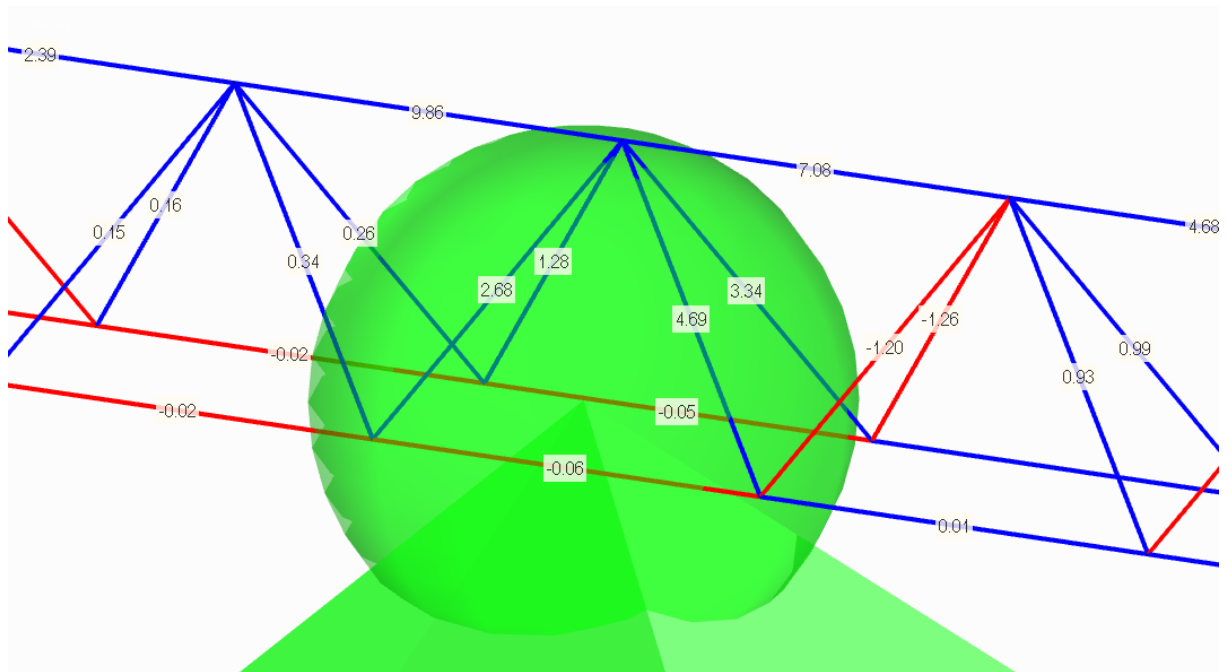
Koormus	kN/m^2
Alaliskoormus	$0,05 \times 25 \times 2 = 2,5$

Kontrollarvutuste teostamiseks koostati koormusskeem, mis on näha joonisel 3.4.1.1.

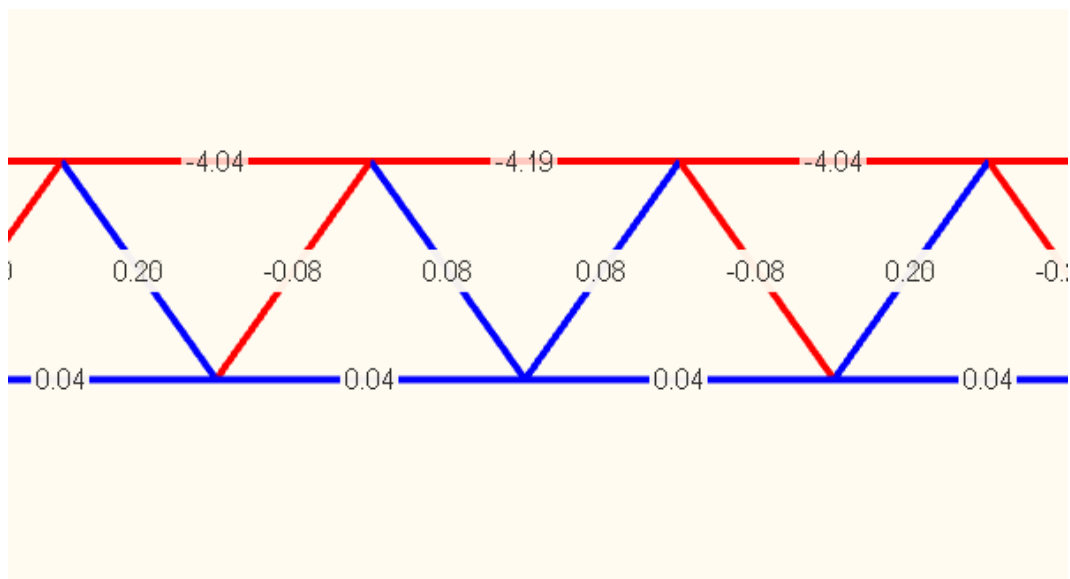


Joonis 3.4.1.1 Kontrollarvutuste koormusskeem

Sisejõud



Joonis 3.4.1.2 Girderi sisejõud tõstepunktis



Joonis 3.4.1.3 Girderi sisejõud plaadi keskel

Ülemise varda sisejõud

$$N_{ed,v1} = 9,86 \text{ kN} - \text{tõmmatud}$$

$$N_{ed,v2} = -4,19 \text{ kN} - \text{surutud}$$

Alumise varraste sisejõud – asub betoonis ja ei vaja kontrolli.

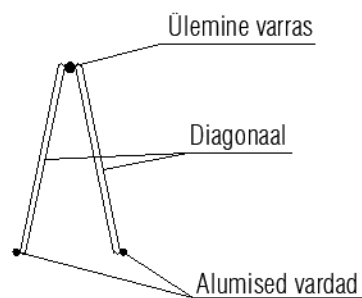
$$N_{ed,v3} = 0,04 \text{ kN} - \text{tõmmatud}$$

$$N_{ed,v4} = -0,06 \text{ kN} - \text{surutud}$$

Diagonaalide sisejõud

$$N_{ed,d1} = 4,69 \text{ kN} - \text{tõmmatud}$$

$$N_{ed,d2} = -1,26 \text{ kN} - \text{surutud}$$



Joonis 3.4.1.4 Girderi vardad

Ülemise varda dimensioneerimine

Surutud

Tsentriselt surutud varda ristlõike kandevõime peab rahuldama tingimuse [8]

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

kus

N_{Ed} – tsentriselt surutud sisejõud kN,

$N_{t,Rd}$ – arvutuslik ristlõike kandevõime kN,

Surutud varras peab olema stabiilne, mistõttu leitakse surutud varda kandevõime ristlõikeklass 1 valemiga [8]

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}}$$

(3.1)

kus

A – ristlõike pindal mm^2 ,

f_y – terase tugevusklass B500BT MPa,

χ – nõtketegur,

γ_{M1} – osavarutegur 1,0.

Varda nõtketegur leitakse [8]

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1,0$$

(3.2)

kus

ϕ – nõtketegur

$\bar{\lambda}$ – varda tingsaldedus.

Nõtketeguri leidmine [8]

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

(3.3)

kus

α – hälbetegur, $c=0,49$

Varda tingsalduse leidmine ristlõikeklass 1 korral [8]

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

(3.4)

kus

E – elastusmoodul $2,1 \times 10^5 \text{ MPa}$,

λ – varda saldedus.

Varda saleduse valem

$$\lambda = \frac{L_{cr}}{i}$$

(3.5)

kus

L_{cr} – varda vähendatud pikkus mm,

i – intertsiraadius mm.

$$L_{cr} = L$$

(3.6)

kus

L – varda pikkus 200 mm.

Inertsraadiuse valem

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

(3.7)

kus

A – varda pindala mm^2 ,

I – intertsimoment m^3 ,

Pindala valem

$$A = \pi r^2$$

(3.8)

kus

r – varda raadius mm.

Intertsmomendi valem

$$I = \frac{\pi d^4}{64}$$

(3.9)

Leian inertsmomendi valemiga 3.9 valides varda läbimõõduks $\phi = 8 \text{ mm}$

$$I = \frac{\pi \times 8^4}{64} = 201 \text{ mm}^3$$

Leian varda pindala valemiga 3.8

$$A = \pi \times 4^2 = 50 \text{ mm}^2$$

Leian intertsiraadiuse valemiga 3.7 [8]

$$i = \sqrt{\frac{50}{201}} = 2,0 \text{ mm}$$

Varda pikkus valemiga 3.6

$$L_{cr} = 200 \text{ mm}$$

Varda saledus valemiga 3.5

$$\lambda = \frac{200}{2,0} = 100$$

Varda tingsaledus valemiga 3.4

$$\bar{\lambda} = \frac{100}{\pi} \sqrt{\frac{435}{210000}} = 1,45$$

Nõtketeguri leidmine valemiga 3.3 ja 3.2

$$\phi = 0,5[1 + 0,49(1,45 - 0,2) + 1,45^2] = 1,86$$

$$\chi = \frac{1}{1,86 + \sqrt{1,86^2 - 1,45^2}} = 0,332 \leq 1,0$$

Surutud varda kandevõime valemiga 3.1

$$N_{b,Rd} = \frac{0,332 \times 50 \times 435}{1,0} = 7,25 \text{ kN} > N_{ed,v2} = 4,19 \text{ kN}$$

Varras läbimõõduga $\emptyset = 8 \text{ mm}$ on kandevõime seisukohalt sobilik.

Tõmmatud

Varras oleks tõmmatud olukorras tagatud peab olema rahuldatud tingimus [8]

$$N_{Ed} \leq N_{t,Rd}$$

$$N_{t,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} = \frac{50 \times 435}{1,0} = 21,75 \text{ kN} > N_{ed,v1} = 9,86 \text{ kN}$$

Varras läbimõõduga $\emptyset = 8 \text{ mm}$ on kandevõime seisukohalt sobilik.

Diagonaalse varda kontrollimine

Surutud

Tsentriselt surutud varda ristlõike kandevõime peab rahuldama tingimuse

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

Leian inertsmomendi valides varda läbimõõdus $\emptyset = 6 \text{ mm}$

$$I = \frac{\pi \times 6^4}{64} = 64 \text{ mm}^3$$

Leian varda pindala

$$A = \pi \times 2^2 = 28 \text{ mm}^2$$

Leian intertsiraadiuse

$$i = \sqrt{\frac{28}{64}} = 1,5 \text{ mm}$$

Vähendatud varda pikkus

$$L_{cr} = 181 \text{ mm}$$

Varda saledus

$$\lambda = \frac{181}{1,5} = 120,7$$

Varda tingsaledus

$$\bar{\lambda} = \frac{120,7}{\pi} \sqrt{\frac{435}{210000}} = 1,75$$

Nõtketeguri leidmine

$$\phi = 0,5[1 + 0,49(1,75 - 0,2) + 1,75^2] = 2,41$$

$$\chi = \frac{1}{2,41 + \sqrt{2,41^2 - 1,75^2}} = 0,246 \leq 1,0$$

Surutud varda kandevõime

$$N_{b,Rd} = \frac{0,246 \times 28 \times 435}{1,0} = 3,03 \text{ kN} > N_{ed,v2} = 1,26 \text{ kN}$$

Varras läbimõõduga $\emptyset = 6 \text{ mm}$ on kandevõime seisukohalt sobilik.

Tõmmatud

Tõmmatud olukorras peab olema rahuldatud tingimus

$$N_{Ed} \leq N_{t,Rd}$$

$$N_{t,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} = \frac{28 \times 435}{1,0} = 12,3 \text{ kN} > N_{ed,d2} = 4,69 \text{ kN}$$

Varras läbimõõduga $\emptyset = 6 \text{ mm}$ on kandevõime seisukohalt sobilik.

3.4.2 Girderid montaaži ajal

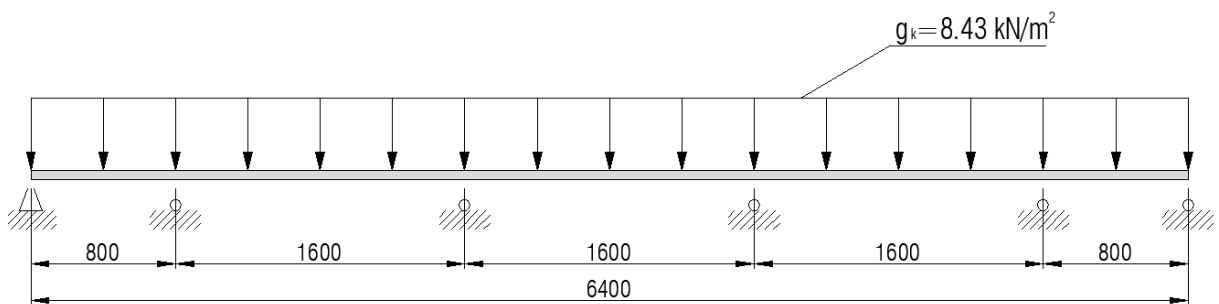
Kontrollin girdereid betooni pealevalu raskusest. Koormustena arvestatakse vahelae paksust arvutuskooormusena. Eeldan, et filigraan on toestatud vastavalt ajutiste tugede 1,6 m sammuga.

Täpsemalt peatükis 3.3.

Tabel 3.4.2.1 Arvutusprogrammi kontrollimiseks kasutatud arvutuslikud koormused

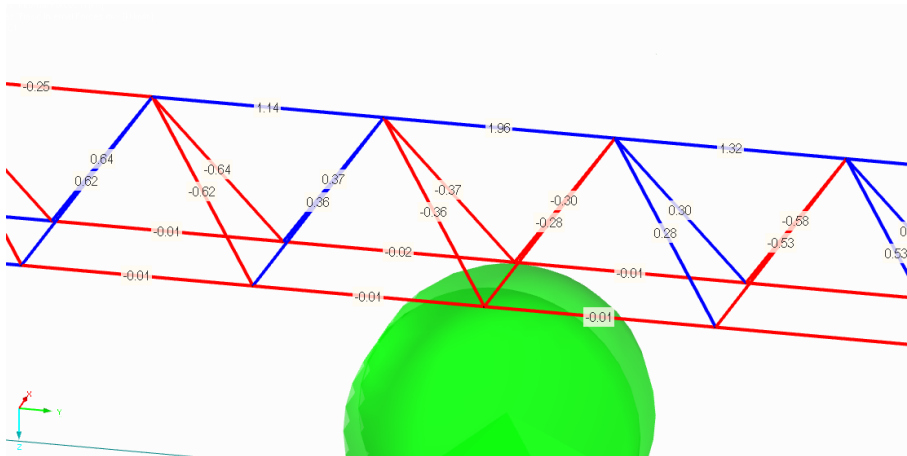
Koormus	kN/m ²
Alaliskoormus	$1,35 \times 0,25 \times 25 = 8,4$

Kontrollarvutuste teostamiseks koostasid koormuskeemi, mis on näha joonisel 3.4.2.1. Koormuskeemi koostamisel panin filigraani toed 1,6 m sammuga.

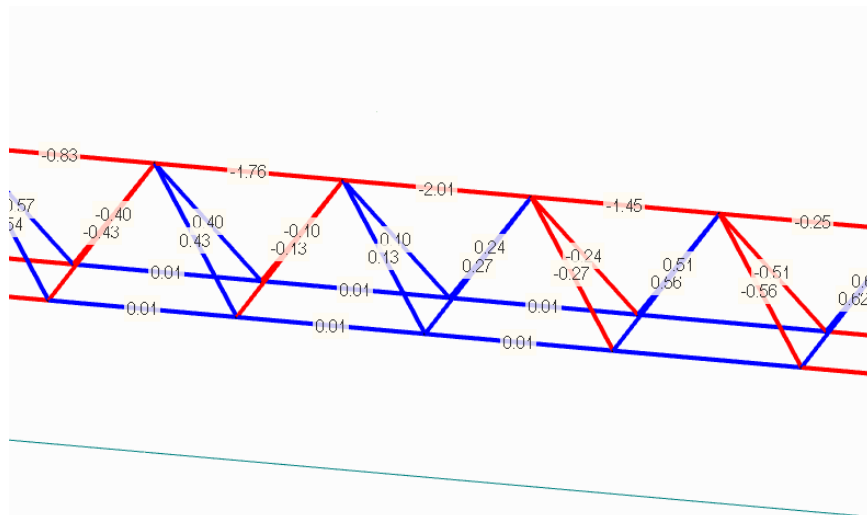


Joonis 3.4.2.1 Kontrollarvutuste koormuskeem

Sisejõud



Joonis 3.4.2.2 Girderi sisejõud toepunktis 2,4 m kaugusel otsast



Joonis 3.4.2.3 Girderi sisejõud tugede keskel 1,6 m kaugusel otsast

Ülemise varda sisejõud

$$N_{ed,v1} = 1,96 \text{ kN} - \text{tõmmatud}$$

$$N_{ed,v2} = -2,01 \text{ kN} - \text{surutud}$$

Alumise varraste sisejõud on praktilised võrdsed nulliga.

Diagonaalide sisejõud

$$N_{ed,d1} = 0,64 \text{ kN} - \text{tõmmatud}$$

$$N_{ed,d2} = -0,64 \text{ kN} - \text{surutud}$$

Kuna transpordi korral on sisejõud suuremad kui ajutiste tugedega, siis loobun viimase olukorra arvutustest.

3.4.3 Järeldus

Leitsin girderite sisejõud kahes erinevas olukorras - transpordil ja montaažil. Girderi varraste läbimõõdu dimensioneerimisel sai määravaks transpordi olukord. Valin girderite läbimõõdud vastavalt tabelile 3.4.3.1.

Tabel 3.4.3.1 Tõmmatud varda arvutus

Asukoht	Varda läbimõõt (mm)
Ülemine varras	8
Alumine varras	6
Diagonaalid	6

3.5 Filigraani pikitõmbearmatuuri dimensioneerimine

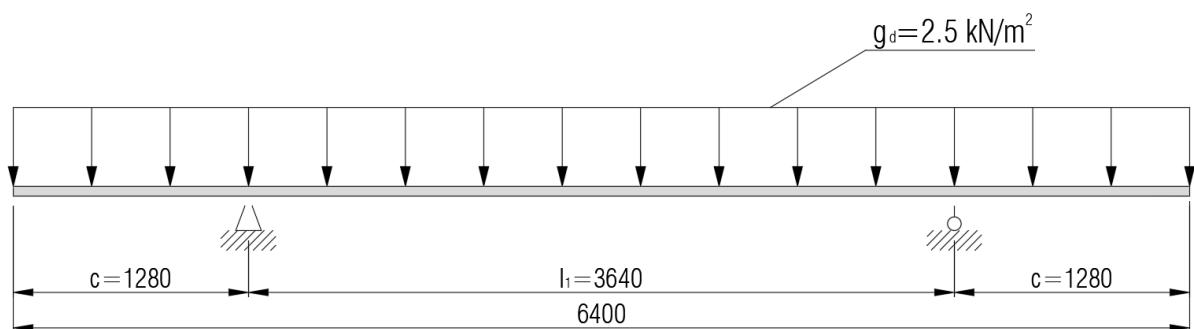
Armatuuri dimensioneerimiseks leian arvutusprogrammiga RFEM plaadis tekkivad paindemomendid, mille abil leian vajalikud armatuuri läbimõõdud. Sisejõudude leidmiseks kasutan samu mudeleid, mida girderite kontrollimisel (vt peatükk 3.3)

Arvutan kahel erineval korral plaadi sisejõud – filigraani transpordi ja lõplikus olukorras.

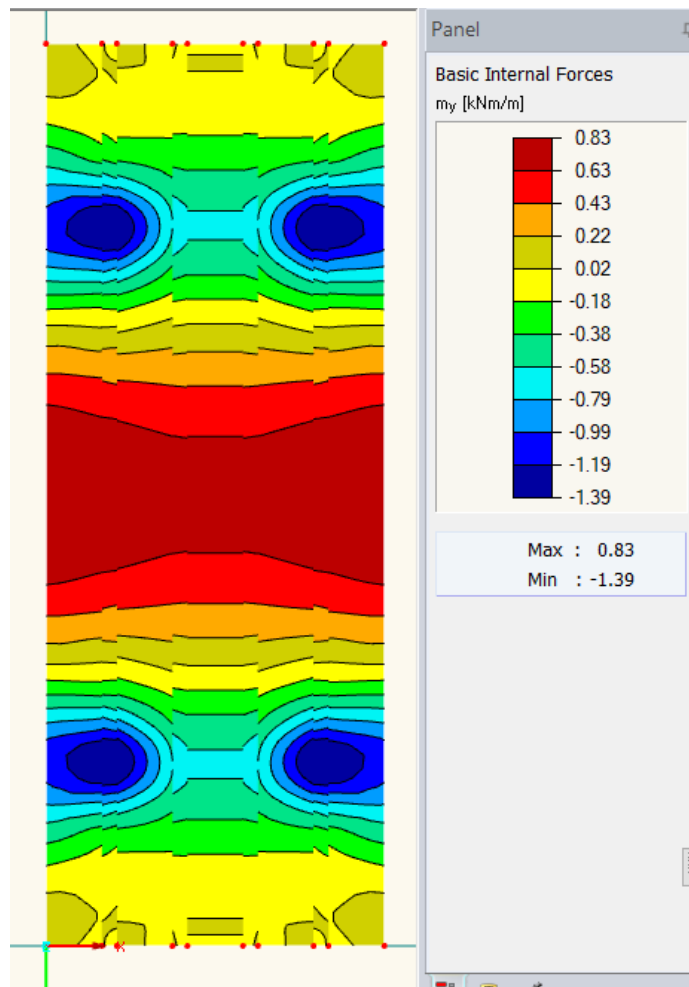
3.5.1 Sisejõud

Arvutusprogrammiga leian paindemomendi tugeudel ja silde avas, mille põhjal leian pikitõmbearmatuuri. Leian maksimaalsed paindemomendid RFEM programmist. Kasutan vastavalt peatükile 3.3 arvutuskeeme.

Sisejõud transpordi olukorras



Joonis 3.5.1.1 Koormusskeem transpordi olukorras

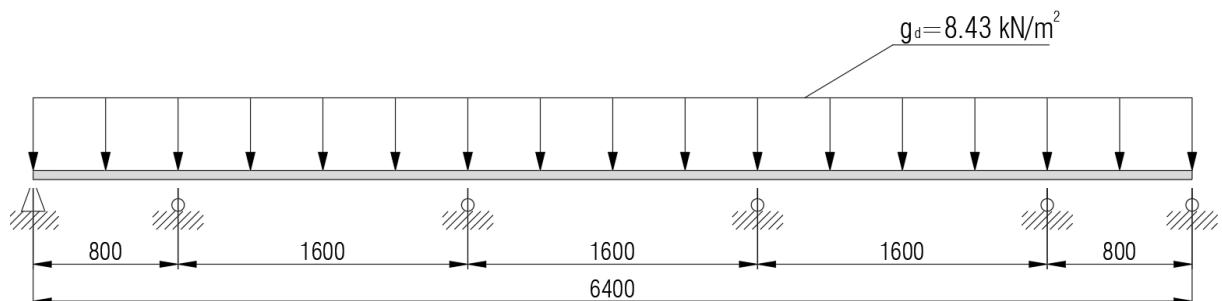


Joonis 3.5.1.2 Paindemoment filigraanis

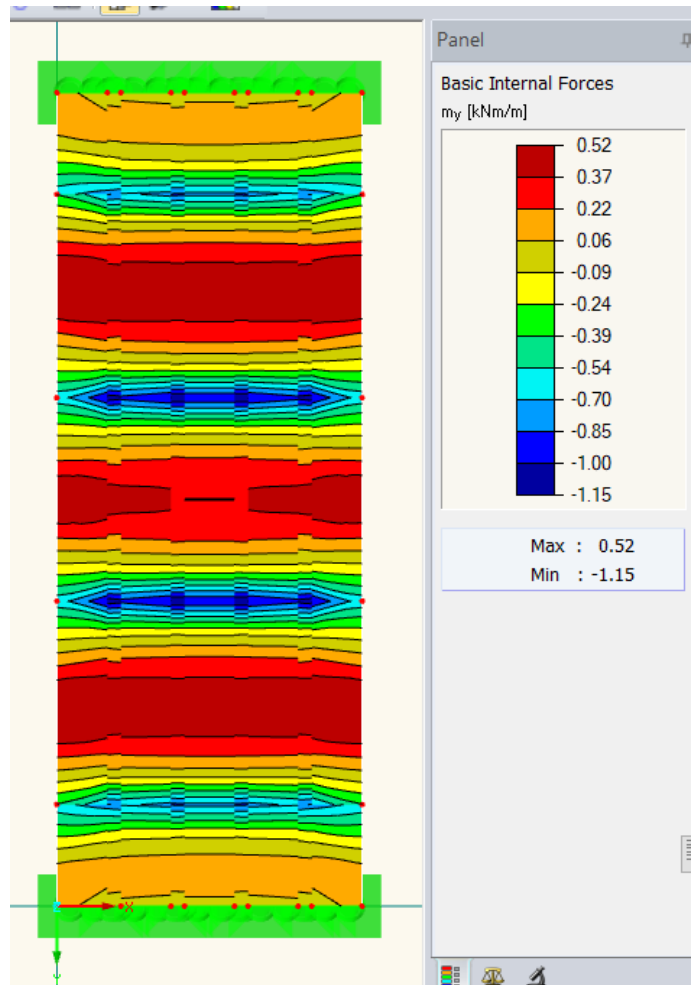
$$M_{ed,toel} = -1,39 \text{ kNm/m}$$

$$M_{ed,keskel} = 0,83 \text{ kNm/m}$$

Sisejõud montaaži olukorras



Joonis 3.5.1.3 Koormusskeem montaaži olukorras



Joonis 3.5.1.4 Paindemoment filigraanis

$$M_{ed,toel} = 1,15 \text{ kNm/m}$$

$$M_{ed,keskel} = 0,52 \text{ kNm/m}$$

Maksimaalne paindemoment on transpordi olukorras. Kasutan leitud momenti pikitõmbearmatuuri dimensioneerimisel.

3.5.2 Pikitõmbearmetuuri dimensioneerimine transpordi olukorras

Pikitõmbearmatuuri dimensioneerimiseks eeldatakse, et ristlõige on normaalarmeeritud. Survearmatuuri vajadust hinnatakse tingimusega $\mu \leq \mu_c$ kui tingimus on täidetud, siis on ristlõige normaalarmeeritud ja ristlõikes ei ole arvuslik survearmatuur vajalik. Vastavalt Ehituskonstruktorigi käsiraamatule on B500BT klassi armatuurterasele $\mu_c = 0,372$. [11]

$$\mu = \frac{M_{Ed,1}}{f_{cd} \times b \times d_1^2}$$

(3.10)

kus

M_{Ed} – arvutuslik paindemoment kNm/m,

f_{cd} – betooni arvutuslik survetugevus MPa,

b – arvutatava ristlõike laius mm,

d_1 – ristlõike kasuskõrgus mm. $d_1 = 50 - 20 - 5/2 = 27,5$ mm

Suhteline moment μ arvutatakse valemiga (3.6): [11]

$$\mu = \frac{1,39 \times 10^6}{20 \times 1000 \times 27,5^2} = 0,0919 \leq \mu_c = 0,372$$

Kuna $\mu = 0,0919 < \mu_c = 0,372$, siis on ristlõige normaalarmeeritud ning arvutuslik survearmatuur ei ole vajalik. Survearmatuurita ristlõike vajalik arvutuslik pikitõmbearmatuur leitakse valemiga [11]:

$$A_{s1} = \frac{\varpi \times f_{cd} \times b \times d_1}{f_{yd}}$$

(3.11)

Kus ϖ – survetsooni suhteline arvutuskõrgus,

f_{cd} – betooni arvutuslik survetugevus MPa,

f_{yd} – armatuurterase arvutuslik voolavuspiir MPa,

b – arvutatava ristlõike laius mm,

d_1 – ristlõike kasuskõrgus mm.

Survetsooni suhteline arvutuskõrgus ϖ [11]:

$$\varpi = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}$$

(3.12)

kus

μ – suhteline moment,

Survetsooni suhteline kõrgus arvutatakse valemiga (3.12) [11]:

$$\varpi = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0919} = 0,0965 \leq \omega_c = 0,494 \rightarrow \text{Tingimus täidetud}$$

Survearmatuurita ristlõike vajalik arvutuslik pikitõmbearmatuur leitakse valemiga (3.11) [11]:

$$A_{s1} = \frac{0,0965 \times 20 \times 1000 \times 27,5}{435} = 122 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Pikitõmbearmatuuri minimaalne ristlõikepindala $A_{s,min}$ leitakse valemiga [11]:

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_t \times d_1$$

(3.13)

kus

f_{ctm} – betooni tõmbetugevus MPa,

f_{yk} – armatuurterase normatiivne voolavuspiir MPa,

b_t – arvutatava ristlõike laius mm,

d_1 – ristlõike kasuskõrgus mm.

Arvutatava filigraani pikitõmbearmatuuri minimaalne ristlõikepindal leitakse valemiga (3.13):

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{2,9}{500} \times 1000 \times 27,5 = 41 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Kuna arvutuslik ristlõikepindala $A_{s1} > A_{s,min}$, siis lähtutakse arvutuslikust vajalikust pikitõmbearmatuuri kogusest.

Lisa A joonisel A.1 on näidatud arvutusprogrammi poolt dimensioneeritud vajalik pikitõmbearmatuuri kogus kandepiirseisundis. Jooniselt on näha vajalik kogus $A_{s1,\sigma} = 67,8 \text{ mm}^2/\text{m}$, mis on peaaegu kaks korda erinevad võrreldes käsitsi arvutamisega.

Pikitõmbearmatuuriks valin armatuuri B500BT, $\varnothing 5 \text{ mm}$, $s = 150 \text{ mm}$, mis annab armatuuri koguseks $A_{s1,prov} = 130 \text{ mm}^2/\text{m} > A_{s1} = 100 \text{ mm}^2/\text{m}$. Jaotusarmatuuri valin 20% töötava armatuuri pinnast:

$$A_{s3} = 0,2 \times A_{s1,prov} = 0,2 \times 130 = 26 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Jaotusarmatuuriks valin $\varnothing 5$ mm, $s = 200$ mm, mis annab armatuuri koguseks $A_{s3,prov} = 98 \text{ mm}^2/\text{m} > A_{s3,min} = 26 \text{ mm}^2/\text{m}$.

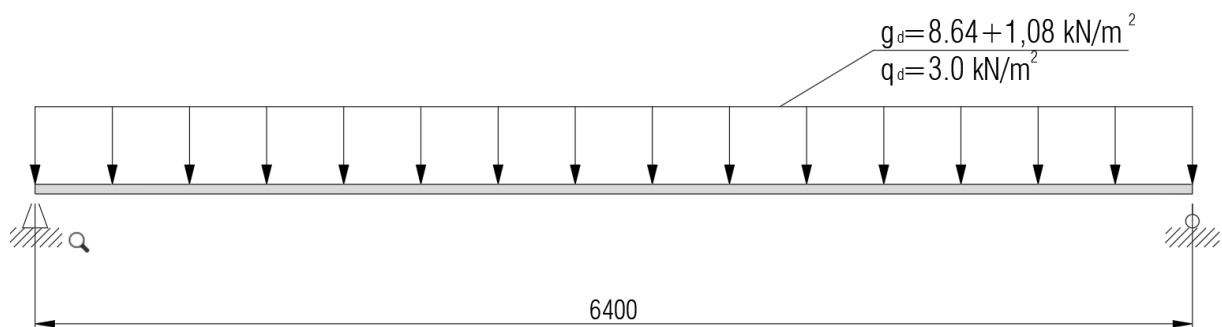
3.5.3 Pikitõmbearmetuuri dimensioneerimine lõplikus olukorras

Sisejõud lõplikus olukorras

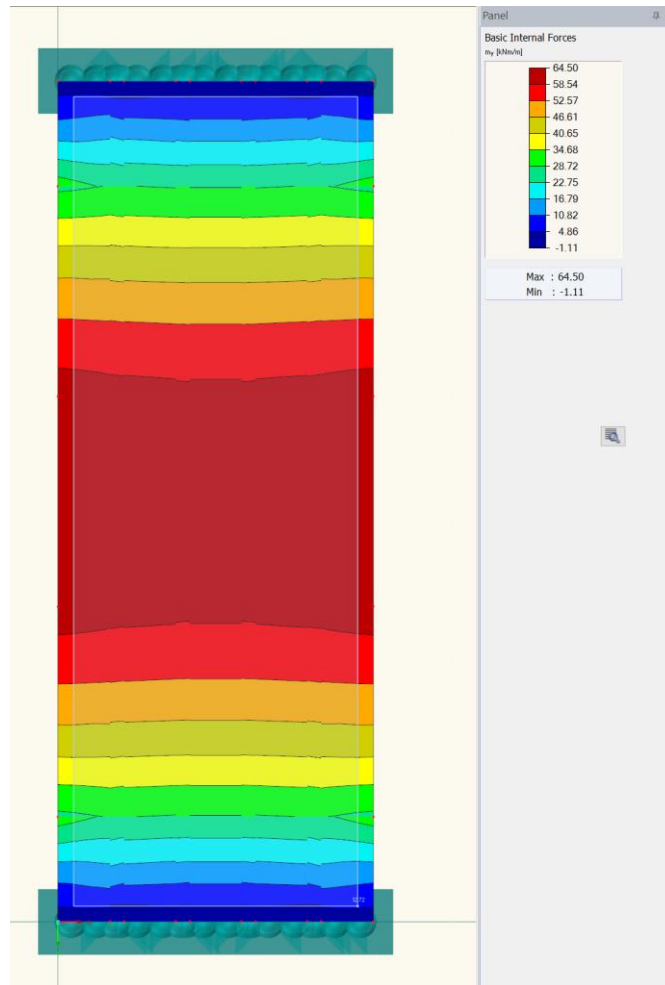
Tabel 3.5.3.1 Arvutusprogrammi kontrollimiseks kasutatud arvutuslikud koormused

Koormus	kN/m^2
Alaliskoormus betoon+põrand	$1,35 \times (0,25 \times 25 + 0,15) = 8,64$
Alalisekoormus kergseintest	$1,35 \times 0,8 = 1,08$
Muutuvkoormus	$1,5 \times 2,0 = 3,0$

Kontrollarvutuste teostamiseks kasutan koormusskeemi, mis on näha joonisel 3.5.3.2



Joonis 3.5.3.2 Koormusskeem lõplikus olukorras



Joonis 3.5.3.3 Paimdemoment filigraanis

$$M_{ed,keskel} = 64.50 \text{ kNm/m}$$

Pikitõmbearmatuuri dimensioneerimiseks eeldatakse, et ristlõige on normaalmeeritud. Survearmatuuri vajadust hinnatakse tingimusega $\mu \leq \mu_c$, kui tingimus on täidetud, siis on ristlõige normaalmeeritud ja ristlõikes ei ole arvutuslik survearmatuur vajalik. [11]

$$d_1 - \text{ristlõike kasuskõrgus mm. } d_1 = 250 - 20 - 10/2 = 225 \text{ mm}$$

Suhteline moment μ arvutatakse valemiga (3.6):

$$\mu = \frac{64,50 \times 10^6}{20 \times 1000 \times 225^2} = 0,0637 \leq \mu_c = 0,372$$

Kuna $\mu = 0,0583 < \mu_c = 0,372$, siis on ristlõige normaalmeeritud ning arvutuslik survearmatuur ei ole vajalik.

Survetsooni suhteline kõrgus arvutatakse valemiga (3.12):

$$\bar{\omega} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0637} = 0,0659 \leq \omega_c = 0,494 \rightarrow \text{Tingimus täidetud}$$

Survearmatuurita ristlõike vajalik arvutuslik pikitõmbearmatuur leitakse valemiga (3.11):

$$A_{s1} = \frac{0.0659 \times 20 \times 1000 \times 225}{435} = 681 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Arvutatava filigraani pikitõmbearmatuuri minimaalne ristlõikepindal leitakse valemiga (3.13):

$$A_{s,min} = 0.26 \times \frac{2.9}{500} \times 1000 \times 225 = 339 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Kuna arvutuslik ristlõikepindala $A_{s1} > A_{s,min}$, siis lähtutakse arvutuslikust vajalikust pikitõmbearmatuuri kogusest.

Lisa B joonisel B.2 on näidatud arvutusprogrammi poolt dimensioneeritud vajalik pikitõmbearmatuuri kogus kandepiir seisundis. Jooniselt on näha vajalik kogus $A_{s1,a} = 681 \text{ mm}^2/\text{m}$, mis on väga lähedal käsitsi arvutamisele.

Pikitõmbearmatuuriks valin armatuuri B500BT, $\varnothing 10 \text{ mm}$, $s = 100 \text{ mm}$, mis annab armatuuri koguseks $A_{s1,prov} = 785 \text{ mm}^2/\text{m} > A_{s1} = 658 \text{ mm}^2/\text{m}$.

Jaotusarmatuuri valin 20% töötava armatuuri pinnast:

$$A_{s3} = 0,2 \times A_{s1,prov} = 0,2 \times 785 = 157 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Jaotusarmatuuriks valin $\varnothing 10 \text{ mm}$, $s = 200 \text{ mm}$, mis annab armatuuri koguseks $A_{s3,prov} = 393 \text{ mm}^2/\text{m} > A_{s3,min} = 157 \text{ mm}^2/\text{m}$.

3.5.4 Järeldus

Kõige ohtlikum olukord arvutuslikult on lõplikus olukorras. Valin tõmbe- ja jaotusarmatuuri vastavalt leitud tulemustele.

Pikitõmbearmatuuriks valin armatuuri B500BT, $\varnothing 10 \text{ mm}$, $s = 100 \text{ mm}$ ja jaotusarmatuuriks valin $\varnothing 10 \text{ mm}$, $s = 200 \text{ mm}$.

Armatuurvarrastele lubatud suurim vahekaugus määratakse tingimustes (h on plaadi paksus) (*Ehituskonstruktori käsiraamat*, 2014):

- suurimate paindemomentide piirkonnas ning koondatud koormuse korral:

- töötaval armatuuril: $s_{max} < 2h < 500$ mm
- jaotusarmatuuril: $s_{max} < 3h < 750$ mm
- muudel juhtudel
 - töötaval armatuuril: $s_{max} < 3h < 750$ mm
 - jaotusarmatuuril: $s_{max} < 3,5h < 875$ mm

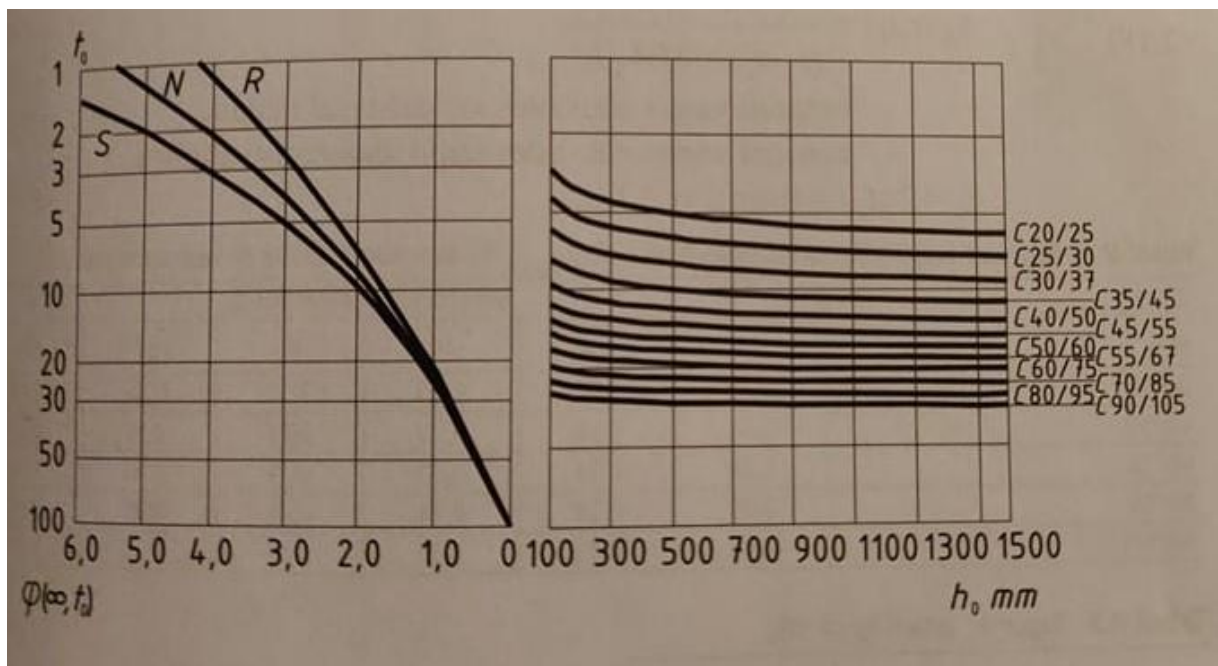
Töötavale armatuurile valitud $s_1 = 100$ mm < 250 mm $< 2h = 2 \cdot 250 = 500$ mm. Seega valitud armatuuri samm vastab konstruktiivsetele nõuetele.

3.6 Pragunemise kontroll

Pragude tekkimise ning nende avanemislaiuse määramiseks kasutatakse käesolevas peatükis lähtuvalt standardis EVS-EN 1992-1-1:2005+NA:2007, betoonkonstruktsioonide arvutuse käsiraamatus toodud juhistest. Selleks tuleb määrata lõplik roometegur $\varphi(\infty, t_0)$.

Arvutusprogramm RFEM arvutab roometeguri ise kui on määratud keskkonna suhteline õhuniiskus, betooni klass ning konstruktsiooni vanus koormamise hetkel. [11]

Eeldatakse, et vastavalt käesoleva projekti põhiuurimusobjektiks oleva vahelaega sarnaselt toimub konstruktsiooni valamine ning kivistumine välitingimustes, siis võib roometeguri määrata joonise 3.2 järgi. Eeldatakse, et konstruktsiooni lahtirakestamine toimub 7 päeva vanusena. [11]



Joonis 3.6 Betooni lõpliku roometeguri $\varphi(\infty, t_0)$ määramine välistingimustes ($RH=80\%$) [13, joonis 3.1]

Joonise 3.2 põhjal määratakse betooni lõplikuks roometeguriks $\varphi(\infty, 7) = 2,0$

Betooni tegelik elastsusmoodul leitakse valemiga:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_7)} \quad (3.14)$$

kus

E_{cm} – 7 päeva vanuse betooni elastsusmoodul MPa,

$\varphi(\infty, t_7)$ – 7 päeva vanuse betooni lõplik roometegur, [13]

Betooni tegelik elastsusmoodul leitakse valemiga (3.14):

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)} = \frac{33000}{1 + 2,0} = 11000 \text{ MPa}$$

Armatuurterase ning betooni tegeliku elastsusmooduli suhe α_s :

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

kus

E_s – armatuurterase elastsusmoodul MPa,

$E_{c,eff}$ – betooni tegelik elastsusmoodul MPa. [13]

Armatuurterase ning betooni tegeliku elastsusmooduli suhe α_s leitakse valemiga (3.11):

$$\alpha_s = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{200000}{11000} = 18,2$$

Käesoleva peatüki eelmises alapunktis valitud pikitõmbearmatuuri kogus on alapinnas $\emptyset 10$ mm, $s = 100$ mm ($A_{s1} = 785 \text{ mm}^2/\text{m}$).

Survearmatuurita raudbetoonplaadi redutseeritud ristlõike pindala A_{red}

$$A_{red} = bh + \alpha_s A_{s1} \quad (3.15)$$

kus

b – plaadi laius mm,

h – plaadi kõrgus mm,

α_s – terase ja betooni tegeliku elastsusmooduli suhe,

A_{s1} – pikitõmbearmatuuri intensiivsus mm^2/m . [13]

Survearmatuurita raudbetoonplaadi redutseeritud ristlõike pindala A_{red} arvutatakse valemiga (3.15)

$$A_{red} = 1000 \times 250 + 18,2 \times 785 = 264280 \text{ mm}^2$$

Redutseeritud ristlõike raskuskeskme kaugus ristlõike tõmmatud servast:

$$y_{0,red} = \frac{0,5bh^2 + \alpha_s A_{s1}(h - d_1)}{A_{red}}$$

(3.16)

kus

b – plaadi laius mm,

h – plaadi kõrgus mm,

d_1 – plaadi kasuskõrgus mm,

α_s – terase ja betooni tegeliku elastsusmooduli suhe,

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

A_{red} – survearmatuurita plaadi redutseeritud ristlõike pindala mm^2 . [13]

Redutseeritud ristlõike raskuskeskme kaugus ristlõike tõmmatud servast arvutatakse valemiga (3.16):

$$y_{0,red} = \frac{0,5bh^2 + \alpha_s A_{s1}(h - d_1)}{A_{red}} = \frac{0,5 \times 1000 \times 250^3 + 18,2 \times 785 \times (250 - 225)}{264280} \\ = 119,6 \text{ mm}$$

Survetsooni kõrgus x_1 :

$$x_1 = h - y_{0,red} \quad (3.17)$$

kus

h – plaadi kõrgus mm,

$y_{0,red}$ – redutseeritud ristlõike raskuskeskme kaugus ristlõike tõmmatud servast mm [13]

(Valgur, 2011).

Survetsooni kõrgus x_1 leitakse valemiga (3.17):

$$x_1 = h - y_{0,red} = 250 - 119,6 = 130,4 \text{ mm}$$

Redutseeritud ristlõike inertsimoment I_{red} :

$$I_{red} = \frac{bh^3}{12} + bh(x_1 - 0,5h)^2 + \alpha_s A_{s1}(h - d_1)^2 \quad (3.18)$$

kus

b – plaadi laius mm,

h – plaadi kõrgus mm,

d_1 – plaadi kasuskõrgus mm,

x_1 – plaadi survetsooni kõrgus mm,

α_s – terase ja betooni tegeliku elastsusmooduli suhe,

A_{s1} – pikitõmbearmatuuri intensiivsus mm^2/m . [13]

Redutseeritud ristlõike inertsimoment I_{red} arvutatakse valemiga (3.18):

$$\begin{aligned} I_{red} &= \frac{bh^3}{12} + bh(x_1 - 0,5h)^2 + \alpha_s A_{s1}(h - d_1)^2 = \\ &= \frac{1000 \times 250^3}{12} + 1000 \times 250 \times (130,4 - 0,5 \times 250)^2 \\ &+ 18,2 \times 785 \times (250 - 225)^2 = 1318307355 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Ristlõike tugevusmoment tõmbetsooni jaoks:

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_{0,red}} \quad (3.19)$$

kus

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

$y_{0,red}$ – redutseeritud ristlõike raskuskeskme kaugus ristlõike tõmmatud servast mm . [13]

Ristlõike tugevusmoment tõmbetsooni jaoks leitakse valmiga (3.19):

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_{0,red}} = \frac{1318307355}{119,6} = 11022945 \text{ mm}^3$$

Kriitiline paindemoment normaalprao tekkimisel M_{cr} :

$$M_{cr} = f_{ctm} W_{t,red} \quad (3.20)$$

kus

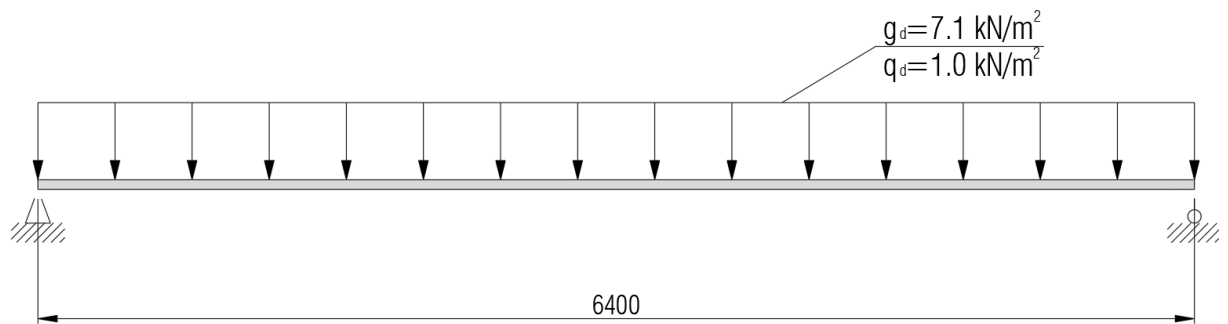
f_{ctm} – keskmine betooni tõmbetugevus MPa,

$W_{t,red}$ – ristlõike tugevusmoment tõmbetsoonis mm^3 . [13]

Tabel 3.6.1 Arvutusprogrammi kontrollimiseks kasutatud arvutuslikud koormused tõenäoline koormuskombinatsioon

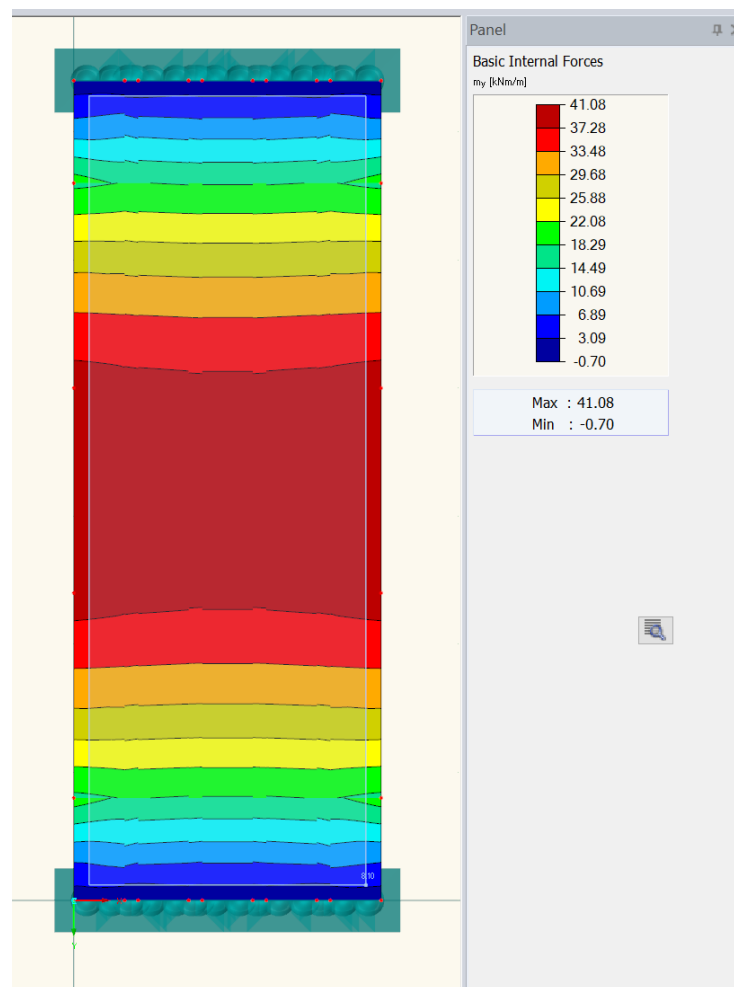
Koormus	kN/m^2
Alaliskoormus	$1,0 \times (0,25 \times 25 + 0,8) = 7,1$
Muutuvkoormus	$0,5 \times 2,0 = 1,0$

Kontrollarvutuste teostamiseks koostati koormuskeem, mis on näha joonisel 3.3.1



Joonis 3.6.1 Kontrollarvutuste koormuskeem

Maksimaalne paindemoment tõenäolisest koormuskombinatsiooniga RFEM programmist



Joonis 3.6.2 Paindemoment komposiitplaadis

$$M_{ed,keskel} = 41,08 \text{ kNm/m}$$

Kriitiline paindemoment normaalprao tekkimisel leitakse valemiga (3.20):

$$M_{cr} = f_{ctm}W_{t,red} = 2,9 \times 11022945 = 31,97 \text{ kNm}$$

Maksimaalne paindemoment $M_{Ek} = 41,08 \text{ kNm/m}$ plaadi alapinnas.

Pragusid ei teki kui on rahuldatud tingimus:

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

kus

M_{Ek} – maksimaalne arvutuslik paindemoment kNm/m,

M_{cr} – kriitiline paindemoment prao tekkimisel kNm/m. [13]

Pragude tekkimise kontroll teostatakse tingimusega:

$$M_{Ek} = 41.08 \text{ kNm/m} > M_{cr} = 31,97 \text{ kNm/m}$$

Kuna tingimus ei ole rahuldatud, tekivad ristlõikes praod. Pragude tekkimisel tuleb kontrollida pragude avanemise laiust.

Täispragunenud plaadi survetsooni kõrgus x_{II} :

$$x_{II} = -\frac{\alpha_s A_{s1}}{b} + \sqrt{\left(\frac{\alpha_s A_{s1}}{b}\right)^2 + \frac{2\alpha_s A_{s1} d_1}{b}}$$

(3.21)

kus

b – plaadi laius mm,

d_1 – plaadi kasuskõrgus mm,

α_s – terase ja betooni tegeliku elastsusmooduli suhe,

A_{s1} – pikitõmbearmatuuri intensiivsus mm^2/m . [13]

Täispragunenud plaadi survetsooni kõrgus leitakse valemiga (3.21):

$$\begin{aligned} x_{II} &= -\frac{\alpha_s A_{s1}}{b} + \sqrt{\left(\frac{\alpha_s A_{s1}}{b}\right)^2 + \frac{2\alpha_s A_{s1} d_1}{b}} = \\ &= -\frac{18,2 \times 785}{1000} + \sqrt{\left(\frac{18,2 \times 785}{1000}\right)^2 + \frac{2 \times 18,2 \times 785 \times 225}{1000}} = 67,1 \text{ mm} \end{aligned}$$

Täispragunenud plaadi ristlõike inertsimoment $I_{red,II}$:

$$I_{red,II} = \frac{bx_{II}^3}{3} + \alpha_s A_{s1} (d_1 - x_{II})^2 \quad (3.22)$$

kus

b – plaadi laius mm,

h – plaadi kõrgus mm,

d_1 – plaadi kasuskõrgus mm,

x_{II} – täispragunenud plaadi survetsooni kõrgus mm,

α_s – terase ja betooni tegeliku elastsusmooduli suhe,

A_{s1} – pikitõmbearmatuuri intensiivsus mm^2/m . [13]

Täispragunenud plaadi ristlõike inertsimoment leitakse valemiga (3.22):

$$\begin{aligned} I_{red,II} &= \frac{bx_{II}^3}{3} + \alpha_s A_{s1} (d_1 - x_{II})^2 = \\ &= \frac{1000 \times 67,1^2}{3} + 18,2 \times 785 \times (225 - 67,1)^2 = 456737727 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Normaalprao arvutuslik laius leitakse valemiga w_k :

$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \leq w_{max} = 0,4 \text{ mm} \quad (3.23)$$

kus

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

w_{max} – prao arvutatud laius lubatav piirväärtus, mis oleneb eeskätt keskkonnaklassist XC1

mm,

$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$ – keskmine pragudevaheline deformatsioon. [13]

Keskmine pragudevaheline deformatsioon ($\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$):

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (3.24)$$

kus

σ_s – praoga ristlõike järgi arvatud tõmbearmatuuri pinge vastavalt koormusele MPa,

$\alpha_e = \alpha_s = 18,2$ – terase ja betooni tegeliku elastsusmooduli suhe,

$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 2.9$ MPa – betooni efektiivne keskmine tõmbetugevus esimese praooodatava tekkimise ajal,

$A_{c,eff}$ – tõmbearmatuuri ümbritseva tõmmatud betooni kasulik ristlõike pindala mm²,

$\rho_{p,eff}$ – kasuliku pinna armeerimistegur,

E_s – terase elastsusmoodul MPa,

k_t – koormuse kestvusest olenev tegur, pikaajalise koormuse korral $k_t = 0,4$. [13]

Praoga ristlõike järgi arvatud tõmbearmatuuri pinge vastavalt koormusele σ_s :

$$\sigma_s = \alpha_s \frac{M_{Ek}(d_1 - x_{II})}{I_{red,II}} \quad (3.25)$$

kus

$\alpha_s = 21,2$ – terase ja betooni tegeliku elastsusmooduli suhe,

M_{Ek} – maksimaalne arvutuslik paindemoment kNm/1,2m,

d_1 – plaadi kasuskõrgus mm,

x_{II} – täispragunenud plaadi survetsooni kõrgus mm,

$I_{red,II}$ – täispragunenud plaadi ristlõike inertsimoment mm⁴. [13]

Praoga ristlõike järgi arvatud tõmbearmatuuri pinge vastavalt koormusele leitakse valemiga (3.25):

$$\sigma_s = \alpha_s \frac{M_{Ek}(d_1 - x_{II})}{I_{red,II}} = 18,2 \frac{41.08 \times 10^6 \times (225 - 67,1)}{456737727} = 258,1 \text{ MPa}$$

Tõmbearmatuuri ümbritseva tõmmatud betooni kasulik ristlõike pindala $A_{c,eff}$:

$$A_{c,eff} = bh_{c,eff}$$

(3.26)

kus

b – plaadi laius mm,

$h_{c,eff}$ – plaadi efektiivkõrgus mm, mis võetakse võrdseks väiksemaga suurustest:

$$2,5(h - d_1) = 2,5 \times (250 - 225) = 62,5$$

$$\frac{(h - x_{II})}{3} = \frac{(250 - 67,1)}{3} = 60,9$$

$$\frac{h}{3} = \frac{250}{3} = 83,3$$

seega kasutatakse arvutustes $h_{c,eff} = 60,9$ mm. [13]

Tõmbearmatuuri ümbritseva tõmmatud betooni kasulik ristlõike pindala $A_{c,eff}$ arvutatakse valemiga (3.26):

$$A_{c,eff} = bh_{c,eff} = 1000 \times 60,9 = 60952 \text{ mm}$$

Kasuliku pinna armeerimistegur $\rho_{p,eff}$:

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_{s1}}{A_{c,eff}}$$

(3.27)

kus

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

$A_{c,eff}$ – tõmbearmatuuri ümbritseva tõmmatud betooni kasulik ristlõike pindala mm^2 [13]

Kasuliku pinna armeerimistegur $\rho_{p,eff}$ leitakse valemiga (3.27):

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_{s1}}{A_{c,eff}} = \frac{785}{60952} = 0,013$$

Keskmine pragudevaheline deformatsioon ($\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$) leitakse valemiga (3.24):

$$\begin{aligned} \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} &= \frac{258,1 - 0,4 \times \frac{2,9}{0,013} (1 + 18,2 \times 0,013)}{200000} = 0,0735 \times 10^{-2} < 0,6 \frac{258,1}{200000} \\ &= 0,0774 \times 10^{-2} \end{aligned}$$

Valemist (3.24) lähtuvalt kasutatakse arvutustes ($\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$) = $0,0774 \cdot 10^{-2}$.

Arvutatakse pragude maksimaalne vahekaugus $s_{r,max}$.

Armatuur paikneb tõmbetsoonis vahekaugusega $a_s = 100$ mm, selle läbimõõt $\varnothing = 10$ mm ning kaitsekiht $c = 20$ mm.

Juhul, kus $a_s = 100$ mm $> 5 \cdot (c + \varnothing/2) = 5 \cdot (20 + 10/2) = 125$ mm, võib lõpliku maksimaalse pragude vahekauguse arvutada valemiga:

$$s_{r,max} = 1,3(h - x_{II}) \quad (3.28)$$

kus

h – plaadi kõrgus mm

x_{II} – täispragunenud plaadi survetsooni kõrgus mm. [13]

Pragude maksimaalne vahekaugus $s_{r,max}$ leitakse valemiga (3.28):

$$s_{r,max} = 1,3(h - x_{II}) = 1,3 \times (250 - 67,1) = 199,9 \text{ mm}$$

Normaalprao arvutuslik laius w_k arvutatakse valemiga (3.23):

$$w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 199,9 \times 0,000774 = 0,155 \text{ mm} < w_{max} = 0,4 \text{ mm}$$

Lisa B joonisel B.4 on näidatud arvutusprogrammi poolt leitud prao laius kasutuspiir seisundis. Jooniselt on näha $w_k = 0,153$ mm, mis on võrdne käsitsi arvutamisel. Järelikult arvutusprogrammiga saab täpsed tulemused.

3.7 Läbipaine leidmine

Läbipaine leidmiseks kasutan Ehituskonstruktori käsiraamatus toodud lihtsustatud meetodit.

Läbipaine leidmiseks kasutan tõenäolist koormuskombinatsiooni. [12]

$$f_{cr} = \zeta f_{II} + (1 - \zeta) f_I \quad (3.29)$$

kus

f_{cr} – plaadi läbipaine

f_{II} – plaadi läbipaine täispragunenud olukorras

f_I – plaadi läbipaine pragunemata olukorras

$$\zeta = 1 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M_{Ek}} \right)^2$$

$\beta = 0,5$ kestval koormamisel

Paindemoment prao tekkimisel [12]

$$M_{cr} = f_{ctm} W_{t,red} = 2,9 \times 11022945 = 31,97 \text{ kNm}$$

$$\zeta = 1 - \beta \left(\frac{31,97}{41,08} \right)^2 = 0,697$$

Pragunemata elemendi läbipaine [12]

$$f_I = \frac{5p_d l_{eff}^4}{384 E_{c,ef} I_{red}} = \frac{5 \times 8,1 \times 6400^4}{384 \times 33000 \times 1318307355} = 4,07 \text{ mm}$$

Pragunenud elemendi läbipaine

$$f_{II} = \frac{5p_d l_{eff}^4}{384 E_{c,ef} I_{red,II}} = \frac{5 \times 8,1 \times 6400^4}{384 \times 33000 \times 456737727} = 11,74 \text{ mm}$$

Elemendi läbipaine

$$f_{cr} = 0,697 \times 11,74 + (1 - 0,697) \times 4,07 = 9,42 \text{ mm}$$

Lubatud läbipainde $L/250=6400/250=25,6$ mm. Seega leitud läbipaine jääb piiridesse.

Lisa B jooniselt B.3 on näha, et arvutusprogramm RFEM leidis raudbetoonplaadi läbipainde $f=10,55$ mm.

3.8 Nihkekandevõime

Erineval ajal valatud betoonpindade vahelisi nihkepingeid kontrollin tinigmusega [13]

$$v_{Edi} \leq v_{Rdi}$$

Nihkepinge arvutusväärtus kontaktpinnal

$$v_{Edi} = \frac{\beta V_{Ed}}{z b_i} \quad (3.30)$$

Kus

V_{Ed} – komposiitristlõike põikjõud,

β – pikjõudude suhe, 1,0

z – komposiitristlõike sisejõudude õlg, $z=0,9 \times 225=202,5$ mm

b_i – kontaktpinna laius mm. 600 mm [13]

$$V_{Ed} = \frac{p_d(l_{eff} - t)}{2} = \frac{12,72(6,4 - 0,02)}{2} = 40,58 \text{ kN}$$

$$v_{Edi} = \frac{\beta V_{Ed}}{z b_i} = \frac{1 \times 40580}{202,5 \times 600} = 0,33 \text{ MPa}$$

Arvutuslik nihkekandevõime on määratud kontaktpinna arvutusliku nihketugevusega

$$v_{Rdi} = c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 v f_{cd} \quad (3.31)$$

kus

c ja μ – kontaktpinna karedusest olenevad tegurid

f_{ctd} – betooni arvutuslik tõmbetugevus MPa,

σ_n – normaaljõu põhjustatud pinge MPa,

$\rho = A_s / A_i$,

A_s – kontaktpinna pindala,

A_i – armatuuri ristlõikepinna,

α – armatuuri A_s kaldenurk,

v – tugevuse vähendustegur. [13]

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

(3.32) [13]

Pealevalu C30/37 arvutuslik tõmbetugevus on $f_{ctd}=1,35$ MPa. Nihketugevuse saavutamiseks süvistatakse filigraani pinnale süvendid ja paigaldatakse girderid.

Girderid on läbimõõduga $\emptyset = 6$ mm, mida on filigraani ristsihis 8tk 75 kraadise nurga all. $A_s = 226$ mm². Filigraani pealmises pinnas on sügavad ebatasasused, mis on vähemalt 3 mm sügavused ja sammuga 40 mm. $\mu = 0,7$ ja $c = 0,4$. [13]

$$\rho = A_s/A_i = 226/480000 = 0,00047$$

$$\begin{aligned} v_{Rdi} &= 0,4 \times 1,35 + 0,00047 \times 435(0,7 \times \sin 75^\circ + \cos 75^\circ) = 0,73 \text{ MPa} \leq 0,5v_{fd} \\ &= 0,5 \times 0,6 \left(1 - \frac{30}{250}\right) \times 20 = 5,28 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$v_{Edi} = 0,33 \text{ MPa} \leq v_{Rdi} = 0,73 \text{ MPa}$$

Nihkekandevõime kontaktpinnal on tagatud girderite ja filigraani pinnal asetsevate sügavate ebatasastustega.

3.9 Järeldus

Filigraani arvutusega sai tõestatud, et filigraan kui monteeritav element on töötav kolmes erinevas olukorras – transpordi, montaaži ja lõplikus. Seega saan kasutada filigraani komposiidina vahelae arvutuses. Selleks leian iga vahelae kohta oma sisejõud ja vastavalt sisejõududele vajalikud armatuurid vahelakke.

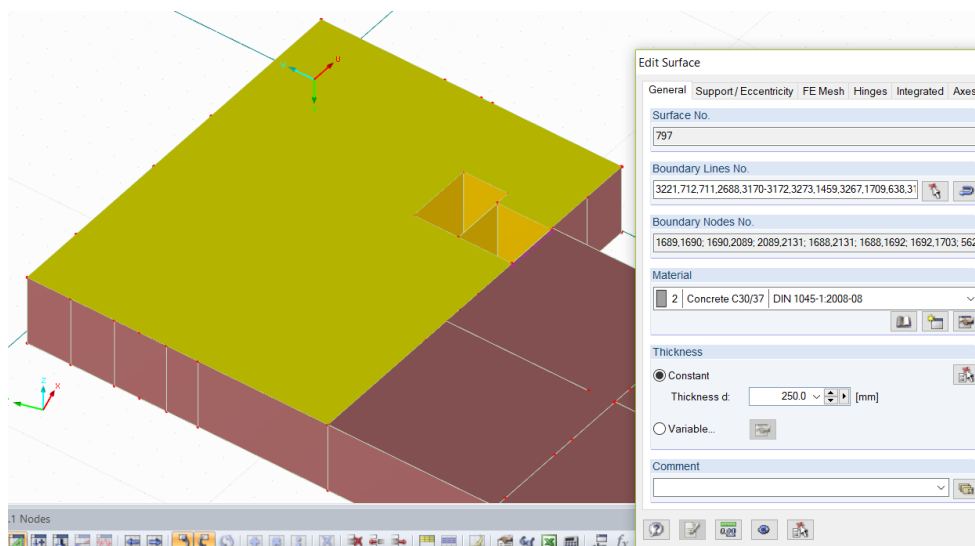
4. VAHELAEPLAADI ARVUTUS

4.1 Konstruksiooni ja arvutusmodeli kirjeldus

Käesolevat töös uurin 10-13. korruste vahelagesid. Vahelae konstruksioon siseruumides koosneb monteeritavast raudbetoonplaadist, pealevalust (200 mm) ja pinnakattest. Pinnakate on eri ruumides erinev, kuid lihtsustuse mõttes võetakse selleks katteplaadistus, mille paksus koos paigalduskihiga on $h = 20$ mm. Katuslae osas on vahelae konstruksiooniks monteeritav filigraan, pealevalu, soojustus ja terrassiplaat või puitkonstruksioon katusega. Täpsemalt on kõik konstruksiooni tüübid näidatud peatükis 2.2.

Vastavalt keskkonnaklassile XC1 valiti betooni tugevusklassiks C30/37 ning armeerimiseks kasutatakse B500BT klassi profileeritud armatuurvardaid. Konstruksiooniklassi antud hoonel on S4. Raudbetoonvahelae paksus ning armatuuri nominaalne kaitsekiht $c_{nom} = 20$ mm on vastavuses betoonkonstruksioonidele esitatavate tulepüsivusnõuetele, mis tagavad hoone konstruksioonide vastavuse eelprojekti toodud tingimustele (R60).

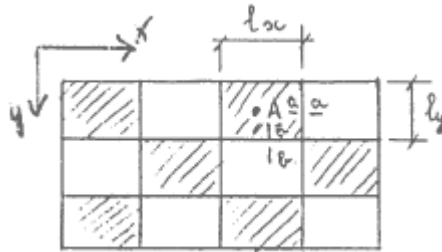
Vahelaeaks on betoonkomposiit. See, kas filigraan ja pealevalu koos töötavad, sai kontrollitud peatükis 3.8. Seega arvutusmodelis võin modelleerida vahelae 250 mm paksuse betoonplaadina (vt joonis 4.1.1).



Joonis 4.1.1 Korrus 11 vahelaeplaat

Girderid filigraanis on tõstmiseks, armatuuri paigaldamiseks ja nihkekandevõime parandamiseks. Samuti võtab girder plaadis sisejõude vastu, kuid tagavara kasuks ma girdereid töötavatena ei arvesta. Seetõttu ma ei joonista girdereid ka vahelaemudelisse.

Vahelaeplaadi arvutamisel leian arvutusmudelist paindemomendi, põikjõu. Koormused lisan plaadile kahel viisil – maleruudustikuna ja ühtlaselt koormatud.



Joonis 4.1.2 Maleruudustikus jaotatud koormused [12]

Leitud jõudude abil leian filigraani ja vahelaeplaati vajalikud armatuurid. Vahelae mõõtmete tõttu on tegemist kahes suunas töötava plaadiga. Näiteks põranda sille 10-13. korrusel on 5665 mm ühte pidi ja teisiti 6890 mm on nende suhe 1,22 ehk väiksem kui 2. [12]

$$\frac{6,89}{5,655} = 1,22 < 2$$

4.2 Vahelagi korrusel 10-13

4.2.1 Normkoormused

Vahelae omakaal $g_{k1}=6,4 \text{ kN/m}^2$

Kergseinte kaal $g_{k2}=0,8 \text{ kN/m}^2$

Kasuskoormus $q_{k1}=2,0 \text{ kN/m}^2$

Kokku $p_k = g_{k1} + g_{k2} + q_{1k} = 6,4 + 0,8 + 2,0 = 9,2 \text{ kN/m}^2$

4.2.2 Arvutuskoormused

Vahelae omakaal $g_{d1} = \gamma_G \cdot (g_{k1} + g_{k2}) = 1,35 \cdot (6,4 + 0,8) = 9,72 \text{ kN/m}^2$

Kasuskoormus $q_{d1} = \gamma \cdot q_{k1} = 1,5 \cdot 2,0 = 3,0 \text{ kN/m}^2$

$$\text{Kokku } p_d = g_{d1} + q_{d1} = 9,72 + 3,0 = 12,72 \text{ kN/m}^2$$

4.2.3 Plaadi arvutuskeem ja sisejõud

Sisejõud

Sisejõudud leian 1,0 m laiuse plaadi kohta. Sisejõududest mõjutab edaspidist kontrolli eelkõige paindemoment, sest selle põhjal toimub pikitõmbearmatuuri kontroll.

Maksimaalne paindemoment RFEM programmist LISA A, joonis A.1 ja A.2. Leian maksimaalsed sisejõud vahelaeplaadis ja arvestan neid kõikides filigraanides.

$$M_{ed,toel} = -43,71 \text{ kNm/m}$$

$$M_{ed,keskel,y} = 23,60 \text{ kNm/m}$$

$$M_{ed,keskel,x} = 12,89 \text{ kNm/m}$$

$$V_{ed} = 46,40 \text{ kN/m}$$

Kasuskõrgused

Valin arvutamiseks avas $\emptyset 8$ armatuuri

$$d_{1y} = 250 - 20 - 8 / 2 = 226 \text{ mm}$$

$$d_{2x} = 250 - 20 - 8 - 8 / 2 = 218 \text{ mm}$$

Valin arvutamiseks toel $\emptyset 10$ armatuuri

$$d_1 = 250 - 20 - 10 / 2 = 225 \text{ mm}$$

4.2.4 Pikitõmbearmatuuri dimensioneerimine

Pikitõmbearmatuuri dimensioneerimiseks eeldatakse, et ristlõige on normaalarmeeritud. Survearmatuuri vajadust hinnatakse tingimusega $\mu \leq \mu_c$ kui tingimus on täidetud, siis on ristlõige normaalarmeeritud ja ristlõikes ei ole arvutuslik survearmatuur vajalik. Vastavalt Ehituskonstruktori käsiraamatule (2014) on B500BT klassi armatuurterasele $\mu_c = 0,372$. [13]

Esimeses avas

Y suunas

$$\mu = \frac{M_{Ed,y}}{f_{cd} \times b \times d_1^2} = \frac{23,60 \times 10^6}{20 \times 1000 \times 226^2} = 0,0231 \leq \mu_c = 0,372 \rightarrow \text{Tingimus täidetud}$$

$$\varpi = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0231} = 0,0233 \leq \varpi_c = 0,494 \rightarrow \text{Tingimus täidetud}$$

$$A_{s1} = \frac{\varpi \times f_{cd} \times b \times d_1}{f_{yd}} = \frac{0,0233 \times 20 \times 1000 \times 226}{435} = 243 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Pikitõmbearmatuuriks valin armatuur B500BT, Ø8 mm, s = 150 mm, mis annab armatuuri koguseks

$$A_{s1,prov} = \frac{1000}{150} \times \pi \times 4^2 = 335 \text{ mm}^2/\text{m} \geq A_{s1} = 243 \text{ mm}^2/\text{m} \rightarrow \text{Tingimus täidetud}$$

Lisa C joonisel C.6 on näidatud arvutusprogrammi poolt dimensioneeritud vajalik pikitõmbearmatuuri kogus kandepiir seisundis. Jooniselt on näha vajalik kogus $A_{s1,a} = 324 \text{ mm}^2/\text{m}$, mis suuremad kui käsitsi arvutades.

X suunas

$$\mu = \frac{M_{Ed,x}}{f_{cd} \times b \times d_1^2} = \frac{12,89 \times 10^6}{20 \times 1000 \times 218^2} = 0,0136 \leq \mu_c = 0,372 \rightarrow \text{Tingimus täidetud}$$

$$\varpi = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0136} = 0,0137 \leq \varpi_c = 0,494 \rightarrow \text{Tingimus täidetud}$$

$$A_{s1} = \frac{\varpi \times f_{cd} \times b \times d_1}{f_{yd}} = \frac{0,0137 \times 20 \times 1000 \times 218}{435} = 137 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Pikitõmbearmatuuriks valin armatuur B500BT, Ø8 mm, s = 150 mm, mis annab armatuuri koguseks

$$A_{s1,prov} = \frac{1000}{150} \times \pi \times 4^2 = 335 \text{ mm}^2/\text{m} \geq A_{s1} = 137 \text{ mm}^2/\text{m} \rightarrow \text{Tingimus täidetud}$$

Lisa C joonisel C.7 on näidatud arvutusprogrammi poolt dimensioneeritud vajalik pikitõmbearmatuuri kogus kandepiir seisundis. Jooniselt on näha, et vajalik kogus on $A_{s1,a} = 170 \text{ mm}^2/\text{m}$, mis on suurem, kui käsitsi arvutades.

Vahetoel

$$\mu = \frac{M_{Ed,1}}{f_{cd} \times b \times d_1^2} = \frac{43,71 \times 10^6}{20 \times 1000 \times 225^2} = 0,0432 > \mu_c = 0,372 \rightarrow \text{Tuleb leida survearmatuur}$$

$$A_{s2} = \frac{M_{Ed,1} - \mu_c \eta f_{cd} b d_1^2}{f_{ycd}(d_1 - d_2)} = \frac{43,71 \times 10^6 - 0,372 \times 1,0 \times 20 \times 1000 \times 225^2}{435 \times (225 - 24)} = -3808 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$< 0 \rightarrow$ Survearmatuur pole vajalik.

Leian vajaliku armatuuri vahetoel

$$\varpi = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0432} = 0,0441 \leq \varpi_c = 0,494 \rightarrow \text{Tingimus täidetud}$$

$$A_{s1} = \frac{\varpi \times f_{cd} \times b \times d_1}{f_{yd}} = \frac{0,0441 \times 20 \times 1000 \times 225}{435} = 457 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Pikitõmbearmatuuriks valin armatuuri B500BT, $\varnothing 10$ mm, $s = 150$ mm, mis annab armatuuri koguseks

$$A_{s1,prov} = \frac{1000}{150} \times \pi \times 5^2 = 524 \text{ mm}^2/\text{m} \geq A_{s1} = 457 \text{ mm}^2/\text{m} \rightarrow \text{Tingimus täidetud}$$

Armatuur peab ulatuma avasse vähemalt 0,25L. [12]

Jaotusarmatuuri valin 20% töötava armatuuri pinnast:

$$A_{s3} = 0,2 \times A_{s1,prov} = 0,2 \times 524 = 105 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Valin jaotusarmatuuri $\varnothing 10$ B500BT sammuga 200mm, mille korral

$$A_{s3,prov} = \frac{1000}{200} \cdot \pi \cdot 5^2 = 393 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Lisa C joonisel C.5 on näidatud arvutusprogrammi poolt dimensioneeritud vajalik pikitõmbearmatuuri kogus kandepiiriseisundis. Jooniselt on näha vajalik kogus $A_{s1,\sigma} = 493 \text{ mm}^2/\text{m}$, mis on suurem kui käsitsi arvutades.

Toearmatuur esimesel toel

Plaadi juhuslikust kinnitusest tingitud paindemomendi (plaat saab pöörduda, kuid tugi ei luba, mistõttu võib tekkida pragu ülemisse serva kui puudub tõmmet vastu võttev armatuur) vastuvõtmiseks esimesel toel tuleb ette näha toearmatuur, mis peaks vastu võtma vähemalt veerandi avas esinevast paindemomendist.

Valin toearmatuuriks $\varnothing 8$ B500BT ($A_{s1}=50 \text{ mm}^2$) sammuga 300mm, mille korral

$$A_{s1,prov} = \frac{1000}{300} \cdot \pi \cdot 4^2 = 168 \text{ mm}^2/m$$

See armatuur peab ulatuma toe servast avasse $0,2l_{eff,1}$.

Toearmatuuri jaotusarmatuurina kasutan $\varnothing 8$ B500BT sammuga 300 mm, et tagada ankurdus.

$$x = \frac{f_{yd} \times A_{s1}}{f_{cd} \times b \times 0,8} = \frac{435 \times 168}{20 \times 1000 \times 0,8} = 4,56 \text{ mm}$$

$$\xi = \frac{x}{d_1} = \frac{4,56}{226} = 0,02 \leq \xi_c = 0,617 \rightarrow \text{Tingimus täidetud}$$

$$y = 0,8 \times x = 0,8 \times 4,56 = 3,64 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} = f_{cd} \times b \times y \times (d_1 - 0,5 \times y) = 20 \times 1000 \times 3,64 \times (226 - 0,5 \times 3,64) = 16,34 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 16,34 \text{ kNm} \geq \frac{M_{Ed}}{4} = \frac{23,60}{4} = 5,9 \text{ kNm} \rightarrow \text{Tingimus täidetud}$$

Paindearmatuuri ankurdus toel

Leian paindearmatuuri nõutava baasankurduspikkuse, mis on vajalik toe servast kaugusel $d=226$ mm mõjuva paindemomendi vastuvõtmiseks:

$$l_{b,rqd} = \frac{\varnothing}{4} \times \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}$$

(4.1)

kus

σ_{sd} - Pinge on paindetõmbearmatuuris toe servast kaugusel d arvutuslikust koormusest mõjuv pinge

f_{bd} – Armatuuri ja betooni vaheline arvutuslik nakketugevus. [12]

$$M_{Ed,d} = V_{Ed} \left(d + \frac{a}{2} \right) - p_d \frac{\left(d + \frac{a}{2} \right)^2}{2} = 46,40 \times \left(0,226 + \frac{0,2}{2} \right) - 12,72 \times \frac{\left(0,226 + \frac{0,2}{2} \right)^2}{2} = 14,41 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{15,50 \times 10^6}{0,9 \times 226 \times 335} = 212,0 \text{ MPa}$$

$$f_{bd} = 2,25\eta_1\eta_2\eta_{ctk0,05}/1,5 = 2,25 \times 1,0 \times 1,0 \times 2,0/1,5 = 3,0 \text{ MPa}$$

$$l_{b,rqd} = \frac{\emptyset}{4} \times \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = \frac{8}{4} \times \frac{212,0}{3,0} = 141,3 \text{ mm}$$

Filigraan toetub toe peale 20 mm ning kaitsekiht on 20 mm seega paindetõmbearmatuuri varrastel puudub.

Ø8 B500B varrase baasankurduspikkus

$$l_{b,\emptyset 8} = \frac{\emptyset}{4} \times \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{8}{4} \times \frac{435}{3,0} = 290 \text{ mm}$$

Paigaldan plaadi otsa U-kujulised painutatud vardad Ø8 sammuga 200 mm (500+160+500 mm).

Selline ankurduspikkus on varrastel enne toe serva olema ning neid vardaid võib arvestada kui täielikult töötavatena.

Vardad Ø8 sammuga 200 mm ($A_{s3}=251 \text{ mm}^2/\text{m}$) vastuvõetav paindemoment on

$$d_3 = 250 - 50 - 10 - 8/2 = 186 \text{ mm}$$

$$M_{Rd,d} = 251 \times 435 \times 0,9 \times 186 = 18,28 \text{ kNm}$$

Paindetõmbearmatuur läbimõõduga Ø8 s.150 mm ($A_{s1}=335 \text{ mm}^2/\text{m}$) võtab toe peal vastu 0 kNm. Kokku võtab paindetõmbearmatuur ja U-kujulised lisavardad toe serva kohal vastu 18,28 kNm. Toe servast kaugusel d mõjuv arvutuslik paindemoment on 14,41 kNm. Seega on nõutav ankurdus tagatud.

Paindearmatuuri ankurdus filigraanide jätkukohtades

Leian paindearmatuuri nõutava baasankurduspikkuse, mis on filigraanide jätkukohtades mõjuva paindemomendi vastuvõtmiseks:

$$d_1 = 250 - 50 - 10 - 8/2 = 186 \text{ mm}$$

$$M_{Ed,d} = 12,89 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{12,89 \times 10^6}{0,9 \times 186 \times 335} = 229,9 \text{ MPa}$$

$$f_{bd} = 2,25\eta_1\eta_2\eta_{ctk0,05}/1,5 = 2,25 \times 1,0 \times 1,0 \times 2,0/1,5 = 3,0 \text{ MPa}$$

$$l_{b,rqd} = \frac{\emptyset}{4} \times \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = \frac{8}{4} \times \frac{229,9}{3,0} = 153 \text{ mm}$$

Ø8 B500B varrase baasankurduspikkus [12]

$$l_{b,\emptyset 8} = \frac{\emptyset}{4} \times \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{8}{4} \times \frac{435}{3,0} = 290 \text{ mm}$$

Filigraani jätkukohtades lõigatakse 100% vardaid läbi. Seetõttu pean leidma ülekattejätku arvutuspikkuse. Võimaliku veaga varu kasuks leian ülekattejätku pikkuse

$$l_{0,min} = \alpha_6 l_{b,rqd}$$

(4.2)

Kus $l_{b,rqd}$ - baasankurduspikkus mm,

$\alpha_6 = 1,5$, sest jätkavate varraste protsent ühel lõikes on üle 50%. [12]

$$l_{0,min} = \alpha_6 l_{b,rqd} = 1,5 \times 290 = 435 \text{ mm}$$

Paigaldan filigraani jätkukohtade peale vardad Ø8 sammuga 200 mm, mis ulatuks filigraani peale vähemalt 435+20=455 mm ehk valin kogu pikkuseks 900 mm. ($A_{s1}=251 \text{ mm}^2/\text{m}$)

$$M_{Rd,d} = 251 \times 435 \times 0,9 \times 186 = 18,28 \text{ kNm} < M_{Ed,d} = 12,89 \text{ kNm}$$

Seega on nõutav ankurdus tagatud.

Survetsooni leidmine

Vahelaeplaati ehk filigraani peale paigaldatakse ventilatsiooni või kanalisatsiooni torustike. Leian maksimaalsed torustiku läbimõõdu, mida on võimalik paigaldada vahelakke, nii et konstruktsioon töötaks. Selleks leian vahelaeplaadis survetsooni.

$$x = \frac{f_{yd} A_{s1}}{\lambda \eta f_{cd} b}$$

(4.3) [12]

Leian esialgse survetsooni

$$x = \frac{435 \times 335,1}{0,8 \times 1 \times 20 \times 1000} = 9,1 \text{ mm}$$

Kui leitud survetsooni kõrgus x on piires, siis on tegemist lõpliku survetsooniga. [12]

$$x \leq \xi_c d_1$$

(4.4)

Kus $\xi_c = \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{yd}}$

$$\varepsilon_{cu3} = 0,0035$$

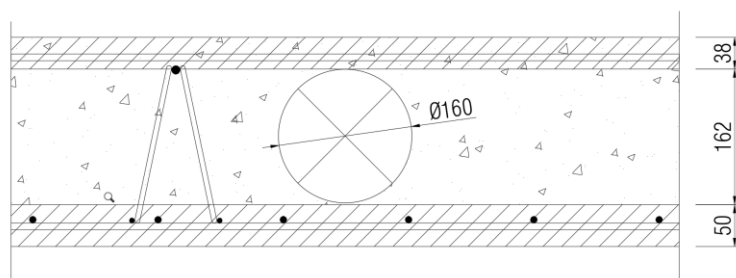
$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{ycd}}{E_s} = \frac{435}{200000} = 0,0022 \text{ [12]}$$

$$\xi_c = \frac{0,0035}{0,0035 + 0,0022} = 0,617$$

$$\xi_c d_1 = 0,617 \times 226 = 139 \text{ mm} > x = 9,1 \text{ mm}$$

Järelikult leitud survetsoon on lõplik. Lisan survetsoonile juurde $\Delta c_{dev} = 10$ mm, saan $x = 9,1 + 10 = 19,1 \approx 20$ mm.

Torude liikumisel võib väheneda vahelaes survetsoon. Selleks, et oleks tagatud vajalik betooni paksus torude peal, lisan armatuuri $\varnothing 8$ sammuga 150 mm B500BT pikkusega $L = 800$ mm. Kuna kaitsekiht on 20 mm, mis on võrdne survetsooni kõrgusega, siis vähendan lubatava torude suurust armatuuri nakke ja kaitsekihi tagamiseks $c = 20 + 8 + 10 = 38$ mm.



Joonis 4.1.3 Torustik vahelaesplaadis

4.2.5 Plaadi põikjõukindlus

Selleks, kas vahelaes on vajalik põikarmatuur, leian betooniga vastuvõetava põikjõu. Vastavalt lisa C, joonisele C.3 on mõjuv põikjõud vahelaes

$$V_{Ed,max} = 46,40 \text{ kN}$$

Betooniga vastuvõetav põikjõud

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3}] \times b \times d \quad [12]$$

Miinumumväärtusega

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad [12]$$

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

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{226}} = 1,94$$

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

$$v_{min} = 0,035 k^{\frac{3}{2}} f^{\frac{1}{2}} = 0,035 \times 1,94^{\frac{3}{2}} \times 30^{\frac{1}{2}} = 0,518 \text{ kN}$$

Paindearmatuuri ankurdamiseks kasutatud vardaid arvestan põikjõukandevõime arvutamisel.

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w d} = \frac{251}{1000 \times 166} = 0,001 < 0,02 \rightarrow \text{Tingimus tagatud}$$

Leian betooniga vastuvõetava põikjõu

$$V_{Rd,c} = [0,12 \times 1,94 \times (100 \times 0,001 \times 30)^{1/3}] \times 1000 \times 166 = 55,64 \text{ kN} > V_{Ed} = 46,40 \text{ kN}$$

→ Tingimus täidetud

Kuna tingimus on täidetud, siis betoon võtab kogu põikjõu betooniga vastu ja selle jaoks lisaarmatuuri pole vaja.

Surve- ja tõmbearmatuuriga vastuvõetav põikjõud

Leian kas betoon võtab vastu põikjõu, kus asuvad ventilatsiooni või kanalisatsiooni torustikud. Kogu betooni paksus on $38+50=88$ mm. Kasulik kõrgus on $d=88-20-8/2=64$ mm

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{64}} = 2,77 > 2,0 \rightarrow k = 2,0$$

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

$$v_{min} = 0,035k^{\frac{3}{2}}f^{\frac{1}{2}} = 0,035 \times 2^{\frac{3}{2}} \times 30^{\frac{1}{2}} = 0,767 \text{ kN}$$

Paindearmatuuri ankurdamiseks kasutatud vardaid arvestan põikjõukandevõime arvutamisel.

$$\rho_1 = \frac{A_{s1} + A_{s2}}{b_w d} = \frac{335 + 335}{1000 \times 64} = 0,00104 < 0,02 \rightarrow \text{Tingimus tagatud}$$

Leian betooniga vastuvõetava põikjõu

$$V_{Rd,c} = [0,12 \times 2,0 \times (100 \times 0,00104 \times 30)^{1/3}] \times 1000 \times 64 = 48,47 \text{ kN} > V_{Ed} = 46,40 \text{ kN}$$

→ Tingimus täidetud

Betooni koos tõmbe- ja survearmatuuriga võtab tekkinud põikjõu vastu ning selle jaoks lisaarmatuuri pole vaja.

Betooniga vastuvõetav põikjõud trepikoja nurgas

Trepikoja nurgas tekib suur põikjõud, mis on vaja kontrollida.

$$V_{Ed,nurk} = 144,2 \text{ kN}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{226}} = 1,94$$

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

$$v_{min} = 0,035k^{\frac{3}{2}}f^{\frac{1}{2}} = 0,035 \times 1,94^{\frac{3}{2}} \times 30^{\frac{1}{2}} = 0,518 \text{ kN}$$

Arvestan põikjõukandevõime arvutamisel toel ankurdamiseks kasutatud vardaid ning lisan juurde lisavardad U-kujulised läbimõõduga Ø16 sammuga 50 mm (840+160+840 mm) $A_s = A_{s2} + A_{s4} = 4189 \text{ mm}^2$.

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w d} = \frac{168 + 2021}{1000 \times 166} = 0,025 < 0,02 \rightarrow \rho_1 = 0,02$$

Leian betooniga vastuvõetava põikjõu

$$V_{Rd,c} = [0,12 \times 1,94 \times (100 \times 0,02 \times 30)^{1/3}] \times 1000 \times 166 = 151,3 \text{ kN} > V_{Ed,nurk}$$

= 144,2 kN → Tingimus täidetud

Betoon koostöös tõmbe- ja survearmatuuriga võtab kogu põikjõu vastu. Konstruktiivse armatuurina lisan vahelae nurka diagonaalselt üla ja alapinda 2Ø16 armatuuri L=1700 mm.

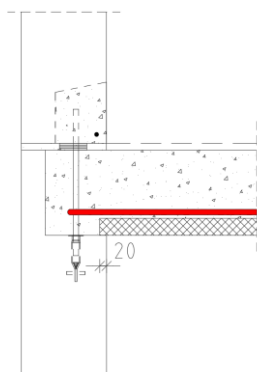
4.2.6 Armatuurvardad ümber avade

Plaadi toetamata serv peab olema armeeritud piki- ja põikarmatuuriga. Kasutan U-kujulisi armatuure läbimõõduga $\varnothing 8$ sammuga 200 mm (500+160+500 mm) ja seon ringarmatuuriga, mille leiand peatükis 4.2.8.

4.2.7 Horisontaalsidemed

Vahelagedes peab olema horisontaalsidemed. Kuna tegemist on 8. korruselise korterelamuga ehk ta kuulub kõrgema riski gruppi, siis peab vahelakke paigaldama mõlemas ristsihis ääresidemed. Need peavad olema vahelae servas. [7,punkt A.5.2]

Ühes ristsihis



Skeem 4.2.7.1 Horisontaalside ristisihis

$$F_t = \min\left(60 \frac{kN}{m}; 20 + 4n_s\right)$$

(4.4)

Kus

F_t – arvutuslik tõmbejõud

n_s – korruste arv (8 korrust) [7]

$$F_t = \min\left(60 \frac{kN}{m}; 20 + 4 \times 8\right) = 52 \text{ kN/m}$$

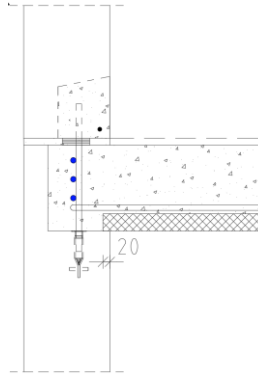
Vajaliku armatuuri leidmine:

Armatuurid panen 1,2m sammuga

$$A_s = \frac{F_t s}{f_{ycd}} = \frac{52 \times 1,2}{500} = 124,8 \text{ mm}^2 / 1,2\text{m}$$

Sidemete sammuks võtan 1,2m ja sideme armatuuri vajalik läbimõõt $\varnothing 12$ mm L=800 mm ($A_{s,prov}=188 \text{ mm}^2/1,2\text{m}$). U-kujulised sidemed paigaldatakse vahelakke ümber seinast väljaulatuva varda.

Teises ristisihis



Skeem 4.2.7.2 Horisontaalside ristisihis

Vahelaeplaadi sille on 8,1m. Jõu leian poolele sildele.

$$F_t = \min\left(60 \frac{\text{kN}}{\text{m}} ; 20 + 4 \times 8\right) \times \frac{8,1}{2} = 210,6 \text{ kN}$$

Sideme jõu vastuvõtmiseks minimaalne vajalik armatuur $3\varnothing 16$ ($A_{s,prov}=603 \text{ mm}^2$).

$$F_{tie,per} = 210,6 \text{ kN} < F_{3\varnothing 16} = 603 \times 435 = 262,4 \text{ kN}$$

Vajalik jõud on tagatud.

4.2.8 Ringarmatuur

Hoone vahelae ringarmatuuri määramisel peab arvestama, et hoone vahelagi hakkab tööle jäigastava elemendina ning peab hoone stabiilsuse tagamiseks vastu võtma tuule koormuse. Samuti peab ringarmatuur olema võimeline vastu võtma erakordseid määratlemata põhjusega kohalikke vigastusi.

Tuule koormuse leidmine korruse ulatuses, kus korruse puhaskõrgus on 2,6 m:

$$p_d = 1,5 \times 0,46 \times 2,6 = 1,79 \text{ kN/m}$$

Paindemoment korrusele, kus vahelae pikkus on kuni järgmise trepikojani 26,49m:

$$M_{Ed} = \frac{1,79 \times 26,49^2}{8} = 157,36 \text{ kNm/m}$$

Vajaliku armatuuri leidmine:

$$A_s = \frac{157,36 \times 10^6}{0,5 \times 20 \times 1000 \times 435} = 36,17 \text{ mm}^2$$

Tuule koormuse vastuvõtmiseks minimaalne vajalik armatuur 2 Ø8 ($A_{s,prov}=101 \text{ mm}^2$).

Vastavalt raudbetoonstandardile peab vahelaes olema minimaalsed perimeetrisidemed.
[2,peatükk 9.10.2.2]

$$F_{tie,per} = l_1 q_1 \geq Q_2$$

(4.5)

Kus $F_{tie,per}$ – sideme jõud, tõmme

l_1 - ava pikkus m-tes.

q_1 - rahvuslikus lisa või soovitatav on 10 kN/m

Q_2 - soovitatav väärtus on 70 kN. [2]

Leian vastavalt 4.5 valemile sideme jõu

$$F_{tie,per} = 8,1 \times 10 = 81 \text{ kN} \geq Q_2 = 70 \text{ kN} \rightarrow \text{Valin } 81 \text{ kN}$$

Sideme jõu vastuvõtmiseks minimaalne vajalik armatuur 2Ø12 ($A_{s,prov}=226 \text{ mm}^2$).

$$F_{tie,per} = 81 \text{ kN} < F_{2\phi 12} = 226 \times 435 = 98,4 \text{ kN}$$

Vajalik jõud on tagatud.

Kuna eelnevas peatükis, 4.2.7 sai leitud ka äärmised horisontaalsidemed, siis kasutan neid ääresidemeteid perimeetri sidemetena. Paigaldan perimeetri armatuuriks 3Ø16.

4.2.9 Armatuurvarraste ankurdus

Ø8 B500BT varraste baasankuruduspikkus:

$$l_{b,\varphi 8} = \frac{\varphi}{4} \times \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{8}{4} \times \frac{435}{3,0} = 290 \text{ mm}$$

Ø10 B500BT varraste baasankuruduspikkus:

$$l_{b,\varphi 10} = \frac{\varphi}{4} \times \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{10}{4} \times \frac{435}{3,0} = 363 \text{ mm}$$

Ø16 B500BT varraste baasankuruduspikkus:

$$l_{b,\varphi 16} = \frac{\varphi}{4} \times \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{16}{4} \times \frac{435}{3,0} = 580 \text{ mm}$$

4.2.10 Praod

Vahelaeplaadi pragudekindluse kontrollimiseks leian, kas ristlõikesse tekivad praod. Pragude avanemise laiust kontrollin vastavalt RFEM programmiga. Arvutusprogrammi sisestasin eelnevalt dimensioneeritud armatuuri ning kontrollisin pragunemist sellise armatuuri korral.

Pragude avanemislaiuse piirväärtuseks on vastavalt keskkonnaklassile XC1 $w_k = 0,4$ mm. [2]

Jooniselt C.9 on näha, et arvutusprogramm RFEM leidis raudbetoonplaadi pragude avanemise laiuseks $w_k = 0,176$ mm.

Ülapinnas tekkivate paindemomentide tõttu tekivad praod plaadi ülapinnas. Maksimaalne pragude avanemislaius ülapinnas on näidatud joonisel C.9.

$$w_k = 0,176 \text{ mm} < w_{max} = 0,4 \text{ mm}$$

Alapinnas pragusi ei teki, sest paindemoment on väiksem, kui pragusi tekitav moment.

$$M_{cr} = f_{ctm} W_{t,red} = 2,9 \times 11022945 = 31,97 \text{ kNm} > M_{cr} = 23,60 \text{ kNm}$$

Kuna pragude avanemislaiused olid väiksemad, kui lubatud, siis vahelagi vastab kasutuspiiriseisundi tingimustele.

4.2.11 Läbipaine

Kuna vahelaeplaat on keerulise kujuga, mitmesildseline ning töötab kahes suunas, siis leian läbipainded RFEM arvutusprogrammiga. Arvutuste õiguse kontrolliks teostasin kolmandas peatükis lihtsustatud kontrolli arvutusprogrammi tulemuste määramiseks. Kontroll andis rahuldava tulemuse, ning kasutan arvutusprogrammist saadud tulemusi. Arvutusprogrammi RFEM sisestasin eelnevates punktides dimensioneeritud armatuur ning kontrollin pragunemist sellise armatuuri korral. Läbipaindekontrolli käigus kontrollitakse tingimust:

$$u_{fin} \leq u_{fin,adm}$$

Kus u_{fin} – lõplik läbipaine mm,

$u_{fin,adm}$ – lubatud lõplik läbipaine mm. [2]

Lõpliku läbipainde piirväärtuseks kasutuspiirseisundis $u_{fin,adm} = 6870/250 = 27,5$ mm.

Lisa C joonisel C.8 on toodud arvutusprogrammi kuvatõmmis läbipainete kohta. Joonisel on näha, et maksimaalne läbipaine $u_{fin} = 1,89$ mm. Kontrollin tingimust.

$$u_{fin} = 1,89 \text{ mm} < u_{fin,adm} = 27,5 \text{ mm}$$

Kuna maksimaalne läbipaine on väiksem lubatust, siis projekteeritud raudbetoonplaat vastab kasutuspiirseisundi tingimustele.

3.10 Nihkekandevõime

Erineval ajal valatud betoonpindade vahelisi nihkepingeid kontrollin tingimusega

$$v_{Edi} \leq v_{Rdi}$$

$$V_{Ed} = \frac{p_d(l_{eff} - t)}{2} = \frac{12,72(8,1 - 0,02)}{2} = 51,39 \text{ kN}$$

$$v_{Edi} = \frac{\beta V_{Ed}}{z b_i} = \frac{1 \times 51388}{202,5 \times 600} = 0,42 \text{ MPa}$$

Pealevalu C30/37 arvutuslik tõmbetugevus on $f_{ctd} = 1,35$ MPa. Nihketugevuse saavutamiseks süvistatakse filigraani pinnale süvendid ja paigaldatakse girderid.

Girderid on läbimõõduga $\varnothing = 6 \text{ mm}$, mida on filigraani ristisihis 8tk 75 kraadise nurga all. $A_s = 226 \text{ mm}^2$. Filigraani pealmises pinnas on sügavad ebataasused, mis on vähemalt 3 mm sügavused ja sammuga 40 mm. $\mu = 0,7$ ja $c = 0,4$. [12]

$$\rho = A_s/A_i = 226/480000 = 0,00047$$

$$\begin{aligned} v_{Rdi} &= 0,4 \times 1,35 + 0,00047 \times 435(0,7 \times \sin 75^\circ + \cos 75^\circ) = 0,73 \text{ MPa} \leq 0,5v_{fcd} \\ &= 0,5 \times 0,6 \left(1 - \frac{30}{250}\right) \times 20 = 5,28 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$v_{Edi} = 0,42 \text{ MPa} \leq v_{Rdi} = 0,73 \text{ MPa}$$

Nihkekandevõime kontaktpinnal on tagatud girderite ja filigraani pinnal asetsevate sügavate ebataasustega.

4.2.12 Hinnang arvutustele

Arvutamisel sai selgeks, et kui võrrelda käsitsi arvutamist arvutusprogrammiga, siis käsitsi arvutamine on optimistlikum kuigi 3. peatükis leitud tulemused olid sarnased. Kindlasti tuli erinevus sellest, et arvutusprogramm arvestab kogu vahelage ja tema toetust, nurkasid ja teisi keerulisemaid kohti. Kuna käsitsi arvutamisel on tulemused optimistlikumad, saab arvutusprogrammi tulemusi kasutada projekteerimisel.

KOKKUVÕTE

Käesoleva töö tulemusena sai Rootsis Stockholmis Solna linnaosas Arvid Tydens alle 10 krundile vahelagi projekteeritud, kasutades kehtivale standardile ja juhenditele vastavaid arvutusmeetodeid. Täpsemalt käsitlesin hoone ühe trepikoja vahelae projekteerimist. Teostasin vajalikud insener-tehnilised arvutused raudbetoonist plaadi armatuurvarrase määramiseks, põikjõukindluse, pragudekindluse ja läbipainde kontrollimiseks.

Töö esimeses osas kirjeldasin hoonet, kandeskeemi. Samuti kirjeldasin arvutusmetoodikat ja arvutusprogrammi Dlubal RFEM, mida kasutan sisejõudude leidmisel. Teises osas leidsin konstruktsioonile mõjuvad koormused – alalis -, kasus-, lume- ja tuulekoormused. Kolmandas peatükis kontrollisin filigraani kui monteeritavat elementi ning leidsin, et antud elementi on võimalik transportida ja kasutada vahelaes töötava elemendina. Seejärel neljandas peatükis kasutasin reaalselt olukorda ning teostasin vahelaeplaadi konstruktsiooniarvutused.

Töö käigus kasutasin dimensioneerimisel betooni C30/37 ja armatuuri B500BT. Keskkonnaklass XC1 ja tulepüsivus R60. Leidsin, et filigraani tuleb paigaldada $\varnothing 8$ mm, $s = 150$ mm ja tugelele $\varnothing 10$ mm, $s = 100$ mm. Kuna filigraan on 2,4m laiused, siis peab paigaldama jätkukohtadesse võrgud laiusega 900 mm $\varnothing 8$ sammuga 200 mm. Paigaldades vahelakke torustike või muid elemente, siis nende kõrgus ei tohi ületada 160 mm. Ringarmatuuri arvutamisel kasutasin tuulekoormust ning sain tulemuseks läbimõõduga $\varnothing 8$ armatuuri, kuid erakorralised koormused nõudsid läbimõõduga $\varnothing 16$ vardaid. Avarii ehk horisontaalvardad sain arvutamisel $\varnothing 12$ armatuuri, mis paigaldatakse vahelakke sammuga 1,2 m.

Lisatav armatuurterase kulu vahelaele peale filigraani paigaldamist on 1 m^3 betooni kohta 71 kg/m^3 , mis on võrreldav analoogsete konstruktsioonielementide materjalikulule.

Lõputöö graafilises osas on näidatud filigraanide paiknemine ja koormused. Vahelaes armeerimine on näidatud plaanidel eraldi - alumine kui ka ülemine armeering. Lisatud on ka filigraani tootejoonise näidis, mis on koosatud 3. peatüki põhjal.

Käesolev lõputöö on projekteeritud nii, et antud arvutuste näitel saab dimensioneerida filigraani kui toodetavat elementi. Kirjeldatud on filigraani kõiki komponente 3. peatükis– toetust, betooni, girderid ja pikitõmbearmatuur. Täpsemad, milline filigraan vahelakke sobib, peab leidma vahelae sisejõud, mille järgi saab dimensioneerida filigraani vajaliku paksuse ja armatuuri. Lõputöösse ei mahtunud, kuid mida peab tulevikus juurde leidma, postide läbisurumisarmatuurid, treppide toetused, rõdude kinnitused.

RESÜMEE – SUMMARY

As a result of this work, Arvid Tydens has designed slabs for 10 plots in Solna, Stockholm, Sweden, using calculation methods that comply with the current standards and guidelines. More specifically, the design of a building's staircase slab was brought up. I have carried out the necessary engineering and technical calculations to determine the rebar for concrete slab for cross-resistance, crack resistance and deflection control.

In the first chapter of the work, I have described the building, load-bearing walls scheme. I have also described the calculation methodology and computational program Dlubal RFEM, that I use to find internal force. In the second chapter, I have found loads on the structure, that are permanent, utility, snow and wind loads. In the third chapter I have checked the filigree as a prefabricated element and found out that it can be transported and used as the main element in the concrete slab. Then, in the fourth chapter, I have used the real situation and carried out the calculations for the slab constructions.

During the work, I have used concrete C30/37 for desing and reinforcement type B500BT. Environmental class XC1 and fire resistance R60. I have found the filigree slabs should be installed with mesh $\varnothing 8$ mm, $s = 150$ mm, and on supports with bars $\varnothing 10$ mm, $s = 100$ mm. Because the filigree is 2.4m wide, the reinforcement mesh between grids should be installed width 900 mm step of 200 mm. The height of pipes or other elements, installed into slab, should not exceed 160 mm. I have used the wind load to calculate the reinforcement needed and the result was $\varnothing 8$ but emergency horizontal bars were needed diamter $\varnothing 16$. Emergency or horizontal bars were calculated with $\varnothing 12$ reinforcement, which are installed with 1.2 m increment.

Additional slab reinforcement steel after installing filigree is $71 \text{ kg} / \text{m}^3$ per 1 m^3 of concrete, which is comparable to the material cost of similar construction elements.

The graphical part of the thesis shows the location and loads of filigree. Slab reinforcements are shown separately on the plans, both the lower and the upper. An example of a filigree shop drawing, compiled on the basis of chapter 3, is also included.

This thesis is done this way, that on the example of calculations given, filigree can be dimensioned as an element to be produced. All the components of the filigree are described in chapter 3 - support, concrete, girders and longitudinal reinforcement. To calculate more accurately which filigree is required, the slab internal force should be found, that will help to dimension thickness and reinforcement of the filigree. In future perspective slab also need post-pess reinforcement, stair support and for balconies.

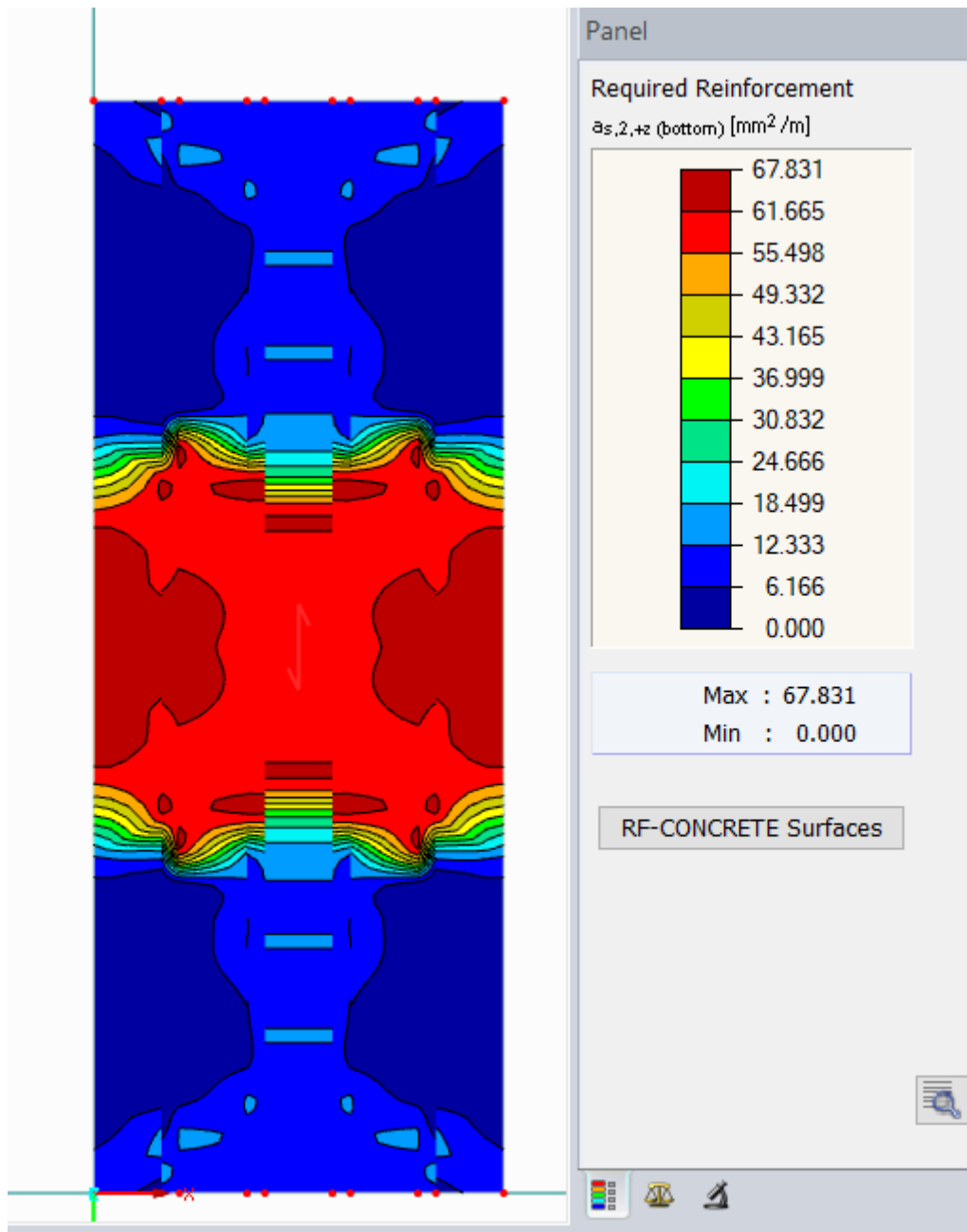
KASUTATUD KIRJANDUS

1. Skandinaviska Byggelement AB. (WWW) <https://byggelement.se/siteassets/6-nyhetsrum/63-broschyror/pdfer/montage-och-sakerhet/sakerhetsstampning.pdf> 2019
2. EVS-EN 1992-1-1:2005+NA:2007 - *Betoonkonstruktsioonide projekteerimine. Osa 1-1: Üldreeglid ja reeglid hoonetele.* Tallinn: Eesti Standardikeskus.
3. EVS-EN 1991-1-1:2002 - *Ehituskonstruktsioonide koormused. Osa 1-1: Üldkoormused, mahukaalud, omakaalud, hoonete kasuskoormused. Rootsi rahvuslik lisa.* Tallinn: Eesti Standardikeskus.
4. EVS-EN 1991-1-3:2006+NA:2006 - *Ehituskonstruktsioonide koormused. Osa 1-3: Üldkoormused, lumekoormus. Rootsi rahvuslik lisa.* Tallinn: Eesti Standardikeskus.
5. EVS-EN 1991-1-4:2006+NA:2006 - *Ehituskonstruktsioonide koormused. Osa 1-4: Üldkoormused, tuulekoormus. Rootsi rahvuslik lisa.* Tallinn: Eesti Standardikeskus.
6. EVS-EN 1992-1-1:2007 – *Raudbetoonkonstruktsioonide projekteerimine. Osa 1-1: Üldreeglid ja reeglid hoonete projekteerimiseks.* Tallinn: Eesti Standardikeskus.
7. EVS-EN 1991-1-7:2006+NA:2009+A1:2014 – *Üldkoormused. Erakorralised koormused.* Tallinn: Eesti Standardikeskus.
8. EVS-EN 1993-1-1:2005 – *Teraskonstruktsioonide projekteerimine. Osa 1-1: Üldreeglid ja reeglid hoonete projekteerimiseks.* Tallinn: Eesti Standardikeskus.
9. Grey Gecko OÜ, Diktaren elu- ja büroohoone. Tallinn, 2017.
10. Hoone ehitusprojekti kirjeldus. Osa 2: Põhiprojekti ehituskirjeldus. EVS 865-2:2006. Eesti standardikeskus, 2006.
11. Masso, T. *Ehituskonstruktori käsiraamat.* Tallinn: Ehitame, 4. parandatud trükk 2014.
12. Valgur, J. ja Johannes P. *Raudbetoonkonstruktsioonid – Loengukonspekt.* Tallinn, 2015.
13. Vello O. *Betoonkonstruktsioonide arvutamine.* Tallinn 2015.
14. Vello O. *Betoonkomposiitkonstruktsioonid – Loengukonspekt,* Tallinn 2008

TÖÖ KOOSTAMISEKS KASUTATUD ARVUTIPROGRAMMID

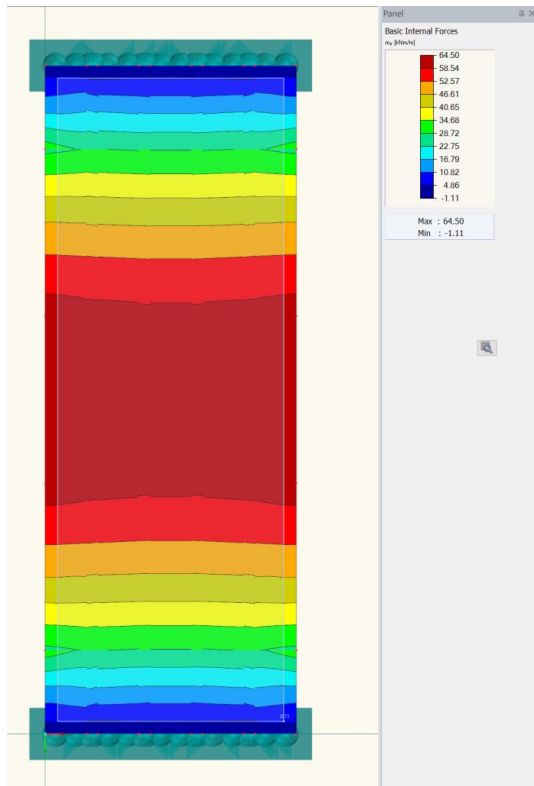
- Autodesk AutoCAD 2019
- Dlubal RFEM 5.14.03
- Tekla Structures 2017i
- Microsoft Office 2016

LISA A. FILIGRAANI ARMATUURI VAJALIK KOGUS TRANSPORDI OLUKORRAS, KUVATÕMMISED PROGRAMMIST RFEM

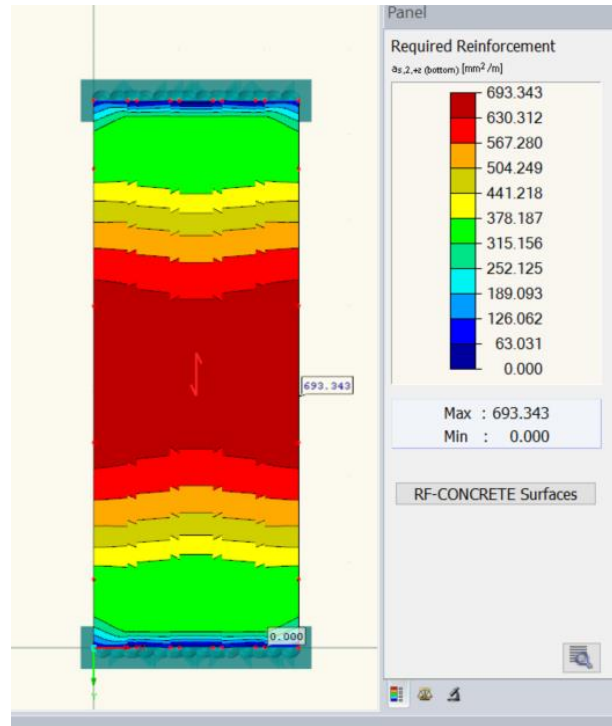


Joonis A.1. Armatuur vajaik kogus transpordi olukorras

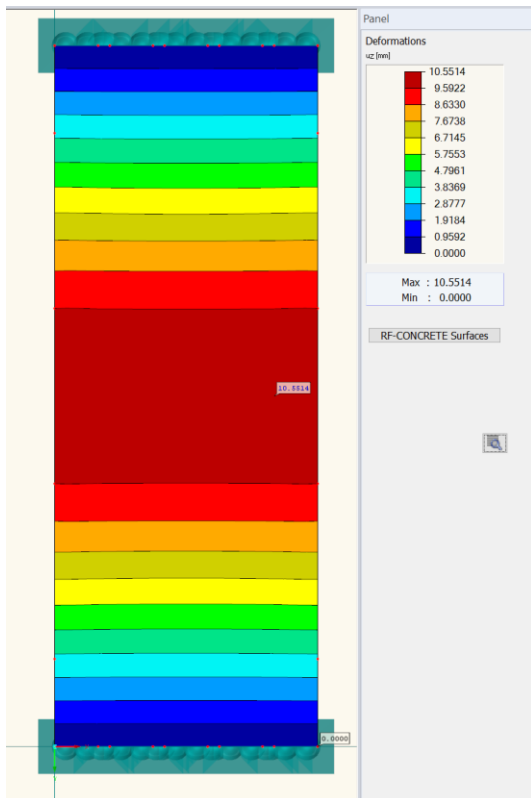
LISA B. VAHELAEPLAADI SISEJÕUD LÕPLIKUS OLUKORRAS, KUVATÕMMISED PROGRAMMIST RFEM



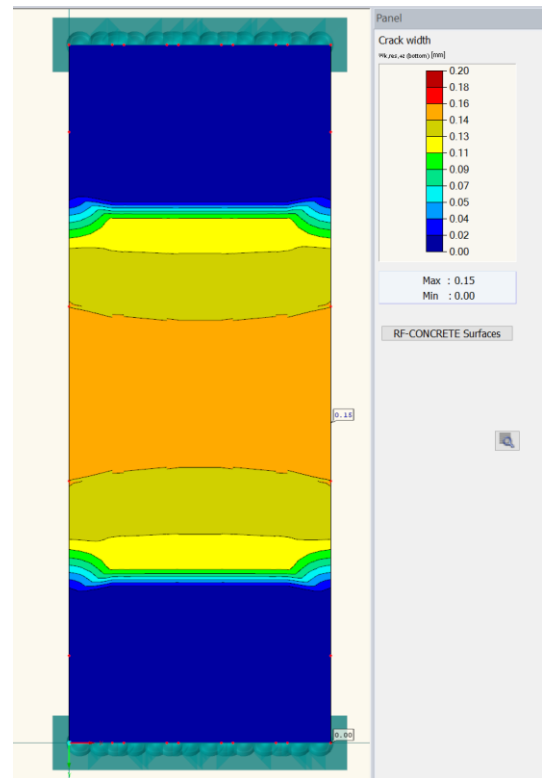
Joonis B.1. Paindemoment plaadis
lõplikus olukorras



Joonis B.2. Armatuur vajalik kogus
lõplikus olukorras

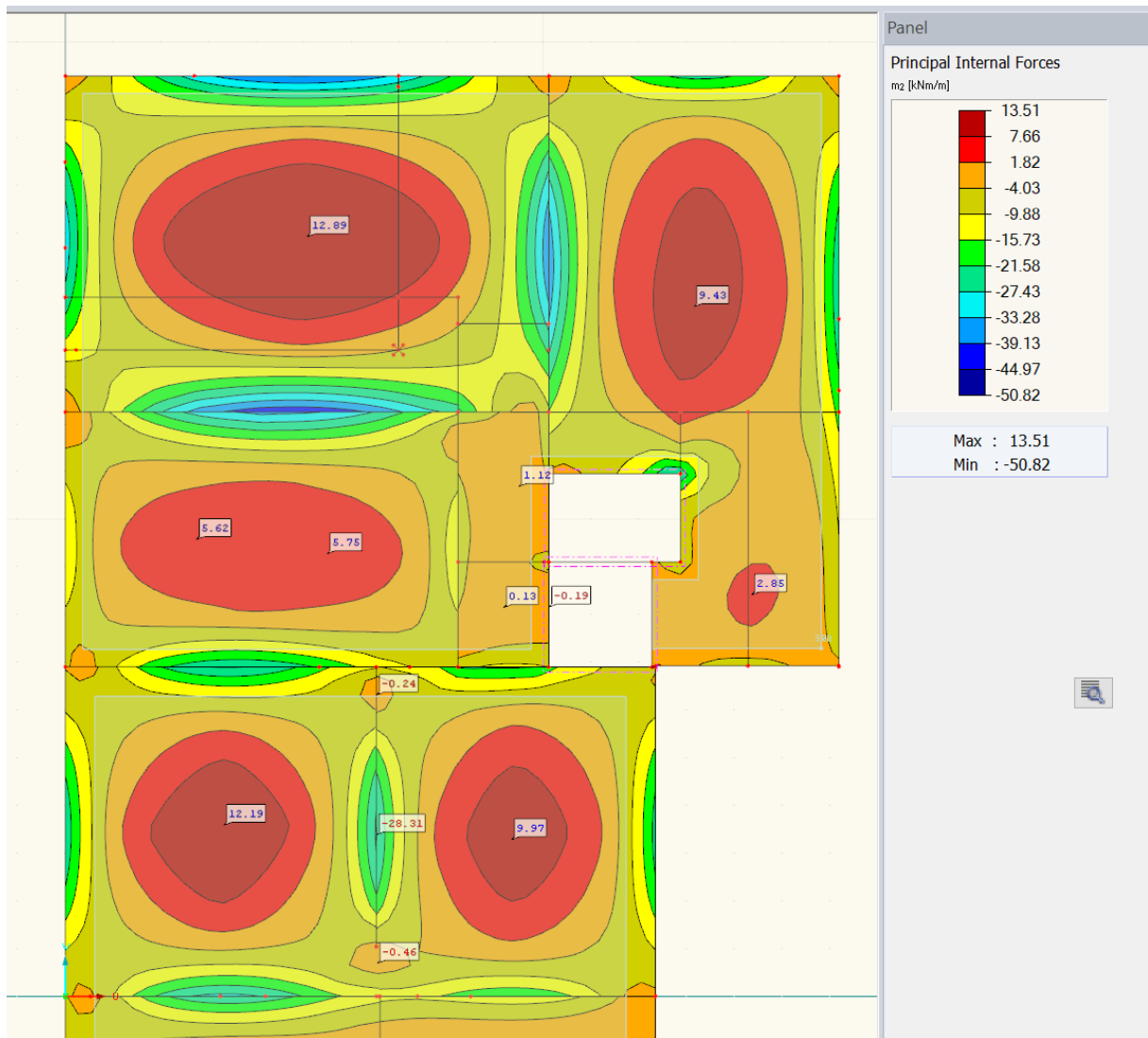


Joonis B.3. Läbipaine plaadis
lõplikus olukorras

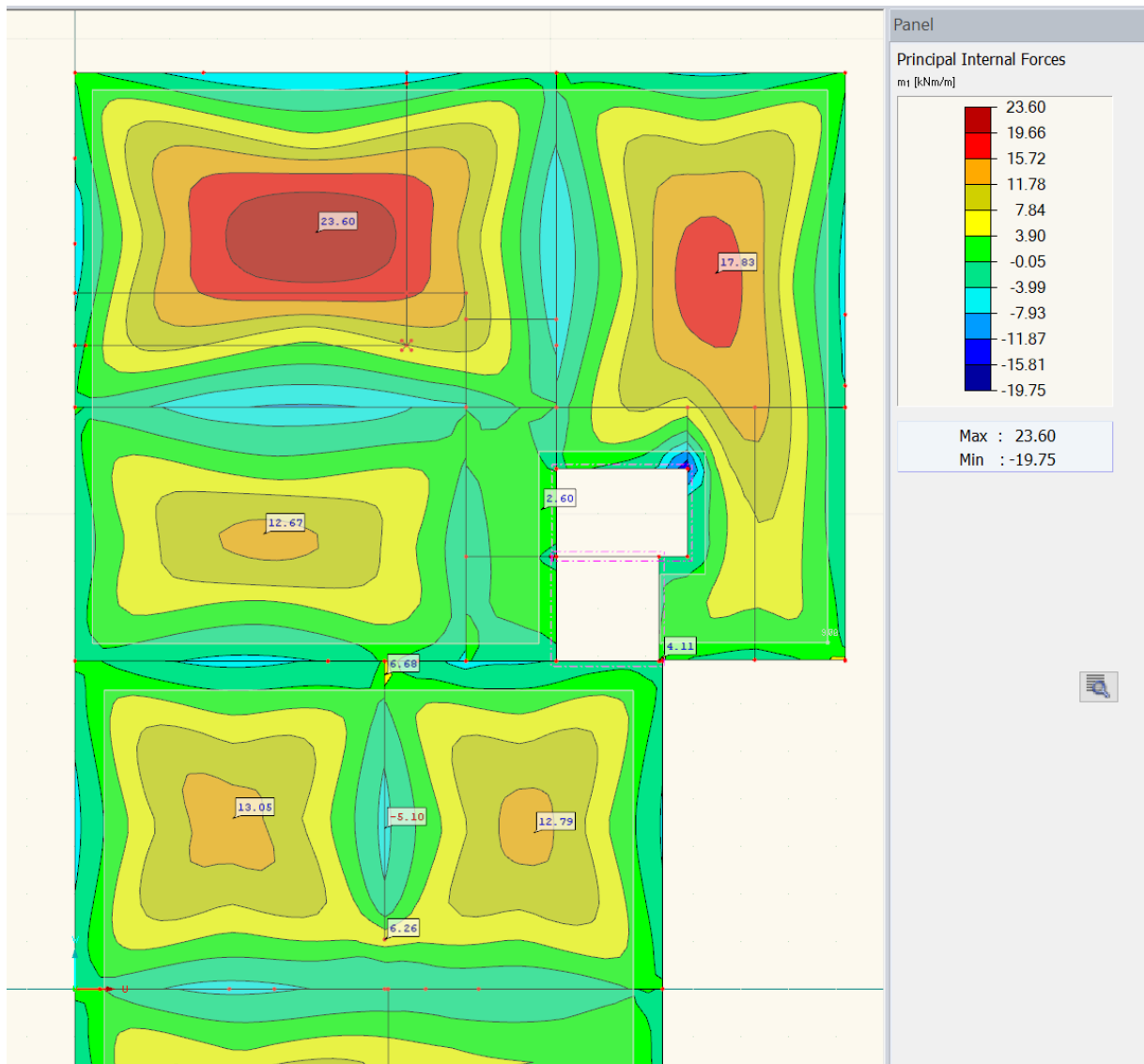


Joonis B.4. Praod plaadis
lõplikus olukorras

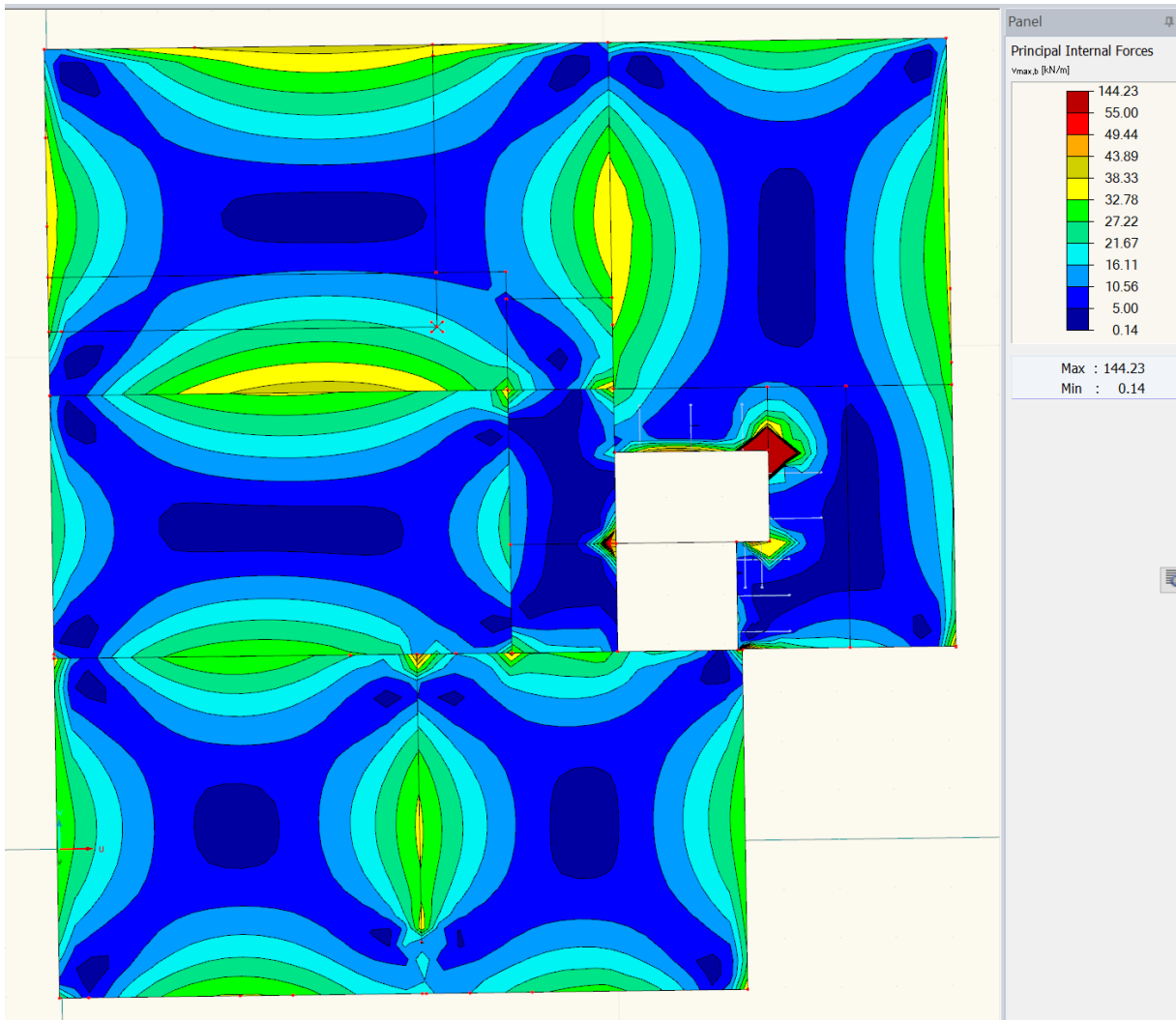
LISA C. VAHELAEPLAADI SISEJÕUD, KUVATÕMMISED PROGRAMMIST RFEM



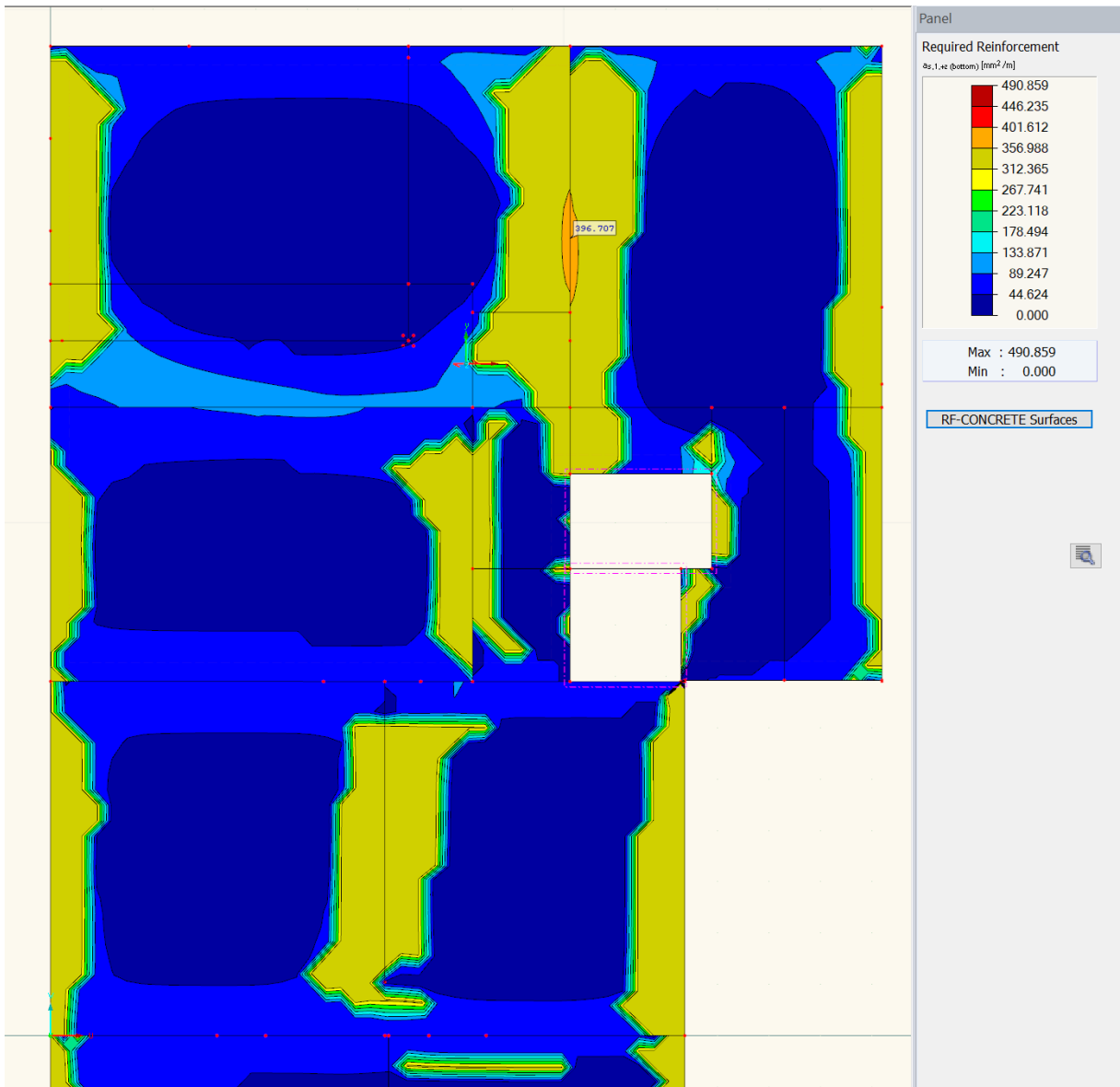
Joonis C.1. Korrusel 11 paindemoment x suunas, m_x



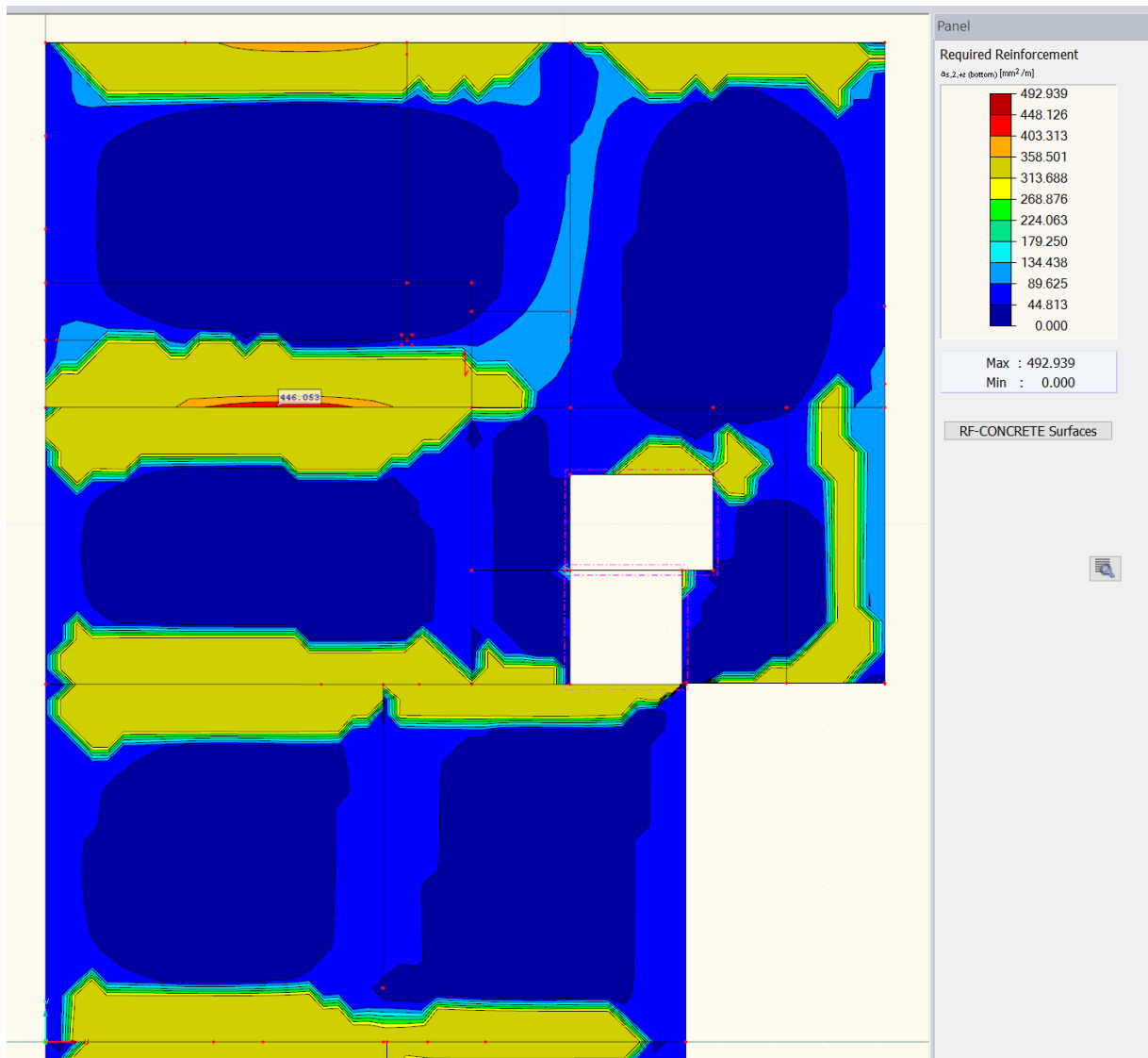
Joonis C.2. Korrusel 11 paindemoment y suunas, my



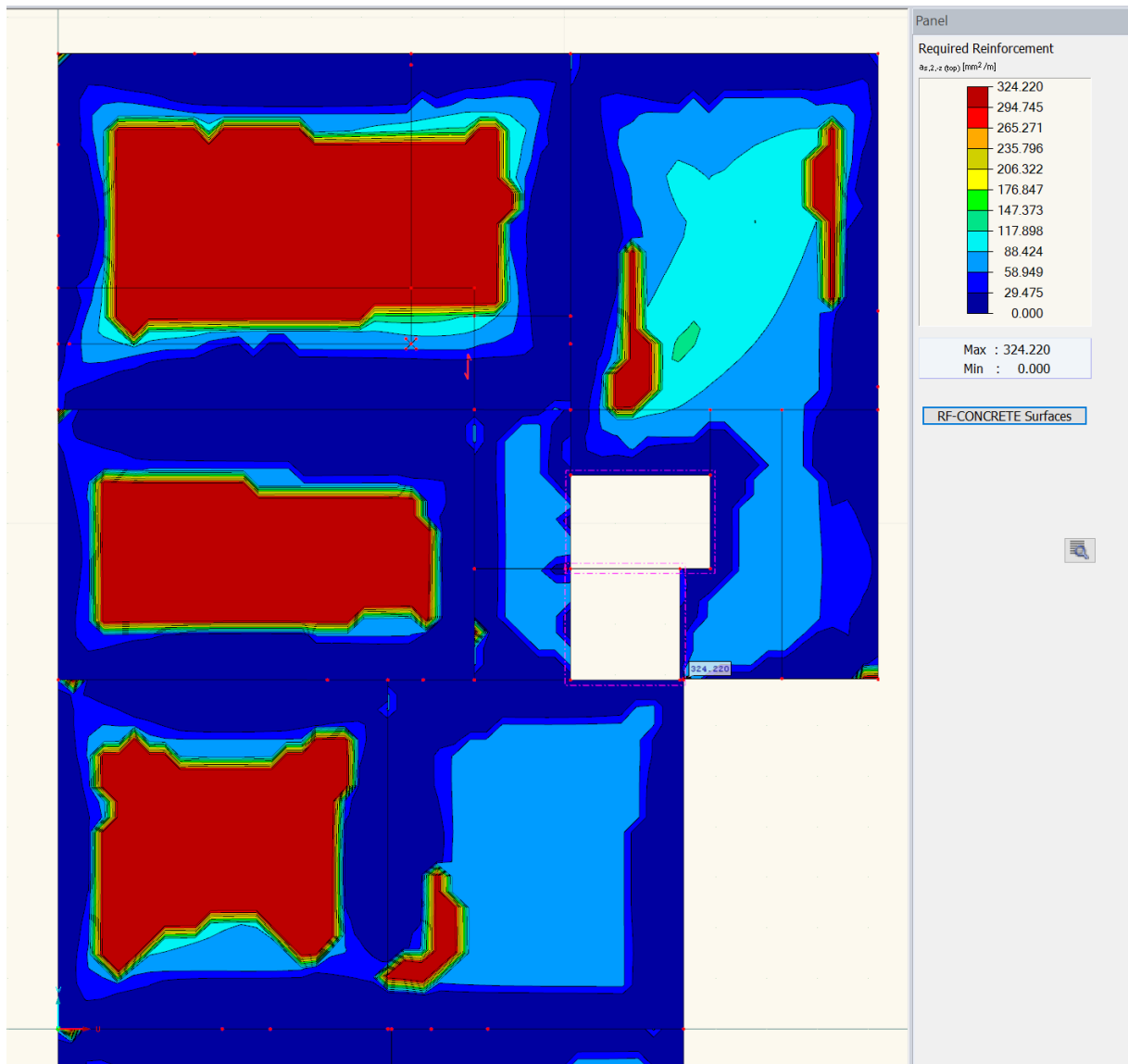
Joonis C.3. Korrusel 11 põikjõud



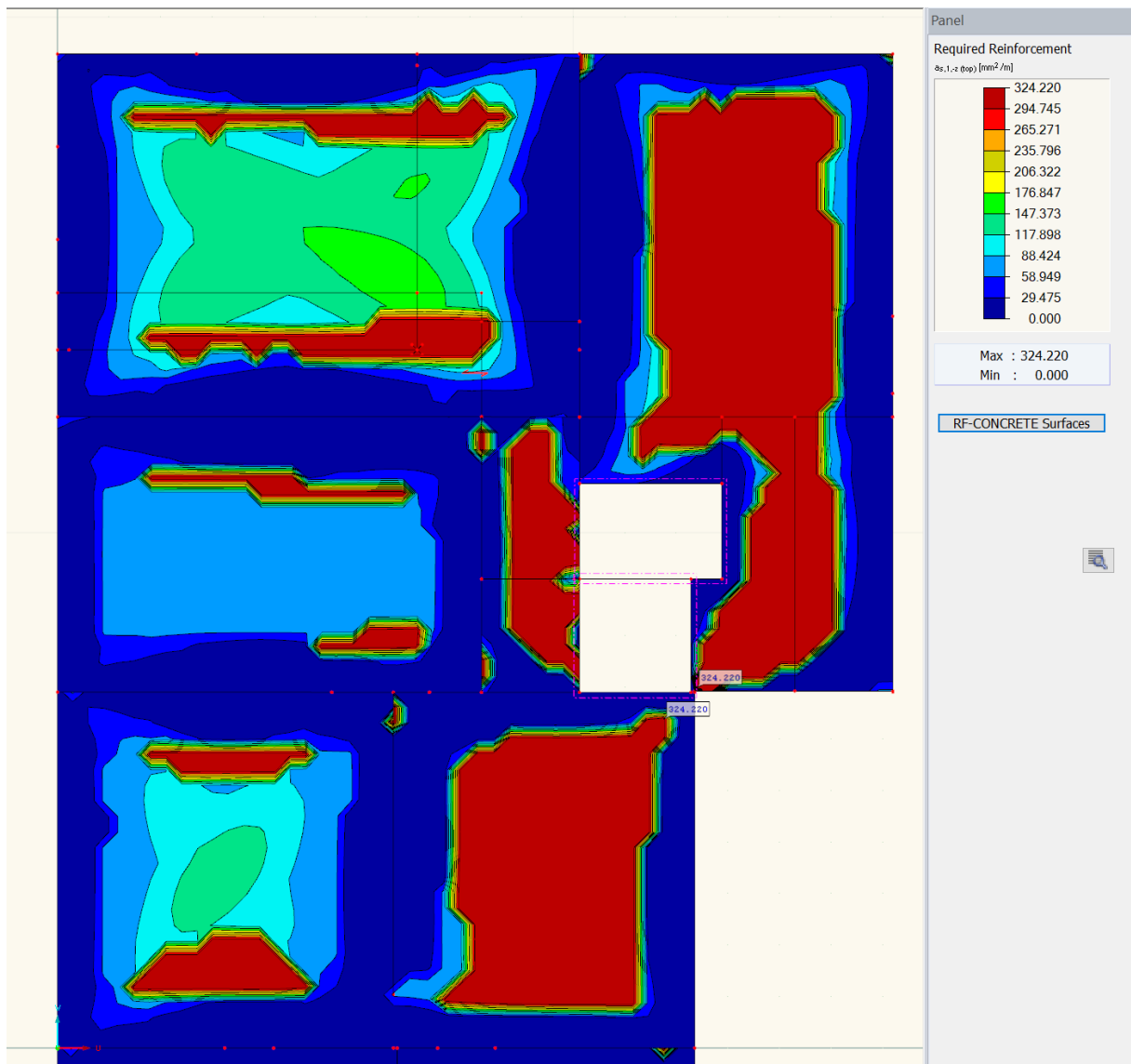
Joonis C.4. Korrusel 11 vajalik armatuur As1 toel, y



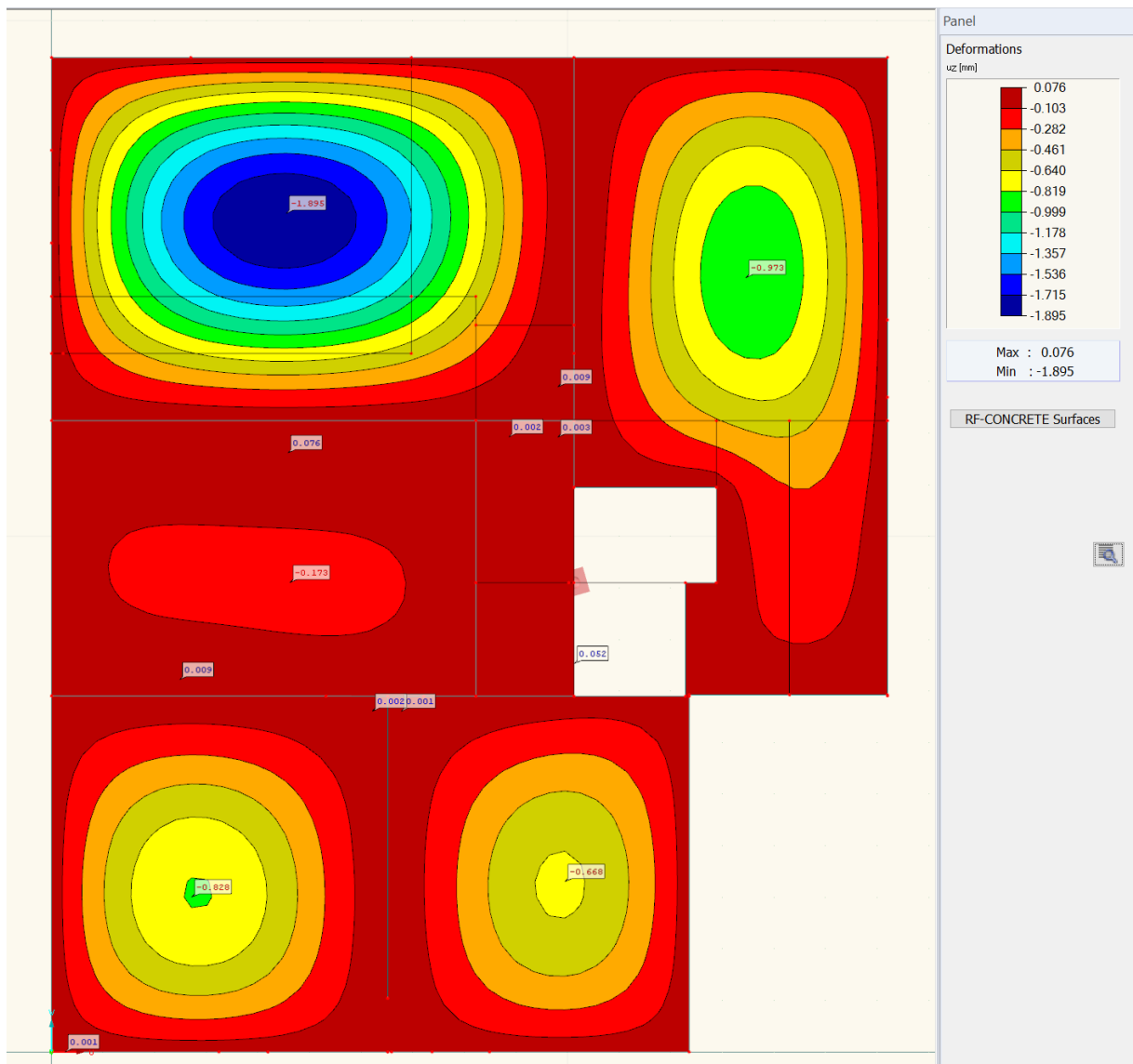
Joonis C.5. Korrusel 11 vajalik armatuur As1 toel, x



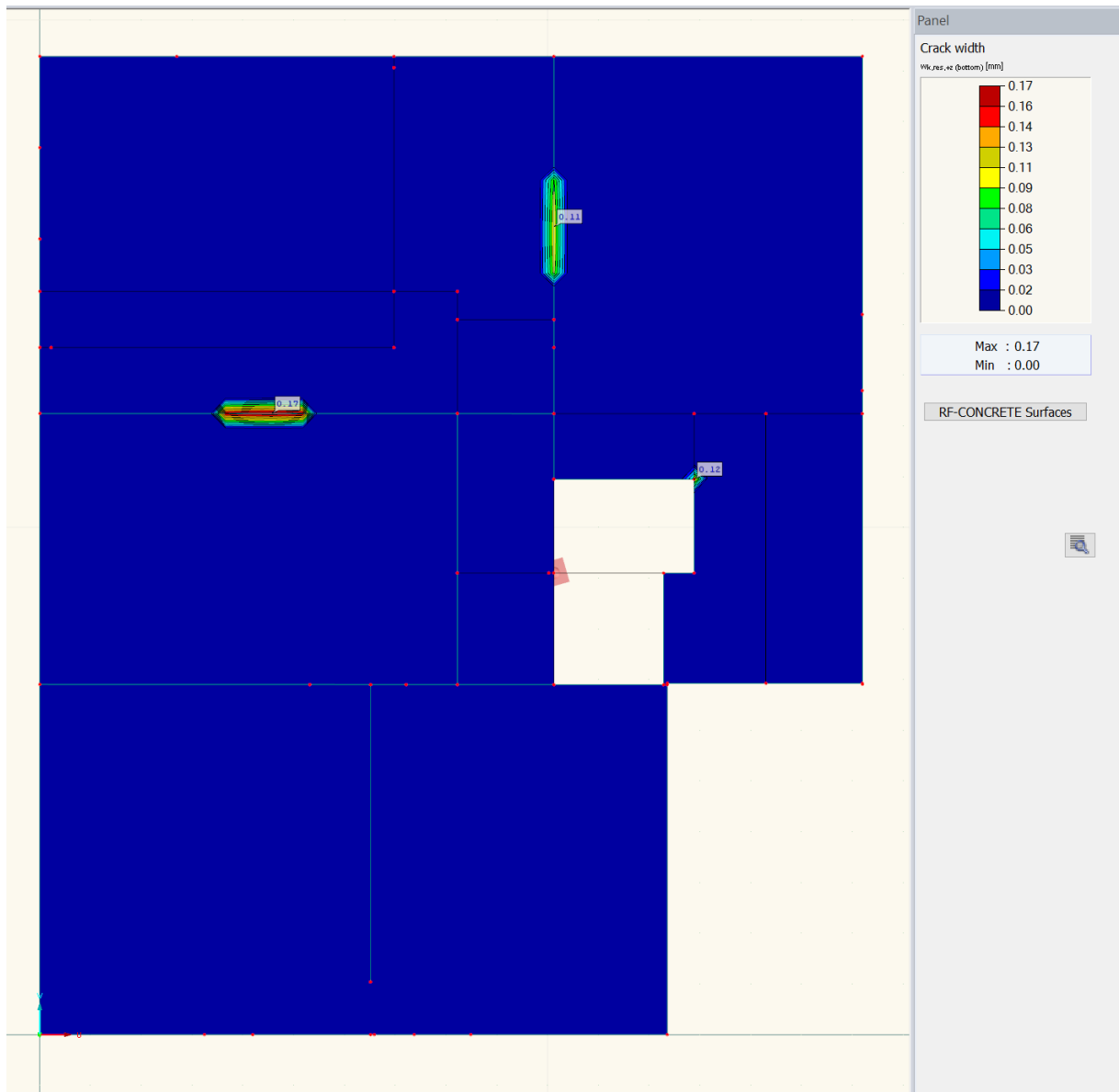
Joonis C.6. Korrusel 11 vajalik armatuur As1 avas, x



Joonis C.7. Korrusel 11 vajalik armatuur As1 avas, y



Joonis C.8. Korrusel 11 läbipaine



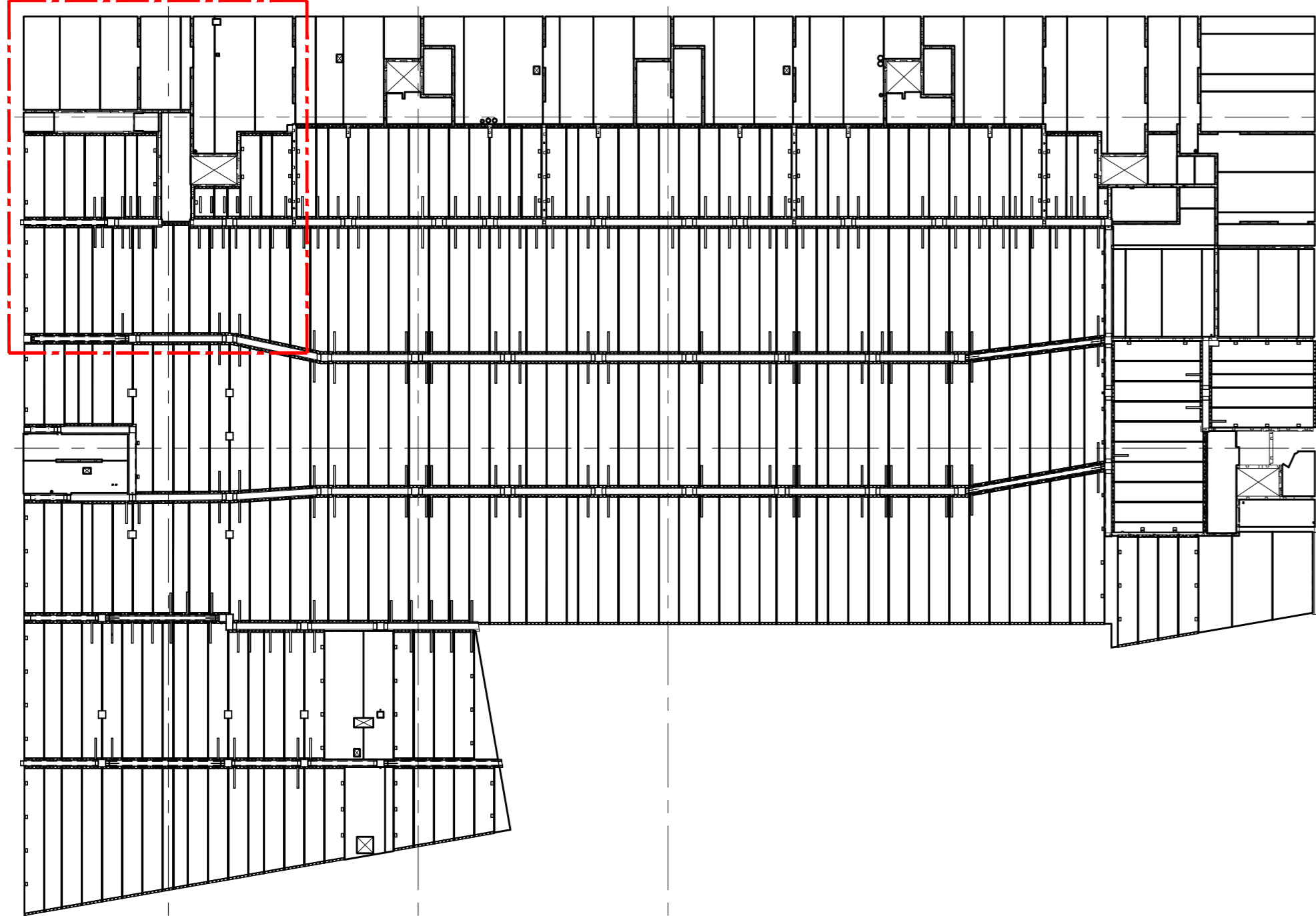
Joonis C.9. Korrusel 11 pragude avanamised

GRAAFILINE OSA

1. Hoone plaanid
2. Koormuste plaanid
3. Armeerimisplaanid
4. Lõige ja sõlmed
5. Filigraani tootejoonise näidis

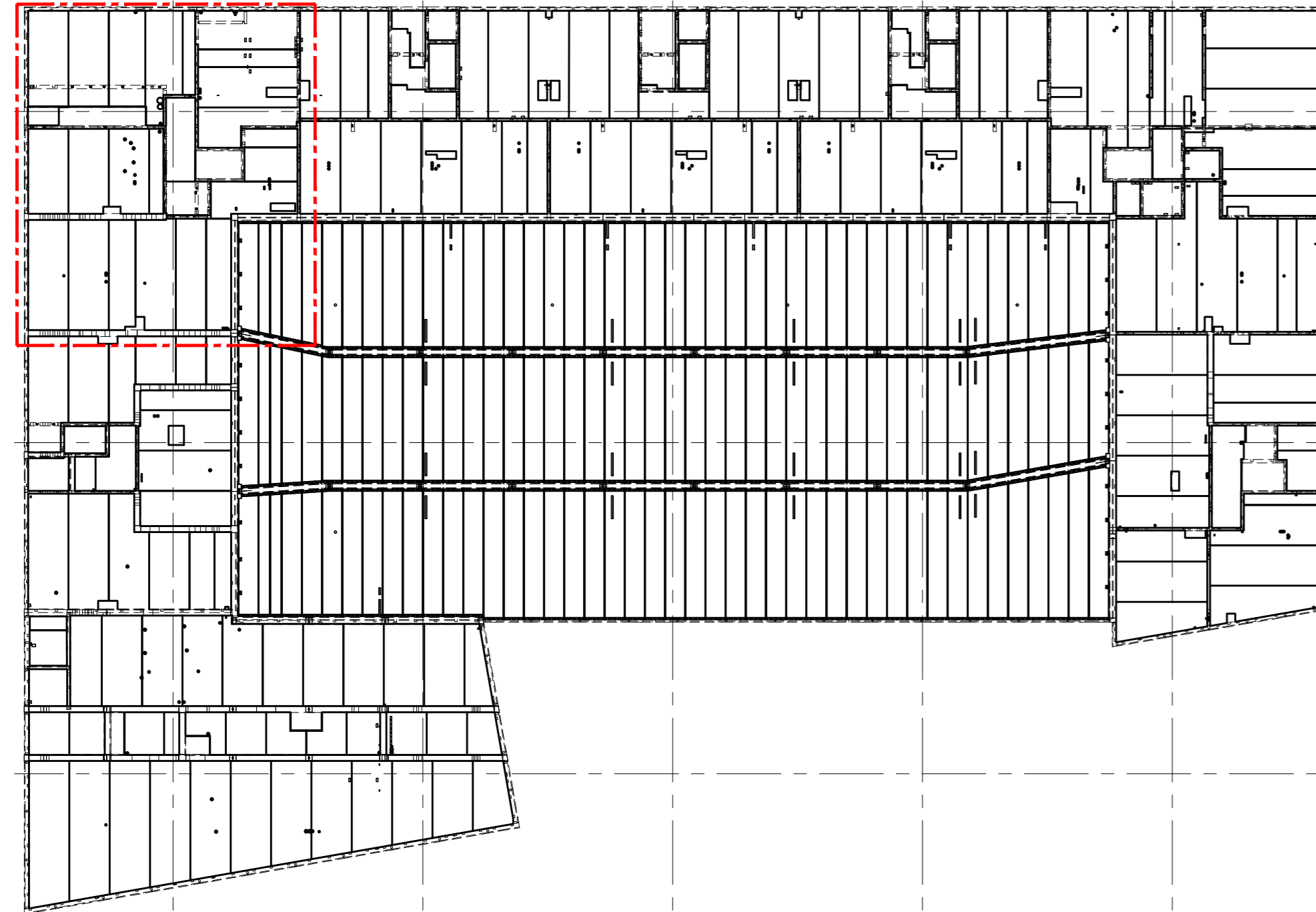
KORRUS 08

Lõputöös käsitletav trepikoda



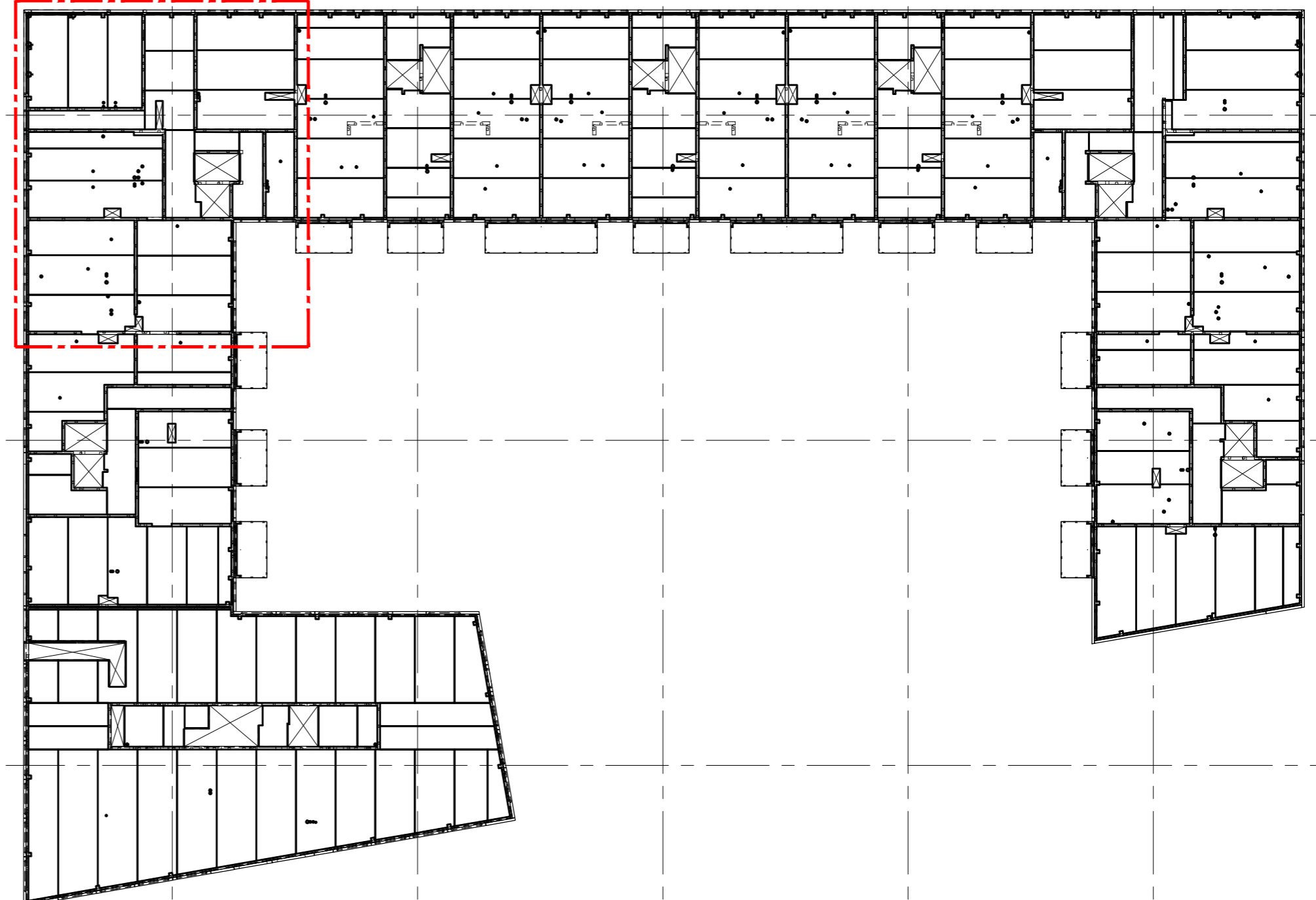
KORRUS 09


Lõputöös käsitletav trepikoda



KORRUS 10

Lõputöös käsitletav trepikoda

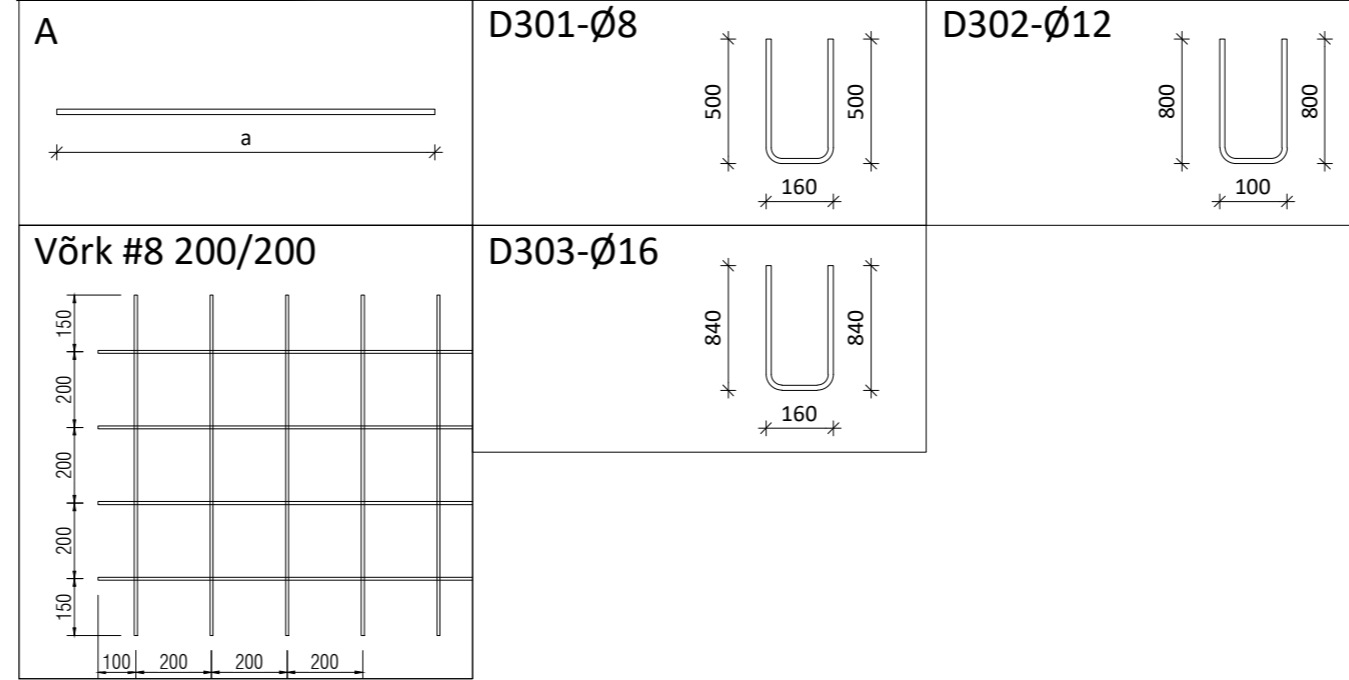


 TTÜ INSENERITEADUSKOND Koostaja: Kalver Kluust Juhendaja: Ahti Lääne	Magistritöö	Leht / Lehti: 1/5
	08. 09. JA 10. KORRUSE PLAANID	
Ehituse ja arhitektuuri instituut	Monteeritava filigraani projekteerimine (Diktaren)	

ALUMINE ARMEERING

ARMATUURID JA MATERJALID						
Artikkel	Kirjeldus	Suurus	Klass	Arv	Ühik Tähis	Märkus
A101	Ø16 L=12000 mm	B500BT	18	338,7 kg		
A102	Ø16 L=1700 mm	B500BT	2	5,3 kg		
U301	Ø8 L=1160 mm	B500BT	370	168,3 kg		vastavalt skeemile
U302	Ø12 L=1700 mm	B500BT	50	75,0 kg		vastavalt skeemile
U303	Ø16 L=1840 mm	B500BT	89	256,8 kg		vastavalt skeemile
V-1	Armatuurvõrk #8-200/200 (720*900)	B500BT	2	4,0 kg		
V-2	Armatuurvõrk #8-200/200 (1135*900)	B500BT	2	6,2 kg		
V-3	Armatuurvõrk #8-200/200 (1740*900)	B500BT	1	4,8 kg		
V-4	Armatuurvõrk #8-200/200 (2430*900)	B500BT	2	13,3 kg		
V-5	Armatuurvõrk #8-200/200 (2990*900)	B500BT	2	16,4 kg		
V-6	Armatuurvõrk #8-200/200 (5655*900)	B500BT	2	31,0 kg		
V-7	Armatuurvõrk #8-200/200 (5710*900)	B500BT	2	31,3 kg		
V-8	Armatuurvõrk #8-200/200 (5915*900)	B500BT	2	32,5 kg		
V-9	Armatuurvõrk #8-200/200 (6000*900)	B500BT	4	65,9 kg		

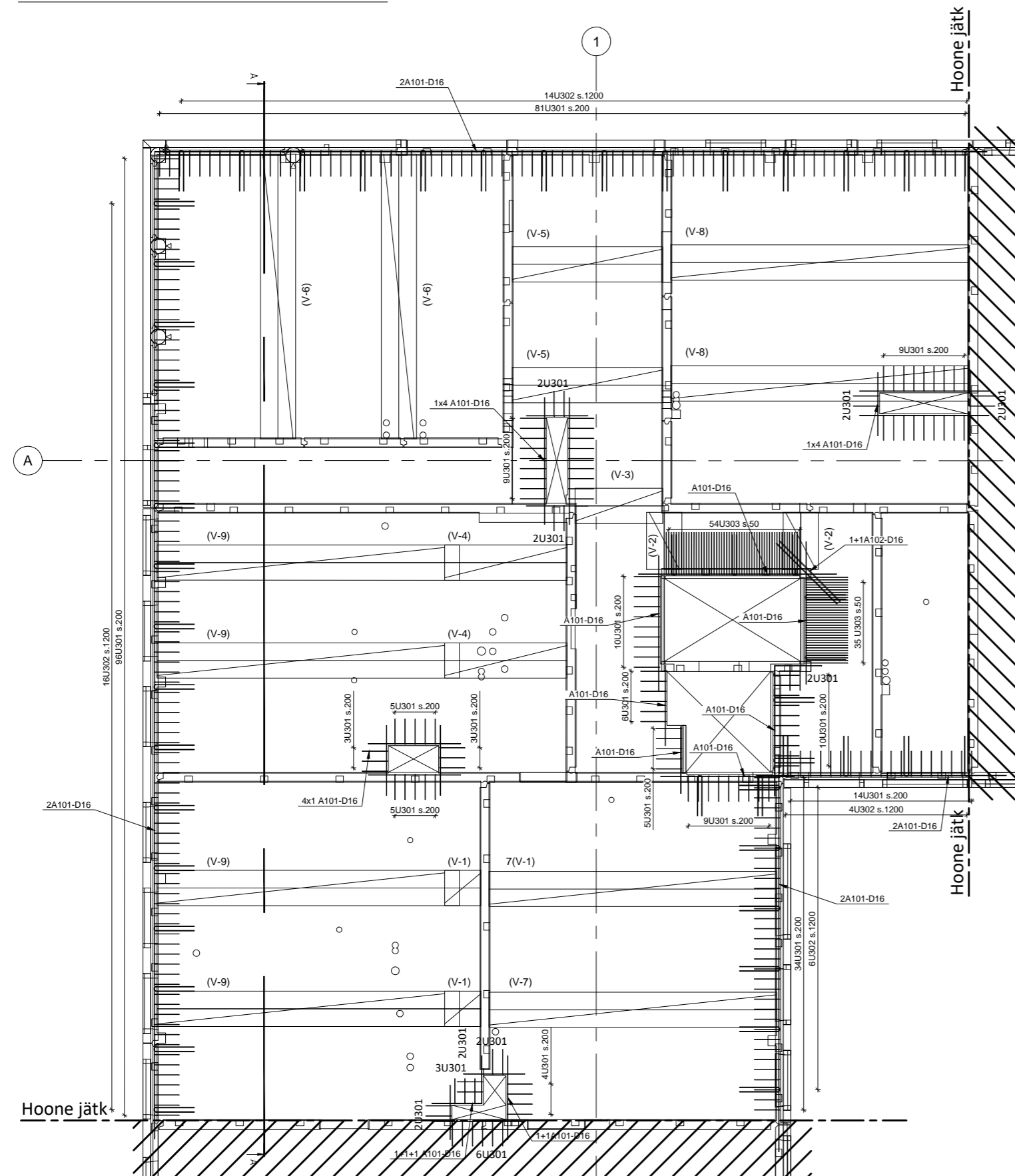
Armatuuri painutuse kujud



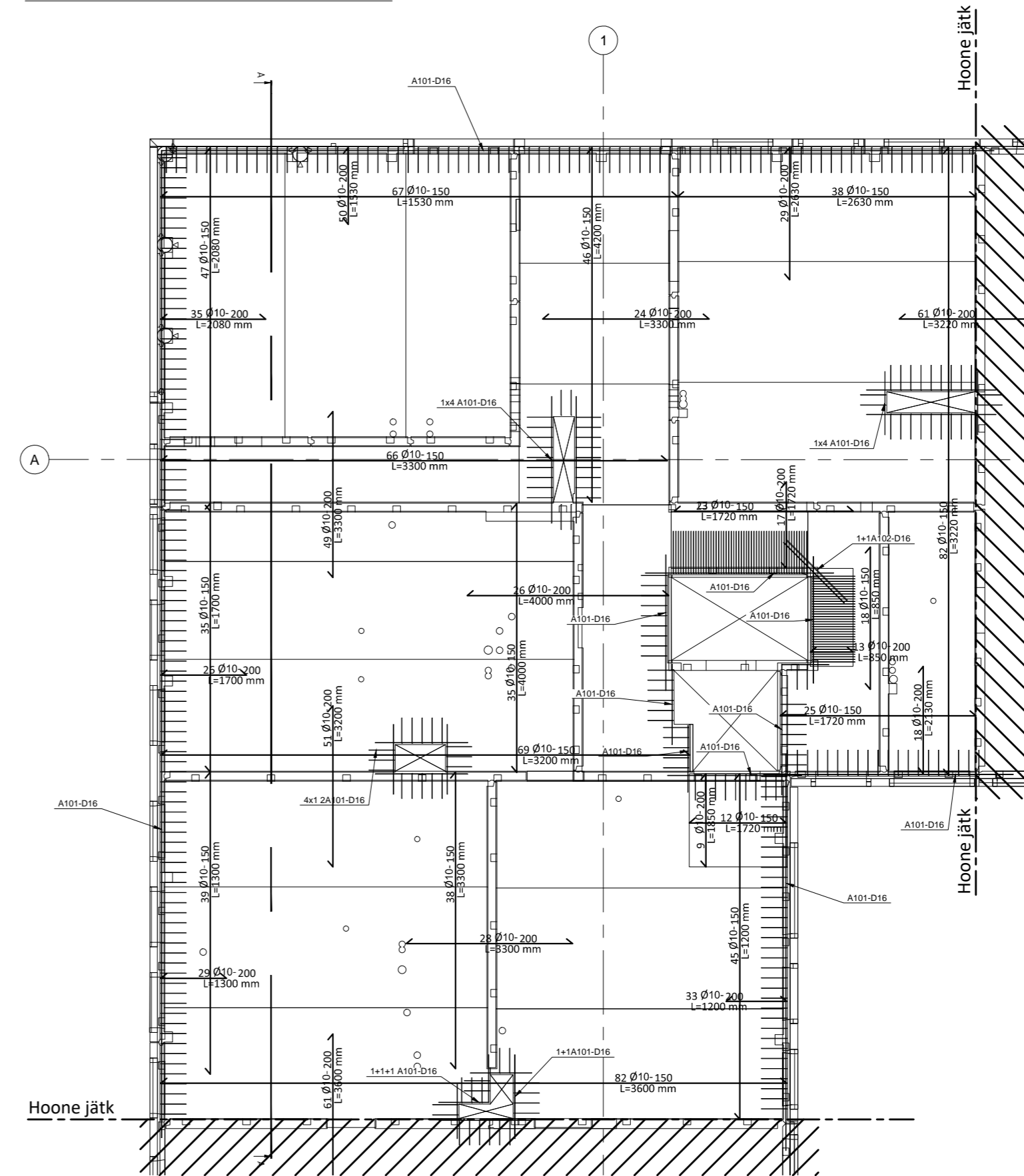
ÜLEMINE ARMEERING

ARMATUURID JA MATERJALID						
Artikkel	Kirjeldus	Suurus	Klass	Arv	Ühik Tähis	Märkus
A101	Ø16 L=12000 mm	B500BT	9	169,4 kg		
A102	Ø16 L=1700 mm	B500BT	2	5,3 kg		
A	Ø10 L=12000 mm	B500BT	15	110,3 kg		

KORRUS 10-13 ALUMINE ARMEERING

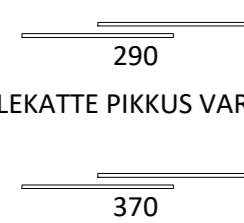


KORRUS 10-13 ÜLEMINE ARMEERING



MÄRKUSED:

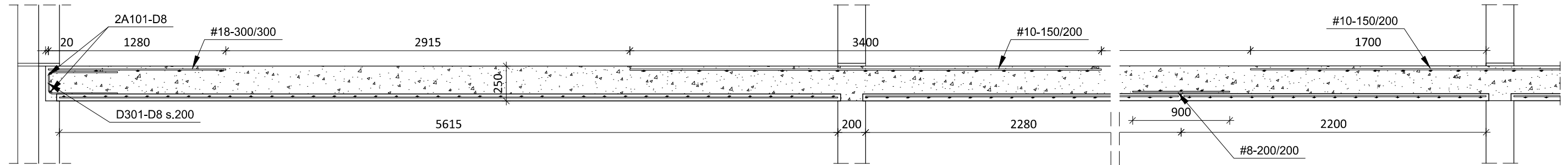
1. PUUDUB ARMEERING POSTI LÄBISURUMISEST JA TREPI TOETUSEKS.
2. ÜLEKATTE PIKKUS VARDALE LÄBIMÕÕDUGA Ø8 B500BT
3. ÜLEKATTE PIKKUS VARDALE LÄBIMÕÕDUGA Ø10 B500BT
4. ÜLEKATTE PIKKUS VARDALE LÄBIMÕÕDUGA Ø16 B500BT
5. PEALEVALU BETOON 30/37
6. KESKKONNAKLASS: XC1
7. KAITSEKIHT 20mm



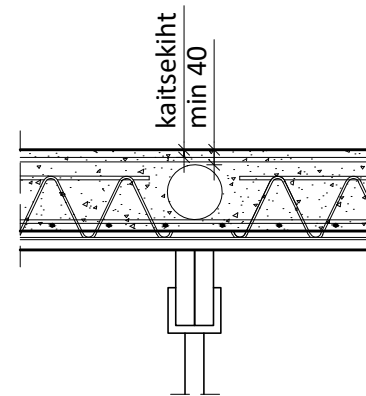
ARMATUURI KOOGUS		
Teras	Diameeter	Kaal kg
B500BT	Ø8	168,3
B500BT	Ø10	110,3
B500BT	Ø12	75,0
B500BT	Ø16	775,5
BETOONI KOOGUS		
Mark	Kogus m3	Kaal T
C30/37	64	140,8

TTÜ INSENERITEADUSKOND Koostaja: Kalver Klauust Juhendaja: Ahti Lääne	Magistritöö	Leht / Lehti: 3/5
	ARMEERIMISPLAAN	
Ehituse ja arhitektuuri instituut	Monteeritava filigraani projekteerimine (Diktaren)	

LÕIGE A-A



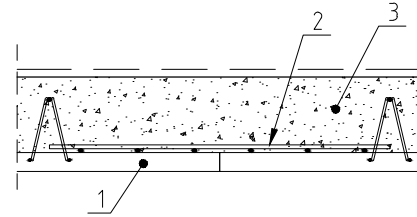
GIRDERITE LÕIKAMISEL



Märkused:

1. Lisa ajutised toed torustike all
2. Filigraan
3. Armatuur vastavalt armeerimisplaanile
4. Betoon C30/37 (max aggr. suurus 8mm)
5. Girder
6. Lisatav armatuurvarras $\varnothing 8$ L=800mm s.150
Mitte lõigata sarruse vardaid või võrke!

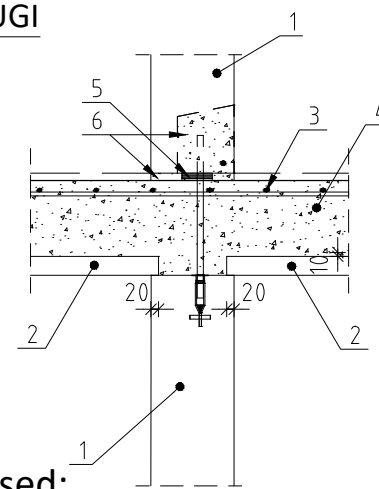
FILIGRAANIDE VUUK



Märkused:

1. Filigraan
2. Armatuur vastavalt armeerimisplaanile
3. Betoon C30/37 (max aggr. suurus 8mm)

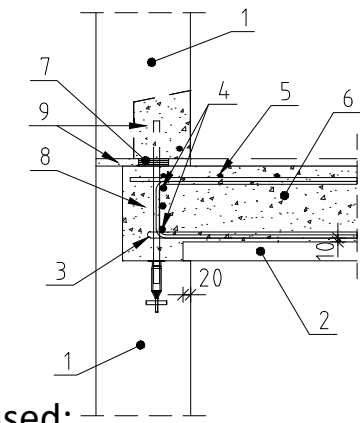
VAHETUGI



Märkused:

1. Monteeritav sein
2. Filigraan
3. Armatuur vastavalt armeerimisplaanile
4. Betoon C30/37 (max aggr. suurus 8mm)
5. Kiilud
6. Mört BEMIX F4 FF või analoog

OTSA TOETUS



Märkused:

1. Monteeritav sein
2. Filigraan
3. Armatuur vastavalt armeerimisplaanile
4. Armatuur $\varnothing 16$
5. Armatuur vastavalt armeerimisplaanile
6. Betoon C30/37 (max aggr. suurus 8mm)
7. Kiilud
8. Armatuur vastavalt armeerimisplaanile
9. Mört BEMIX F4 FF või analoog



TTÜ INSENERITEADUSKOND

Koostaja:
Kalver Kluust

Juhendaja:
Ahti Lääne

Ehituse ja arhitektuuri instituut

Magistritöö

LÕIGE A-A & SÕLMED

Leht / Lehti:

4/5

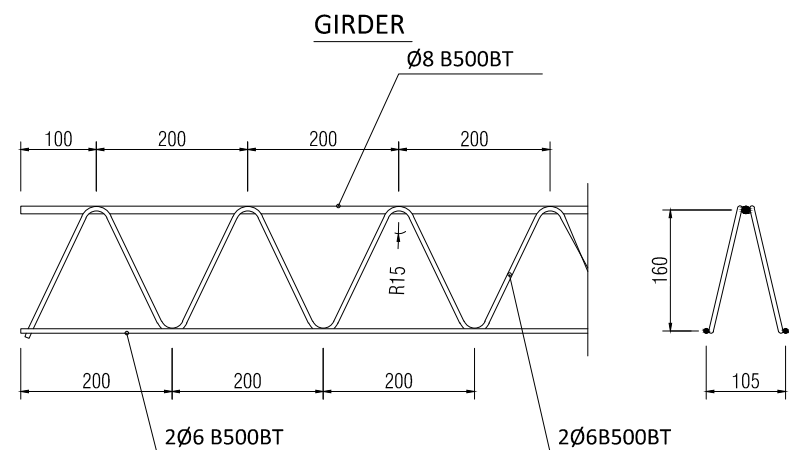
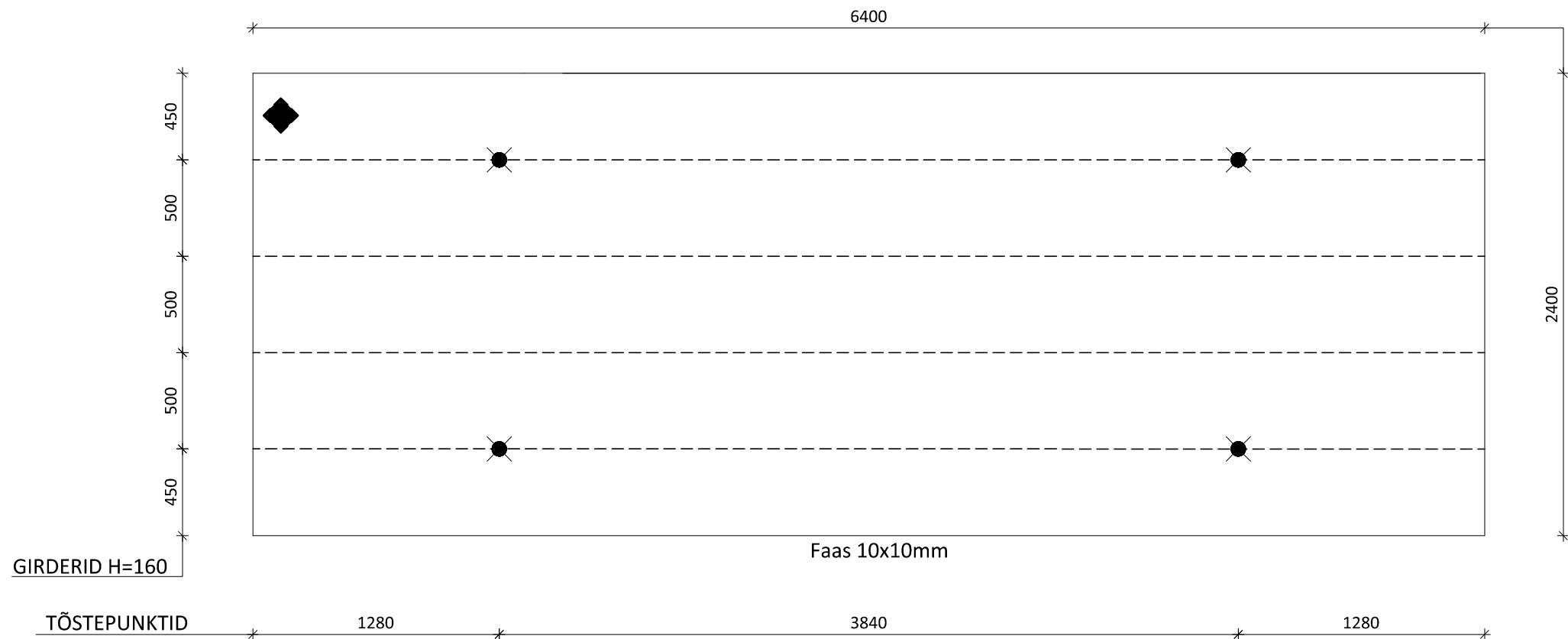
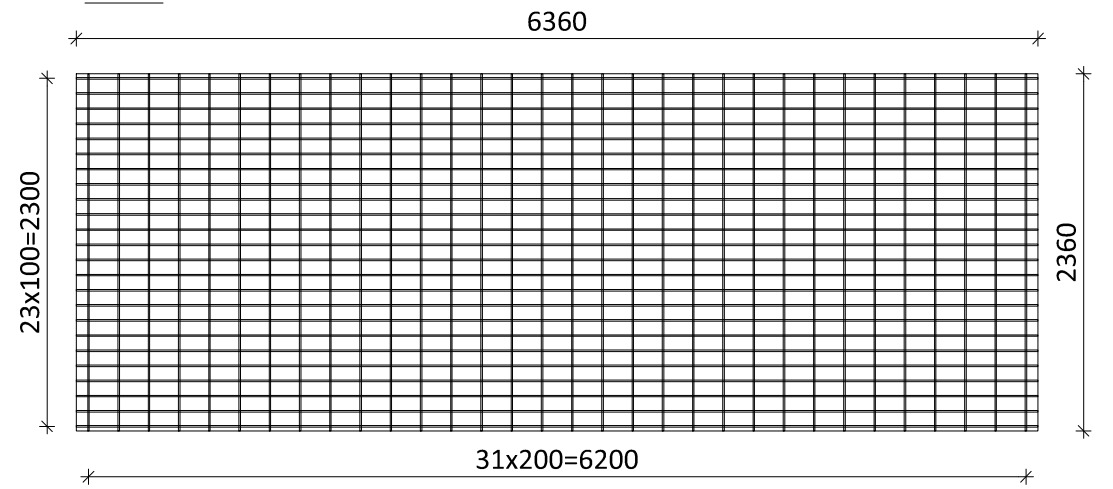
Monteeritava filigraani projekteerimine (Diktaren)

BETOON	Plaadi paksus 50 mm	Maht 0,8 m ³	Kaal 1,9 t	Klass C30/37	Lahtirakestamine 12 MPa	Kaitsekiht 20 mm	Keskkonnaklass XC1	Elementide arv -
---------------	------------------------	----------------------------	---------------	-----------------	----------------------------	---------------------	-----------------------	---------------------

DETAILID JA MATERJALID

Artikkel	Kirjeldus	Suurus	Materjal	Arv	Ühik	Tähis	Märkused
	Armatuurvõrk AV1	#10-100/200	B500B	1	15,0	m ²	
	Girder	H=160mm			25,6	jm	


AV1



Ø10 B500BT 0,39 kg/m
 Ø6 B500BT 1,41 kg/m
 Kogu kaal 1,8 kg/m

Märkused:

◆ Orientatsioonimärk

 TTÜ INSENERITEADUSKOND Koostaja: Kalver Kluust Juhendaja: Ahti Lääne	Magistritöö	Leht / Lehti: 5/5
	FILIGRAANI TOOTEJONIS	
Ehituse ja arhitektuuri instituut	Monteeritava filigraani projekteerimine (Diktaren)	