



1918

TALLINNA TEHNIKAÜLIKOOL
TARTU KOLLEDŽ

Säästva tehnoloogia õppetool

MAAKIVIST MÜÜRITISE SEISUKORRA HINDAMINE, TEGEVUSKAVA RENOVEERIMISEKS JA KATUSE KANDEKONSTRUKTSIOONIDE TUGEVUSARVUTUSED

ASSESSMENT OF FIELDSTONE MASONRY, ACTION PLAN FOR THE
RENOVATION AND STRENGTH CALCULATIONS OF LOAD-BEARING
STRUCTURES OF ROOF

Magistritöö

Ehitiste restaureerimise erialal

Üliõpilane: **Liis Nemvalts**

Juhendaja: **Madis Tamela**

Tartu, 2016

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

..... (töö autori allkiri ja kuupäev)

Üliõpilase kood:

Töö vastab magistritööle esitatud nõuetele

..... (juhendaja allkiri ja kuupäev)

Kaitsmisele lubatud: (kuupäev)

Kaitsmiskomisjoni esimees: (allkiri)

ABSTRACT

Nemvalts, L.; Assessment of Fieldstone Masonry, Action Plan for the Renovation and Strength Calculations of Load-bearing Structures of Roof; Master's thesis, one volume; Tartu, 2016; 100 pages in total, 49 illustrations, 5 tables, blueprints: 7xA3, 3xA4; In Estonian.

The aim of this Master's thesis is to design the load-bearing structures of roof and its structural connections so that the new construction will work better than the old roof construction.

The thesis has been divided into two parts. The first part deals with present fieldstone masonry and the second part is dedicated to the design of the roof construction and its strength calculations. In the first part the fieldstone masonry is described in more general terms, also an overview and historical account are provided of the masonry which is the topic of the current thesis. The condition of the masonry is assessed and reasons of its decay are brought out. Finally an action plan has been put together for renovating the masonry.

The second part of the current thesis deals with the designed roof construction and its strength calculations. Program Autodesk Robot 2014 has been used to make the inner force diagrams necessary for strength calculations. The Master's thesis has solved the roof construction as a whole, including construction connections and diagrams were compiled with the help of the program Autodesk Revit 2014.

The results of the current thesis reveal that the decay of the masonry was brought about due to its old roof construction that directed all horizontal force of the construction into the masonry which as a result started to tilt. The new roof construction was solved in the way that part of the vertical force is directed into a separate foundation.

Keywords: natural fieldstone masonry, action plan for the renovation, strength calculations, load-bearing structures of roof, blueprint, wooden roof structure

Sisukord

ABSTRACT	2
TÄHISED JA LÜHENDID	4
SISSEJUHATUS	6
1. MAAKIVIMÜÜRITIS	7
1.1. Üldiselt maakivimüüritisest	7
1.1.1. Materjalid	7
1.1.2. Ladumine	7
1.2. Müüritise seisukorra hindamine ja tegevuskava renoveerimiseks	8
1.2.1. Hoone üldiseloomustus, ajalugu	9
1.2.2. Olemasoleva müüritise tehnilise seisukorra hinnang	11
1.2.3. Tegevuskava müüride renoveerimiseks	16
2. TUGEVSARVUTUSED	20
2.1. Üldosa	20
2.2. Koormused	21
2.2.1. Lumekoormus	21
2.2.2. Tuulekoormus	22
2.2.3. Omakaalukoormused	25
2.2.4. Koormuskombinatsioonid	25
2.3. Katuse konstruktsioonid	31
2.3.1. Konstruktsioonelementide tugevuskontrolli arvutusmeetodid	32
2.3.2. Sarikas	42
2.3.3. Penn	50
2.3.4. Kaldtugi	54
2.3.5. Toolvärgitala	59
2.4. Katusekonstruktsioonide sõlmed	62
2.4.1. Konstruktsioonisõlmede tugevuskontrolli arvutusmeetodid	62
2.4.2. Sõlm 1	67
2.4.3. Sõlm 2	73
2.4.4. Sõlm 3	74
2.4.5. Sõlm 4	77
2.5. Maakivi müüritise tugevsarvutused	78
2.5.1. Vertikaalkoormusega armeerimata müüri kandevõime arvutusmeetod ..	78
2.5.2. Müüritise kandevõime arvutus vertikaalkoormusele	81
KOKKUVÕTE	87
KASUTATUD KIRJANDUS	88
LISAD	90

TÄHISED JA LÜHENDID

Ladina suurtähed

A	– ristlõike pindala (mm^2)
A_{ef}	– efektiivne ristlõike pindala (mm^2)
$E_{0,05}$	– elastsusmoodul (N/mm^2)
$F_{c,d}$	– survejõu arvutusväärtus (N)
$F_{v,Rk}$	– poldi normkandevõime (N)
G	– alaline koormus
$I_{y(z)}$	– inertsimoment (mm^4)
$M_{y,Rk}$	– kinnituselemendi voolavuspiirile vastav momendi normväärtus (Nmm)
$M_{z(y),d}$	– paindemomendi z- või y- telje suhtes arvutusväärtused (Nmm)
N_{Rd}	– Normaaljõu arvutusväärtus
R_k	– kandevõime normväärtus (N)
$Q_{k,1}$	– domineeriv muutuvkoormus (N)
$Q_{k,i}$	– muu muutuvkoormus (N)
V_{Rd}	Põikjõu arvutusväärtus
$W_{z(y)}$	– ristlõike vastupanumomendid z- või y- telje suhtes (mm^3)
X_d	– materjali tugevuse arvutusväärtus (N/mm^2)

Ladina väiketähed

b	– ristlõike laius (mm)
c_{pe}	– välisrõhutegur
d	– elementi läbimõõt (mm)
e_i	Ekstsentrilisis seina ülemises lõikes
e_{init}	algekstsentrilisis
e_{mk}	Ekstsentrilisis seina alumises lõikes
$f_{c,0,d}$	– pikikiudu survetugevuse arvutusväärtus (N/mm^2)
$f_{c,0,k}$	– survetugevus pikikiudu (N/mm^2)
f_d	– normsurvetugevus (N/mm^2)
$f_{h,0,k}$	– puitelemendi norm-muljumistugevus pikikiudu (N/mm^2)
$f_{h,\alpha,k}$	– puitelemendi norm-muljumistugevus nurga all (N/mm^2)
$f_{m,k}$	– paindetugevus (N/mm^2)

$f_{m,z(y),d}$	– paindetugevuse arvutusväärtused (N/mm ²)
$f_{t,0,k}$	– tõmbetugevus pikikiudu (N/mm ²)
$f_{u,k}$	– normatiivne tõmbetugevus (N/mm ²)
h	– ristlõike kõrgus (mm)
$i_{z(y)}$	– inertsiraadius z- või y- telje suhtes (mm)
$k_{c,z(y)}$	– nõtketegurid z- või y- telje suhtes
k_m	– pingete ümberjagunemist ja materjali mittehomogeensust arvestav tegur
k_{mod}	– koormuse kestuse ja niiskussisalduse mõju arvestav modifikatsioonitegur
$k_{z(y)}$	– ebastabiilsustegur
$l_{ef,z(y)}$	– nõtkepikkused z- või y- telje suhtes (mm)
n_{ef}	– efektiivne poltide arv reas
t_{ef}	- seinaravutuspaksus (mm)
q	– lauskoormus (N/mm ²)
$q_{p(z_e)}$	– kiirusrõhk (N/mm ²)
s_k	– normatiivne lumekoormus maapinnal (N/mm ²)
w_e	– alalisest koormusest lõplik läbipaine (mm)

Kreeka suurtähed

β	– tugevuse suurendamise tegur koondatud jõu rakendamisel
β_c	– elemendi tegur
Ψ_0	– koormuse kombinatsioonitegur

Kreeka väiketähed

α	– kaldenurk (°)
γ	– koormuse osavarutegur vastavalt indeksile
γ_M	– materjali omaduste osavarutegur
$\lambda_{rel,z(y)}$	– suhteline saledus
$\lambda_{z(y)}$	– saledused peatelgede suhtes
μ_i	– lumekoormuse kujutegur
ρ_n	– vähendustegur, olenevalt kinnitustingimustest
$\sigma_{c(t),90,d}$	– ristikiudu surve- või tõmbepinge arvutusväärtus (N/mm ²)
$\sigma_{c(t),0,d}$	– pikikiudu surve- või tõmbepinge arvutusväärtus (N/mm ²)
$\sigma_{m,z(y),d}$	– arvutuslik paindepinge z- või y- telje suhtes (N/mm ²)

SISSEJUHATUS

Käesolev magistritöö sisaldab endas Järvamaal Viisu külas asuvale maakivimüüritisele uue katusekonstruktsiooni projekteerimist ning müüritise tehnilise seisukorra hinnangut ja tegevuskava selle renoveerimiseks. Magistritöös teostatakse projekteeritava katusekonstruktsiooni puitelementide ja sõlmede tugevusarvutused kandepiirseisundis. Konstruktsiooni graafilise osa sõlmlahendused koostatakse nii, et neid oleks võimalik kasutada hoone konstruktiivse projekti osadena ning nende järgi oleks ehitajal võimalik ka ehitada.

Lõputöö teema sai valitud põhjusel, et tegemist on hoonega, mis kuulub lõputöö autori perekonnale ning mille taastamine käesoleva töö koostaja projekti järgi on olnud plaanis juba siis kui üliõpilane kooliteed alustas. Lisaks isiklikule huvile pakkus antud katusekonstruktsioon maakivimüüritisel ka väljakutset – kuidas lahendada see nii, et müürid uuesti kaldu ei vajuks ja katus kokku ei kukuks.

Müüritise näol on tegemist armeerimata kivimüüritisega, mis on oma eelmise katusekonstruktsiooni all võtnud vastu suuri horisontaalkoormusi ning viltu vajunud. Uue katuse kandekonstruktsiooni projekteerimisel üritatakse vältida vana konstruktsiooni negatiivseid lahendusi ning püütakse leida parim viis konstruktsiooni lahendamiseks nii, et müüritisse läheks võimalikult vähe katusest tekkivast horisontaaljõust.

Magistritöös kirjeldatakse kivimüüris tekkinud kahjustusi ning analüüsitakse nende tekkimise põhjused. Lisaks selle antakse juhised nende kõrvaldamiseks, hinnatakse müüritise seisukorda ning sobivust projekteeritava katusekonstruktsiooni kandeseinteks.

Käesoleva magistritöö eesmärgiks on projekteerida uus katuse kandekonstruktsioon, mis on parema lahendusega kui oli hoone sisse varisenud katuse konstruktsioon.

1. MAAKIVIMÜÜRITIS

1.1. Üldiselt maakivimüüritisest

1.1.1. Materjalid

Looduskivi survetugevus Konstruktori käsiraamatu [1] andmetel on 30 – 70 MPa. Kivi survetugevus sõltub tema suurusest ja kujust ning müüritise tugevuse kogemuslikuks määramiseks taandatakse müürikivi survetugevus tema materjali survetugevuseks. Looduskivi tugevuse määramine tehakse kivi toetuse brutopinna järgi ja vertikaalse koormusega. [1]

Mördi tugevust iseloomustab mördi arvutus-survetugevus, mida tähistatakse tähisega M, millele järgneb mördi survetugevus MPa, näiteks M5. Mörtide survetugevus on skaalas 1 kuni 15. [1] Tavalise õhklubimördi survetugevus arvatakse olevat umbes 1 MPa [2]. Lisaks survetugevusele on mördi juures tähtis ka nake kividega, plastsus, veehoidvus ning vähene agressiivsus nahale. [1]

1.1.2. Ladumine

Maakivimüüritise ladumise juures eristatakse kahte põhilist ladumistehnikat: ridamisi ladumine (*coursed stone masonry*) ja juhuslik ladumine (*random rubble masonry*). [3]

Ridamisi ladumise puhul alustatakse fassaadideks jäävate pindridade ladumisest seejuures eelnevates ridades olevate kivide kuju ei järgita. Välja poole jäetakse kivi siledam külge. Ridamisi ladudes valitakse sarnase suurusega kivid ning kivide külgnemisel ei teki ühtset vuugiriba. Külgnemisel ja ristumisel tekkivad pindread ja nurgad laotakse suurematest sängpinnalistest kividest. Kahe kivirea vaheline tühimik täidetakse mördiga ning sinna asetatakse ebakorrapärased kivid. Pindreas tekkivad suuremad tühimikud täidetakse kivikiilude ja mördiga. Iga rida lõpetatakse sirge horisontaalse tasapinnaga, kuhu

hakatakse järgmist rida laduma. Ridamisi ladumise korral tekivad müüritise väliskülgedele iga kivirea vahele horisontaalsed vuugijooned. Ridamisi ladumisel kasutatakse nii murdkive kui ka terveid kive ehk nn munakive. [4]

Sarnaselt ridamisi ladumisele laotakse ka juhusliku ladumisviisi korral enne pindread ja siis täidetakse pindridade vaheline tühimik mördi ja väiksemate kividega. Juhusliku ladumisviisi puhul tekivad pindridades kivide ümber ühtlased vuugid. Juhusliku ladumise korral eelistatakse murdkive munakividele, sest munakive on raske sobivas mõõdus leida ning vuugid kivide ümber ei jää esteetiliselt ilusad. [4]

Nii juhusliku kui ka ridamisi ladumise juures on oluline tagada kahe pindrea omavaheline ühinemine. Kasutada tuleb võimalikult palju siduvaid kive, et tekiks seotis kahe fassaadi vahel. Ilmastiku eest kaitsmata müüritiste puhul on levinud olukord, kus müüritise vahele pääsenud vesi sulamise ja jäätumise protsesside tõttu pressib kaks pindrida üksteisest eemale nii, et üks pindrida on püsti ning teine varisenud. [4]

1.2. Müüritise seisukorra hindamine ja tegevuskava renoveerimiseks

Hoone kirjeldamisel on elementide asukohti kirjeldatud telgede. Teljed on esitatud Lisa 1 joonistel.



Foto 1. Vaade otsaseinale teljel A ja külgsainale teljel 1

1.2.1. Hoone üldisloomustus, ajalugu

Hoone, mida käesolev magistritöö käsitleb, asub Järvamaal Viisu külas endise Vodja mõisa territooriumil umbes 1 km kaugusel mõisa peahoonest. Esimese Eesti Vabariigi algul, kui mõisa maad ja hooned taludele jagati sai hoone omanikuks kohalik talumees, kes müüs pool küünist käesoleva lõputöö autori vana-vanaisale Reinholdi Sammelile. Nõukogude perioodil kuulus küün sovhoosile. Siis kasutati seda laohoonena, kus hoiti muuhulgas ka väetist, mis on ladestunud hoone seintele. 90ndate algul sai küün taas käesoleva töö autori perekonna kätte.

1.2.1.1. Endine katusekonstruktsioon ja sellest tekkinud mõju müüritisele

Hoone esialgne katusekonstruktsioon koosnes pennidega sarikatest, mis toetusid müürilati kaudu hoone välisseintele ning hoone otsaseinte vahel paiknevale toolvärgivööle, mida toetasid kaldtoed. Esialgset katusekonstruktsiooni iseloomustab Foto 3, millel on kujutatud samuti Vodja mõisa kompleksi kuulunud hoone katusekonstruktsioon. Fotol (Foto 3) oleval hoonel toetub kaldtugi vundamendile, kuid antud lõputöö teemaks oleval hoonel toetus see müüritise keskele (Foto 4). Antud konstruktsiooni lahendus põhjustas hoone kivimüüride külgedele vajumise, sest välisseinad pidid vastu võtma kogu katusekonstruktsioonist tuleva põikjõu, mis jagunes müüri ülemisse tsooni ning müüri keskele.

Hoone originaalis olnud katusekonstruktsiooni puhul toetusid sarikad toolvärgitalale läbi penni (Foto 4). Selline lahendus ei olnud hea, sest see pani penni otsad töötama tõmbele ning tekitas pennis momendi. Sõlmes tekkisid suured ekstsentrilisused.

Hoone esialgse katusekonstruktsioonelementide hulka kuulus ka tõmb, mis ilmselt oli paigaldatud selleks, et vähendada müüri mõjuvat horisontaaljõudu. Käesoleva magistritöö tegemise käigus sai elementides mõjuvad sisejõud arvutatud programmi Autodest Robot 2014 abil ning sinna sisestatud varrasskeemi analüüsimisel selgus, et tõmb, mis konstruktsioonis oli ei töötanud nii nagu eeldada võiks. Tõmbejõud tõmbis olid

marginaalsed. Tulemus oli igati loogiline, sest suhteliselt pikad ja saledad kaldtoed ei oleks suutnud vastu võtta konstruktisoonist tulevat horisontaalkoormust.

Hoone katus kukkus kokku neljas järgus. Esimesena, ligi 30 aastat tagasi kukkus kokku katuse nurk maanteepoolse nurgas (Foto 2). Umbes 10 aastat hiljem kukkus kokku katus kogu maanteepoolses otsas umbes viie meetri pikkuses. Hoone osas, mis siis katuse alt välja jäi, kasvab praegu pajuvõsa. Katuseosa hoone keskel kukkus kokku vähem kui 10 aastat tagasi. Hoone teisel otsal oli katus peal veel 5 aastat tagasi (Foto 4).

Põhjus, miks kogu katus kokku kukkus oli see, et suur osa hoone kaldtugedest oli ära lõhtunud. See tekitas hoone müüride ülemises tsoonis veel suurema horisontaaljõu ning seinad hakkasid veel rohkem välja vajuma. Olukorda oli üritatud päästa ning kahe külgeseiavahele oli ankurdatud mõned terastõmbid, kuid siis kui ka need mingil põhjusel katki läksid, oli peagi sisse kukkunud ka katus hoone keskel.



Foto 2. Hoone nurk,



Foto 3. Sarnase hoone konstruktsioonilahendus



Foto 4 Aastal 2011 oli hoone ühel otsal veel katus peal [5]

1.2.2. Olemasoleva müüritise tehnilise seisukorra hinnang

Hoone 750 mm paksune maakivimüüritis on laotud kasutades ridamisi kasutades murdekive. Välisfassaadiks olevas pindkihis on kasutatud suuremaid murdkive, mille vahelised tühimikud on täidetud väikeste kividega. Sisemise pindkihi kivide vahelised tühimikud on suuremad ning nende täiteks on kasutatud ka paekive. Üleüldiselt on sisemises pindkihis kasutatud väiksemaid kive kui välises pindkihis. Müüritise ladumisel on kasutatud lubimörti.

Hoone maakivist vundament läheb hoone seest poolt vaadates sujuvalt üle seinaks, kuid väljast poolt on seinad viis sentimeetrit vundamendist astmes. Vundamendi maapealse osa kõrgus on 0,3 m. Vundamendi sügavus on teadmata. Külgseinte kõrgus vundamendist on 3,2 m. Mõlemad hoone otsaviilud olid samuti maakivist laotud. Praegu on püsti vaid üks otsasein, mille viilu kõrgus on 8,3 m (Foto 5). Maanteepoolne otsasein (Foto 6) lükati maanteeameti poolt 2000ndate aastate keskel sisse, sest kõrge otsaviil oli maanteest vaid loetud meetrite kaugusel ning see kujutas maanteeameti hinnangul otsest ohtu teel liiklevatele sõidukitele.



Foto 5. Otsasein teljel A



Foto 6. Maanteepoolne otsasein

Nagu eelmises alapeatükis mainitud, on müüritise külgseinad katusekonstruktsioonist tulnud horisontaalkoormuste all vertikaaltasandist välja vajunud. Külgseinte kalle on umbes viis sentimeetrit meetri peale. Horisontaalkoormuse all kaldu vajunud seinad on põhjustanud nurkade varingu (Foto 7 ja Foto 8). Esialgu olid nurkades tõenäoliselt vaid mõrad. Põikkoormuseid vastu võttev ning välja kalduv külgsein tekitas hoone nurkades ja otsasinas tõmbe, aga kuna müüritise tõmbetugevus on pea olematu, siis tekkisid sinna mõrad. Nurkade varingule on kaasa aidanud ka põllutöömashinatega nurkade „maha sõitmine“, kuid terved nurgad ei oleks ilmselt nii lihtsalt varisenud. Lisaks nurkades tekkinud pragudele on seinä läbiv vertikaalne pragu ka otsaseinas nurgast umbes 3 meetri kaugusel (Foto 9 ja Foto 10). Mõra algab vundamendi lähedalt ning „jookseb“ üles välja. Ilmselt on ka selle tekkepõhjus olnud müüritises tekkinud tõmbepinged.



Foto 7. Varisenud otsanurk teljel 1A



Foto 8. Varisenud otsanurk teljel 2B



Foto 9. Pragu otsaseinas



Foto 10. Otsaseina sisevaade ja pragu

Hoone maanteepoolse otsa ühe nurgaga, kus toimus esimene katuse varing, on ilmselt probleeme olnud juba ammu. Seda tõestab see, et sinna nurka on esimesena laotud paekivist põiksein ehk pilaster (Foto 2). Hoone katuse esimene varing toimus just selles nurgas umbes 30 aastat tagasi, kui ehitati kõrvalolev Pärnu-Rakvere-Sõmeru maantee. Tõenäoliselt ei pidanud see niigi halvas seisukorras nurk ehitusest tekkivatele vibratsioonidele ja kaevetöödele vastu. Peale esimese nurga varingut ehitatu põiksein ka teise maanteepoolsesse nurka, kuid sellele vaatamata kukkus peagi katus kokku kogu maanteepoolses otsas umbes 5 meetri pikkuses.



Foto 11. Hoone välisfassaad teljel 2



Foto 12. Teljel 1 oleva külgseina välisfassaad



Foto 13. Osa külgseina teljel 1, välisvaade

Suurem osa hoone seintest on püsti, kuid kuna need on olnud olenevalt seinast 3-30 aastat ilmastiku käes, on nende seisukord sõltuvalt ilmastiku käes oldud ajast erinev. Halvas

olukorras on maanteepoolne otsasein (Foto 6) ning kõige kehvem on olukord nurgas, mille katus varises umbes 30 aasta tagasi (Foto 2). Hoone külgesein teljel 2 on see-eest aga heas korras ning hästi on säilinud välisfassaad (Foto 11). Selle seina sisemisel fassaadil on toimunud lagunemine ühes kohas (Foto 14). See varing iseloomustab hästi kirjeldatud juhtu peatükis 1.1.2, kus kirjeldatakse olukorda, kus kahe pindrea vahele on sattunud niiskus, mis on jäätumise tulemusel pindread üksteisest lahti lükanud nii, et üks pindrida variseb ning teine jääb püsti. Vaatamata sellele, et müüritis on aastaid pealt poolt katmata olnud, esineb eelnimetatud kahjustus vaid mainitud kohas. Välisel vaatlusel on müüride pealne päris heas seisukorras ning näha ei ole müüri pindridade omavahelist eraldumist ega mõrasid müüri pikiteljes (Foto 15). Üldiselt on heas korras ka teine külgesein teljel 1 (Foto 12 ja Foto 13), kuid selle keskel on müüritis hävinud. Tegu oli ukseavaga, mis oli ainsana kasutuses olev ning mis suurte põlletöömasinatega ära lõhuti.



Foto 14. Sisemise pindrea varing külgesein teljel 2



Foto 15. Teljel 2 asuva külgešina pealne

Müüritise vahetus läheduses on kasvama läinud mitu puud, mis ei ole hoonele tekitanud silmaga nähtavaid kahjustusi.

Hoones on Nõukogude ajal hoitud lahtiselt väetist, mis on ühe väikse kuhjana tänaseni varemete vahel. Lisaks on väetise ladustamisest jäänud selle jäägid nii seintele kui maapinnale (Foto 10).

Maakivimüüritise kandevõimet katusekonstruktsioonidest tulevatele koormustele on kontrollitud peatükis Maakivi müüritise tugevusarvutused.



Foto 16. Sisemise pindrea varing

1.2.3. Tegevuskava müüride renoveerimiseks

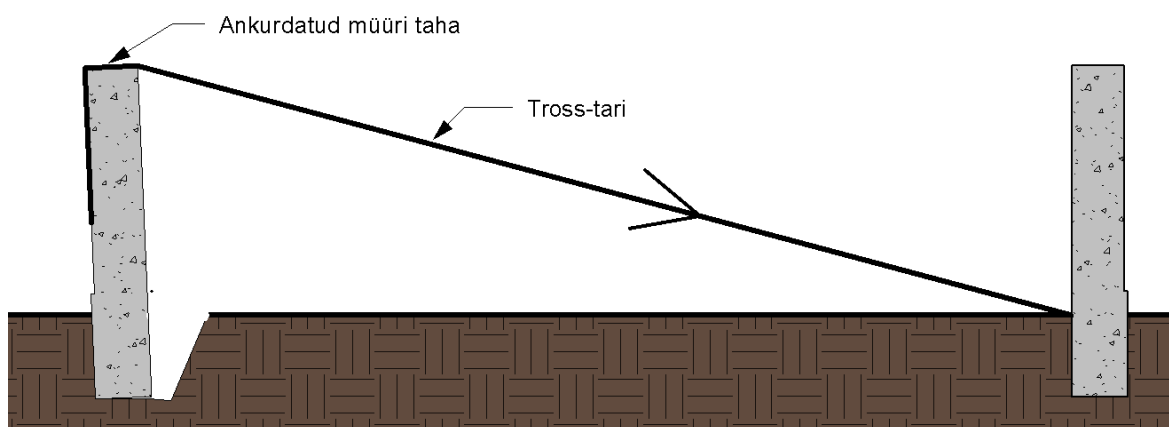


Foto 17. Vaade otsaseinale teljel B ja külgliseinale teljel 2

1.2.3.1. Tööde piiritletus

1. Müüritise vertikaaltasandisse tagasi tõmbamine
2. Kivide ja vuukide väetisest puhastamine
3. Silikaattelistest kinni ehitatud ukseava teljel 2 (Foto 16) taastamine
4. Teljel 1 asuva endise ukseava piirkonna ladumine ülejäänud müüritisega ühtsesse kõrgusesse
5. Otsaseina nurkade üles ladumine ning külj- ja otsaseina omavaheline sidumine
6. Paranduste tegemine ja lahtiste kivide kinnitamine
7. Otsaseinas oleva läbiva prao kindlustamine põikankrutega.
8. Vuukide täitmine
9. Müüritisele betoonvöö peale valamine vastavalt joonisele
10. Hoone alt välja jääva müüritiseosa vajalikus mahus lammutamine ja konserveerimine

Selleks, et olemasolevat müüritist projekteeritava katusekonstruktsiooni kandvate seintena kasutada, on see vaja horisontaaltasandisse tagasi tõmmata. Seda on võimalik teha näiteks tross-talide abil nii, et üks ots ankurdatakse ühe küljseina taha ning teine vastaskülje vundamendile. Enne tõmbama hakkamist oleks mõistlik hoone seest vundament lahti kaevata. Tegemist on pikaajalise protsessiga ning müüritiste vertikaaltasandisse tagasi saamine võib võtta kaua. Antud lahendust illustreerib Joonis 1.



Joonis 1. Müüritise vertikaaltasandisse tõmbamine

Kui müüritis on vertikaalsesse asendisse tõmmatud, siis tuleks järgmisena puhastada müüri kivid ja vuugid väetisest. Müüri puhastamiseks väetisest on mõistlik kasutada soodapritsi

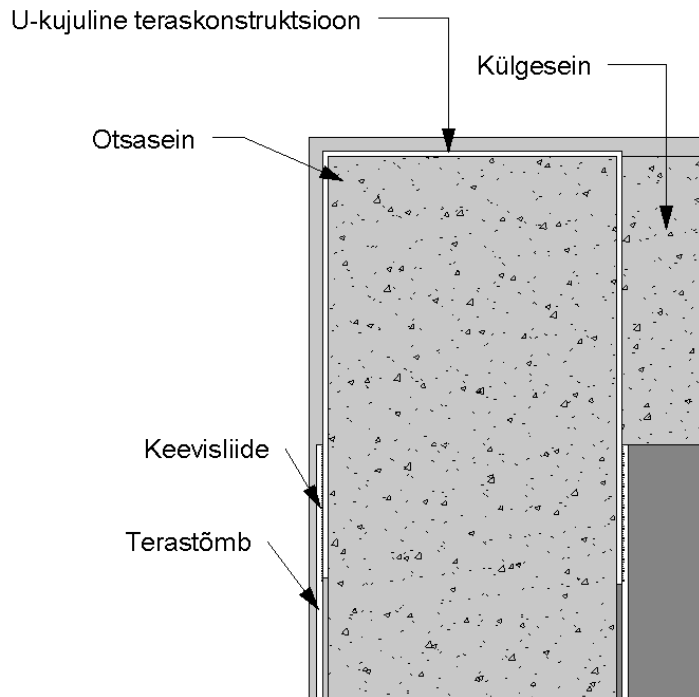
(Foto 18). Soodapuhastuse tehnoloogia on välja töötatud New-Yorgis asuva Vabadussamba puhastamiseks aastal 1972. Soodapritsimine on võrreldes nõ kraapimispõhimõttel töötava liivapritsiiga õrnem, sest seda tehakse küll kõrge survega kuid madalal rõhul. Kokkupuutel puhastatava pinnaga soodakristallid nõ „lõhkevad“ ja selle tulemusena vabaneva energia abil eemaldatakse mustus ilma puhastatavat pinda kahjustamata. [6]



Foto 18. Kiviseina puhastamine soodapritsiiga [6]

Kuna hoonele soovitakse kasutusele võtta üks uks külgseinas teljel 2, siis on mõistlik valida selleks see ava, mille silikaatkivist kinniehitus on juba praktiliselt lagunenu. Kuna üks ukseava post ja osa maakivimüüri ukseava kõrval on hävinud võib silikaattelliste eemaldamisel kokku kukkuda ka ukseava sillus. Selle vältimiseks tuleks sillus ajutiselt toetada seni kuni post ja müüritis on taastatud.

Hoone külgseinad tuleb laduda ühtse kõrguseni. Üles tuleb laduda ka hoone nurgad nii, et otsasein saaks külgseintega korralikult seotud. Võimalusel kasutada selleks armatuuri pindridade vahel. Nurkade ülesladumisega samal ajal tuleks ankurdada ka hoone otsasein, et vältida otsaseinas oleva prao suurenemist ning võimalust, et hoone otsasein taas otsaseinas tekkiva tõmbejõu tõttu külgseinast eraldub. Otsaseina ankurduse võiks lahendada nii et iga teatud kõrguse tagant pannakse mõlemas nurgas ümber otsaseina läbi külgseina müüritise U-kujuline teraskonstruksioon. Teraskonstruksioonid ühendatakse omavahel terastõmbiga kasutades keevisliidet. Eskiisjoonis kirjeldatud lahendusele on toodud joonisel (Joonis 2).



Joonis 2. Variant otsaseina ankurdamisele

Müüritise ladumisel tuleb järgida peatükis 1.1.2 toodud juhised ning sarnaselt ülejäänud müüritisega tuleb laotav müüritis laduda ridaladumisviisi kasutades ning olemasoleva müüri ladumisstiili järgides. Jälgida tuleb seda et pikiread saaksid omavahel seotud, see tähendab, et tuleb kasutada pindridasid siduvaid kive. Üles tuleb laduda ka teljel 1 asuva külgliseina keskel olev hävinud ukseava koht.

Projekteeritav uus katus ei tule üle kogu müüritise vaid on võrreldes vana hoonega umbes 5 meetrit lühem ning sama kauguse võrra maanteest kaugemal. Müüritise osad, mis ei jää projekteeritava katusekonstruktsiooni alla tuleb vajalikus mahus lammutada, kuid võimalikult suure osa võiks konserveerida. Uus otsasein ehitatakse karkasseinana, mille tarvis valatakse eraldi vundament.

Kuna müüritis on pikka aega ilmastiku käes olnud ning vihmavesi on vuukide vahed kohati tühjaks uhtunud, siis tuleb täita kõik müüritise kividevahelised vuugid selleks sobiva lubimördiga.

Kõige viimaseks tuleb müüritise peale valada betoonvöö Lisa 1 joonisel 8 toodud lahenduse põhjal.

2. TUGEVUSARVUTUSED

2.1. Üldosa

Käesolevas magistritöös projekteeritakse maakivimüüritisele uus katusekonstruktsioon. Töös teostatakse projekteeritava konstruktsiooni ristlõigete ning sõlmede tugevuskontrollid kandepiirseisundis. Lisaks katusekonstruktsioonidele on kontrollitud maakivi müüritise põikjõukandevõimet räästas tekkiva horisontaaljõu puhul.

Kasutatud normdokumendid, arvutiprogrammid ning muud abimaterjalid:

Standardid

- EVS-EN 1990:2002+NA:2002 – Eurokoodeks. Ehituskonstruktsioonide projekteerimise alused [7]
- EVS-EN 1991-1-1:2002+NA:2002 – Eurokoodeks 1:-Ehituskonstruktsioonide koormused. Osa 1-1: Üldkoormused. Mahukaalud, omakaalud, hoonete kasuskoormused [8]
- EVS-EN 1991-1-3:2006+NA:2006 – Eurokoodeks 1: Ehituskonstruktsioonide koormused. Osa 1-3: Üldkoormused. Lumekoormus [9]
- EVS-EN 1991-1-4:2005+NA:2007 – Eurokoodeks 1: Ehituskonstruktsioonide koormused. Osa 1-4: Üldkoormused. Tuulekoormus [10]
- EVS-EN 1995-1-1:2005+NA:2007+A1:2008+NA:2009 – Eurokoodeks 5: Puitkonstruktsioonide projekteerimine. Osa 1-1: Üldist. Üldreeglid ja reeglid hoonete projekteerimiseks [11]

Arvutiprogrammid

- Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014
- Autodesk Revit 2016
- PTC Mathcad Prime 3.0

Abimaterjalid

- Ehituskonstruktori käsiraamat [1]
- Puit- ja puidupõhised konstruktsioonid [12]

2.2. Koormused

2.2.1. Lumekoormus

Lumekoormus on arvatud vastavalt standardile EVS-EN 1991-1-3:2006+NA:2006 [9].

Lumekoormus leitakse järgmise valemi abil:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k, \quad (1)$$

kus s – lumekoormuse normsuurus [kN/m²];

μ_i – lumekoormuse kujutegur;

s_k – normatiivne lumekoormus maapinnal [kN/m²];

C_t – soojustegur;

C_e – avatustegur.

Projektis käsitletava hoone puhul on tegemist hoonega, mis on kahekaldelise katusega, kaldenurgaga 32.35°. Kahekaldelise katuse lumekoormuse kujutegur määratakse vastavalt EVS-EN 1991-1-3:2006 [9] tabelile 5.2:

$$\mu_1 = \frac{0,8 \cdot (60 - a)}{30}, \quad (2)$$

kus μ_1 – lumekoormuse kujutegur;

a – katuse kaldenurk kraadides.

Lumekoormuse kujutegur vastavalt valemile 2:

$$\mu_1 = \frac{0,8 \cdot (60 - a)}{30} = \frac{0,8 \cdot (60 - 32,35)}{30} = 0,737$$

Hoone asub Järvamaal Roosna-Alliku vallas Viisu külas. Järvamaa normatiivne lumekoormus maapinnal on valitud standardi EVS-EN 1991-1-3:2006 [9] jooniselt NA.4.1:

$$S_K = 1,5 \frac{kN}{m^2}$$

Maastikutingimused, kus hoone asub, on Eesti mõistes tavalised, seega $C_e = 1,0$. Projekteeritava hoone puhul on tegemist kütmata laohoonega, mille katus ei erita soojust, seega $C_t = 1,0$. [9]

Katusele mõjuv normatiivne lumekoormus vastavalt valemile 1:

$$s = Q_{k,lumi} = 0,737 \cdot 1,5 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 1,055 \frac{kN}{m^2}$$

2.2.2. Tuulekoormus

Katusekonstruktsioonidele mõjuvad tuulekoormused on arvatud vastavalt standardile EVS-EN 1991-1-4:2005+NA:2007. [10]

Konstruktsiooni välispindadele mõjuv tuulerõhk arvutatakse kasutades järgmist valemit:

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

kus $q_p(z_e)$ – kiirusrõhk;

z_e – arvutuskõrgus;

c_{pe} – välisrõhutegur.

Maastik, kus projekteeritav hoone paikneb, kuulub standardi EVS-EN 1991-1-4:2005+NA:2007 [10] tabeli 4.1 põhjal maastikutüüp II määratlusse. Kuna hoone kõrgus

$h = 8,4 \text{ m}$ on kõrgem kui antud tabelis toodud minimaalne arvutuskõrgus $z_{min} = 2 \text{ m}$, siis on võetud välisrõhu arvutuskõrguseks hoone kõrgus $z_e = 8,4 \text{ m}$.

Tuule tippkiirusrõhk arvutatakse vastavalt standartile EVS-EN 1991-1-4:2005+NA:2007 [10] kasutades järgmist valemit, mida kasutatakse tuule tippkiirusrõhu arvutamisel II maastikutüübi puhul:

$$q_p = 9,96 \ln^2 \frac{z}{0,05} + 69,75 \ln \frac{z}{0,05}, \quad (4)$$

kus z – hoone arvutuskõrgus meetrites

Tuule tippkiirusrõhk arvutatakse vastavalt valemile 4:

$$q_p = 9,96 \ln^2 \frac{8,4}{0,05} + 69,75 \ln \frac{8,4}{0,05} = 618,90 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} = 0,619 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Kahekaldelise katuse tuulerõhutegurite leidmiseks kasutatakse standardi EVS-EN 1991-1-4:2007 [10] tabelleid 7.4a ja 7.4b. Projekteeritava hoone $32,35^\circ$ katuse arvutamiseks mõeldud tuulerõhutegurid on määratud antud tabelite põhjal interpoleerides. Tulemused on toodud allpool olevas tabelis.

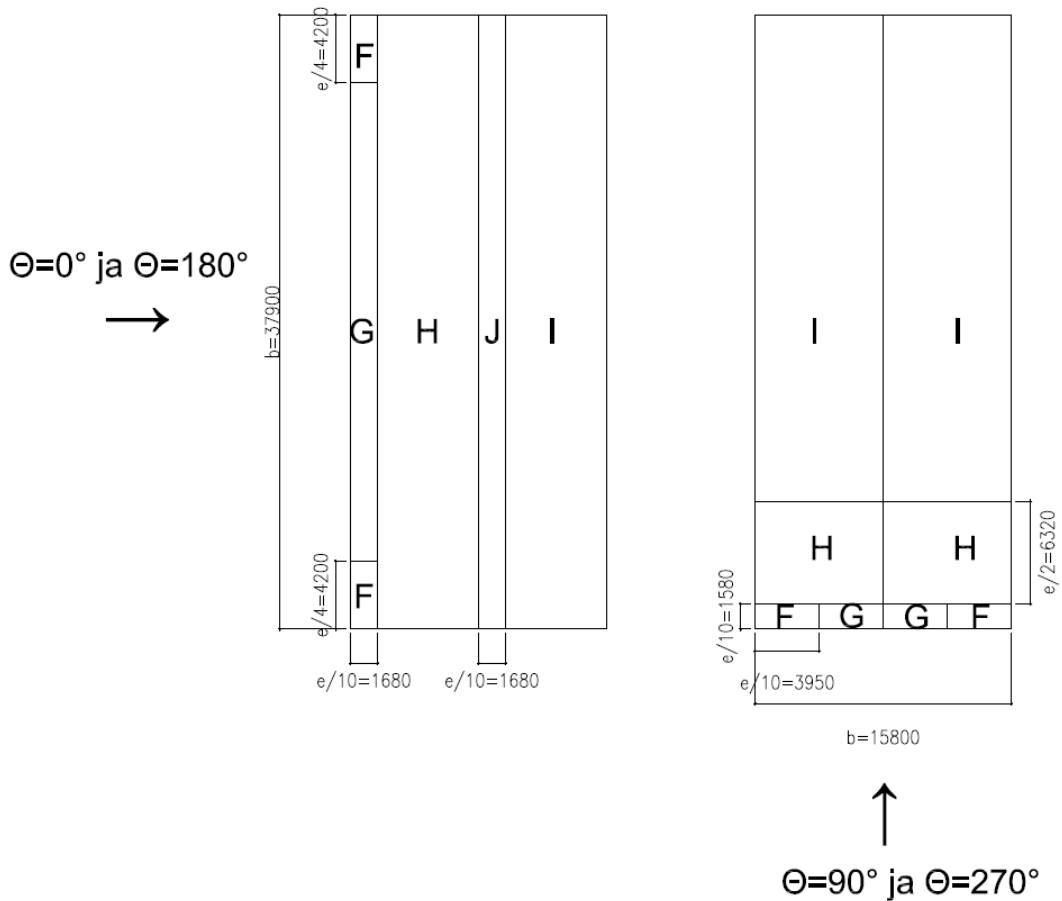
Katuseosa tuulerõhkude koormustsoonid koos mõõtmetega ning tuule suundadega on esitatud joonisel (Joonis 3), kus

$$e = \min \begin{cases} b = 37,9 \text{ m} \\ 2h = 2 \cdot 8,4 = 16,8 \text{ m} \end{cases} - \text{ kui tuule suund } \Theta=0^\circ \text{ ja } \Theta=180^\circ \text{ ning}$$

$$e = \min \begin{cases} b = 15,8 \text{ m} \\ 2h = 2 \cdot 8,4 = 16,8 \text{ m} \end{cases} - \text{ kui tuule suund } \Theta=90^\circ \text{ ja } \Theta=270^\circ.$$

Tabel 1 Kahekaldelise katuse kaldenurgaga $\alpha = 32,35^\circ$ tuulerõhutegurid $c_{pe,10}$

Katuse kaldenurk α	Tuule suund $\Theta=0^\circ$ ja $\Theta=180^\circ$					Tuule suund $\Theta=90^\circ$ ja $\Theta=270^\circ$			
	F	G	H	I	J	F	G	H	I
30°	-0,5	-0,5	-0,2	-0,4	-0,5	-1,1	-1,4	-0,8	-0,5
	0,7	0,7	-0,4	0,0	0,0				
$32,35^\circ$	-0,422	-0,422	-0,169	-0,369	-0,469	-1,1	-1,4	-0,816	-0,5
	0,7	0,7	0,431	0,0	0,0				
45°	0,0	0,0	0,0	-0,2	-0,3	-1,1	-1,4	-0,9	-0,5
	0,7	0,7	0,6	0,0	0,0				



Joonis 3. Katuseosade koormustsoonid olenevalt tuule suunast

Tuulerõhud, mis on arvutatud valemi 3 põhjal on toodud allpool olevas tabelis.

Tabel 2. Kahekaldelise katuseosa koormustsoonide tuulerõhud

tsoon	Tuule suund					Tuule suund			
	F	G	H	I	J	F	G	H	I
tuulerõhutegur	-0,422	-0,422	-0,169	-0,369	-0,469	-1,1	-1,4	-0,816	-0,5
$c_{pe,10}$	0,7	0,7	0,431	0,0	0,0				
Tuulerõhk	-0,261	-0,261	-0,105	-0,228	-0,29	-0,681	-0,867	-1,124	-0,31
w_e (kN/m ²)	0,433	0,433	0,267	0,0	0,0				

2.2.3. Omakaalu koormused

Materjalide mahukaalud on võetud ehituskonstruktori käsiraamatust ning Cembrit Eurofala toodete tehniliste andmete tabelist [13] ning esitatud allpool olevas tabelis.

Tabel 3. Katuse omakaalu koormus

Kiht	Tuule suund				
	Paksus (mm)	Laius (mm)	Mahukaal (kN/m ³)	Samm (mm)	$g_{k,p}$ lauskoormus (kN/m ²)
Eterniit Cembit Eurofala	-	-	-	-	0,117
Roovitus	75	75	5,0	550	0,051
Lauskoormus sarikale Σg_k (kN/m ²)					0,168

2.2.4. Koormuskombinatsioonid

Koormuskombinatsioonid on koostatud standardi EVS-EN 1990:2002+NA:2002 [8] põhjal.

Koormused liigitatakse ajalise kestuse järgi alalisteks koormusteks (G) – konstruktsiooni omakaal ning muutuvkoormusteks (Q) – vahelagedele mõjuv kasuskoormus, katusele mõjuvad tuulekoormus ning lumekoormus - käesolevas töös esinevad katusele mõjuvad tuulekoormus ja lumekoormus.

Piirseisundite kontrollimisel võetakse aluseks koormuse normväärtused, mis määratakse standardist. Arvutused viiakse läbi arvutusväärtustega. Arvutusväärtuse saamiseks korrutatakse normväärtus läbi osavaruteguriga, mis võtab arvesse koormuse võimalikku hälvet normväärtusest ebasoodsmas suunas. [1]

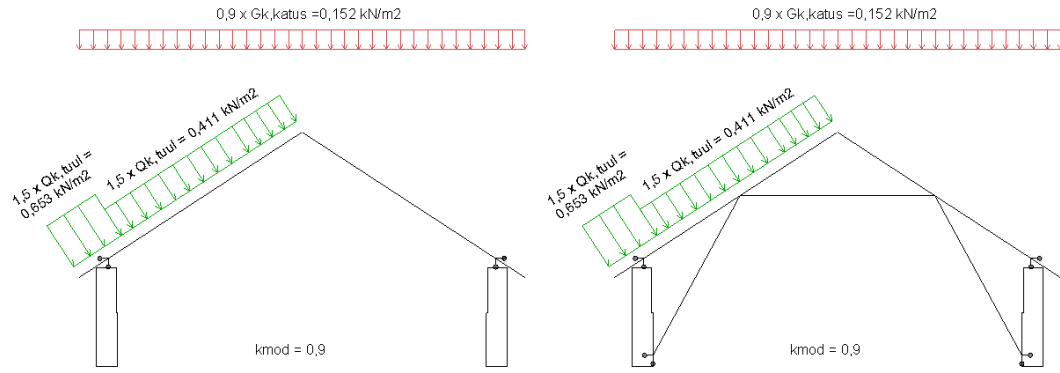
Lähtuvalt valitud koormusjuhtudest ja piirilukordadest, rakendatakse arvutustes koormusi koormuskombinatsioonidena, mis tähendab, et muutuvkoormuse arv väärtus korrutatakse läbi kombinatsiooniteguriga. Kombinatsioonitegur arvestab samaaegselt mõjuvate muutuvkoormuste ebasoodsaimate väärtuste samaaegse mõjumise tõenäosust.

Alaliste või ajutiste arvutusolukordade koormuskombinatsioonid:

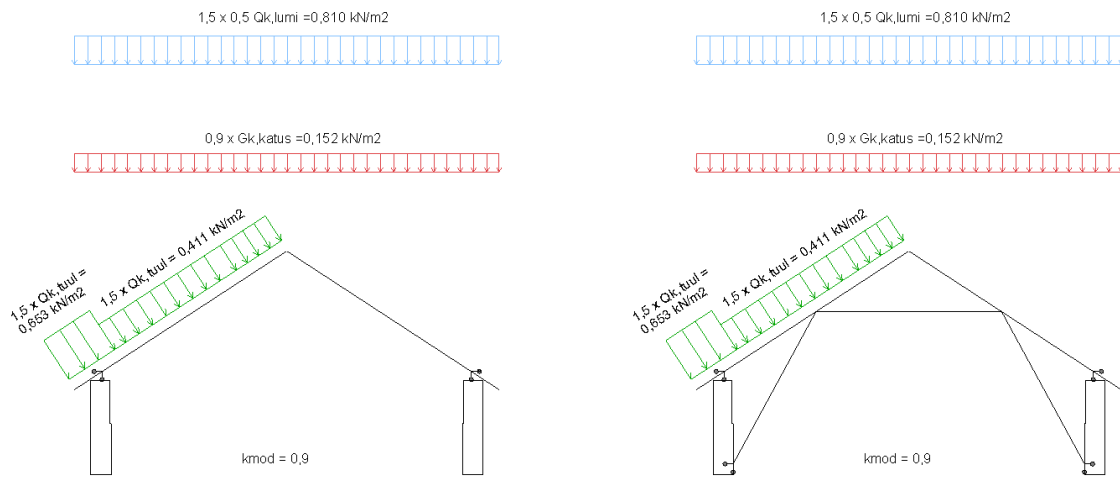
$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}, \quad (5)$$

- kus "+" ja Σ – tähised, mis näitavad samaaegset mõjumist ühes kombinatsioonis;
- γ – koormuse osavarutegur vastavalt indeksile; väärtus võetakse Konstruktori käsiraamatu [1] Tabel 8.2 põhjal;
- G – alaline koormus;
- P – eelpingekoormus;
- ψ_0 – koormuse kombinatsioonitegur, mille väärtus võetakse Konstruktori käsiraamatu [1] Tabel 8.4 põhjal;
- $Q_{k,1}$ – domineeriv muutuvkoormus;
- $Q_{k,i}$ – muu muutuvkoormus.

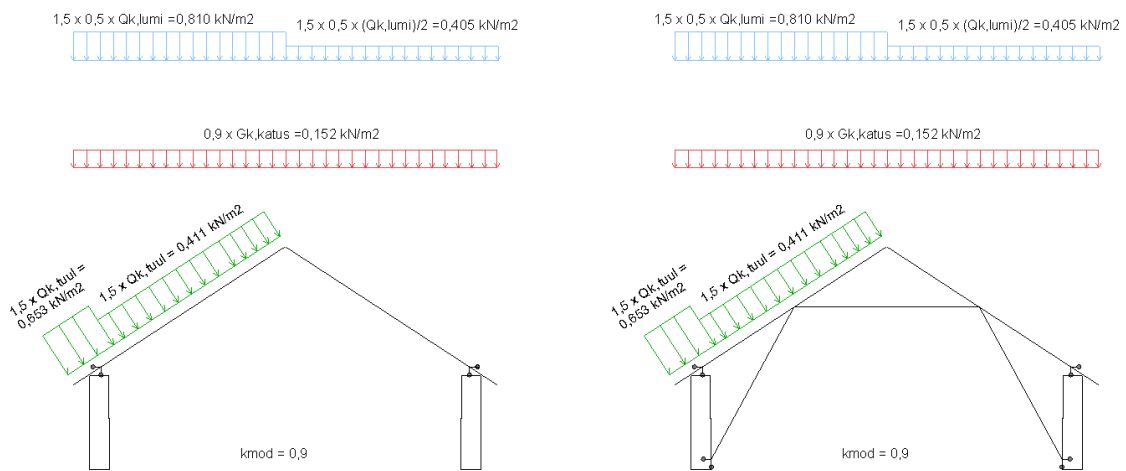
Arvestatud on allpool olevatel joonistel esitatud koormuskombinatsioonidega, mis on moodustatud kasutades valemit 5.



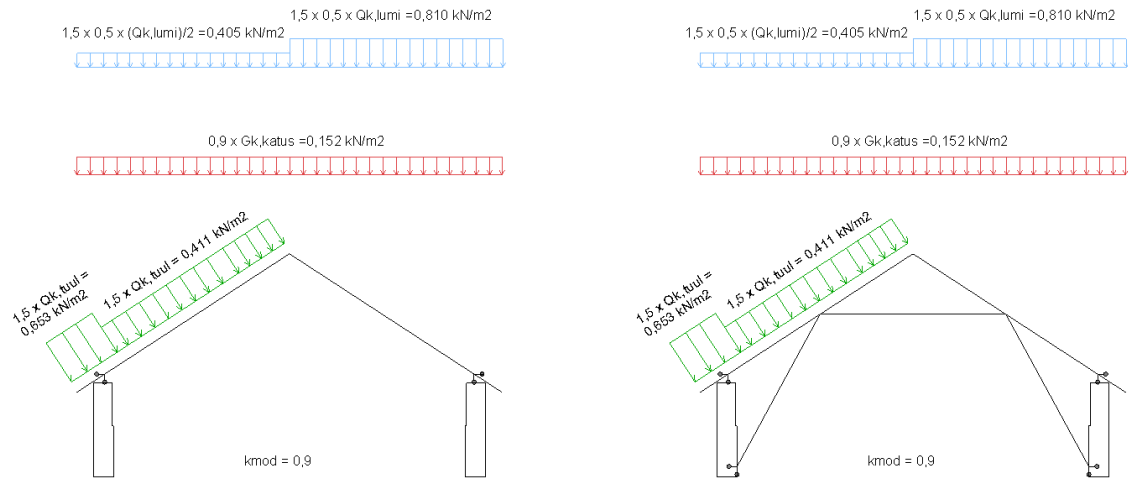
Joonis 4. Koormuskombinatsioon 1 omakaal + suruv tuul



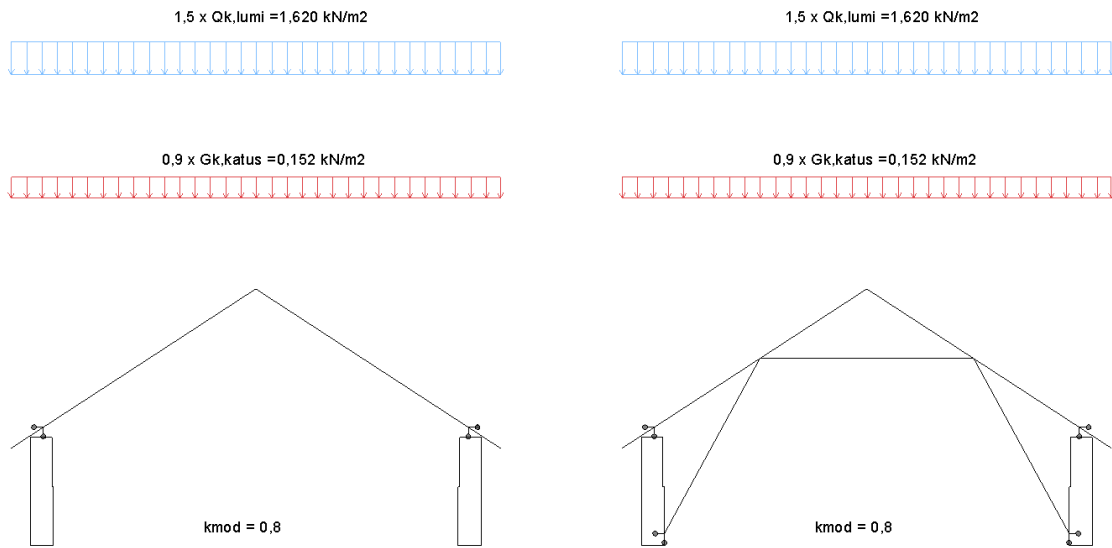
Joonis 5. Koormuskombinatsioon 2 omakaal + domineeriv suruv tuul + lumi



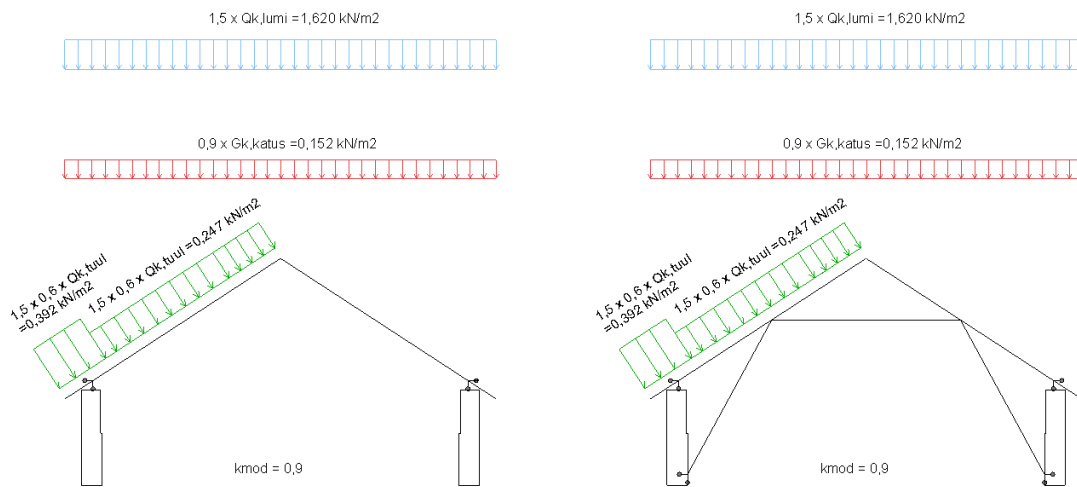
Joonis 6. Koormuskombinatsioon 3 omakaal + domineeriv suruv tuul + lumi vasakul



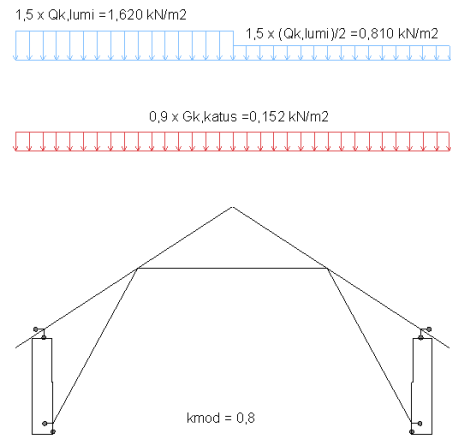
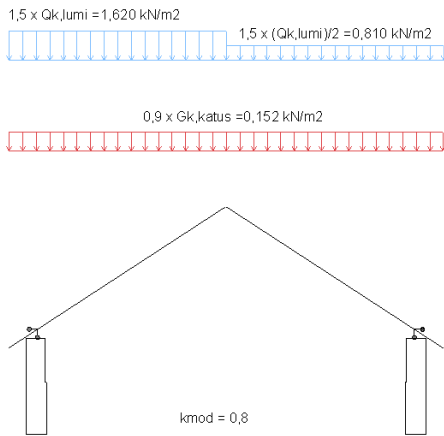
Joonis 7. Koormuskombinatsioon 4 omakaal + domineeriv suruv tuul + lumi paremal



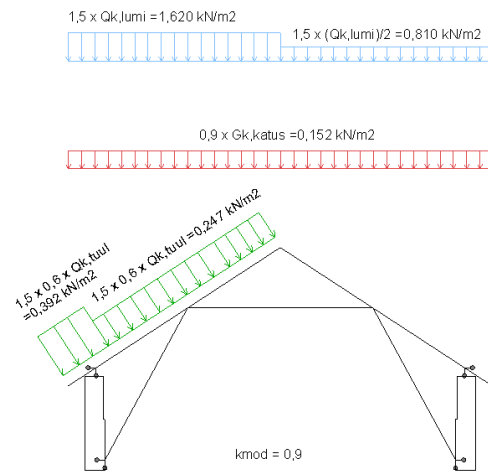
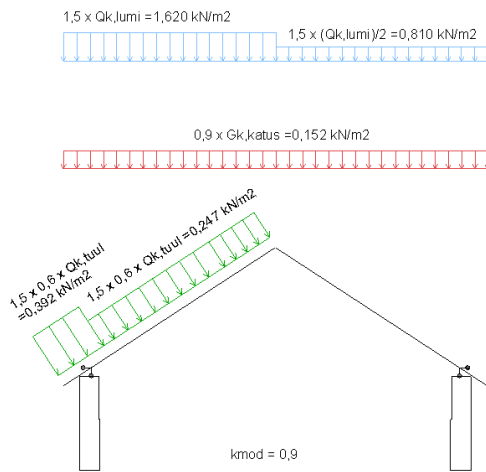
Joonis 8. Koormuskombinatsioon 5 omakaal + lumi



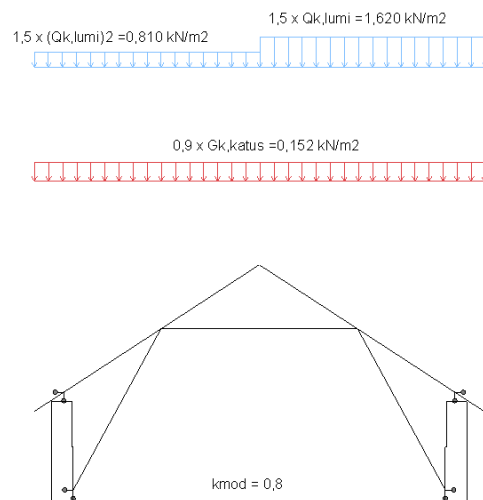
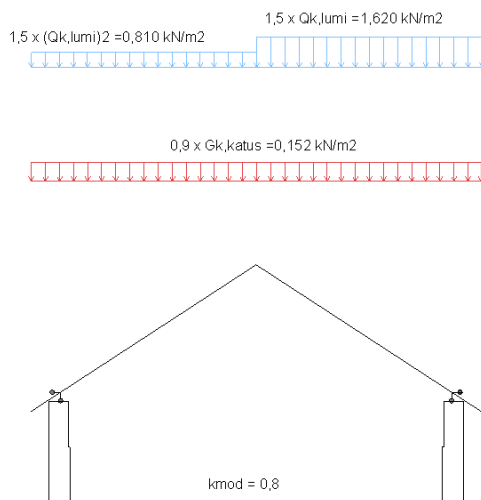
Joonis 9. Koormuskombinatsioon 6 omakaal + domineeriv lumi + suruv tuul



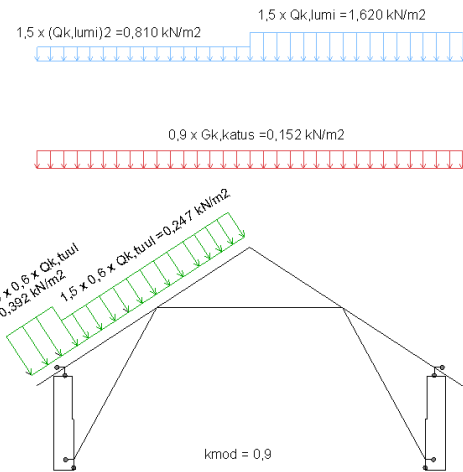
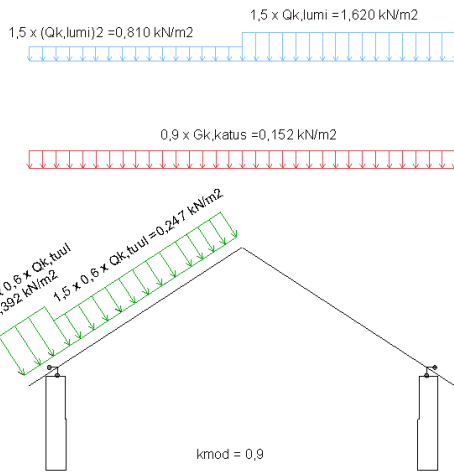
Joonis 10. Koormuskombinatsioon 7 omakaal + lumi vasakul



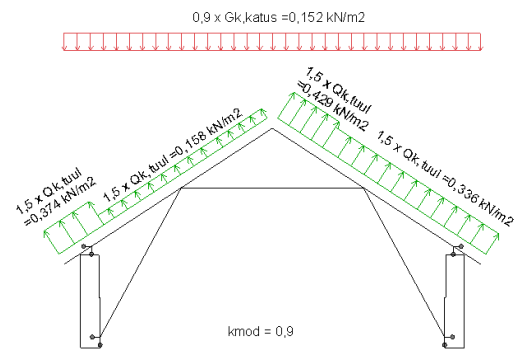
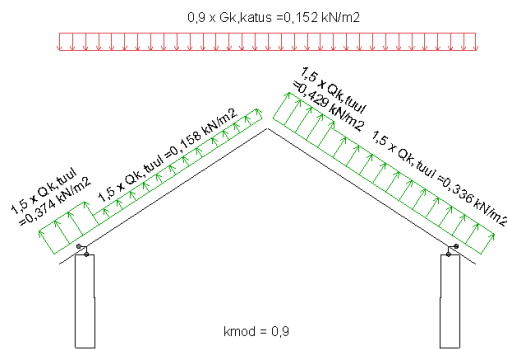
Joonis 11. Koormuskombinatsioon 8 omakaal + domineeriv lumi vasakul + suruv tuul



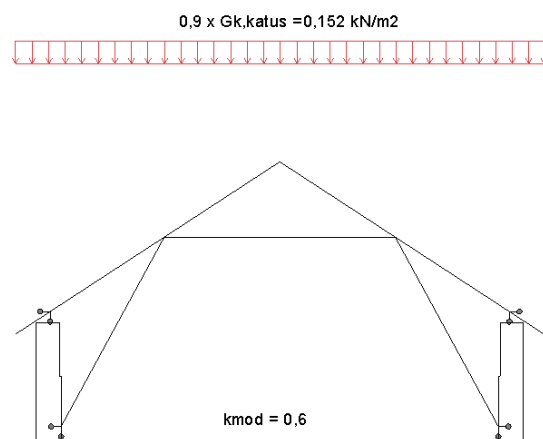
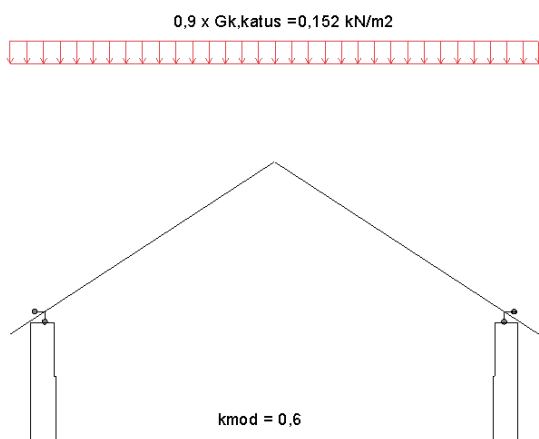
Joonis 12. Koormuskombinatsioon 9 omakaal + lumi paremal



Joonis 13. Koormuskombinatsioon 10 omakaal + domineeriv lumi paremal + suruv tuul



Joonis 14. Koormuskombinatsioon 11 omakaal + tõstev tuul



Joonis 15. Koormuskombinatsioon 12 omakaal

2.3. Katuse konstruktsioonid

Maakivimüüridele projekteeritakse katusekonstruktsioonid, mis põhimõtte poolest sarnanevad algupärasega, kuid sellegipoolest erinevad nendest päris palju. Kuna hoone kandvad maakivi seinad on vana konstruktsiooni all viltu vajunud, ei taheta kasutada uue katuse puhul endist lahendust, kus kaldtoed toetusid müüri keskele. Tulenevalt hoone kasutusotstarbest ei ole võimalik kasutada ka vahelaetalasid, mis tõmbele töötates taksitaksid müüride välja poole vajumist. Suurem osa katusest tulenevatest koormusest tuleb alla suunata sarnaselt algupärasega kaldtugede kaudu, kuid erinevalt endist lahendusest toetuvad kaldtoed eraldi vundamendile, mis valatakse maakivi vundamendi kõrvale kaldtugede alla ühte põrandaga. Sellega vähendatakse müüridele mõjuvat horisontaaljõudu, mis seinu laiali lükkab.

Sarnaselt vana katusega on ka uue katuse konstruktsiooniks penniga sarikad. Katuse sarikad toetuvad müüritisel paiknevale müürilatile, ning läbi hoone jooksvale toolvärgitalale, mida toetavad 3,6 m sammuga kaldtoed, mis suunavad sarikatest tekkinud jõud müüritisse. Varasem katuse lahendus, kus sarikad toetusid toolvärgitalale läbi penni pani penni otsad töötama tõmbele ning tekitas pennis momendi. Uus lahendus näeb ette selle, et sarikad toetuvad otse toolvärgi talale. Sellega vähendatakse ekstsentrilisust ning penn hakkab tööle kogu ulatuses ainult survele ning omakaalust tulenevale väiksele paindele. Sarikas töötab kahesildelise jätkuvtalana, millest pikem sille on 4.6 m.

Katusekonstruktsioonis kasutatav puit on tugevusklassis C22. Sarika ristlõige, mida kontrollima hakatakse on 100x200. Penn koosneb kahest talast ristlõikega 75x200, mis on poltühendusega kinnitatud mõlemale poole sarikat. Penni kandevõimet kontrollitakse ristlõikele 150x200.

Toolvärgitalale tehakse kandepiirseisundi tugevuskontroll ristlõike 200x250 mm puhul. Kaldtugedele tehakse kontroll ristlõikele 200x200 mm ning müürilatile ristlõike 150x200 mm puhul.

Katusekonstruktsiooni lahendused on esitatud magistritöö graafilises osas Lisas 1.

Konstruksiooni sisejõudude epüürid on leitud kasutades programmi Autodesk Robot Structural Analysis 2014.

2.3.1. Konstruksioonelementide tugevuskontrolli arvutusmeetodid

2.3.1.1. Tugevuskontrolli teostamise alused

Katusekonstruksioonelementide tugevuskontrollide teostamisel käesolevas lõputöös on lähtutud standardist EVS-EN 1995-1-1:2005+NA:2007+A1:2008+NA:2009. [11] Abimaterjalina on kasutatud Ehituskonstruktori käsiraamatut [1] ning raamatut Puit- ja puidupõhised konstruksioonid [12].

Saematerjali tugevusomadused on võetud Konstruktori käsiraamatu [1] tabelis 14.5 ning toodud allpool tabelis.

Tabel 4. Saematerjali omadused

Tugevusklass		C16	C18	C22	C24	C30	C35
		Tugevus N/mm ²					
Paindetugevus	$f_{m,k}$	16	18	22	24	30	35
Tõmbetugevused:							
pikikiudu	$f_{t,0,k}$	10	11	13	14	18	21
ristikiudu	$f_{t,90,k}$	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
Survetugevused:							
pikikiudu	$f_{c,0,k}$	17	18	20	21	23	25
ristikiudu	$f_{c,90,k}$	2,2	2,2	2,4	2,5	2,7	2,8
Nihketugevus	$f_{v,k}$	3,2	3,4	3,8	4,0	4,0	4,0
		Jäikus N/mm ²					
Elastsusmoodulid:							
pikikiudu	$E_{0,mean}$	8000	9000	10000	11000	12000	13000
5% pikikiudu	$E_{0,05}$	5400	6000	6700	7400	8000	8700

ristikiudu	$E_{90,mean}$	270	300	330	370	400	430
Nihkemoodul	G_{mean}	500	560	630	690	750	810
	Tihedus N/mm ²						
Tihedus	ρ_k	310	320	340	350	380	400
Keskmine tihedus	ρ_{mean}	370	380	410	420	460	480

Materjali omaduste arvvaartuste leidmiseks kasutatakse järgmist valemit:

$$X_d = k_{mod} \cdot \frac{X_k}{\gamma_M}, \quad (6)$$

kus k_{mod} – koormuse kestust ja konstruktsiooni kasurusklassi arvestav modifikatsioonitegur;
 γ_M – Materjali omaduste osavarutegur.

Ristlõike efektiivne pindala leitakse järgmise valemiga:

$$A = b \cdot h, \quad (7)$$

kus b – ristlõike laius (mm);
 h – ristlõike kõrgus (mm);

Puidu arvutuslik vastupanumoment $y(z)$ telje suhtes leitakse järgnevate valemitega:

$$W_y = \frac{b \cdot h^2}{6} \quad (8)$$

$$W_z = \frac{h \cdot b^2}{6}, \quad (9)$$

kus b – ristlõike laius (mm);
 h – ristlõike kõrgus (mm).

Koormuse kestusklassidest ja kasutusklassidest tulenev tugevuse modifikatsioonitegur k_{mod} on toodud standardi EVS-EN 1995-1-1:2005+NA:2007+A1:2008+NA:2009 [11] tabelis 3.1. ning see valitakse lühima kestusklassiga koormuse järgi.

Koormuse kestusklassid ja koormamise näited on toodud standardi EVS-EN 1995-1-1:2005+NA:2007+A1:2008+NA:2009 [11] Eesti standardi rahvusliku lisa tabelis NA.2.2.

Saematerjali γ_M väärtus võetakse standardi EVS-EN 1995-1-1:2005+NA:2007+A1:2008+NA:2009 [11] tabelist 2.3. Antud konstruktsiooni puhul kasutatakse saepuitu, mille osavarutegur $\gamma_M = 1,3$.

2.3.1.2. Surve koos paindega

Survel koos paindega peab olema rahuldatud järgnevad tingimused:

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1,$$
(10)

- kus $f_{c,0,d}$ – pikikiudu survetugevuse arvutusväärtus (N/mm^2);
 $f_{m,y,d}; f_{m,z,d}$ – paindetugevuse arvutusväärtus y ja z telje suhtes (N/mm^2);
 $\sigma_{c,0,d}$ – pikikiudu survepinge arvutusväärtus (N/mm^2);
 $\sigma_{m,y,d}; \sigma_{m,z,d}$ – paindepinged y- ja z- telje suhtes (N/mm^2);
 k_m – pingete ümberjagunemist ja materjali mittehomogeensust arvestav tegur, mis täisnurkse ristlõike korral on $k_m = 0,7$.

Arvutuslik survepinge pikikiudu arvutatakse järgneva valemiga:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{c,d}}{A},$$
(11)

kus $N_{c,d}$ – survejõu arvutusväärtus (kN);
 A – ristlõike pindala (mm²)

Arvutuslikud paindepinged arvutatakse järgneva valemiga:

$$\sigma_{m,y(z),d} = \frac{M_{y(z),d}}{W_{y(z)}}, \quad (12)$$

kus $M_{y(z),d}$ – paindemomendi arvutusväärtus (kN·m);
 $W_{y(z)}$ – Puidu arvutuslik vastupanumoment vastava telje suhtes (mm³).

2.3.1.3. elementide stabiilsus

Lisaks põikkoormusest tekkivatele paindepingetele, tuleb surve koos paindega arvutusel arvestada ka elemendi algkõveruse, ekstsentrilisuse ja läbipainde tekitatud pingeid. [11]

Kandevõime arvutusel surve ja painde koosmõjul lähtutakse suratud või suratud ja painutatud posti arvutusmeetodist, mille puhul võetakse arvesse ka postide üldstabiilsus. [11]

Kandevõime arvutusel kiivele lähtutakse painutatud või painutatud ja suratud tala arvutusmeetodist, mille puhul arvestatakse talade põikväände stabiilsust paindest või paindega kaasnevast survest. [11]

Suratud või suratud painutatud postid

Kui suhteline saledus $\lambda_{rel,y} > 0,3$, on tegu saleda vardaga, millele on omane läbipainde suurenemine. Suratud ja painutatud saleda posti puhul peavad rahuldatud järgnevad tingimused:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (13)$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1,$$

- kus $f_{c,0,d}$ – pikikiudu survetugevuse arvutusväärtus(N/mm²);
 $f_{m,y,d}; f_{m,z,d}$ – paindetugevuse arvutusväärtus y ja z telje suhtes (N/mm²);
 $\sigma_{c,0,d}$ – pikikiudu survepinge arvutusväärtus (N/mm²);
 $\sigma_{m,y,d}; \sigma_{m,z,d}$ – paindepinged y- ja z- telje suhtes (N/mm²);
 $k_{c,y}$ – nõtketegur y- telje suhtes (N/mm²);
 k_m – pingete ümberjagunemist ja materjali mittehomogeensust arvestav tegur, mis täisnurkse ristlõike korral on $k_m = 0,7$.

Kui suhteline saledus $\lambda_{rel,y} < 0,3$, siis ei ole tegu saleda vardaga ning rahuldatud peavad olema tingimused, mis on toodud valemis 10.

Nõtketegur $k_{c,y}$ arvutamiseks kasutatakse järgmist valemit:

$$k_{c,y(z)} = \frac{1}{k_{y(z)} + \sqrt{k_{y(z)}^2 - \lambda_{rel,y(z)}^2}}, \quad (14)$$

- kus $k_{y(z)}$ – ebastabiilsustegur;
 $\lambda_{rel,y(z)}$ – suhteline saledus telje suhtes.

Ebastabiilsustegurid $k_{y(z)}$ arvutatakse järgmise valemiga:

$$k_{y(z)} = 0,5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,y(z)} - 0,3) + \lambda_{rel,y(z)}^2), \quad (15)$$

- kus β_c – tegur, mis saepuidu puhul $\beta_c = 0,2$;
 $\lambda_{rel,y(z)}$ – suhteline saledus telje suhtes.

Varda suhtelised saledused leitakse järgmise valemiga:

$$\lambda_{rel,y(z)} = \frac{\lambda_{y(z)}}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}}, \quad (16)$$

- kus $E_{0,05}$ – 5% elastsusmoodul pikikiudu (N/mm^2);
 $f_{c,0,k}$ – normatiivne survetugevus pikikiudu (N/mm^2);
 $\lambda_{y(z)}$ – saledus y telje suhtes.

Varda saledused leitakse järgmise seosega:

$$\lambda_{y(z)} = \frac{l_{ef}}{i_{y(z)}}, \quad (17)$$

- kus $i_{y(z)}$ – inertsiraadius telje y(z) suhtes (mm^4);
 l_{ef} – nõtkepikkus telje y(z) suhtes (mm).

Saleda elemendi puhul sõltub nõtkepikkus l_{ef} varda kinnitusest. Enamlevinud nõtkepikkused puitkonstruktsioonidel on toodud Ehituskonstruktori käsiraamatus [1] Tabelis 14.19.

Inertsiraadiused telgede suhtes leitakse järgmise valemiga: (18)

$$i_{y(z)} = \sqrt{\frac{I_{y(z)}}{A}},$$

- kus $I_{y(z)}$ – moment y(z) telje suhtes (mm^4);
 A – ristlõike pindala (mm^2).

Inertsimomendid telgede suhtes leitakse järgmise valemiga:

$$I_{y(z)} = \frac{b \cdot h^3}{12}, \quad (19)$$

kus b – ristlõike laius (mm);
 h – ristlõike kõrgus (mm).

Kiive

Kiivele ehk nõtkele vertikaaltasandist välja koos samaaegse ristlõike pöördumisega, tuleb kontrollida paindele töötavaid talasid, juhul kui tala surutud poolel ei ole piisavalt horisontaalsidemeid [1]. Rahuldatus peab olema järgmine tingimus:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,y,d}} \leq 1, \quad (20)$$

kus k_{crit} – kiivetegur (kN);
 $f_{m,y,d}$ – arvutuslik paindetugevus y- telje suhtes (N/mm²);
 $\sigma_{m,y,d}$ – paindepinged y- telje suhtes (N/mm²).

Kui tegemist on painutatud ja surutud talaga peavad pinged rahuldama järgmist tingimust:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + \left(\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,d}} \right)^2 \leq 1, \quad (21)$$

kus k_{crit} – kiivetegur (kN);
 $f_{m,d}$ – arvutuslik paindetugevus (N/mm²);
 $\sigma_{m,d}$ – paindepinged (N/mm²);
 $f_{c,0,d}$ – pikikiudu survetugevuse arvutusväärtus (N/mm²);
 $\sigma_{c,0,d}$ – pikikiudu survepinge arvutusväärtus (N/mm²);
 $k_{c,z}$ – nõtketegur z- telje suhtes, arvutatakse kasutades valemit 14 (N/mm²);

k_{crit} arvutatakse vastavalt Ehituskonstruktorigi käsiraamat [1] Tabel 14.22 toodud juhiste ja valemitele:

$$k_{crit} = \begin{cases} 1 & \text{kui } \lambda_{rel,m} \leq 0,75 \\ 1,56 - 0,75 \cdot \lambda_{rel,m} & \text{kui } 0,75 < \lambda_{rel,m} \leq 1,4 \\ \frac{1}{\lambda_{rel,m}^2} & \text{kui } 1,4 < \lambda_{rel,m} \end{cases}, \quad (22)$$

kus $\lambda_{rel,m}$ – suhteline saledus paindel.

Suhteline saledus paindel arvutatakse järgmise valemi abil:

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}}, \quad (23)$$

kus $f_{m,k}$ – normatiivne paindetugevus (N/mm²)

$\sigma_{m,crit}$ – kriitiline paindepinge (N/mm²)

Kriitiline paindepinge okaspuidust ristkülikulise ristlõike puhul arvutatakse järgmise valemiga:

$$\sigma_{m,crit} = \frac{0,78 \cdot b^2}{h \cdot l_{ef}} \cdot E_{0,05}, \quad (24)$$

kus $E_{0,05}$ – Elastsusmoodul 5% pikikiudu (N/mm²);

l_{ef} – sarika efektiivpikkus vastavalt (N/mm²);

h – ristlõike kõrgus (mm);

b – ristlõike laius (mm).

2.3.1.4. Kandevõime arvutus tõmbel koos paindega

Tõmbel koos paindega peab olema rahuldatud järgnevad tingimused [1]:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (25)$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1 ,$$

- kus $f_{t,0,d}$ – pikikiudu tõmbetugevuse arvutusväärtus (N/mm^2);
 $f_{m,y,d}; f_{m,z,d}$ – paindetugevuse arvutusväärtus y ja z telje suhtes (N/mm^2);
 $\sigma_{t,0,d}$ – pikikiudu tõmbepinge arvutusväärtus (N/mm^2);
 $\sigma_{m,y,d}; \sigma_{m,z,d}$ – paindepinged y- ja z- telje suhtes (N/mm^2);
 k_m – pingete ümberjagunemist ja materjali mittehomoogeensust arvestav tegur, mis täisnurkse ristlõike korral on $k_m = 0,7$.

Arvutuslik nihkepinge ristkülikristlõike puhul arvutatakse järgneva valemiga:

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{N_{t,d}}{A} , \quad (26)$$

- kus $N_{t,d}$ – tõmbejõu arvutusväärtus (kN);
 A – ristlõike pindala (mm^2).

2.3.1.5. Kandevõime kontroll nihkele

Nihkel peab olema rahuldatud järgnev tingimus [1]:

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} \leq 1 , \quad (27)$$

- kus τ_d – arvutuslik nihkepinge (N/mm^2);
 $f_{v,d}$ – nihketugevuse arvutusväärtus (N/mm^2).

Arvutuslik nihkepinge arvutatakse järgneva valemiga:

$$\tau_d = \frac{1,5 \cdot V_d}{b_{ef} \cdot h}, \quad (28)$$

- kus V_d – põikjõu arvutusväärtus (kN);
 b_{ef} – ristlõike efektiivlaius (mm);
 h – ristlõike kõrgus (mm).

Ristlõike efektiivlaius arvutatakse kasutades järgmist valemit:

$$b_{ef} = k_{cr} \cdot b, \quad (29)$$

- kus b – ristlõike laius (kN);
 k_{cr} – tegur, mis seapuidu puhul on soovituslik võtta $k_{cr} = 0,67$.

Talade puhul, millel on toel sisselõige, peab põikjõu korral olema täidetud järgmine tingimus:

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d} \cdot k_v} \leq 1, \quad (30)$$

- kus τ_d – arvutuslik nihkepinge (N/mm²);
 $f_{v,d}$ – nihketugevuse arvutusväärtus (N/mm²);
 k_v – vähendustegur.

Vähendustegur k_v sisselõikega taladel toepoolsel küljel leitaks järgnevalt:

$$k_v = \min \left\{ \frac{k_n \left(1 + \frac{1,1 \cdot i^{1,5}}{\sqrt{h}} \right)}{\sqrt{h} \left(\sqrt{\alpha(1-\alpha)} + 0,8 \frac{x}{h} \sqrt{\frac{1}{\alpha} - \alpha^2} \right)}, \right. \quad (31)$$

- kus i – sisselõike kalle;

h	– ristlõike kõrgus (mm);
α	– ristlõike kõrguse ja efektiivkõrguse suhe $\alpha = h_{ef}/h$;
x	– kaugus toereaktsioonist ristlõike kaldenurgani;
k_n	– saepuidu puhul $k_n = 5,0$.

2.3.2. Sarikas

Hoone sarikatel on kasutatud saematerjali 100x200 mm tugevusklassiga C22. Sarikad paigaldatakse sammuga 1200 mm. Konstruktsiooni kasutusklass Ehituskonstruktori käsiraamatu [1] Tabel 14.3 põhjal on 2.

Sarika tugevuskontrolli tegemisel on lähtutud standardist EVS-EN 1995-1-1:2005+NA:2007+A1:2008+NA:2009. [11]

Sarikaks kasutatava saepuidu osavarutegur: $\gamma_M = 1,3$

Saematerjali tugevusomadused tabeli (Tabel 4) põhjal on järgmised:

Paindetugevus: $f_{m,k} = 22 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Tõmbetugevus pikikiudu: $f_{t,0,k} = 13 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Tõmbetugevus ristikiudu: $f_{t,90,k} = 0,4 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Survetugevus pikikiudu: $f_{c,0,k} = 20 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Survetugevus ristikiudu: $f_{c,90,k} = 2,4 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Nihketugevus: $f_{v,k} = 3,8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Elastsusmoodul 5% pikikiudu: $E_{0,05} = 6700 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

2.3.2.1. Sarika kandevõime kontroll painde ja surve koosmõjul

Sarika kandevõimet paindele koos survega on kontrollitud selle nõrgestatud ristlõigetel, kus sarikas toetub toolvärgitalale või müürilatile. Kõige kriitilisemaks kombinatsiooniks osutus koormuskombinatsioon nr 5, milleks on omakaal + lumi (Joonis 8) ning kõige kriitilisemaks kohaks sarikas on nõrgestus toolvärgi kohal, kus sarika ristlõike efektiivkõrgus on $h_{ef} = 130 \text{ mm}$. Töös esitatakse painde ja surve koosmõju kandevõimekontroll kõige kriitilisemaks osunud koormuskombinatsiooni 5 puhul sarika nõrgestatud ristlõikes, mis asub toolvärgitala kohal.

Saematerjali k_{mod} väärtus kriitilisemaks osunud koormuskombinatsiooni 5 puhul võetakse standardi EVS-EN 1995-1-1:2005+NA:2007+A1:2008+NA:2009 [11] tabelist 3.1. ning selleks on:

$$k_{mod} = 0,8$$

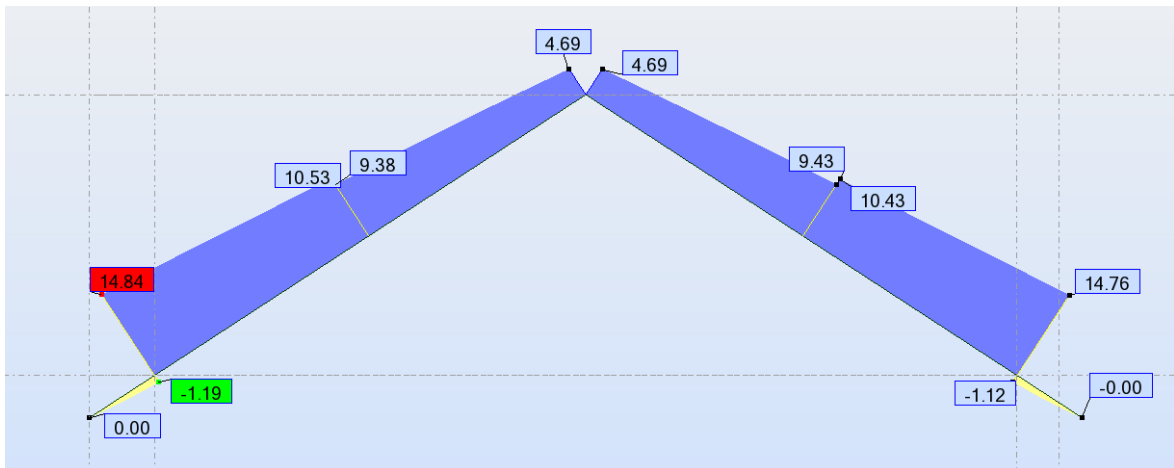
Sarika arvutuslikud paindetugevus ning survetugevus leitakse valemiga 6:

$$f_{m,y,d} = f_{m,z,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} = 0,8 \cdot \frac{22}{1,3} = 13,538 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$
$$f_{c,0,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{c,0,d}}{\gamma_M} = 0,8 \cdot \frac{20}{1,3} = 12,308 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

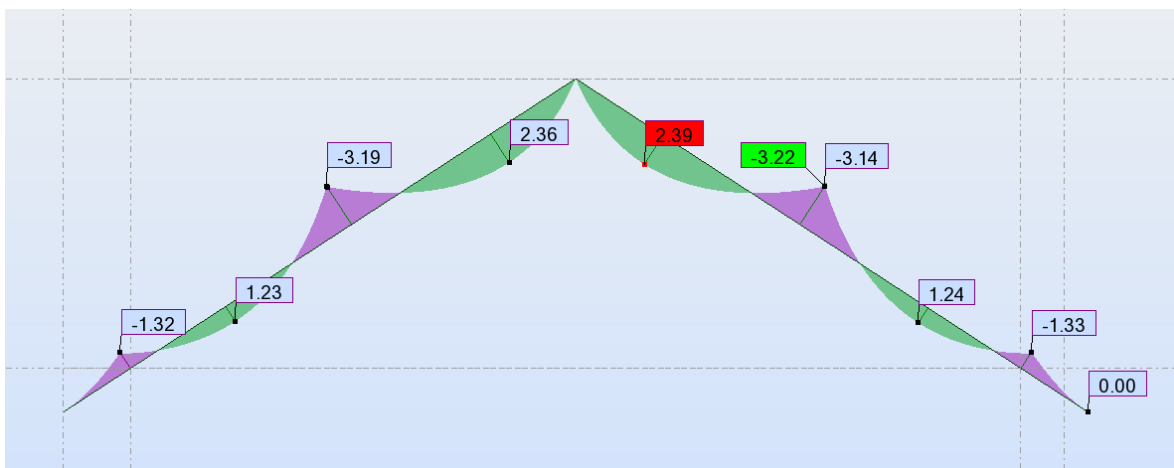
Sarika nõrgestatud ristlõikes toolvärgitala kohal mõjuv survejõud $N_{c,d}$ ja paindemoment $M_{y,d}$ on leitav epüüridelt (Joonis 16 ja Joonis 17).

$$N_{c,d} = 10,43 \text{ kN}$$

$$M_{y,d} = 3,22 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



Joonis 16. Sarika pikijõuepüür koormuskombinatsioonis 5 omakaal + lumi



Joonis 17. Sarika paindemomendiepüür koormuskombinatsioonis 5 omakaal + lumi

Sarika nõrgestatud ristlõike efektiivpindala leitakse valemiga 7:

$$A = b \cdot h_{ef} = 100 \cdot 130 = 13000,0 \text{ mm}^2$$

Puidu arvutuslikvastupanumoment y telje suhtes leitakse valemiga 8:

$$W_y = \frac{b \cdot h_{ef}^2}{6} = \frac{100 \cdot 130^2}{6} = 281666,7 \text{ mm}^3$$

Sarika arvutuslik survepinge pikikiudu arvutatakse valemiga 11:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{c,d}}{A} = \frac{10,43 \cdot 10^3}{13000} = 0,802 \frac{N}{mm^2}$$

Sarika arvutuslik paindepinge arvutatakse valemiga 12:

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,d}}{W_y} = \frac{3,22 \cdot 10^6}{281666,7} = 11,432 \frac{N}{mm^2}$$

Järgnevalt kontrollitakse sarika kandevõimet survele koos paindega y- ja z- telje suhtes kasutades valemit 10. Kuna sarikas z telje suhtes paindemomenti ei esine, siis $k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0$.

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = \left(\frac{0,802}{12,308} \right)^2 + \frac{11,432}{13,538} = 0,849 < 1 \quad OK!$$

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = \left(\frac{0,802}{12,308} \right)^2 + 0,7 \cdot \frac{11,432}{13,538} = 0,595 < 1 \quad OK$$

Sarika kandevõime nõrgestatud kohas toolvärgi kohal paindele koos survega on tagatud.

2.3.2.2. Sarika kandevõime kontroll tõmbe ja painde koosmõjul

Sarikas töötab tõmbele selle üle räästa ulatuvas konsoolses otsas ning koormuskombinatsioonide 1 (Joonis 4), 3 (Joonis 6), 8 (Joonis 11), 11 (Joonis 14) puhul on tõmbes ka jätkuvtalana töötava sarika alumine sille. Sarika kandevõimet paindele koos tõmbega on kontrollitud selle nõrgestatud ristlõigetel, kus sarikas toetub toolvärgitalale või müürilatile. Kõige kriitilisemaks kombinatsiooniks osutus koormuskombinatsioon nr 8, milleks on omakaal + domineeriv lumi vasakul + suruv tuul (Joonis 11) ning kõige kriitilisemaks kohaks sarikas on nõrgestus toolvärgi kohal, kus sarika ristlõike efektiivkõrgus on $h_{ef} = 130 \text{ mm}$. Töös esitatakse painde ja tõmbe koosmõju kandevõimekontroll kõige kriitilisemaks osutunud koormuskombinatsiooni 8 puhul sarika nõrgestatud ristlõikes, mis asub toolvärgitala kohal.

Saematerjali k_{mod} väärtus kriitiliseimaks osutunud koormuskombinatsiooni 8 puhul võetakse standardi EVS-EN 1995-1-1:2005+NA:2007+A1:2008+NA:2009 [11] tabelist 3.1. ning selleks on:

$$k_{mod} = 0,9$$

Sarika arvutuslikud paindetugevus- ning tõmbetugevusväärtused leitakse valemiga 6:

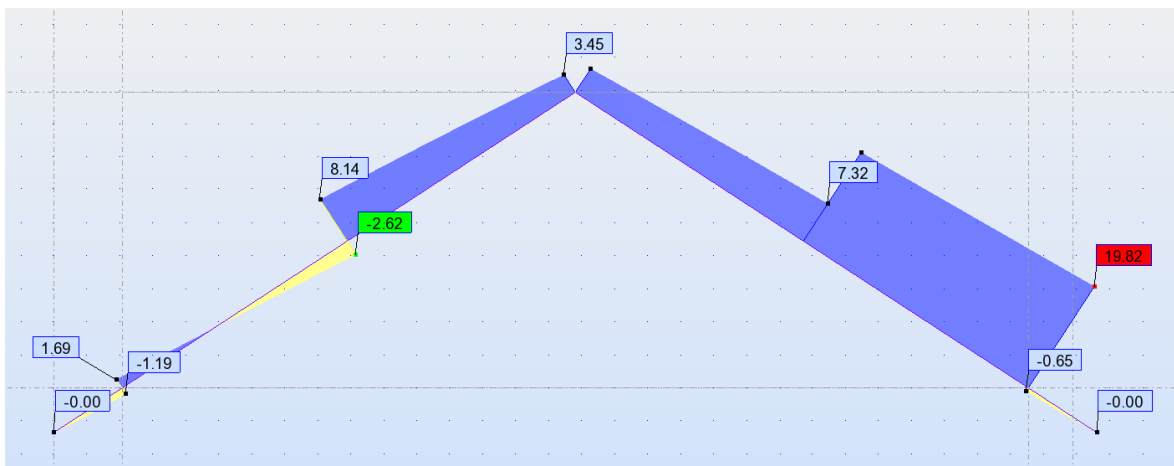
$$f_{m,y,d} = f_{m,z,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} = 0,9 \cdot \frac{22}{1,3} = 15,231 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{t,0,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{t,0,k}}{\gamma_M} = 0,9 \cdot \frac{13}{1,3} = 9,000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

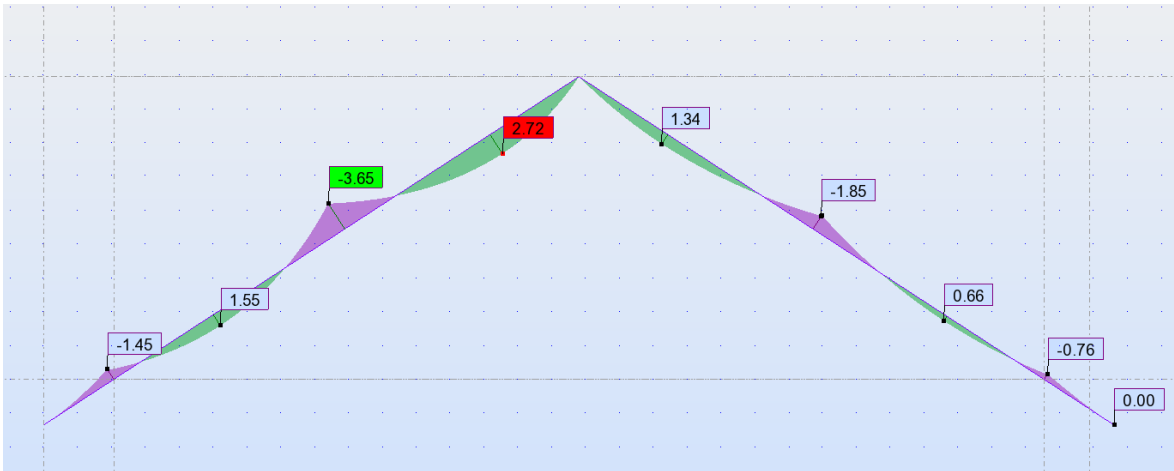
Sarikas ei esine paindemomenti z- ja x- telje suhtes. Maksimaalne arvutuslik paindemoment y- telje suhtes ning sealjuures mõjuv arvutuslik tõmbejõud leitakse epüüridelt (Joonis 18 ja Joonis 19).

$$M_{y,d} = 3,65 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{t,d} = 2,62 \text{ kN}$$



Joonis 18. Sarika pikijõuepüür koormuskombinatsioonis 8 omakaal + domineeriv lumi vasakul + suruv tuul



Joonis 19. Sarika paindemomendiepüür koormuskombinatsioonis 8 omakaal + domineeriv lumi vasakul + suruv tuul

Sarika nõrgestatud ristlõike efektiivpindala leitakse valemiga 7:

$$A = b \cdot h_{ef} = 100 \cdot 130 = 13000,0 \text{ mm}^2$$

Puidu arvutuslikvastupanumoment y telje suhtes leitakse valemiga 8:

$$W_y = \frac{b \cdot h_{ef}^2}{6} = \frac{100 \cdot 130^2}{6} = 281666,7 \text{ mm}^3$$

Sarika arvutuslik nihkepinge leitakse valemiga 26:

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{N_{t,d}}{A} = \frac{2,88 \cdot 10^3}{13000} = 0,222 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Sarika arvutuslik paindepinge arvutatakse valemiga 12:

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,d}}{W_y} = \frac{3,62 \cdot 10^6}{281666,7} = 12,852 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Pingete ümberjagunemist ja materjali mittehomoogeensust arvestav tegur k_m täisnurkse ristlõike puhul on $k_m = 0,7$

Järgnevalt kontrollitakse kandevõimet tõmbe ja painde koosmõjul y- ja z- telje suhtes kasutades valemit 25. Kuna elemendis z- telje suhtes paindemomenti ei esine, siis $k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0$.

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = \frac{0,222}{9,000} + \frac{12,852}{15,231} = 0,868 < 1 \quad OK!$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = \frac{0,222}{9,000} + 0,7 \cdot \frac{12,852}{15,231} = 0,615 < 1 \quad OK!$$

Kandevõime paindele koos tõmbega on tagatud.

2.3.2.3. Sarika kandevõime kontroll põikjõule (nihkele)

Sarika kandevõimet põikjõule on kontrollitud selle sisselõigetega kohtades, kus sarikas toetub toolvärgitalale või müürilatile. Kõige kriitilisemaks kombinatsiooniks osutus koormuskombinatsioon nr 8, milleks on omakaal + domineeriv lumi vasakul + suruv tuul (Joonis 11) ning kõige kriitilisemaks kohaks sarikas on nõrgestus müürilati kohal, kus sarika ristlõike efektiivkõrgus on $h_{ef} = 100 \text{ mm}$. Töös esitatakse põikjõu kandevõimekontroll kõige kriitilisemaks osutunud koormuskombinatsiooni 8 puhul sarika nõrgestatud ristlõikes, mis asub müürilati kohal.

Saematerjali k_{mod} väärtus kriitilisemaks osutunud koormuskombinatsiooni 8 puhul võetakse standardi EVS-EN 1995-1-1:2005+NA:2007+A1:2008+NA:2009 [11] tabelist 3.1. ning selleks on:

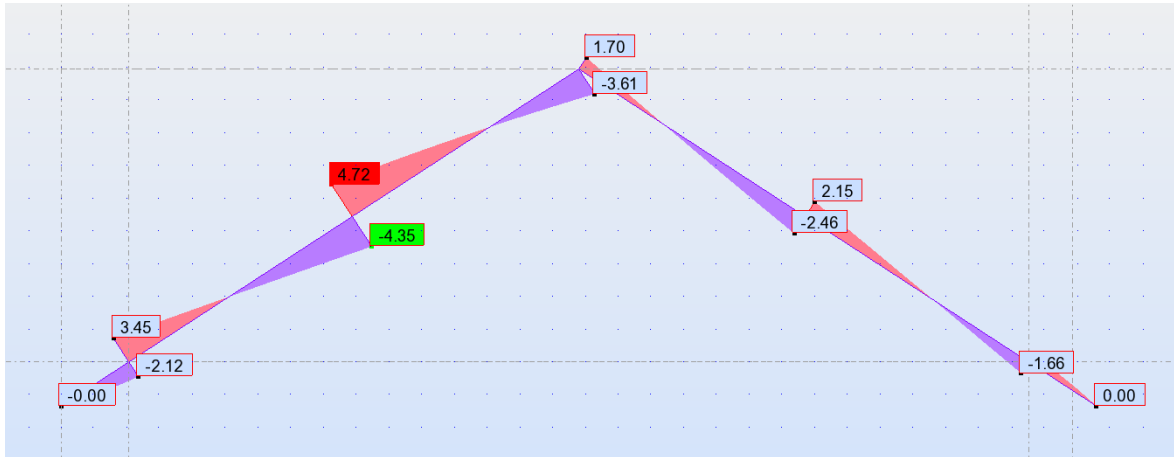
$$k_{mod} = 0,9$$

Sarika arvutuslik nihketugevus leitakse valemiga 6:

$$f_{v,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{v,k}}{\gamma_M} = 0,9 \cdot \frac{3,8}{1,3} = 2,631 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Maksimaalne arvutuslik põikjõud leitakse epüürlilt (Joonis 20):

$$V_d = 3,45 \text{ kN}$$



Joonis 20. Sarika põikjõuepüür koormuskombinatsioonis 8 omakaal + domineeriv lumi vasakul + suruv tuul

Ristlõike efektiivlaius valemi 29 abil:

$$b_{ef} = k_{cr} \cdot b = 0,67 \cdot 100 = 67,0 \text{ mm}$$

Arvutuslik põikjõud arvutatakse kasutades valemit 28:

$$\tau_d = \frac{1,5 \cdot V_d}{b_{ef} \cdot h} = \frac{1,5 \cdot 3,45 \cdot 10^3}{67 \cdot 100} = 0,386 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Vähendustegur k_v leitakse kasutades valemit 31:

$$k_v = \min \left\{ \frac{k_n \left(1 + \frac{1,1 \cdot i^{1,5}}{\sqrt{h}} \right)}{\sqrt{h} \left(\sqrt{\alpha(1-\alpha)} + 0,8 \cdot \frac{x}{h} \sqrt{\frac{1}{\alpha} - \alpha^2} \right)}, \frac{1}{\sqrt{200} \left(\sqrt{0,5(1-0,5)} + 0,8 \cdot \frac{87}{200} \sqrt{\frac{1}{0,5} - 0,5^2} \right)} \right\} = 0,397$$

Järgnevalt kontrollitakse sarika kandevõimet nihkele kasutades valemit 27:

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d} \cdot k_v} = \frac{0,386}{2,631 \cdot 0,397} = 0,370 \leq 1 \text{ OK}$$

Kandevõime nihkele on tagatud.

2.3.3. Penn

Hoone pennidel on kasutatud saematerjali 75x200 mm tugevusklassiga C22. Pennid asetsevad kahel pool sarikat ning liitristlõige on 150x200 mm. Konstruktsiooni kasutusklass Ehituskonstruktori käsiraamatu [1] Tabel 14.3 põhjal on 2.

Pennide tugevuskontrolli tegemisel on lähtutud standardist EVS-EN 1995-1-1:2005+NA:2007+A1:2008+NA:2009. [11]

Pennideks kasutatava saepuidu osavarutegur on $\gamma_M = 1,3$

Saematerjali tugevusomadused tabeli (Tabel 4) põhjal on järgmised:

Paindetugevus: $f_{m,k} = 22 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Tõmbetugevus pikikiudu: $f_{t,0,k} = 13 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Tõmbetugevus ristikiudu: $f_{t,90,k} = 0,4 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Survetugevus pikikiudu: $f_{c,0,k} = 20 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Survetugevus ristikiudu: $f_{c,90,k} = 2,4 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Nihketugevus: $f_{v,k} = 3,8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Elastsusmoodul 5% pikikiudu: $E_{0,05} = 6700 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

2.3.3.1. Penni kandevõime kontroll surve ja painde koosmõjul

Penni on kontrollitud survele koos paindega selle kõige kriitilisemaks osutunud kombinatsioonis, milleks on koormuskombinatsioon nr 5, milleks on omakaal + lumi (Joonis 8).

Saematerjali k_{mod} väärtus kriitilisemaks osutunud koormuskombinatsiooni 5 puhul võetakse standardi EVS-EN 1995-1-1:2005+NA:2007+A1:2008+NA:2009 [11] tabelist 3.1. ning see on:

$$k_{mod} = 0,8$$

Penni arvutuslikud paindetugevus ning survetugevus leitakse valemiga 6:

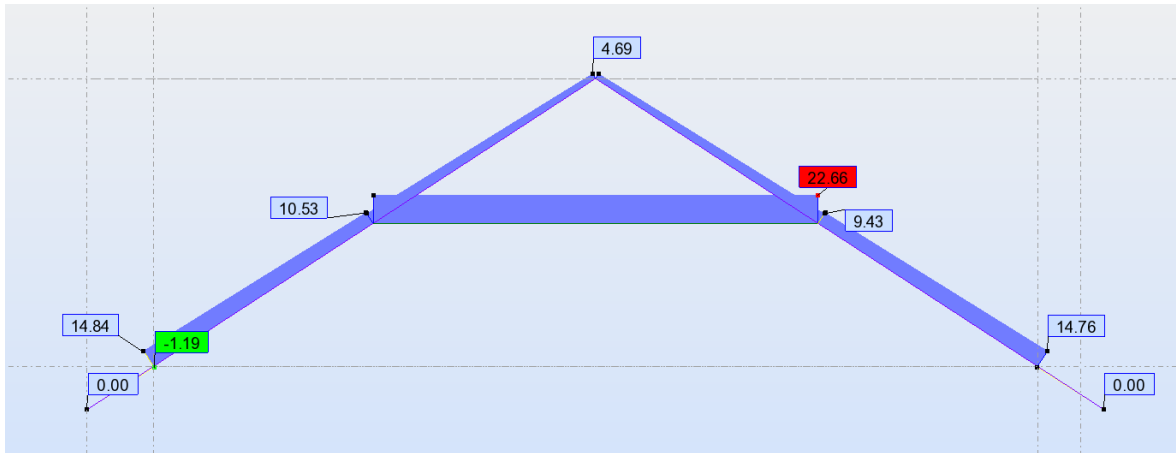
$$f_{m,y,d} = f_{m,z,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} = 0,8 \cdot \frac{22}{1,3} = 13,538 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{c,0,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_M} = 0,8 \cdot \frac{20}{1,3} = 12,308 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

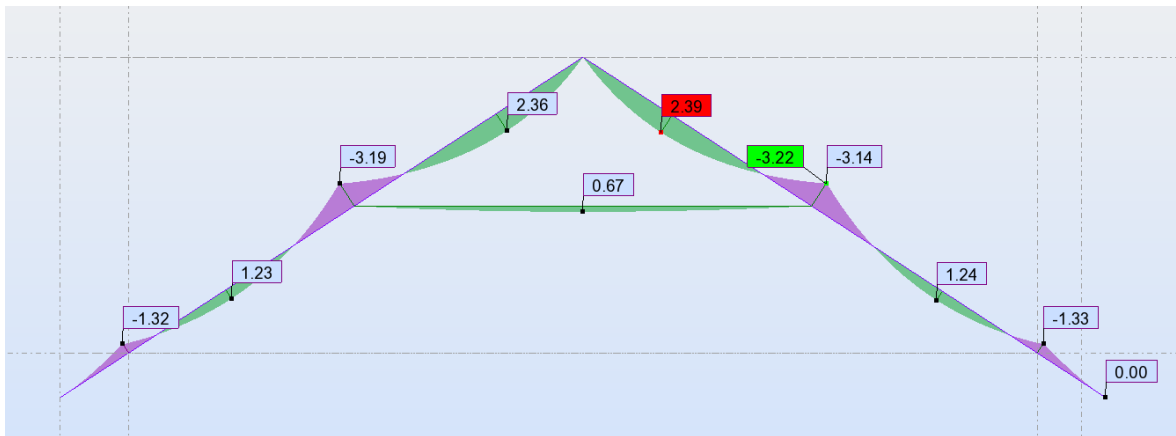
Pennile mõjuv survejõud $N_{c,d}$ ja paindemoment $M_{y,d}$ on leitav epüüridelt (Joonis 21 ja Joonis 22):

$$N_{c,d} = 22,66 \text{ kN}$$

$$M_{y,d} = 0,67 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



Joonis 21. Sarika ja penni pikijõuepüür koormuskombinatsioonis 5 omakaal + lumi



Joonis 22. Sarika ja penni paindemomendiepüür koormuskombinatsioonis 5 omakaal + lumi

Penni pindala leitakse valemiga 7:

$$A = b \cdot h = 100 \cdot 200 = 30000,0 \text{ mm}^2$$

Puidu arvutuslikvastupanumoment y telje suhtes leitakse valemiga 8:

$$W_y = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{100 \cdot 200^2}{6} = 1000000 \text{ mm}^3$$

Penni arvutuslik survepinge pikikiudu arvutatakse valemiga 11:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{c,d}}{A} = \frac{22,66 \cdot 10^3}{30000} = 0,755 \frac{N}{mm^2}$$

Penni arvutuslik paindepinge arvutatakse valemiga 12:

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,d}}{W_y} = \frac{0,67 \cdot 10^6}{1000000} = 0,67 \frac{N}{mm^2}$$

Kuna penni 75x200 mm talade vahele on pandud klotsid, mis takistavad nõtkumist z telje suhtes, siis edaspidises arvutuses kontrollitakse penni läbi nõtkumist y telje suhtes. Penni inertsimomendid y telje suhtes leitakse valemiga 19:

$$I_y = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{100 \cdot 200^3}{12} = 100000000 \text{ mm}^4$$

Inertsiraadiused y telje suhtes leitakse valemiga 18:

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_{ef}}} = \sqrt{\frac{100 \cdot 10^6}{30000}} = 57,735 \text{ mm}$$

Penni arvutusliku osa pikkus ehk nõtkepikkus leitakse Ehituskonstruktori käsiraamat [1]

Tabelis 14.19 toodud valemiga, mis käib liigendkinnitusega posti kohta:

$$l_{ef} = 1 \cdot l = 1 \cdot 6290 = 6910 \text{ mm}$$

kus l – penni silde pikkus (mm).

Penni saledus telje y suhtes arvutatakse valemiga 17:

$$\lambda_y = \frac{l_{ef}}{i_y} = \frac{6910}{57,735} = 119,685$$

$\lambda_{y(z)} = 119,685 < 150$ seega jääb penni saledus lubatud piirsaleduse ulatusse.

Penni suhteline saledus y telje suhtes leitakse valemiga 16:

$$\lambda_{rel} = \frac{\lambda_y}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{119,685}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{20}{6700}} = 2,081$$

Ebastabiilsustegur k_y arvutatakse valemiga 15:

$$\begin{aligned} k_y &= 0,5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel} - 0,3) + \lambda_{rel}^2) = \\ &= 0,5 \cdot (1 + 0,2 \cdot (2,081 - 0,3) + 2,081^2) = 2,844 \end{aligned}$$

Nõtketegur $k_{c,y}$ arvutatakse valemiga 14:

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_{y(z)} + \sqrt{k_{y(z)}^2 - \lambda_{rel}^2}} = \frac{1}{2,844 + \sqrt{2,844^2 - 2,081^2}} = 0,209$$

Järgnevalt kontrollitakse penni nõtket y- telje suhtes kasutades valemit 13. Kuna pennis z- telje suhtes paindemomenti ei esine, siis $k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0$.

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = \frac{0,755}{0,209 \cdot 12,308} + \frac{0,67}{13,538} = 0,343 < 1 \quad OK$$

2.3.4. Kaldtugi

Hoone kaldtugedel on kasutatud saematerjali 200x200 mm tugevus-klassiga C22. Kaldtoed paigaldatakse sammuga 3,6 m. Konstruktsiooni kasutusklass Ehituskonstruktori käsiraamatu [1] Tabel 14.3 põhjal on 2.

Kaldtugede tugevuskontrolli tegemisel on lähtutud standardist EVS-EN 1995-1-1:2005+NA:2007+A1:2008+NA:2009. [11]

Kaldtoeks kasutatava saepuidu osavarutegur on $\gamma_M = 1,3$

Saematerjali tugevusomadused tabeli (Tabel 4) põhjal on järgmised:

Paindetugevus: $f_{m,k} = 22 \frac{N}{mm^2}$

Tõmbetugevus pikikiudu: $f_{t,0,k} = 13 \frac{N}{mm^2}$

Tõmbetugevus ristikiudu: $f_{t,90,k} = 0,4 \frac{N}{mm^2}$

Survetugevus pikikiudu: $f_{c,0,k} = 20 \frac{N}{mm^2}$

Survetugevus ristikiudu: $f_{c,90,k} = 2,4 \frac{N}{mm^2}$

Nihketugevus: $f_{v,k} = 3,8 \frac{N}{mm^2}$

Elastsusmoodul 5% pikikiudu: $E_{0,05} = 6700 \frac{N}{mm^2}$

2.3.4.1. Kaldtoe kandevõime kontroll surve ja painde koosmõjul

Kaldtuge on kontrollitud survele koos paindega selle kõige kriitilisemaks osutunud kombinatsioonis nr 8, milleks on omakaal + domineeriv lumi vasakul + suruv tuul (Joonis 11).

Saematerjali k_{mod} väärtus kriitilisemaks osutunud koormuskombinatsiooni 8 puhul võetakse standardi EVS-EN 1995-1-1:2005+NA:2007+A1:2008+NA:2009 [11] tabelist 3.1. ning see on:

$$k_{mod} = 0,9$$

Kaldtoe arvutuslikud paindetugevus ning survetugevus leitakse valemiga 6:

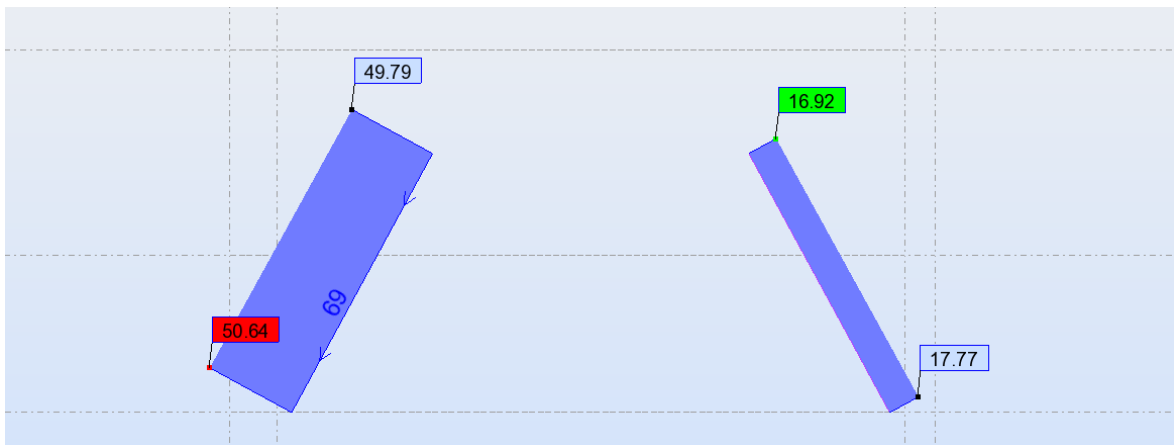
$$f_{m,y,d} = f_{m,z,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} = 0.9 \cdot \frac{22}{1.3} = 15,231 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{c,0,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_M} = 0.9 \cdot \frac{20}{1.3} = 13,846 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kaldtoele mõjuv survejõud $N_{c,d}$ ja paindemoment $M_{y,d}$ on leitav epüüridelt (Joonis 23 ja Joonis 24):

$$N_{c,d} = 50,64 \text{ kN}$$

$$M_{y,d} = 0,37 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



Joonis 23. Kaldtoe pikijõuepüür koormuskombinatsioonis 8 omakaal + domineeriv lumi vasakul + suruv tuul



Joonis 24. Kaldtoe paindemomendiepüür koormuskombinatsioonis 8 omakaal + domineeriv lumi vasakul + suruv tuul

Sarika ristlõike pindala leitakse valemiga 7:

$$A = b \cdot h = 200 \cdot 200 = 40000,0 \text{ mm}^2$$

Puidu arvutuslikvastupanumoment y telje suhtes leitakse valemiga 8 ja 9:

$$W_y = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{200 \cdot 200^2}{6} = 1333333,3 \text{ mm}^3$$

$$W_z = \frac{h \cdot b^2}{6} = \frac{200 \cdot 200^2}{6} = 1333333,3 \text{ mm}^3$$

Kaldtoe arvutuslik survepinge pikikiudu arvutatakse valemiga 11 :

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{c,d}}{A} = \frac{50,64 \cdot 10^3}{40000} = 1,266 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Kaldtoe arvutuslik paindepinge arvutatakse valemiga 12:

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,d}}{W_y} = \frac{0,37 \cdot 10^6}{1333333,3} = 0,278 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Kaldtoe inertsimomendid telgede suhtes leitakse valemiga 19:

$$I_y = I_z = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{200 \cdot 200^3}{12} = 133333333,3 \text{ mm}^4$$

Inertsiraadiused telgede suhtes leitakse valemiga 18:

$$i_y = i_z = \sqrt{\frac{I_{y(z)}}{A_{ef}}} = \sqrt{\frac{13 \cdot 10^7}{40000}} = 57,735 \text{ mm}$$

Kaldtoe arvutusliku osa pikkus ehk nõtkepikkus leitakse Ehituskonstruktori käsiraamat [1] Tabelis 14.19 toodud valemiga, mis käib liigenkinnitusega posti kohta:

$$l_{ef} = 1 \cdot l = 1 \cdot 6435 = 6435 \text{ mm}$$

kus l – kaldtoe silde pikkus (mm).

Kaldtoe saledused telgede suhtes arvutatakse valemiga 17:

$$\lambda_y = \lambda_z = \frac{l_{ef}}{i_{y(z)}} = \frac{6435}{57,735} = 111,457$$

$\lambda_{y(z)} = 119,685 < 150$ seega jääb kaldtoe saledus lubatud piirsaleduse ulatusse.

Kaldtoe suhteline saledus y telje suhtes leitakse valemiga 16:

$$\lambda_{rel,y(z)} = \frac{\lambda_{y(z)}}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{111,457}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{20}{6700}} = 1,938$$

Ebastabiilsustegur $k_{y(z)}$ arvutatakse valemiga 15:

$$\begin{aligned} k_{y(z)} &= 0,5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,y(z)} - 0,3) + \lambda_{rel,y(z)}^2) = \\ &= 0,5 \cdot (1 + 0,2 \cdot (1,938 - 0,3) + 1,938^2) = 2,542 \end{aligned}$$

Nõtketegur $k_{c,y}$ arvutatakse valmeiga 14:

$$k_{c,y(z)} = \frac{1}{k_{y(z)} + \sqrt{k_{y(z)}^2 - \lambda_{rel}^2}} = \frac{1}{2,542 + \sqrt{2,542^2 - 1,938^2}} = 0,239$$

Järgnevalt kontrollitakse kaldtoe nõtket telgede suhtes kasutades valemit 13. Kuna kaldtoes

z -telje suhtes paindemomenti ei esine, siis $k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0$.

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = \frac{1,266}{0,239 \cdot 13,846} + \frac{0,278}{15,231} = 0,401 < 1 \quad OK!$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = \frac{1,266}{0,239 \cdot 13,846} + 0,7 \cdot \frac{0,278}{15,231} = 0,396 < 1 \quad OK!$$

2.3.5. Toolvärgitala

Toolvärgitaladel on kasutatud saematerjali 200x250 mm tugevus-klassiga C22. Toolvärgi taladele toetuvad sarikad ning suunavad läbi sarikatest tuleva vertikaaljõu kaldtugesesse. Konstruksiooni kasutusklass Ehituskonstruktori käsiraamatu [1] Tabel 14.3 põhjal on 2.

Toolvärgitalade tugevuskontrolli tegemisel on lähtutud standardist EVS-EN 1995-1-1:2005+NA:2007+A1:2008+NA:2009. [11]

Toolvärgitalaks kasutatava saepuidu osavarutegur on $\gamma_M = 1,3$

Saematerjali tugevusomadused tabeli (Tabel 4) põhjal on järgmised:

Paindetugevus: $f_{m,k} = 22 \frac{N}{mm^2}$

Tõmbetugevus pikikiudu: $f_{t,0,k} = 13 \frac{N}{mm^2}$

Tõmbetugevus ristikiudu: $f_{t,90,k} = 0,4 \frac{N}{mm^2}$

Survetugevus pikikiudu: $f_{c,0,k} = 20 \frac{N}{mm^2}$

Survetugevus ristikiudu: $f_{c,90,k} = 2,4 \frac{N}{mm^2}$

Nihketugevus: $f_{v,k} = 3,8 \frac{N}{mm^2}$

Elastsusmoodul 5% pikikiudu: $E_{0,05} = 6700 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

2.3.5.1. Toolvärgitala kandevõimekontroll vildakpaindele

Toolvärgitalasid on kontrollitud vildakpaindele selle kõige kriitilisemaks osutunud kombinatsioonis nr 5, milleks on omakaal + lumi (Joonis 8).

Saematerjali k_{mod} väärtus kriitilisemaks osutunud koormuskombinatsiooni 5 puhul võetakse standardi EVS-EN 1995-1-1:2005+NA:2007+A1:2008+NA:2009 [11] tabelist 3.1. ning see on:

$$k_{mod} = 0,8$$

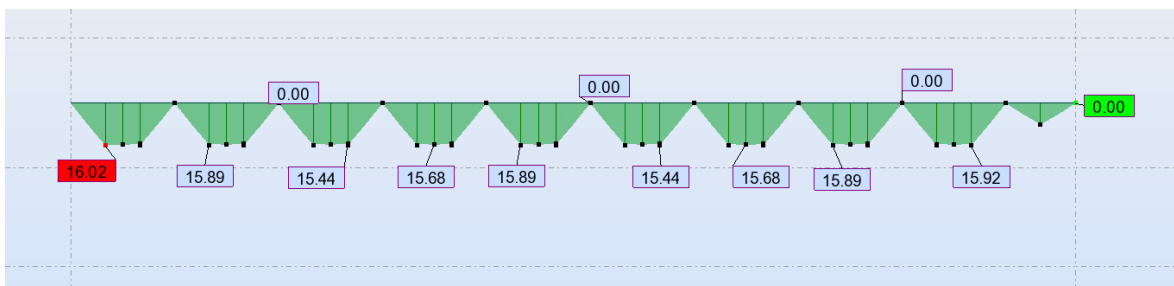
Toolvärgitala arvutuslikud paindetugevused leitakse valemiga 6:

$$f_{m,y,d} = f_{m,z,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} = 0,8 \cdot \frac{22}{1,3} = 13,538 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

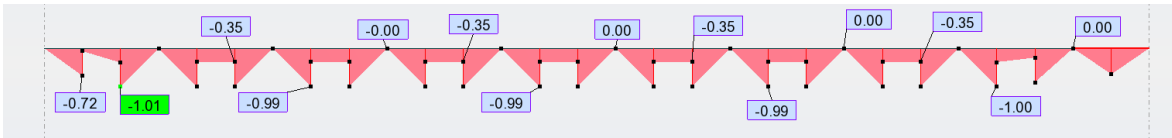
Toolvärgitalale mõjuvad paindemomendid telgede y ja z suhtes on leitavad epüüridelt (Joonis 16 Joonis 25 ja Joonis 26 Joonis 17):

$$M_{y,d} = 15,89 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{z,d} = 0,99 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



Joonis 25. Toolvärgitala paindemomendepüür y telje suhtes koormuskombinatsioonis 5 omakaal + lumi



Joonis 26. Toolvärgitala paindemomendepüür z telje suhtes koormuskombinatsioonis 5 omakaal + lumi

Puidu arvutuslikvastupanumoment telgede suhtes leitakse valemiga 8 ja 9:

$$W_y = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{250 \cdot 200^2}{6} = 1666666,667 \text{ mm}^3$$

$$W_z = \frac{h \cdot b^2}{6} = \frac{200 \cdot 250^2}{6} = 2083333,333 \text{ mm}^3$$

Kaldtoe arvutuslikud paindepinged telgede suhtes arvutatakse valemiga 12:

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,d}}{W_y} = \frac{15,89 \cdot 10^6}{1666666,667} = 9,534 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{M_{z,d}}{W_z} = \frac{0,99 \cdot 10^6}{2083333,333} = 0,475 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Järgnevalt kontrollitakse Toolvärgitala kandevõimet vildakpainde korral ning kasutatakse selleks valemit 10:

$$k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,7 \cdot \frac{9,534}{13,583} + \frac{0,475}{13,583} = 0,528 < 1 \quad \text{OK!}$$

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{9,534}{13,538} + 0,7 \cdot \frac{0,475}{13,583} = 0,729 < 1 \quad \text{OK!}$$

Toolvärgi kandevõime vildakpaindele on tagatud.

2.4. Katusekonstrukstioonide sõlmed

Konstruktsiooni sõlmed on lahendatud nii, et need töötavad põhiliselt puitdetailide omavahelisele muljumisele. Harjasõlmes ning penni ja sarika sõlmes kasutatakse puitpuiduga poltliidet M12 poltidega, mille tugevusklass on 8.8. Käesolevas lõputöös teostatakse poltliidete ja muljumisele töötavate liidete tugevuskontrollid kandepiirseisundis. Sõlmede lahendused on toodud lisa 1 joonistel 7, 8 ja 9.

2.4.1. Konstruktsioonisõlmede tugevuskontrolli arvutusmeetodid

2.4.1.1. Kandevoime kontroll muljumisele ehk survele ristikiudu

Ristikiudu survele ehk muljumisel peab olema täidetud järgmine tingimus:

$$\frac{\sigma_{c,90,d}}{k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}} \leq 1, \quad (32)$$

kus $\sigma_{c,90,d}$ – ristikiudu survepinge arvutusväärtus (N/mm^2);
 $k_{c,90}$ – koormuse konfiguratsiooni, lõhestumise võimalust ja survedeformatsioonide astet arvestv tegur;
 $f_{c,90,d}$ – ristikiudu survetugevuse arvutusväärtus (N/mm^2).

Arvutuslik survepinge ristikiudu leitakse järgmise valemiga:

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{N_{c,d}}{A_{ef}}, \quad (33)$$

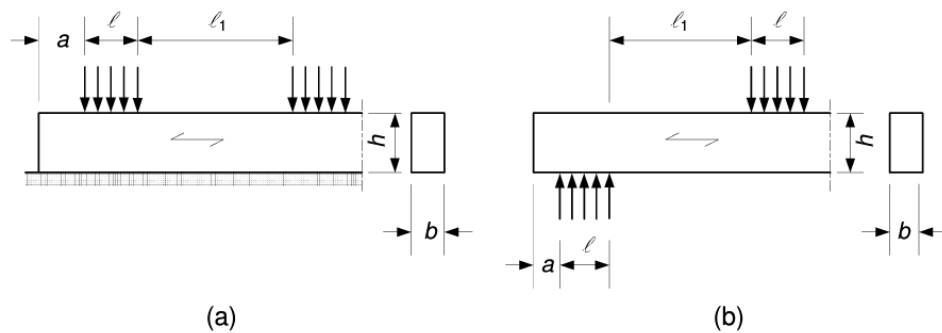
kus $N_{c,d}$ – survejõu arvutusväärtus (kN);
 A_{ef} – efektiivne kontaktpind survele ristikiudu (mm^2).

Efektiivne kontaktpind A_{ef} leitakse efektiivse pikikiudu kontaktpikkuse järgi, kus kontaktpikkust on suurendatud mõlemas suunas 30 mm, kuid mitte rohkem kui toe vaba otsa pikkuse, kontaktpikkuse l või poole kontaktpindade vahekauguse $l_1/2$ võrra.

Tegur $k_{c,90}$ väärtuseks tuleb üldjuhul võtta 1,0. Teatud tingimustel võib $k_{c,90}$ väärtuse võtta suurema kuid mitte rohkem kui $k_{c,90} = 1,75$. Need juhud saepuidu korral on järgmised:

- Kohttoel asuva elemendi, mille kontaktpindade vahekaugus on suurem kui elemendi kahekordne kõrgus, tuleks tegur võtta $k_{c,90} = 1,5$
- Pideval toel asuva elemendi, mille kontaktpindade vahekaugus on suurem kui elemendi kahekordne kõrgus, tuleks tegur võtta $k_{c,90} = 1,25$

Olukorra iseloomustamiseks on standardi EVS-EN 1995-1-1:2005+NA:2007+A1:2008+NA:2009 [11] joonis 6.2, mis on esitatud allpool:



Joonis 27. Element (a) pideval toel ning (b) kohttoel [11]

2.4.1.2. Kandevõime kontroll põiksuunas koormatud polliütele

Poldi voolavuspiirile vastav paindemomendi normväärtus leitakse järgmise valemi abil:

$$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot f_{uk} \cdot d^{2,6}, \quad (34)$$

- kus $M_{y,Rk}$ – voolavuspiirile vastav paindemomendi normväärtus (Nmm);
 f_{uk} – poldi normatiivne tõmbetugevus (N/mm²);
 d – poldi läbimõõt (mm).

Kui poldid on läbimõõduga kuni 30 mm, siis tuleks kasutada puidukiu ja jõu vahelisest nurgast α sõltuvaid puidu muljumistugevuse normväärtusim mis leitakse järgmise valemi abil:

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha}, \quad (35)$$

- kus $f_{h,0,k}$ – norm-muljumistugevus pikikiudu (N/mm²);
 α – puidu kiu ja jõu mõjumissuuna vaheline nurk;
 k_{90} – tegur, mis okaspuidu puhul on leitav standardi EVS-EN 1995-1-1:2005+NA:2007+A1:2008+NA:2009 [11] valemiga 8.33:

$$k_{90} = 1,35 + 0,015 \cdot d, \quad (36)$$

- kus d – poldi läbimõõt (mm).

Puidu norm-muljumistugevus pikikiudu leitakse järgmise valemi abil:

$$f_{h,0,k} = 0,082(1 - 0,01d) \cdot \rho_k, \quad (37)$$

- kus d – poldi läbimõõt (mm);
 ρ_k – puidu normtihedus (kg/m³).

Minimaalsed poltide vahekaugused on toodud standardi EVS-EN 1995-1-1:2005+NA:2007+A1:2008+NA:2009 [11] tabelis 8.4. (Tabel 5)

Tabel 5. Poltide minimaalsed vahekaugused ja kaugused servast ning otsast

Vahekaugused ja kaugused servast või otsast (vt joonis 8.7)	Nurk	Minimaalne vahekaugus või kaugus
a_1 (pikikiudu)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$(4 + \cos \alpha) d$
a_2 (ristikiudu)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$4 d$
$a_{3,t}$ (koormatud ots)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$\max(7 d; 80 \text{ mm})$
$a_{3,c}$ (koormamata ots)	$90^\circ \leq \alpha < 150^\circ$	$(1 + 6 \sin \alpha) d$
	$150^\circ \leq \alpha < 210^\circ$	$4 d$
	$210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$(1 + 6 \sin \alpha) d$
$a_{4,t}$ (koormatud serv)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$\max[(2 + 2 \sin \alpha) d; 3d]$
$a_{4,c}$ (koormamata serv)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$3 d$

Pikikiudu ühes reas paiknevate poltide kandevõime pikikiudu tuleb arvutada efektiivse poltide arvuga. Efektiivne poltide arv leitakse järgmise valemi abil:

$$n_{\text{ef}} = \min \left\{ n, n^{0,94} \sqrt{\frac{a_1}{13d}} \right\}, \quad (38)$$

kus a_1 – poltide vahekaugus pikikiudu (mm);
 d – poldi läbimõõt (mm);
 n – poltide arv reas.

Ristikiudu koormuse korral tuleb võtta poltide efektiivne arv võrdseks poltide arvuga reas. Seda standardi EVS-EN 1995-1-1:2005+NA:2007+A1:2008+NA:2009 [11] valemi 8.35 põhjal.

Kui koormused mõjuvad pikikiu suhtes nurga all, siis võib poltide efektiivse arvu määrata lineaarse interpoleerimise teel.

Kui on tegemist kahelõikelise liitega, siis võetakse poltide normkandevõime ühe kinnituselemendi ühe nihkepinna kohta vähim väärtuse järgmisest valemist:

$$F_{vRk} = \min \begin{cases} f_{h1k}t_1d & (A) \\ 0,5f_{h2k}t_2d & (B) \\ 1,05 \frac{f_{h1k}t_1d}{2+\beta} \left[\sqrt{2\beta(1+\beta) + \frac{4\beta(2+\beta)M_{y,Rk}}{f_{h1k}dt_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (C) \\ 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1+\beta}} \sqrt{2M_{y,Rk}f_{h1k}d} + \frac{f_{ax,Rk}}{4}, & (D) \end{cases} \quad (39)$$

- kus F_{vRk} – ühe kinnituselemendi normkandevõime nihkepinna kohta (kN);
 t_1 – puitelemendi 1 paksus (mm);
 t_2 – puitelemendi 2 paksus (mm);
 f_{h1k} – puitelemendi 1 norm-muljumistugevus (kN);
 f_{h2k} – puitelemendi 2 norm-muljumistugevus (kN);
 d – kinnituselemendi läbimõõt (mm);
 $M_{y,Rk}$ – kinnituselemendi voolavusmomendi normväärtus (Nmm);
 β – elementide muljumistugevuste suhe;
 $\frac{F_{ax,Rk}}{4}$ – Kõieefekt.

Kui $F_{ax,Rk}$ ei ole teada, siis $\frac{F_{ax,Rk}}{4} = 0$.

Elementide muljumistugevuste suhe leitakse järgmise valemi abil:

$$\beta = \frac{f_{h2k}}{f_{h1k}}, \quad (40)$$

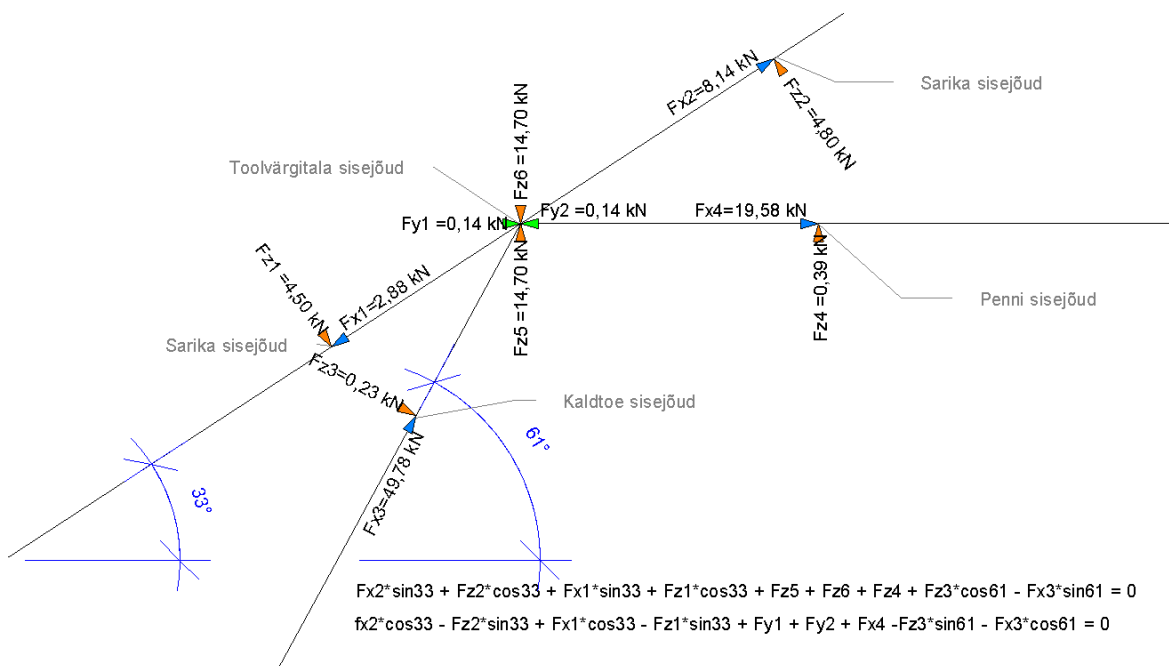
- kus f_{h1k} – puitelemendi 1 norm-muljumistugevus (kN);
 f_{h2k} – puitelemendi 2 norm-muljumistugevus (kN);
 β – elementide muljumistugevuste suhe.

Ühes reas pikikiudu asetsevate kinnituselementide efektiivne normkandevõime pikikiudu leitakse järgmise valemi abil:

$$F_{v,ef,Rk} = n_{ef} \cdot F_{v,Rk}, \quad (41)$$

- kus $F_{v,ef,Rk}$ – Ühes reas pikikiudu asetsevate kinnituselementide
 . efektiivne normkandevõime pikikiudu (kN);
 $F_{v,Rk}$ – ühe kinnituselemendi kandevõime pikikiudu (kN);
 n_{ef} – efektiivne kinnituselementide arv pikikiudu.

2.4.2.Sõlm 1



Joonis 28. Tasakaaluarvutus sõlmes 1 kõige kriitilisemaks osutunud kombinatsioonis 8

Konstruksiooni sõlm 1 on lahendatud nii, et katusekonstruktsioonis tekkivad vertikaaljõud suunatakse muljumise abil läbi toolvärgitala kaldtoesse ning horisontaaljõud võtavad vastu poldid, mille kaudu suunatakse need penni. Antud sõlme elemente kontrollitakse muljumisele ning kontroll tehakse ka sõlmes olevale poltliitele. Antud sõlm on lahendatud nii, et kaldtoe otsas on toolvärgitala toetamiseks sisselõige. Sellise lahendusega ei vaju kaldtugi toolvärgi alt ära, kuid selle lahenduse miinuseks on see, et kaldtoes tekib lõhenemine. Lõhenemise vältimiseks on kaldtoe ümber lükatud 200x200x5 mm ruutristlõikega nelikanttoru. Sõlme 1 lahendus on toodud lisas 1 joonisel 7.

2.4.2.1. Sõlme 1 elementide kandevõime muljumisele

Muljumine tekib sarika ja toolvärgitala vahel vertikaalsuunas ning toolvärgitala ja kaldtoe vahel nii vertikaal- kui ka horisontaalsuunas. Muljumist on kontrollitud kõikide elementide vahel, kuid käesolevas lõputöös esitatakse sõlme 1 muljumise arvutus kõige kriitilisemaks osutunud kohas, milleks on kaldtoest tulenev muljumine toolvärgitalasse vertikaalsuunas. Kõige kriitilisemaks kombinatsiooniks osutus koormuskombinatsioon nr 8, milleks on omakaal + domineeriv lumi vasakul + suruv tuul (Joonis 11).

Toolvärgitala normatiivne survetugevus tabeli (Tabel 4) põhjal on järgmine:

$$f_{c,90,k} = 2,4 \frac{N}{mm^3}$$

Saematerjali k_{mod} väärtus kriitiliseimaks osutunud koormuskombinatsiooni 8 puhul võetakse standardi EVS-EN 1995-1-1:2005+NA:2007+A1:2008+NA:2009 [11] tabelist 3.1:

$$k_{mod} = 0,9$$

Toolvärgitala arvutuslik survetugevus ristikiudu leitakse valemiga 6:

$$f_{c,90,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{c,90,k}}{\gamma_M} = 0,9 \cdot \frac{2,4}{1,3} = 1,662 \frac{N}{mm^3}$$

Toolvärgitalale mõjuv arvutuslik survejõud ristikiudu leitakse sõlme 1 tasakaalujoonise (Joonis 28) abil:

$$N_{c,d} = F_{x3} \cdot \sin 61 + F_{z3} \cdot \cos 61 = 49,78 \cdot \sin 61 - 0,23 \cdot \cos 61 = 43,60 \text{ kN}$$

Kontaktpikkus on kaldtoe mõõtmetega 200x200 mm laius:

$$l = 200 \text{ mm}$$

Kontaktpinna laius on: $b = 125 \text{ mm}$.

Kontaktpindade vahekaugus l_1 on kaldtugede kaugus üksteisest:

$$l_1 = 3400 \text{ mm}$$

Puitristlõike kõrguseks on toolvärgitala kõrgus:

$$h = 200 \text{ mm}$$

Efektiivse kontaktpinna A_{ef} leidmine vastavalt standardile EVS-EN 1995-1-1:2005+NA:2007+A1:2008+NA:2009. [11]:

$$A_{ef} = (30 + l + 30) \cdot b = (30 + 200 + 30) \cdot 125 = 32500 \text{ mm}^2$$

Toolvärgitalale mõjuv arvutuslik survepinge ristikiudu leitakse valemiga 33:

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{N_{c,d}}{A_{ef}} = \frac{43,60 \cdot 10^3}{32500} = 1,342 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Kuna $l_1 = 3400 \geq 2h = 400$, siis tegur $k_{c,90} = 1,5$

Järgnevalt kontrollitakse toolvärgitala survekandevõimet ristikiudu kasutades selleks tingimust valemis 32:

$$\frac{\sigma_{c,90,d}}{k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}} = \frac{1,342}{1,5 \cdot 1,662} = 0,538 < 1 \text{ OK}$$

2.4.2.2.Sõlme 1 poltliite kandevõime kontroll

Poltliide sõlmes 1 on survele töötav liide. Poldid on koormatud põiksuunas ning tugevuskontroll liitele tehakse arvutusmeetodiga, mis mõeldud põiksuunas koormatud

poltide kontrollimiseks. Tugevuskontroll liitele tehakse kõige kriitilisemaks osutunud koormuskombinatsiooni 8 puhul, milleks on omakaal + domineeriv lumi vasakul + suruv tuul (Joonis 11).

Poltiilele mõjuv resultantjõud on võrdne pennis mõjuva survejõuga (Joonis 28).

$$F_{Vd} = 19,58 \text{ kN}$$

Saematerjali k_{mod} väärtus kriitilisemaks osutunud koormuskombinatsiooni 8 puhul võetakse standardi EVS-EN 1995-1-1:2005+NA:2007+A1:2008+NA:2009 [11] tabelist 3.1:

$$k_{mod} = 0,9$$

Poltide läbimõõt: $d = 12 \text{ mm}$

Poldi normtõmbetugevus: $f_{u,k} = 800 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Terase osavarutegur: $\gamma_{M,teras} = 1,1$

Puitelemendi osavarutegur liites: $\gamma_{M,liide} = 1,25$

Sarika kiu ja sarikale mõjuva resultantjõu vaheline nurk:

$$\alpha = 32^\circ$$

Saematerjali tugevusklassiga C22 normtihedus:

$$\rho_k = 340 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^3}$$

.

Poltide asetust liites kontrollitakse tabelis (Tabel 5) toodud valemite abil:

Poltide vahekaugus ühes reas pikikiudu

$$a_1 = 4 + \cos\alpha \cdot d = 4 + \cos 33 \cdot 12 = 14,064 \text{ mm} < 130 \text{ mm} \quad OK$$

Poldiridade minimaalne vahekaugus ristikiudu

$$a_2 = 4 \cdot d = 4 \cdot 12 = 48 \text{ mm} < 70 \text{ mm} \quad OK$$

Poldi minimaalne kaugus koormamata servast

$$a_{4c} = 3 \cdot d = 3 \cdot 12 = 36 \text{ mm} < 65 \text{ mm} \quad OK$$

Poldi minimaalne kaugus koormamatud servast

$$a_{4t} = \max \left\{ \begin{array}{l} 3 \cdot d = 3 \cdot 12 = 36 \\ (2 + 2 \cdot \sin\alpha) \cdot d = (2 + 2 \cdot \sin 33) \cdot 12 = 37,071 = 37,071 \text{ mm} < 65 \text{ mm} \end{array} \right. \quad OK$$

Poldi voolavuspiirile vastav paindemomendi normväärtus leitakse valemi 34 abil:

$$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot f_{uk} \cdot d^{2,6} = 0,3 \cdot 800 \cdot 12^{2,6} = 153491 \text{ Nmm}$$

Puidu tugevusklassiga C22 norm-muljumistugevus pikikiudu leitakse valemi 37 abil:

$$f_{h,0,k} = 0,082(1 - 0,01d) \cdot \rho_k = 0,082(1 - 0,01 \cdot 12) \cdot 340 = 24,534 \frac{N}{mm^2}$$

Kuna poldi läbimõõt on alla 30 mm, siis kasutatakse sarika norm-muljumistugevuse leidmiseks puidukiud ja jõu vahelisest nurgast α sõltuvaid puidu muljumistugevuse normväärtust mis on leitud kasutades valemit 35:

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \sin^2\alpha + \cos^2\alpha} = \frac{24,534}{1,53 \sin^2 33 + \cos^2 33} = 21,201 \frac{N}{mm^2},$$

Kus k_{90} – tegur, mis on leitav valemiga 8.33:

$$k_{90} = 1,35 + 0,015 \cdot d = 1,35 + 0,015 \cdot 12 = 1,53$$

Sarika norm-muljumistugevus: $f_{h,2,k} = f_{h,\alpha,k} = 21,201 \frac{N}{mm^2}$

Penni norm-muljumistugevus: $f_{h,1,k} = f_{h,0,k} = 24,534 \frac{N}{mm^2}$

Liite äärmiseks elemendiks oleva penni muljumistingimus valemi 39 A järgi:

$$F_{vRk} = f_{h1k} t_1 d = 24,534 \cdot 75 \cdot 12 = 22080,96 N$$

Liite keskmiseks elemendiks oleva sarika muljumistingimus valemi 39 B järgi:

$$F_{vRk} = 0,5 f_{h2k} t_2 d = 0,5 \cdot 21,201 \cdot 100 \cdot 12 = 12720,75 N$$

Muljumistingimus poldi paindest keskmises elemendis (sarikas) valemi 39 C järgi:

$$\begin{aligned} F_{vRk} &= 1,05 \frac{f_{h1k} t_1 d}{2 + \beta} \sqrt{2\beta(1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta)M_{y,Rk}}{f_{h1k} d t_1^2} - \beta + \frac{F_{ax,Rk}}{4}} = \\ &= 1,05 \cdot \frac{24,534 \cdot 75 \cdot 12}{2 + 0,864} \sqrt{2 \cdot 0,864(1 + 0,864) + \frac{4 \cdot 0,864(2 + 0,864) \cdot 153491}{24,534 \cdot 12 \cdot 75^2} - 0,864 + 0} \\ &= 9474,27 N \end{aligned}$$

Muljumistingimus poldi paindest nii keskmises elemendis (sarikas) kui ka äärmistes elementides (penn) valemi 39 D järgi:

$$\begin{aligned} F_{vRk} &= 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \sqrt{2M_{y,Rk} f_{h1k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} = \\ &= 1,15 \sqrt{\frac{2 \cdot 0,864}{1 + 0,864}} \sqrt{2 \cdot 153491 \cdot 24,534 \cdot 12} + 0 = 10526,91 N \end{aligned}$$

Kuna tegemist on kahelõikelise liitega, siis võetakse poltide normkandevõime ühe kinnituselemendi ühe nihkepinna kohta vähim väärtus valemitest A, B, C, D valemis 39. Määravaks saab muljumine poldi paindest keskmises elemendis:

$$F_{vRk} = 9474,27 \text{ N}$$

Arvutuslik kandevõime kahelõikelise poldi ühe löike kohta leitakse valemi 6 abil:

$$F_{vRd} = \frac{0,9 \cdot 9474,27}{1,25} = 6821,473 \text{ N} = 6,821 \text{ kN}$$

Pikikiudu ühes reas paiknevate poldide kandevõimet pikikiudu tuleb arvutada efektiivse poldide arvuga. Efektiivne poldide arv reas leitakse valemi 38 abil:

$$n_{ef} = \min \left\{ \frac{n}{n^{0,9^4} \sqrt{13d}}, \min \left\{ 2^{0,9^4} \sqrt{\frac{2}{13 \cdot 12}} \right\} \right\} = 1,783 = 1,783$$

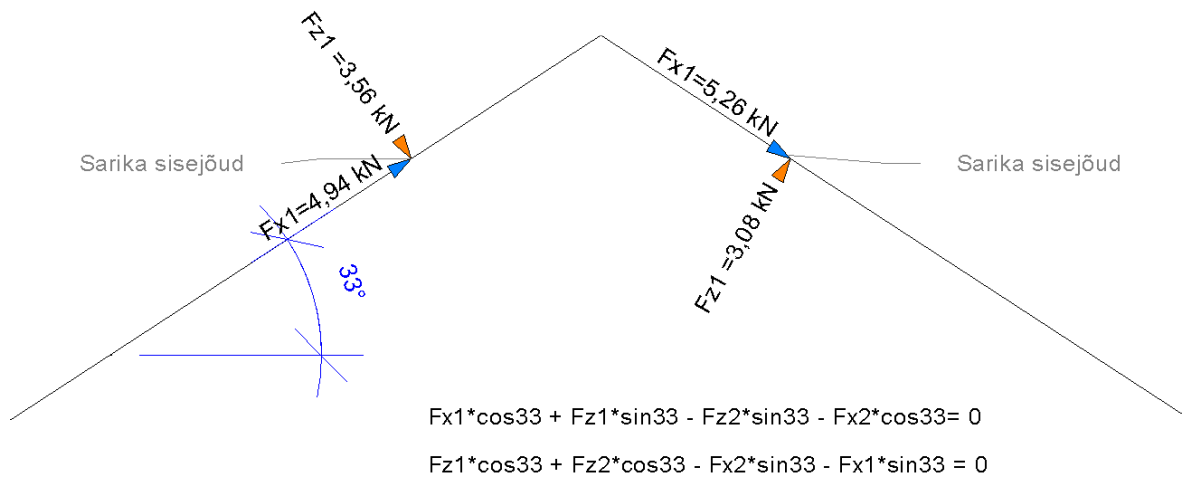
Efektiivne poldide arv liites $n_{ef} = 1,783 \cdot 2 = 3,566$

Ühes reas pikikiudu asetsevate kinnituselementide efektiivne normkandevõime pikikiudu leitakse leitakse valemi 41 abil. Kuna antud sõlmes on kaks rida polte, siis korrutatakse see kahega.

$$F_{v,ef,Rk} = 2 \cdot n_{ef} \cdot F_{vRd} = 2 \cdot 3,566 \cdot 6,821 = 48,65 \text{ kN} > 19,58 \text{ kN} \quad OK$$

Poltliitekandevõime sõlmes 1 kõige kriitilisemas koormuskombinatsioonis on tagatud.

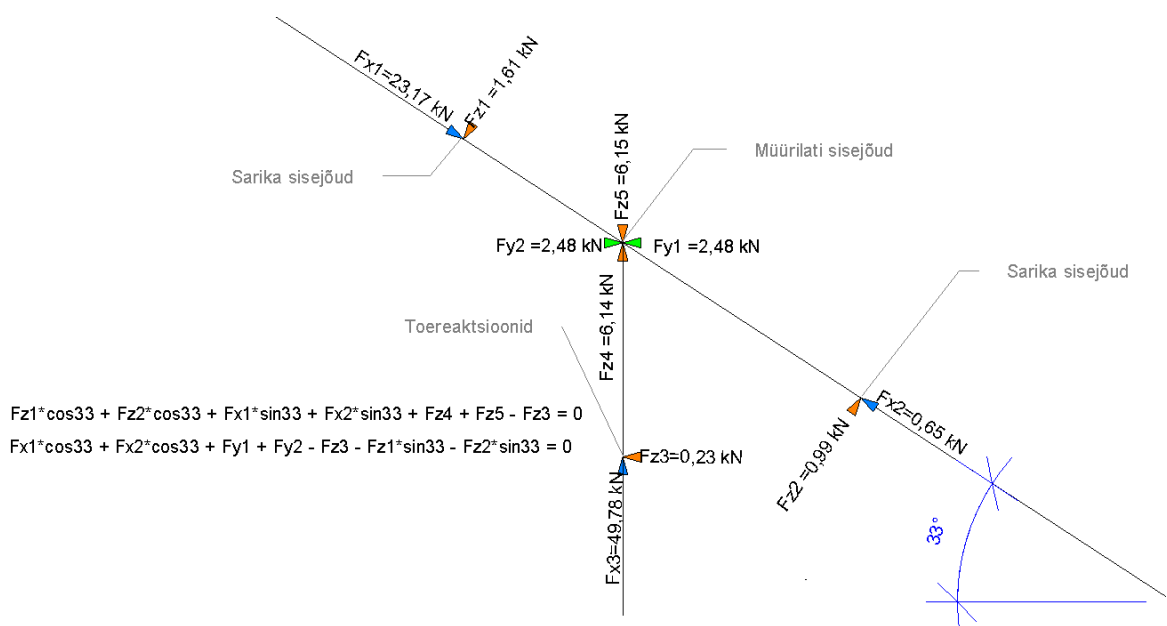
2.4.3.Sõlm 2



Joonis 29 Tasakaalarvutus sõlmes 2 kõige kriitilisemaks osutunud kombinatsioonis 6

Harjasõlmes tekkivad horisontaaljõud ning marginaalse väärtusega vertikaaljõud taandavad üksteist läbi sarikate omavahelise muljumise. Kuna harjasõlmes tekkivad horisontaaljõud on väiksed ning teostatud kontroll muljumisele andis suure varu, siis arvutusi, mis hõlmavad harjasõlme kandevõimet, antud lõputöös ei esitata. Harjasõlme fikseerimiseks kasutatakse poltliidet, mille kandevõime kontrolli arvutusi käesolevas lõputöös samuti ei esitata. Harjasõlme lahendus on toodud Lisa 1 joonisel 7.

2.4.4. Sõlm 3



Joonis 30 Tasakaalarvutus sõlmes 3 kõige kriitilisemaks osutunud kombinatsioonis 8

Konstruksiooni sõlm 3 on lahendatud nii, et sarikast tulev pikijõud läheb muljumise abil müürilatti, kus see jaguneb vertikaalseks jõuks, mis suunatakse otse müüri ning horisontaalseks jõuks, mis tahab müürilatti müüri pealt maha lükata. Takistamiseks müürilati müüri pealt maha kukkumist on horisontaaljõud suunatud läbi seibi ja müürilati muljumise polti. Sõlme 3 lahendus on toodud Lisa 1 joonisel 8. Antud lahendusega võtab maakivimüür vastu ka katusekonstruktsioonist tekkiva horisontaalse koormuse, mis armeerimata kivimüüri puhul ei ole hea lahendus, kuid antud katusekonstruktsiooni puhul on see vältimatu. Maakivimüüri horisontaaljõule kontrollitakse kui lintvundamenti. Lahendust, mille abil müürilatt müüri taha ankurdatakse, käesolevas lõputöös ei käsitleta.

2.4.4.1. Sõlme 3 elementide kandevõime muljumisele

Antud sõlme puhul on kontrollitud müürilati kandevõimet sarikast tekkivale muljumisele ning seibist tekkivale muljumisele. Käesolevas lõputöös esitakse muljumistest kriitilisemaks osutunud seibi ja müürilati muljumise kontroll. Kõige kriitilisemaks kombinatsiooniks osutus koormuskombinatsioon nr 8, milleks on omakaal + domineeriv lumi vasakul + suruv tuul (Joonis 11).

Müürilati, mis on tehtud saematerjalist tugevusklassiga C22, normatiivne survetugevus on Konstruktori käsiraamat [1] tabeli 14.5 põhjal on järgmine:

$$f_{c,90,k} = 2,4 \frac{N}{mm^2}$$

Saematerjali k_{mod} väärtus kõige kriitilisemaks osutunud koormuskombinatsiooni 8 puhul võetakse standardi EVS-EN 1995-1-1:2005+NA:2007+A1:2008+NA:2009 [11] tabelist 3.1:

$$k_{mod} = 0,9$$

Müürilati arvutuslik survetugevus ristikiudu leitakse valemiga 6:

$$f_{c,90,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{c,90,k}}{\gamma_M} = 0,9 \cdot \frac{2,4}{1,3} = 1,662 \frac{N}{mm^3}$$

Müürilatile mõjuv arvutuslik survejõud ristikiudu on võrdne x suunalise toereaktsiooniga antud sõlmes. Kuna survejõud jaguneb nelja seibi vahel, siis ühelt seibilt müürilatile kanduv survejõud ristikiudu on neljandik toereaktsioonist:

$$N_{c,d} = \frac{23,5}{4} = 5,88 \text{ kN}$$

Kontaktpikkus l ja kontaktpinna laius b tulenevalt seibi mõõtmetest:

$$l = 50 \text{ mm}$$

$$b = 50 \text{ mm}$$

Kontaktpindade vahekaugus l_1 on seibide kaugus üksteisest:

$$l_1 = 100 \text{ mm}$$

Puitristlõike kõrgus on müürilati laius:

$$h = 200 \text{ mm}$$

Efektiivse kontaktpinna A_{ef} leidmine vastavalt standardile EVS-EN 1995-1-1:2005+NA:2007+A1:2008+NA:2009. [11]:

$$A_{ef} = (25 + l + 25) \cdot b = (25 + 50 + 25) \cdot 50 = 5000 \text{ mm}^2$$

Toolvärgitalale mõjuv arvutuslik survepinge ristikiudu leitakse valemiga 33:

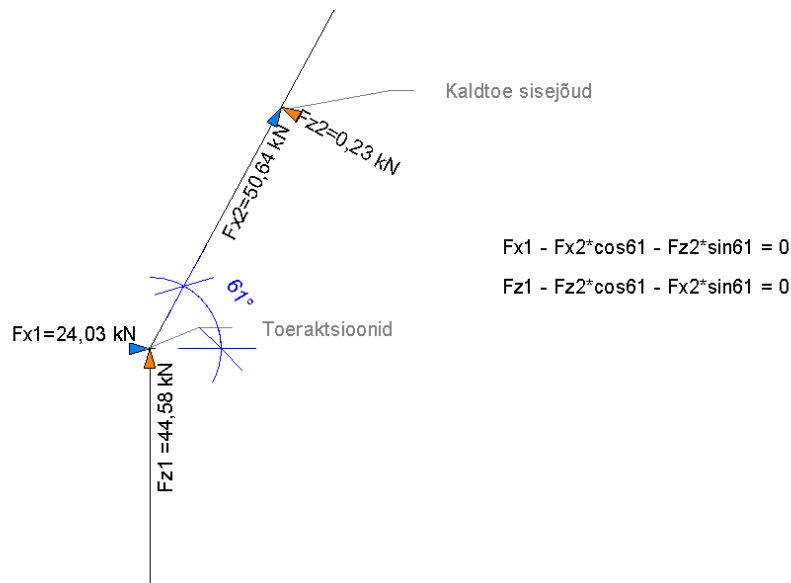
$$\sigma_{c,90,d} = \frac{N_{c,d}}{A_{ef}} = \frac{5,88 \cdot 10^3}{5000} = 1,176 \frac{N}{mm^2}$$

Kuna $l_1 = 100 \leq 2h = 400$, siis tegur $k_{c,90} = 1,0$

Järgnevalt kontrollitakse toolvärgitala survekandevõimet ristikiudu kasutades selleks valemit 32:

$$\frac{\sigma_{c,90,d}}{k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}} = \frac{1,176}{1 \cdot 1,662} = 0,708 < 1 \text{ OK}$$

2.4.5.Sõlm 4



Joonis 31. Tasakaaluarvutus sõlmes 4 kõige kriitilisemaks osutunud kombinatsioonis 8

Kaldtoe vundamendisõlm on lahendatud niimoodi, et nii vertikaal- kui ka horisontaaljõud suunatakse valatavasse vundamenti, mis on ühte valatud hoone betoonpõrandaga betooni tugevusklassiga C30/37. Sellega välditakse armeerimata maakivimüüri horisontaalset koormamist. Sõlmes 4 on kontrollitud kaldtoe kandevõimet muljumisele, kuid käesolevas lõputöös kandevõime kontrollarvutusi sõlmes 4 ei esitata. Sõlme 4 lahendus on toodud Lisas 1 joonisel 9.

2.5. Maakivi müüritise tugevusarvutused

Kivikonstruktsioonide projekteerimisel kasutatakse Eestis hetkel kehtivat standardit EVS-EN 1996-1-1:2005+A1:2012 [14] [14], mis ei hõlma sidumata ridadena laotud müüritist. Antud standart hõlmab vaid seotud ridadega maakivimüüritist, kui müüritise kivid vastavad standardile EVS-EN 771-6:2011+A1:2015 [15] [15], mis määrab nõuded kivimüüride omadustele. Seega olemasoleva müüritise tugevuskontrolli teostamiseks kehtiv standard otseselt ei sobi, kuid selles kirjutatakse, et nende konstruktsioonide puhul, mille projekteerimine ei mahu täielikult selle standardi raamidesse, kasutatakse projekteerimisel standardis olevaid eeskirju ja rakendusjuhiseid kuid vastavate täiendustega.

Käesolevas makstritöös arvutatakse müüritise kandevõimet vertikaalkoormusele kasutades hetkel kehtivat standardit EVS-EN 1996-1-1:2005+A1:2012 [14] ning 1980ndal aastal ilmunud Ehituskonstruktori Käsiraamatut [16], kus on kirjutatud maakivi müüritistes praktikute kogemustel põhjal ning esitatud tabelid maakivimüüritise arvutuslike näitajatega.

2.5.1. Vertikaalkoormusega armeerimata müüri kandevõime arvutusmeetod

Vastavalt normidele peab seinatugevust kontrollima kolmes kõrgustsoonis. Kõigis neis peab olema rahuldatud järgmine tingimus:

$$N_{Rd} \geq N_{i(m)}, \quad (42)$$

kus N_{Rd} – seinatugevuse kandevõime (kN);

$N_{i(m)}$ – seinale või postile mõjuv survejõud (kN)

Vertikaalkoormusega ühekihilise seinatugevuse ja posti kandevõime arvutatakse järgmise valemiga:

$$N_{Rd} = \frac{x_{i(m)} \cdot A_c \cdot f_k}{\gamma_M}, \quad (43)$$

- kus A_c – seina või posti arvutusliku osa surutud tsooni ristlõike pindala (mm^2);
 f_k – müüritise normsurvegevus (kN);
 γ_M – materjali osavarutegur;
 $x_{i(m)}$ – nõtk- ja ekstsentrilisustegur.

Nõtk- ja ekstsentrilisustegur x_i seina ülemises ja alumises lõikes $x_i = 1$

Nõtk- ja ekstsentrilisustegur x_m seina keskosal ühe viiendiku kõrguse pikkusel alal leitakse elastsusmooduli $E = 1000f_k$ puhul järgmise avalisega:

$$x_m = e^{-\frac{u^2}{2}}, \quad (44)$$

- kus e – naturaalloogaritmi alus;
 t – seina paksus (m);
 u – parameerer, mis määratakse riskülikule ristlõike korral järgmise avaldisega:

$$u = \frac{\lambda_h - 2}{23 - 37 \cdot \frac{e_{mk}}{t}}, \quad (45)$$

- kus λ_h – saledus ristlõike kõrguse järgi;
 e_m – ekstsentrilisus seina keskkohal 1/5 kõrguse pikkusel alal (m);
 t – seina paksus(m).

Saledus ristlõike kõrguse järgi leitakse järgmise valemiga:

$$\lambda_h = \frac{h_{ef}}{t_{ef}}, \quad (46)$$

- kus h_{ef} – seina arvutuskõrgus, mis sõltub kinnitus või jäigastustingimustest ning antud müüritise puhul $h_{ef} = h$ (m);
 t_{ef} – seina arvutspaksus $t_{ef} = t$ (m).

Seina või posti surutud tsooni ristlõikepindala leitakse järgmise valemiga:

$$A_c = \left(1 - 2 \cdot \frac{e_i}{t}\right) \cdot A, \quad (47)$$

- kus A – seina arvutusliku osa ristlõike pindala (m²);
 e_i – ekstsentrilisus seina või posti ülemises või alumises lõikes (m);
 t – seina paksus (m).

Ekstsentrilisus seina ülemises või alumises lõikes leitakse järgmise valemiga:

$$e_i = \frac{M_i}{N_i} + e_{init} \geq 0,05t, \quad (48)$$

- kus M_i – koormuses tekkiv moment seina ülemises või alumises lõikes(kNm);
 N_i – arvutuslik vertikaalkoormus;
 e_{init} – algekstsentrilisus, mis võtab arvesse seina ehitamisega kaasnevaid vigasid (m);
 t – seina paksus (m).

Ekstsentrilisus looduskivist laotud seina puhul seina keskkohal 1/5 kõrguse pikkusel alal leitakse järgmise valemiga:

$$e_{mk} = e_m = \frac{M_m}{N_m} + e_{init} \geq 0,05t, \quad (49)$$

- kus M_m – koormuses tekkiv moment seina ülemises või alumises lõikes(kNm);
 N_m – arvutuslik vertikaalkoormus;
 e_{init} – algekstsentrilisus, mis võtab arvesse seina ehitamisega kaasnevaid vigasid (m);
 t – seina paksus (m).

Algekstsentrilisus leitakse järgmise valemiga:

$$e_{init} = \frac{h_{ef}}{450}, \quad (50)$$

kus h_{ef} – seina efektiivkõrgus(m).

Seina efektiivkõrgus leitakse järgmise valemi abil:

$$h_{ef} = \rho_n \cdot h, \quad (51)$$

kus h – seina kõrgus(m);

ρ_n – vähendustegur, mis antud konstruktsiooni puhul on $\rho_n = 1,0$.

Koormusest tekkiv moment leitakse järgmise valemiga:

$$M_{koormus} = N_{koormus} \cdot e_{koormus}, \quad (52)$$

kus $N_{koormus}$ – arvutuslik vertikaalkoormus (kN);

$e_{koormus}$ – Vertikaalkoormuse mõjumise ekstsentrilisus (m).

2.5.2. Müüritise kandevõime arvutus vertikaalkoormusele

Vertikaalkoormuse kandevõime arvutused tehakse ühe meetri pikkusele seina osale.

Müürilatist seinale tuleva jõu ekstsentrilisus (Lisa 1 joonis 8):

$$e_{koormus} = 0,1 \text{ m}$$

Katusekoormusest müüritisele mõjuv maksimaalne vertikaaljõud on leitud programmi Autdest Robot 2014 abil ning see esineb siis kui katusele mõjub lisaks omakaalule dominantne lumi ning suruv tuul (Peatükk 2.2 Joonis 9):

$$N_{koormus} = \frac{34,94 + 5,6 + 5,6}{3,6} = 12,82 \text{ kN/m},$$

Kus 3,6 on kaldtugede samm, 34,94 on z- telje suunaline toereaktsioon, mis tuleb kaldtoega samas lõikes olevast sarikast (lisa 1 joonis 8 sõlm 3) ning 5,6 on kahe teise sarika (lisa 1 joonis 8 sõlm 4) pikijõud müürilati kohal.

Moment müürilatist tulevast koormusest seina ülemises pinnas leitakse valemi 52 abil:

$$M_{koormus} = N_{koormus} + e_{koormus} = 12,82 + 0,1 = 1,282 \text{ kNm}$$

Müüri paksus: $t = 0,75 \text{ m}$

Müüri kõrgus: $h = 3,5 \text{ m}$

Müüritise normtugevust 1980 aastal ilmunud Konstruktori Käsiraamatu [16] põhjal:

$$f_k = 0,7 \text{ MPa}$$

Müüri osavarutegur: $\gamma_M = 2,0$

Vastavalt normidele peab seina tugevust kontrollima kolmes kõrgustsoonis. Kõigis neis peab olema rahuldatud tingimus 42.

2.5.2.1. Seina tugevuse kontroll ülemises ja alumises lõikes

Moment ülemises tsoonis: $M_1 = M_{koormus} = 1,282 \text{ kN/m}$

Normaaljõud lõikes: $N_1 = N_{koormus} = 12,82 \text{ kN}$

Ühe meetri pikkuse seina ristlõikepindala: $A = 1 \cdot 0,75 = 0,75 \text{ m}^2$

Seina efektiivne kõrgus leitakse valemiga 51:

$$h_{ef} = \rho_n \cdot h = 1 \cdot 3,5 = 3,5 \text{ m}$$

Seina algekstsentrilisuus leitakse valemiga 50:

$$e_{init} = \frac{h_{ef}}{450} = \frac{3,5}{450} = 0,008 \text{ m}$$

Kuna tegemist on maakivimüüriga, mille mõõtmed on rohkem varieeruvad, võetakse edaspidistes arvutustes algekstsentrilisuus $e_{init} = 0,05 \text{ m}$.

Ekstsentrilisuus seina ülemises lõikes leitakse valemiga 48:

$$e_i = \frac{M_i}{N_i} + e_{init} = \frac{1,282}{12,82} + 0,05 = 0,15 \text{ m} \geq 0,05t = 0,05 \cdot 0,75 = 0,0375 \text{ m OK}$$

Seina arvutusliku osa surutud tsooni ristlõike pindala valemiga 47:

$$A_c = \left(1 - 2 \cdot \frac{e_i}{t}\right) \cdot A = \left(1 - 2 \cdot \frac{e_i}{t}\right) \cdot A = 0,45 \text{ m}^2$$

Seina ülemises ja alumises lõikes on nõtk- ja ekstsentrilisuusegur $x_i = 1,0$.

Seina vertikaalkandevõime ühe meetri pikkusele seina osale valemiga 43:

$$N_{Rd} = \frac{x_{i(m)} \cdot A_c \cdot f_k}{\gamma_M} = \frac{1 \cdot 0,45 \cdot 0,7 \cdot 10^3}{2,0} = 157,5 \text{ kN} > N_1 = 12,82 \text{ kN OK}$$

Kandevõime ülemises tsoonis on tagatud.

2.5.2.2. Müüritise tugevuse kontroll keskmises tsoonis

Survejõud müüritise keskkohal 1/5 kõrguse pikkusel alal sõltub müüritise omakaalust.

Müüritise jooksva meetri omakaal arvutatakse järgmise valemiga:

$$G = \gamma_{müür} \cdot \gamma_G \cdot h \cdot t = 27 \cdot 1,2 \cdot 3,5 \cdot 0,70 = 85,05 \text{ kN}, \quad (53)$$

kus $\gamma_{müür}$ – Graniitis müüritise mahukaal vastavalt Konstruktori Käsiraamatu [1] tabelile 8.5 (kg/m³);

γ_G – müüritise omakaalu osavarutegur vastavalt Konstruktori Käsiraamatu [1] tabelile 8.2;

h – müüritise kõrgus(m);

t – müüri paksus(m).

Survejõud seina keskkohas 1/5 kõrguse pikkusel alal:

$$N_m = N_1 + \frac{G}{h} \cdot \frac{2 \cdot h}{5} = 12,82 + \frac{85,05}{3,5} \cdot \frac{2 \cdot 3,5}{5} = 46,84 \text{ kN}, \quad (54)$$

kus N_1 – koormus müüritise ülemises osas (kN);

G – müüritise omkaal (kN);

h – müüritise kõrgus(m).

Moment seina keskosas kaugusel 2h/5 seina ülemisest servast leitakse interpoleerimise teel:

$$M_m = \frac{M_1}{h} \cdot \left(\frac{2 \cdot h}{5} + \frac{h}{5} \right) = \frac{1,282}{3,5} \cdot \left(\frac{2 \cdot 3,5}{5} + \frac{3,5}{5} \right) = 0,769 \text{ kNm} \quad (55)$$

Ekstsentrilisus seina keskmises tsooni ülemisel piiril leitakse valemiga 49:

$$\begin{aligned} e_{mk} = e_m &= \frac{M_m}{N_m} + e_{init} = \frac{0,769}{46,84} + 0,05 = 0,066 \text{ m} \geq 0,05t = 0,05 \cdot 0,75 \\ &= 0,0375 \text{ m OK} \end{aligned}$$

Seina arvutusliku osa surutud tsooni ristlõike pindala leitakse valemiga 47:

$$A_c = \left(1 - 2 \cdot \frac{e_m}{t} \right) \cdot A = \left(1 - 2 \cdot \frac{0,066}{0,75} \right) \cdot 0,75 = 0,617 \text{ m}^2$$

Saledus ristlõike kõrguse järgi leitakse valemiga 46:

$$\lambda_h = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} = \frac{3,5}{0,75} = 4,667$$

Nõtke- ja ekstsentrilisustegur x_m seinä keskmises tsoonis leitakse valemiga 44:

$$x_m = e^{-\frac{u^2}{2}} = e^{-\frac{0,135^2}{2}} = 0,991,$$

Kus parameeter u leitakse valmi 45 abil:

$$u = \frac{\lambda_h - 2}{23 - 37 \cdot \frac{e_{mk}}{t}} = \frac{\lambda_h - 2}{23 - 37 \cdot \frac{e_{mk}}{t}} = \quad (56)$$

Seina vertikaalkandevõime ühe meetri pikkusele seinä osale leitakse valemiga 43 ning see peab rahuldama tingimust valmeis 42:

$$N_{Rd} = \frac{x_{i(m)} \cdot A_c \cdot f_k}{\gamma_M} = \frac{0,991 \cdot 0,617 \cdot 0,7 \cdot 10^3}{2,0} = 214,039 \text{ kN} > N_m = 46,84 \text{ kN OK}$$

Kandevõime keskmises tsoonis on tagatud.

2.5.2.3. Müüritise tugevuse kontroll põikjõule

Kehtiv kivikonstruktsioonide projekteerimiseks mõeldud standard EVS-EN 1996-1-1:2005+A1:2012 [14] [14] ei sisalda arvutusmetoodikat, mis käsitleks juhtu, kus konsoolina töötavale müüritisele mõjub konsooli otsas ehk müüritise ülemises lõikes horisontaaljõud. Parema arvutusmeetodi puudumisel kontrollitakse käesolevas magistritöös seinä vastupanuvõimet põikkoormusele töötamisel horisontaalvõlvina, sest vastavalt standardile EVS-EN 1996-1-1:2005+A1:2012 [14] [14] võib täismüüritisest seinä puhul eeldada kaareefekti tekkimist seinas. Arvutustes leitakse seinä lubatud külgkoormus ning võrreldakse seda seinale mõjuva maksimaalse vertikaalkoormusega, mis tekib

koormuskombinatsioonis katuse omakaal + domineeriv lumi vasakul + suruv tuul katusele (peatükk 2.2.4 Joonis 11).

Seina arvutuslik lubatud lubatud külgkoormus leitakse järgmise valemiga:

$$q_{lat,d} = f_d \cdot \left(\frac{t}{l_a}\right)^2, \quad (57)$$

kus f_d – müüritise arvutuslik survetugevus;
 t – seinapaksus;
 l_a – põikseinte vaheline kaugus.

Kuna antud müüritisel väljaspool hoonet põikseinu ei ole võib valemile 1 tuginedes öelda, et müüritis ei võta üldse vastu horisontaalsuunalist jõudu. Arvestades seda, et uus katusekonstruktsioon on lahendatud niimoodi, et sarikatest tulenev horisontaaljõud jõuab müüritisse üle 2 sarika (selles sarikas, mis asub kaldtoega ühes lõikes), tuleb müüritise viltu vajumise takistamiseks ehitada iga kaldtoe taha pilaster, mis töötab põikseinana. Kuna selline lahendus rikub palju hoone välisilmet ei taheta seda lahendust kasutada. Ning lähtudes tõsiasiast, et kõnealuse hoonega sarnastel hoonetel ei ole seinad vertikaaltasandist välja kaldunud, järeldatakse, et kui uue katusekonstruktsiooni puhul müüritisele mõjuvaid horisontaaljõudusid kaldtoe eraldi vundamendile viimisega vähendatakse, siis sellest peaks piisama, et tagada müüritise horisontaalsuunaline püsijäämine.

KOKKUVÕTE

Käesoleva magistritöös kirjeldati Järvemaal Viisu külas asuva maakivimüüritise tehnilist seisukorda ning koostati tegevuskava müüritise renoveerimiseks. Magistritöös esitati uue katusekonstruktsiooni sõmlahendused, mis vastavad konstruktiivse projekti nõuetele ning teostati tugevuskontroll konstruktsioonelementidele ja -sõlmedele kandepiirseisundis.

Maakivimüüritis, millele uut katusekonstruktsioon projekteeriti oli vana konstruktsiooni lahenduse tõttu viltu vajunud. Vana lahendus oli selline, mis suunas kogu katusest tuleva horisontaaljõu müüritise räästasse ja müüri keskele. Uus katusekonstruktsioon lahendati nii, et pool katusest tulevast horisontaaljõust suunatakse eraldi vundamenti, mis müüritisega otseselt seotud ei ole. Kuna horisontaaljõudusid vastu võtvaid läbi hoone ulatuivaid tõmbe hoonele panna ei tahetud, siis täielikult horisontaaljõudu müüritisest välja taandada ei õnnestunud ning vaatamata sellele, et armeerimata maakivi müür horisontaaljõudusid vastu ei võta, ei peetud seda ka tarvilikuks. Seda seetõttu, et sarnase konstruktsiooniga hoonetel, kus kaldtugi toetub vundamendile või lausa põrandale, ei ole müürid sajandi jooksul nii viltu vajunud kui käesoleval hoonel, mille kaldtoed toetusid müüri keskele.

Magistritöös kirjeldati maakivimüüris tekkinud kahjustusi ning analüüsiti nende tekkimise põhjuseid. Lisaks selle anti juhised nende kõrvaldamiseks. Müüritise välisel hinnangul jõuti järeldusele, et kui müüritis vastavalt töös toodud tegevuskavale korda teha, siis on see sobilik kandmaks katusekonstruktsiooni.

Käesolevas magistritöös seatud eesmärk täideti ning müüritisele projekteeriti katusekonstruktsioon, mis on parem, kui esialgne. Magistritöö käigus disainiti katusekonstruktsiooni sõmlahendused nii, et need toimivad õigemini, kui hoone vana katusekonstruktsioon ning ei oma üleliigseid konstruktsioonelemente. Magistritöö käigus koostatud konstruktiivsed joonised on sellised, mille järgi saab hakata ehitama kohe, kui müüritis on viidud sellesse sobilikku konditsiooni.

KASUTATUD KIRJANDUS

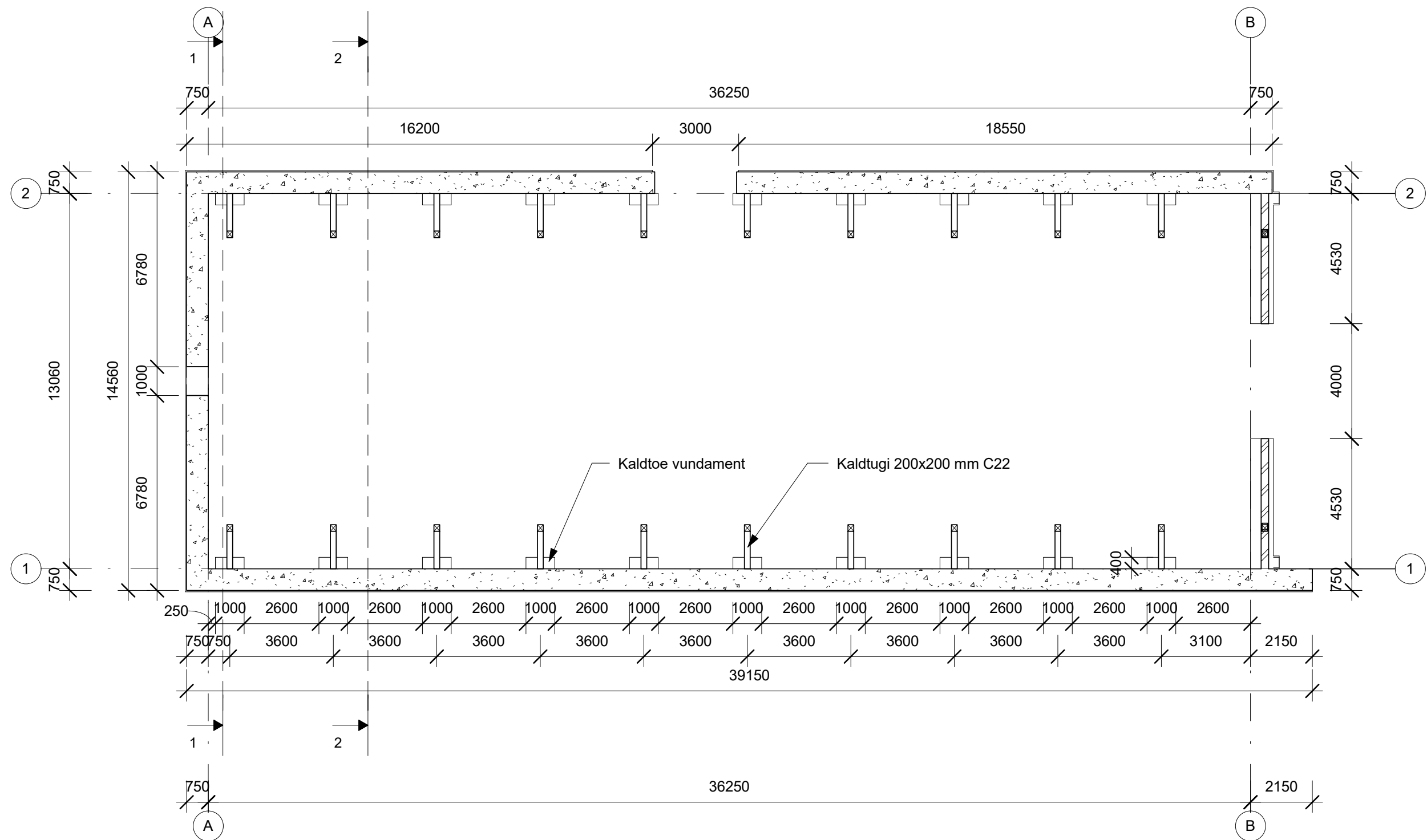
1. Masso, Tiit. Ehituskonstruktori käsiraamat. Tallinn : Ehitame, 2012.
2. Helves, H. Ajalooliste lubimörtide uurimise analüütilisi probleeme : magistritöö. Tartu, Tartu Ülikool, 1996.
3. Allen, E., Iano, J. Fundamentals of building constructions. Materials & methods 5th edition. New Jersey : 2009.
4. Mustmaa, M. Maakivimüritise ladumise ja renoveerimise iseärasused ning tugevusarvutused müritise ümberehitamisel eramuks Plaksi talu näitel : magistritöö. Tartu, Tallina Tehnikaülikooli Tartu Kolledž, 2012.
5. Kaardirakendus. Googlemaps. [WWW] <https://www.google.ee/maps/>(23.05.2016)
6. Soda Blast Baltic ametlik koduleht [WWW] <http://www.sbb.ee/soodaprits/>(23.05.2016)
7. Ehituskonstruksioonide projekteerimise alused. EVS-EN 1990:2002+NA:2002. Tallinn : Eesti standardikeskus, 2002.
8. Ehituskonstruksioonide koormused. Osa 1-1: Üldkoormused. Mahukaalud, omakaalud, hoonete kasuskoormused: EVS-EN 1991-1-1:2002+NA:2002. Tallinn : Eesti standardikeskus, 2002.
9. Ehituskonstruksioonide koormused. Osa 1-3: Üldkoormused. Lumekoormus: EVS-EN 1991-1-3:2006+NA:2006. Tallinn : Eesti standardikeskus, 2006.
10. Ehituskonstruksioonide koormused. Osa 1-4: Üldkoormused. Tuulekoormus: EVS-EN 1991-1-4:2005+NA:2007. Tallinn : Eesti standardikeskus, 2007.
11. Puitkonstruksioonide projekteerimine. Osa 1-1: Üldist. Üldreeglid ja reeglid hoonete projekteerimiseks: EVS-EN 1995-1-1:2005+NA:2007+A1:2008+NA:2009. Tallinn : Eesti standardikeskus, 2009.
12. Õiger, Karl, Just, Elmar-Jaan ja Just, Alar. Puit- ja puidupõhised konstruksioonid. Tallinn : TTÜ Kirjastus, 2015.
13. Cembrit Eesti ametlik koduleht. [WWW] http://www.cembrit.ee/Katus_laineplaadid-25920.aspx?ProductID=PROD1012&PID=19752 (29.04.2016)
14. EVS-EN 1996-1-1:2005+A1:2012. Eurokoodeks 6: Kivikonstruksioonide projekteerimine. Osa 1-1: Üldreeglid sarrustatud ja sarrustamata kivikonstruksioonide projekteerimiseks.

15. EVS-EN 771-6:2011+A1:2015. Müririkivide spetsifikatsioon. Osa 6: Looduslikud müririkivid.
16. Masso, Tiit. Ehituskonstruktori Käsiraamat. 1980.
17. Ehitise tuleohutus. Osa 7: Ehitisele esitatavad põhinõuded, tuleohutusnõude tagamine projekteerimise ja ehitamise käigus: EVS 812-7:2008. Tallinn : Eesti standardikeskus, 2008. a.
18. Ehitise tuleohutus. Osa 3: Küttesüsteemid: EVS 812-3:2013. Tallinn : Eesti standardikeskus, 2013.
19. Ehitusmaterjalid ja -tooted. Soojus- ja niiskustehnilised omadused. Tabuleeritud arvutusväärtused ja deklareeritavate ning arvutusväärtuste määramise meetodid. EVS-EN ISO 10456:2008. Tallinn : Eesti standardikeskus, 2008.
20. Ehitusprojekti kirjeldus. Osa 1: Eelprojekti seletuskiri: EVS 865-1:2013. Tallinn : Eesti standardikeskus, 2013.
21. Hoone ehitusprojekt. EVS 811:2012. Tallinn : Eesti standardikeskus, 2012. a.
22. Eluruumidele esitatavate nõuete kinnitamine. Vabariigi valitsuse 26. jaanuari 1999 määrus nr. 38. Elektrooniline Riigi Teataja. [WWW] <https://www.riigiteataja.ee/akt/846015> (29.04.2016).
23. Nõuded ehitusprojektile. Majandus- ja taristuministri 17. juuli 2015 määrus nr. 97. Elektrooniline Riigi Teataja. [WWW] <https://www.riigiteataja.ee/akt/118072015007> (29.04.2016).
24. Ehitusseadustik. Riigikogu 11. veebruar 2015 määrus. Elektrooniline Riigi Teataja. [WWW] <https://www.riigiteataja.ee/akt/130122015011> (29.04.2016).
25. Ehitisele ja selle osale esitatavad tuleohutusnõuded. Vabariigi Valitsuse 27. oktoober 2004 määrus nr 315. Elektrooniline Riigi Teataja. [WWW] <https://www.riigiteataja.ee/akt/123032015177?leiaKehtiv> (29.04.2016).
26. Ehituspuit. Tugevusklassid. EVS-EN 338:2009. Tallinn : Eesti standardikeskus, 2009.
27. Kivikonstruktsioonid. Osa 1-1: Üldeeskirjad ja hoonekonstruktsioonide projekprojekteerimise eeskirjad: EVS-EN 1996-1-1:2005+A1:2012+NA:2013. Tallinn : Eesti standardikeskus, 2013.
28. Kivikonstruktsioonide projekteerimine. Osa 2: Projekteerimise alused, materjalimaterjalide valik ja tööde tegemine: EVS-EN 1996-2:2006+NA:2009. Tallinn : Eesti standardikeskus, 2009.

LISAD


Lisa 1 Graafiline osa

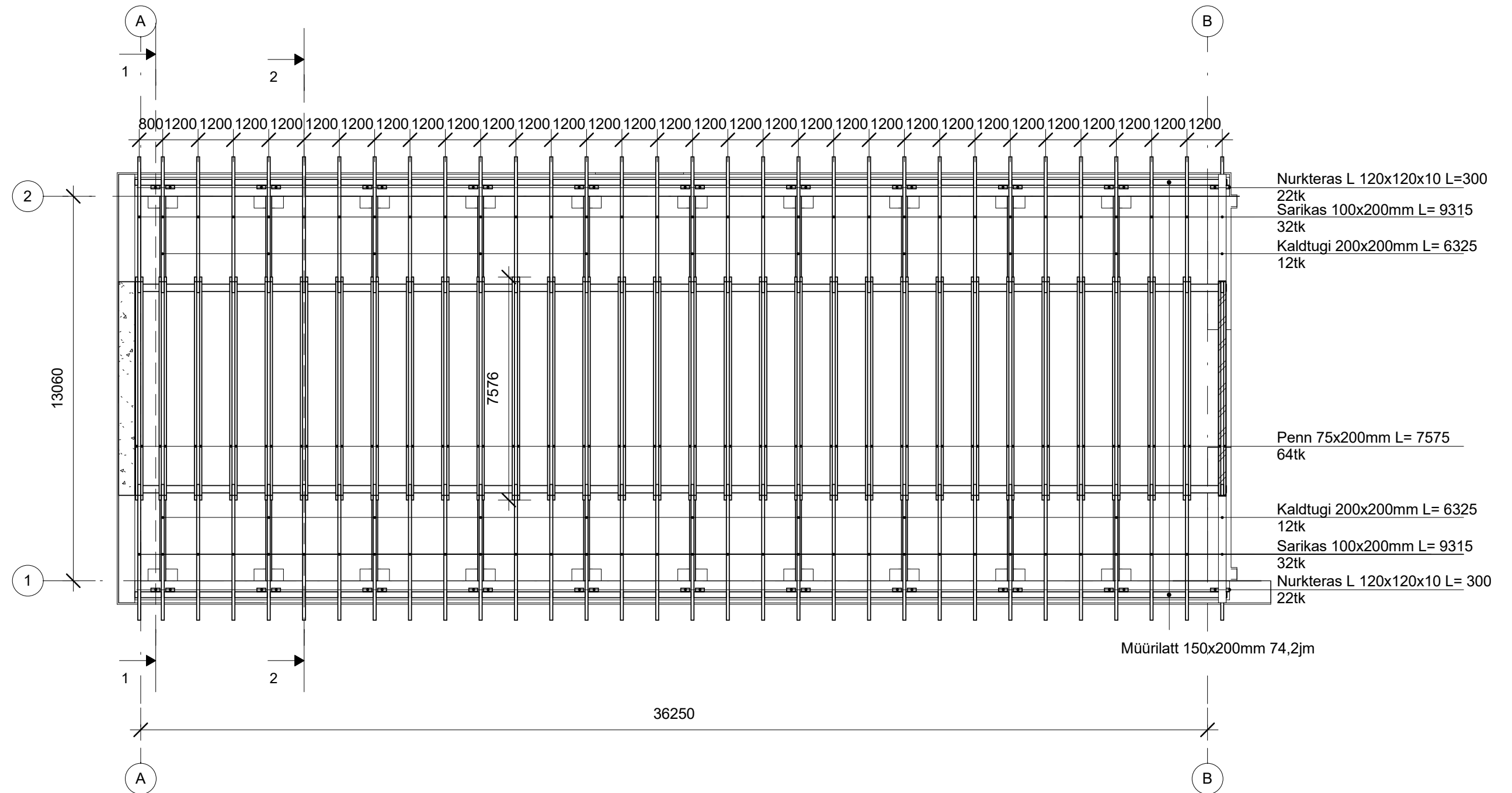
Lehekülg	Joonis	Nimetus	MK
1	K-101	Põhiplaan	1:150
2	K-102	Sarikaplaan	1:150
3	K-103	Vaade teljele A ja B	1:100
4	K-104	Vaade teljele 1	1:150
5	K-105	Vaade teljele 2	1:150
6	K-106	Lõiked	1:100
7	K-107	Sõlmed 1 ja 2	1:10
8	K-108	Sõlmed 3 ja 4	1:10
9	K-109	Sõlm 5	1:10
10	K-110	3D pilt	-



Märkused:


1. Kohtvundamentide ja põranda betooni klass C30/37 XC2.
2. Armatuuri klass A500HW.
3. Armatuuri kaitsekiht 30mm.
4. Värskest betoonisegu kaitsta läbikülmumise ja leandumise eest.
5. Antud pikkused on ligikaudsed.
6. Puitosad eraldada kivi ja betoonpinnast hüdroisolatsiooniga ning katta puitosa küled toepiirkonnas antiseptikuga.
7. Keermelattide tugevusklass 8.8.

ADDRESS: Viisu küla, Roosna-Alliku vald, Järvamaa		STADIUM: KP	
TELLIJA: Reinu Kivimäe talu		JONIS:	
OBJEKT: Reinu Kivimäe talu maakivist hoone		Hoone põhiplaan	
 TALLINNA TEHNIKAÜLIKOOL TALLINN UNIVERSITY OF TECHNOLOGY TARTU KOLLEDŽ		Koostaja: Liis Nemvalts	
		Juhendaja: Madis Tamela	
		TÄHIS: A-101	
		FORMAAT: A3	
		KUUPÄEV: 12.05.2016	

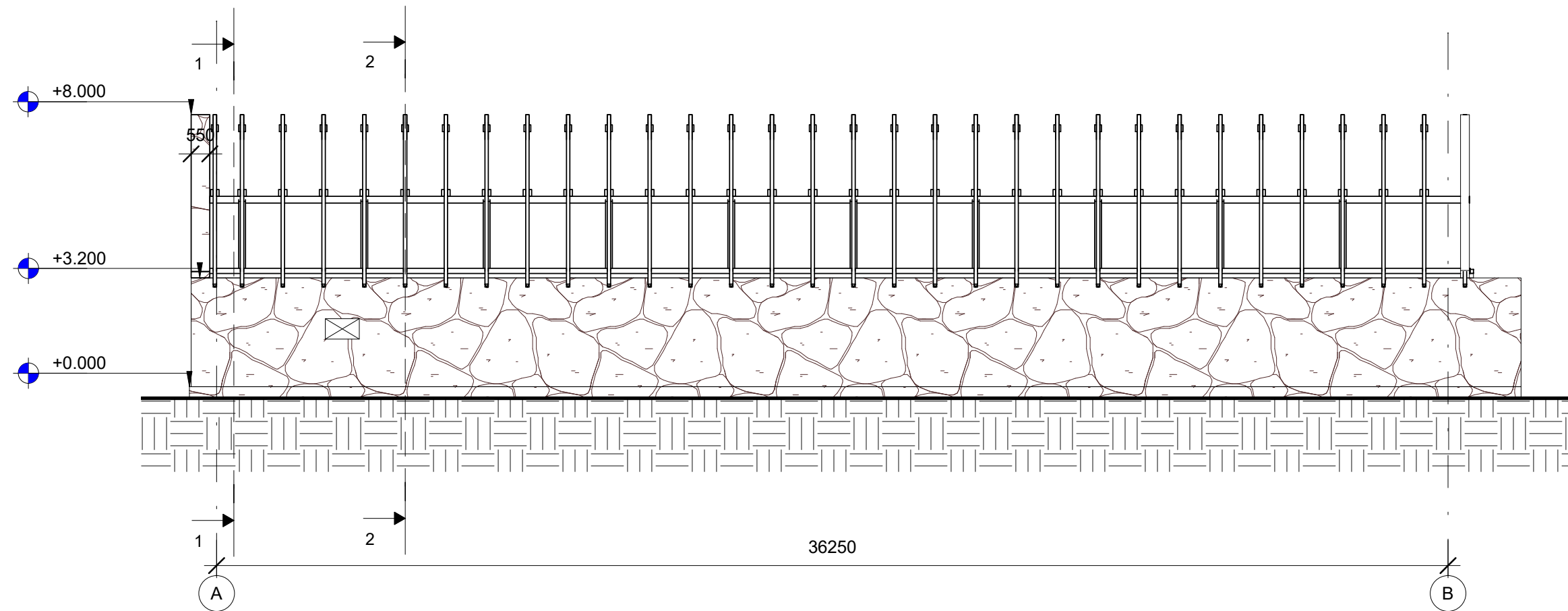


Märkused:

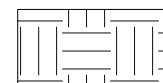
1. Kõik puitdetailid valmistada kuivatatud saematerjalist tugevusklassiga C22.
2. Täpsed elementide ja sildeavade pikkused mõõta objektil.
3. Antud pikkused on ligikaudsed.
4. Puitosad eraldada kivi ja betoonpinnast hüdroisolatsiooniga ning katta puitosa küled toepiirkonnas antiseptikuga.
5. Keermelattide tugevusklass 8.8.
6. Sarikad ühendada omavahel topelt harjalapiga 22x200 C22.
7. Penn ja sarikas ühendada omavahel keermelattidega M12 (vt Sõlm 1).
8. Sarikate toetuspunktis teha käsitsi tapp.

ADDRESS: Viisu küla, Roosna-Alliku vald, Järvamaa		STADIUM: KP	
TELLIJA: Reinu Kivimäe talu		JOONIS:	MK:
OBJEKT: Reinu Kivimäe talu maakivist hoone		1 : 150	
 TALLINNA TEHNIKAÜLIKOOL TALLINN UNIVERSITY OF TECHNOLOGY TARTU KOLLEDŽ		Sarikate plaan	
		Koostaja: Liis Nemvalts	KUUPÄEV:
		Juhendaja: Madis Tamela	12.05.2016
		TÄHIS:	FORMAAT:
		A-102	A3

VAADE TELJELE 1



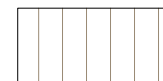
Tingmärgid:




Maapind



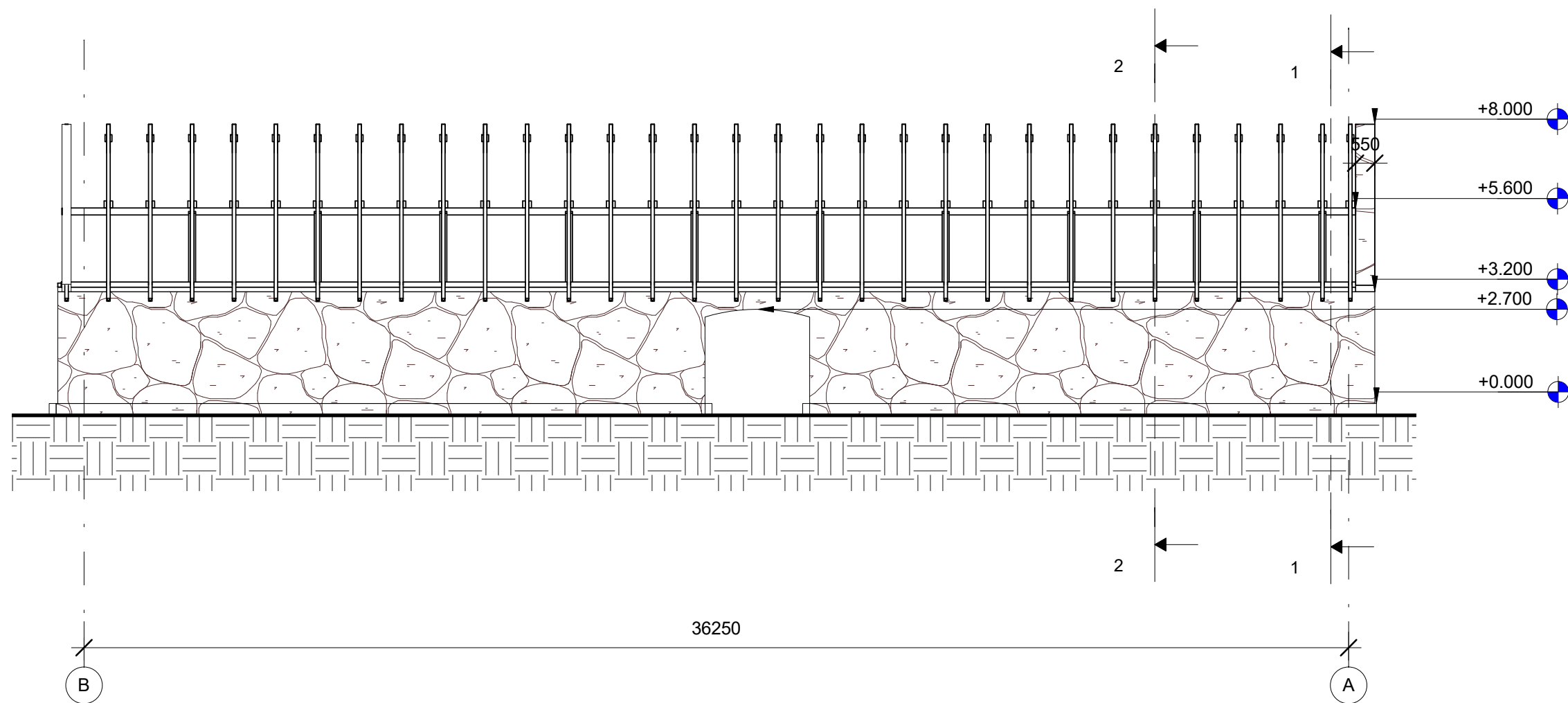
Maakivist sein



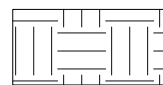
Rajatav puitkarkassil sein

ADDRESS: Viisu küla, Roosna-Alliku vald, Järvamaa		STADIUM: KP	
TELLIJA: Reinu Kivimäe talu		JONIS:	
OBJEKT: Reinu Kivimäe talu maakivist hoone		Vaade teljele 1	
 TALLINNA TEHNICAÜLIKOOL TALLINN UNIVERSITY OF TECHNOLOGY TARTU KOLLEDŽ		Koostaja: Liis Nemvalts	
		Juhendaja: Madis Tamela	
		TÄHIS: A-103	
		FORMAAT: A3	
		KUUPÄEV: 12.05.2016	

VAADE TELJELE 2



Tingmärgid:



Maapind



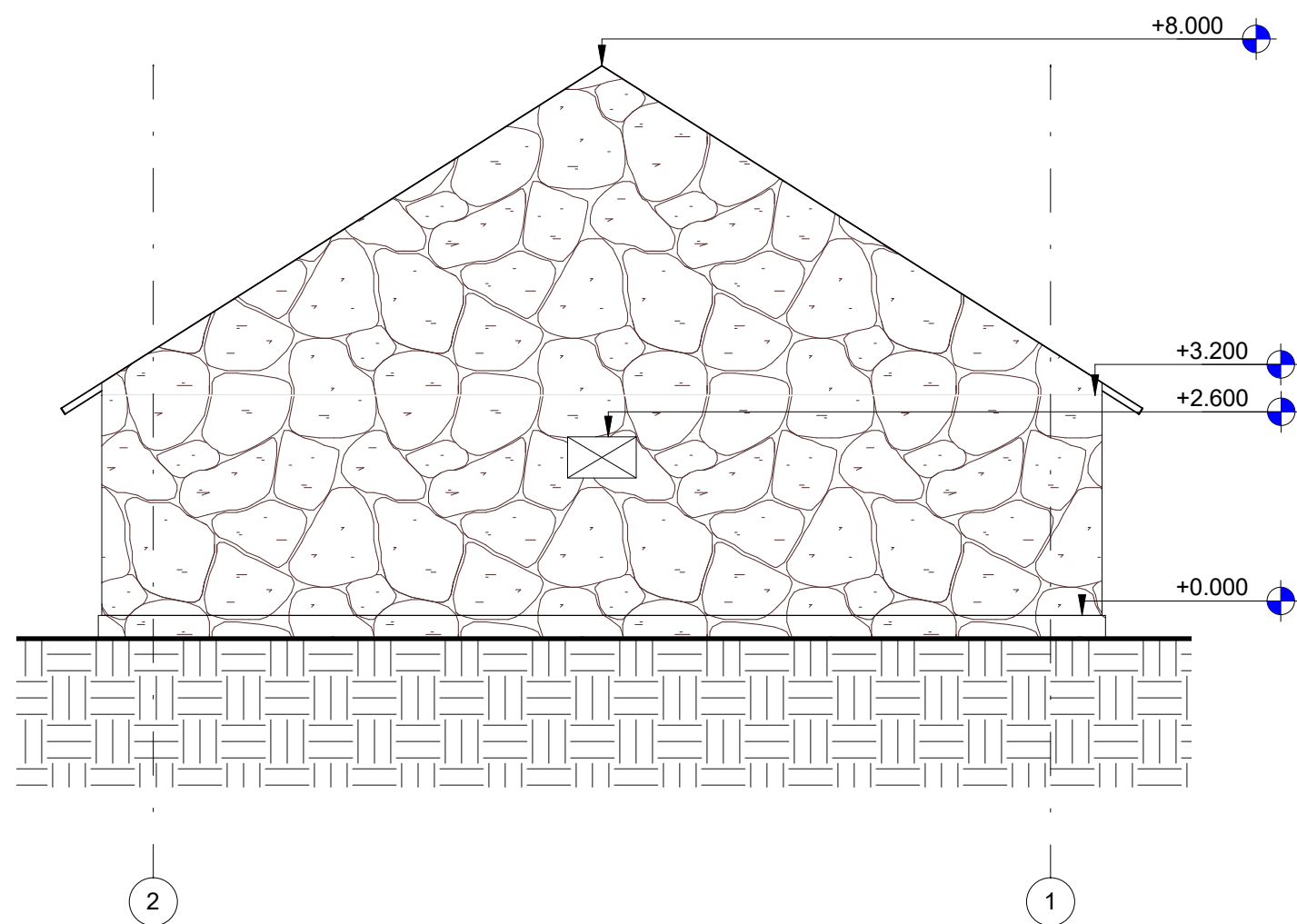
Maakivist sein



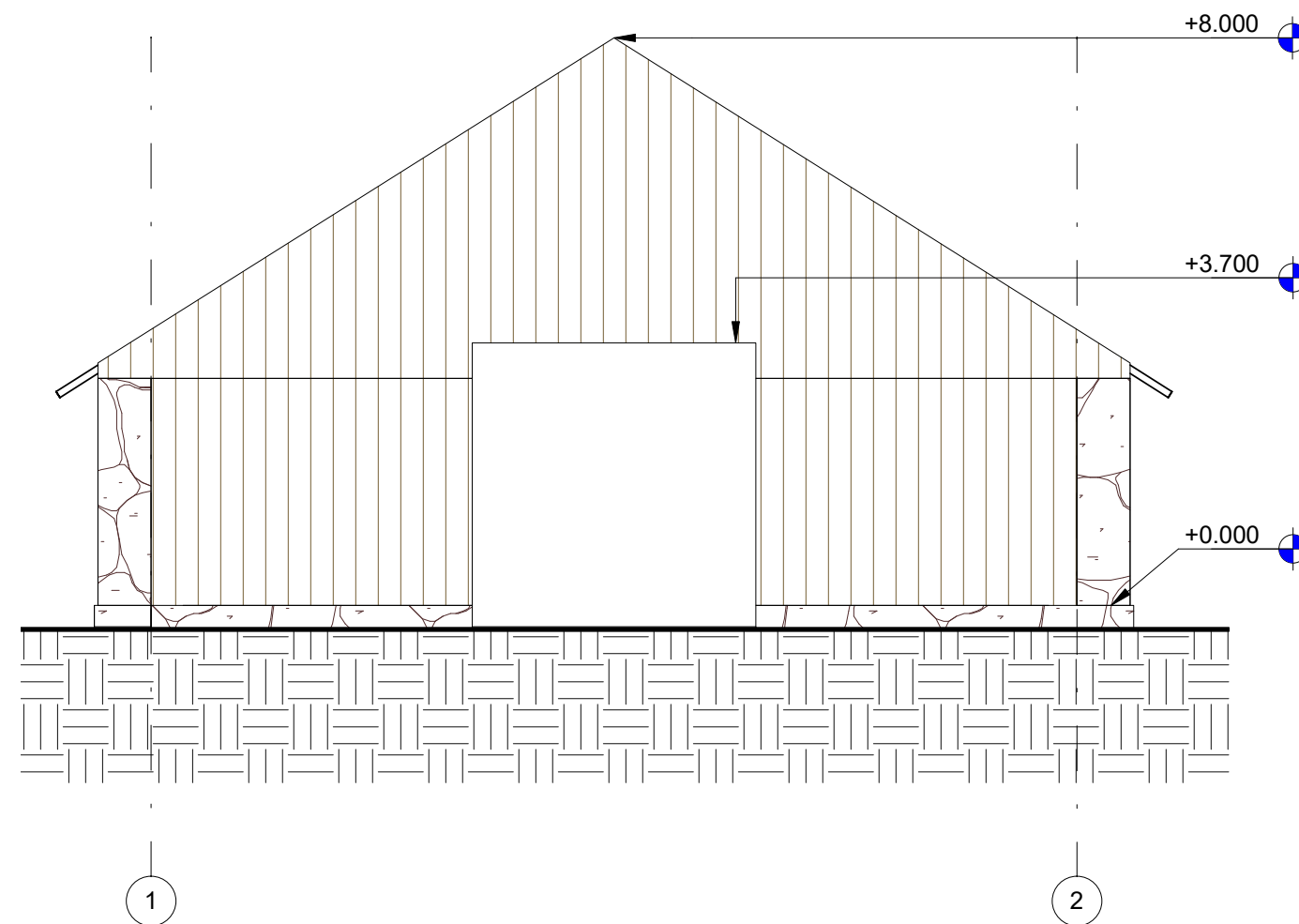
Rajatav puitkarkassil sein

ADDRESS: Viisu küla, Roosna-Alliku vald, Järvamaa		STADIUM: KP	
TELLIJA: Reinu Kivimäe talu		JONIS:	
OBJEKT: Reinu Kivimäe talu maakivist hoone		Vaade teljele 2	
TALLINNA TEHNICAÜLIKOOL TALLINN UNIVERSITY OF TECHNOLOGY TARTU KOLLEDŽ		Koostaja: Liis Nemvalts	
		Juhendaja: Madis Tamela	
		TÄHIS: A-104	
		FORMAAT: A3	

VAADE TELJELE A



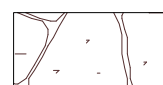
VAADE TELJELE B



Tingmärgid:




Maapind



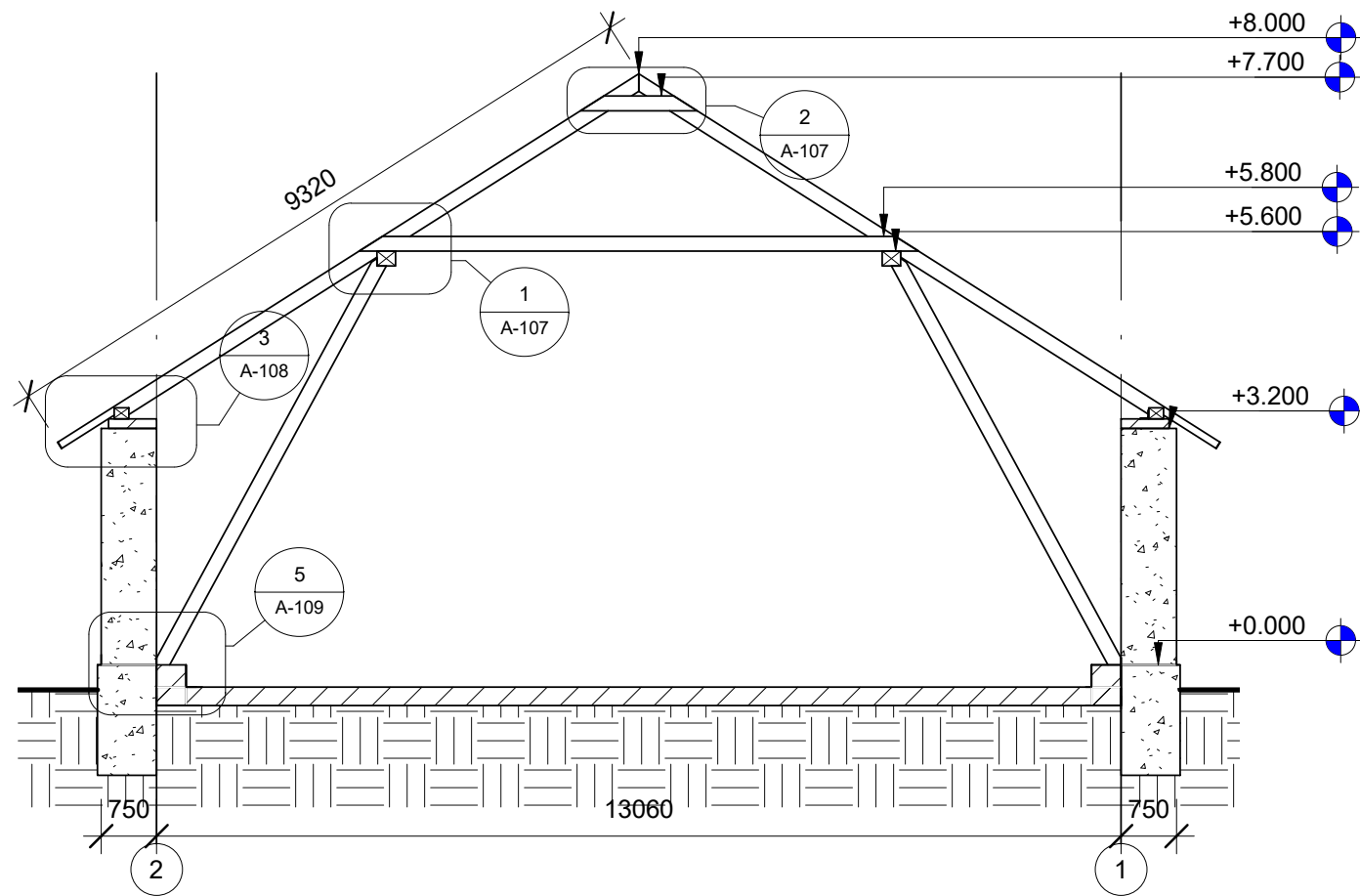
Maakivist sein



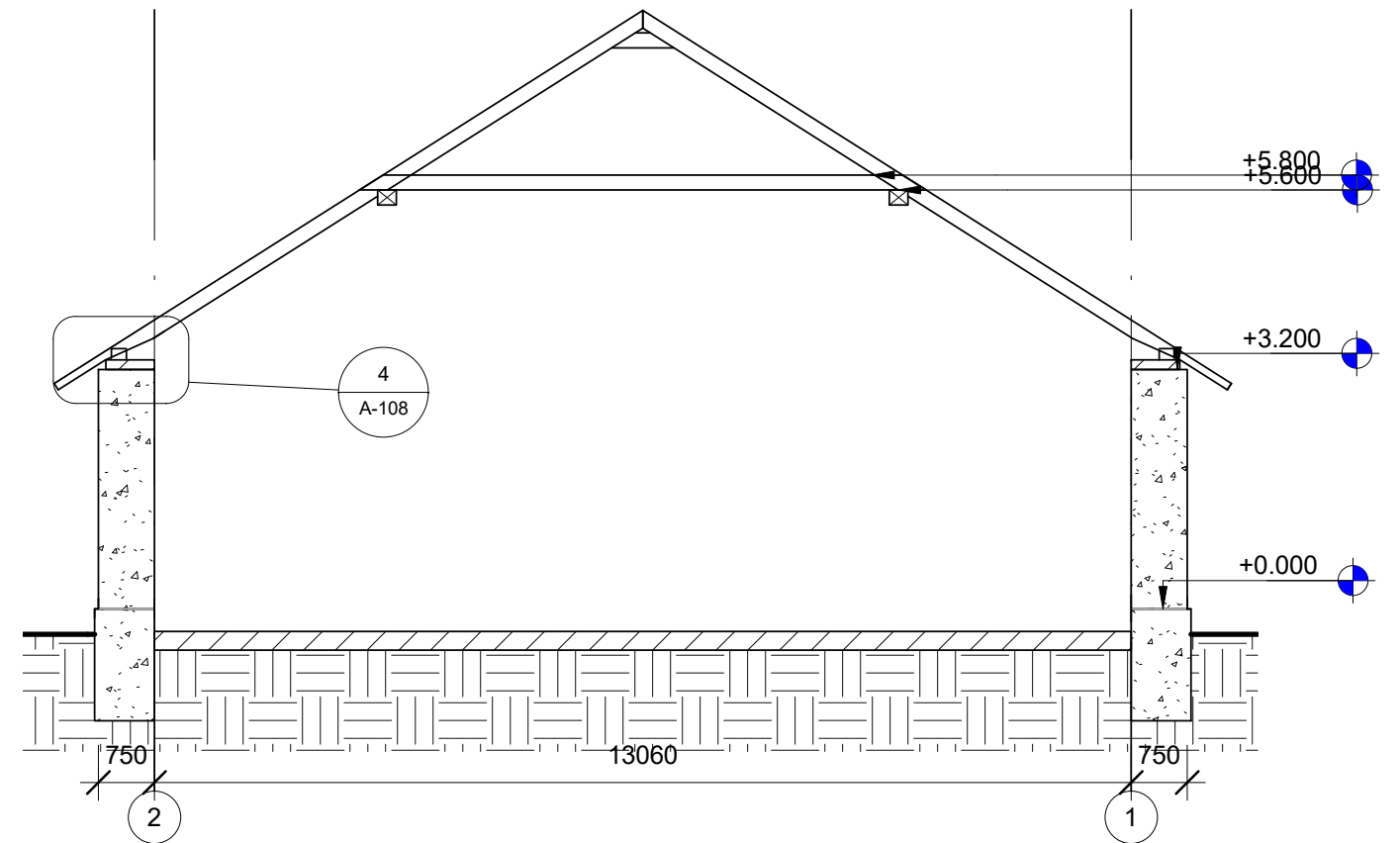
Rajatav puitkarkassil sein

ADDRESS: Viisu küla, Roosna-Alliku vald, Järvamaa	STADIUM: KP	MK: 1 : 100
TELLIJA: Reinu Kivimäe talu	JOONIS:	
OBJEKT: Reinu Kivimäe talu maakivist hoone	Vaade telgedele A ja B	Koostaja: Liis Nemvalts Juhendaja: Madis Tamela
 TALLINNA TEHNICAÜLIKOOL TALLINN UNIVERSITY OF TECHNOLOGY TARTU KOLLEDŽ	Kuupäev: 12.05.2016	TÄHIS: A-105
	FORMAAT: A3	

LÕIGE 1



LÕIGE 2



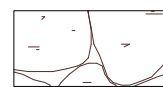
Tingmärgid:




Maapind



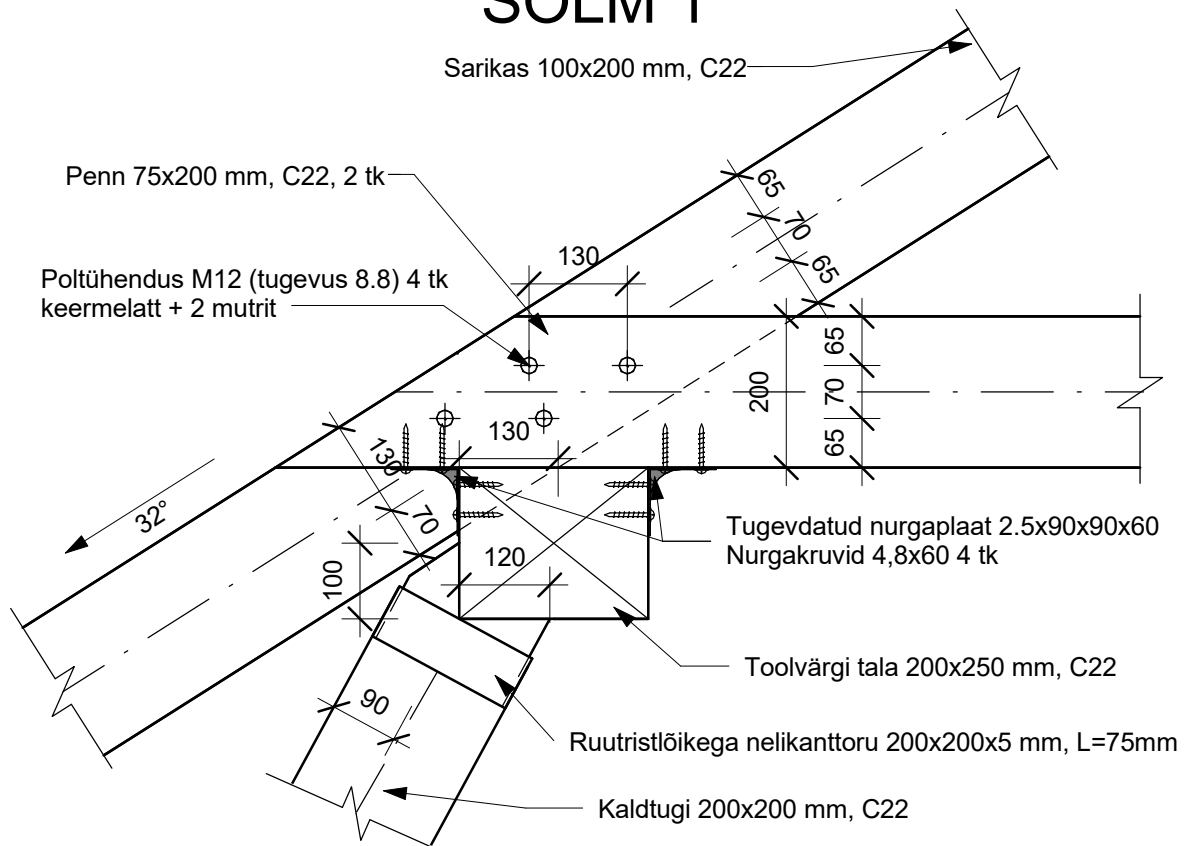
Betonpõrand C30/37 XC3



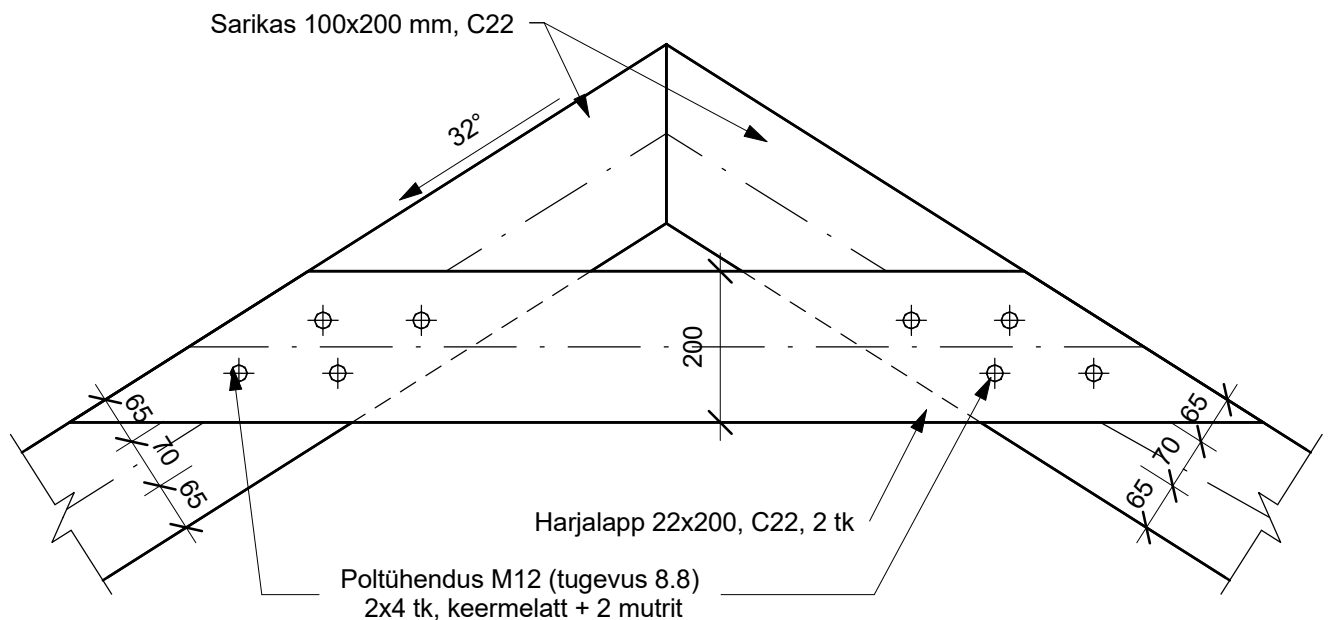
Maakivist sein ja vundament


ADDRESS: Viisu küla, Roosna-Alliku vald, Järvamaa		STADIUM: KP	
TELLIJA: Reinu Kivimäe talu		JOONIS:	MK:
OBJEKT: Reinu Kivimäe talu maakivist hoone		Lõiked	1 : 100
 TALLINNA TEHNICAÜLIKOOL TALLINN UNIVERSITY OF TECHNOLOGY TARTU KOLLEDŽ			Koostaja: Liis Nemvalts
		Juhendaja: Madis Tamela	TÄHIS: A-106

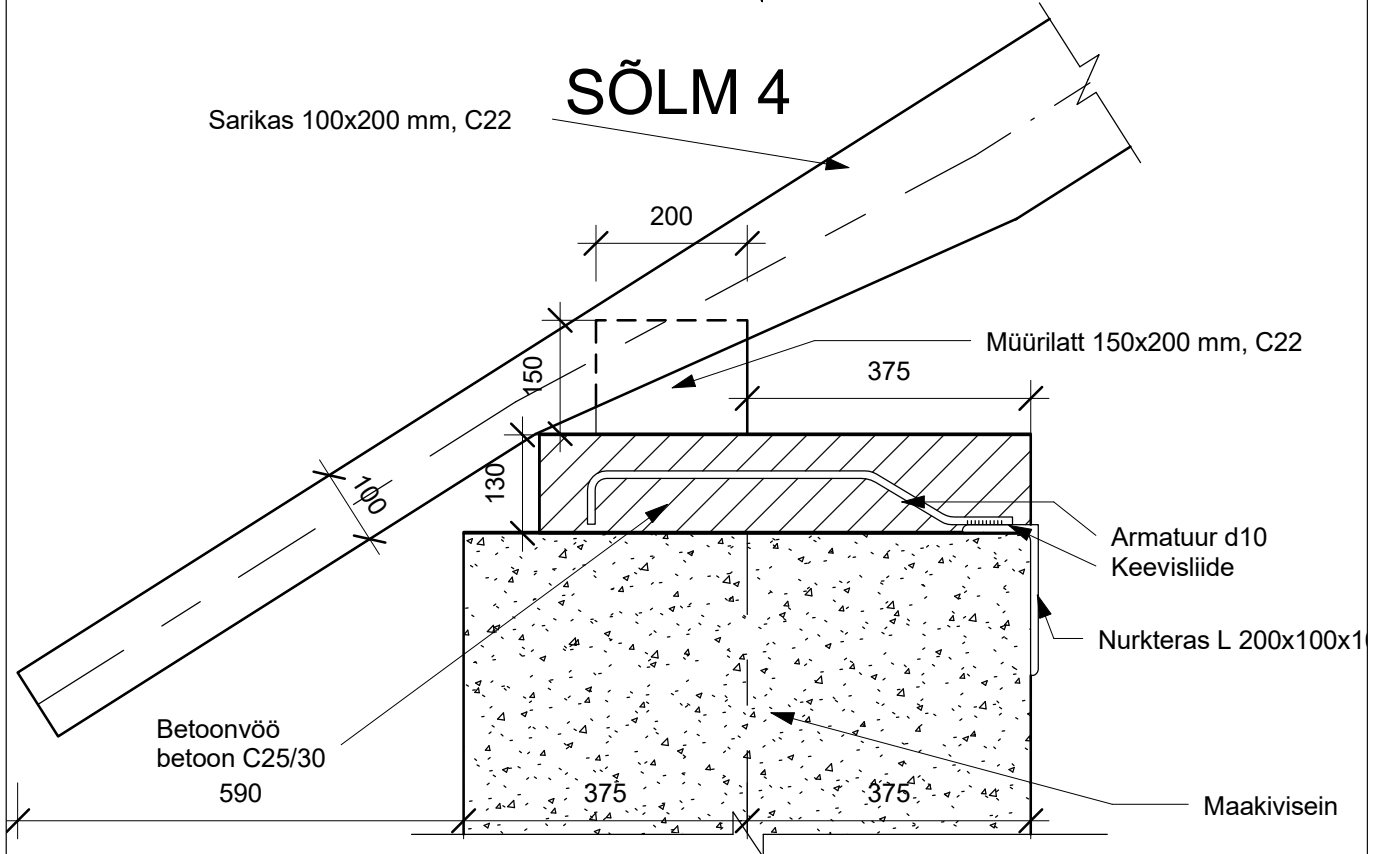
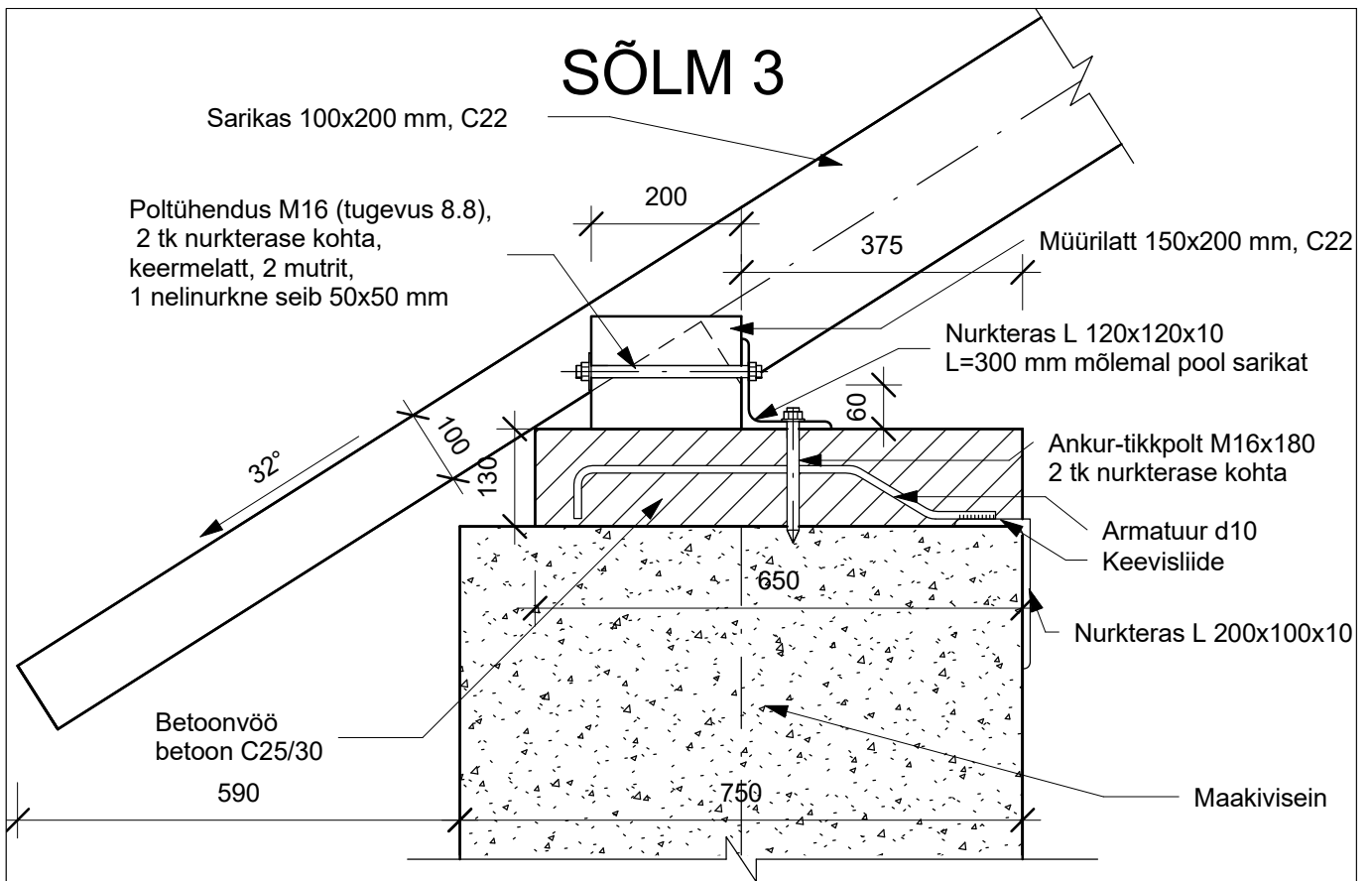
SÕLM 1




SÕLM 2

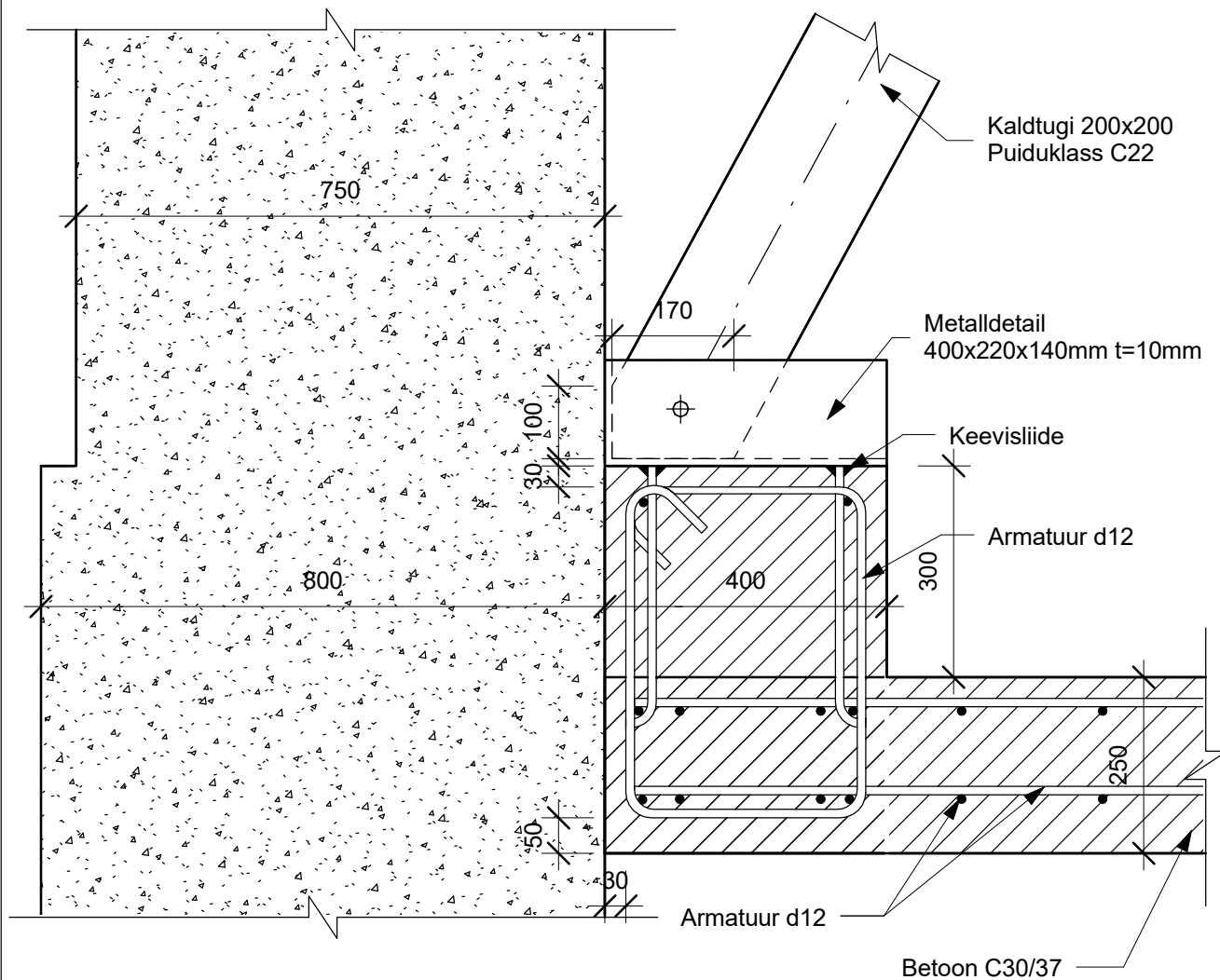



ADDRESS: Viisu küla, Roosna-Alliku vald, Järvamaa		STAADIUM: KP
TELLIJA: Reinu Kivimäe talu	OBJEKT: Reinu Kivimäe talu maakivist hoone	JOONIS: Sõlmed 1 ja 2
		MK: 1 : 10
 TALLINNA TEHNIKAÜLIKOOL TALLINN UNIVERSITY OF TECHNOLOGY TARTU KOLLEDŽ	Koostaja: Liis Nemvalts	KUUPÄEV: 05/29/16
	Juhendaja: Madis Tamela	

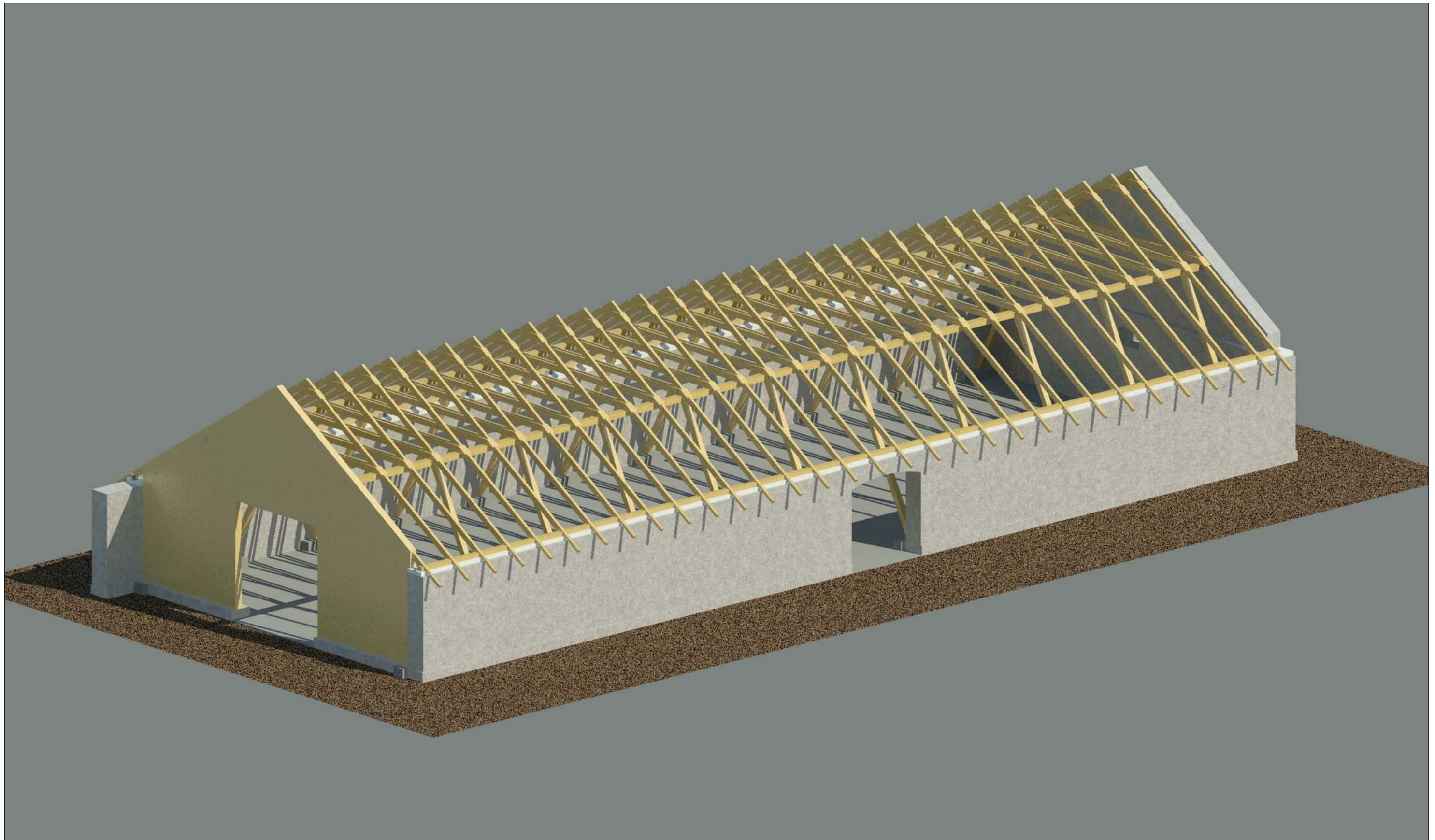



ADDRESS: Viisu küla, Roosna-Alliku vald, Järvamaa		STAADIUM: KP
TELLIJA: Reinu Kivimäe talu	OBJEKT: Reinu Kivimäe talu maakivist hoone	JOONIS: Sõlmed 3 ja 4
 TALLINNA TEHNIKAÜLIKOOL TALLINN UNIVERSITY OF TECHNOLOGY TARTU KOLLEDŽ		MK: 1 : 10
		Koostaja: Liis Nemvalts Juhendaja: Madis Tamela TÄHIS: A-108 KUUPÄEV: 05/29/16 FORMAAT: A3

SÕLM 5



ADDRESS: Viisu küla, Roosna-Alliku vald, Järvamaa	STAADIUM: KP	
TELLIJA: Reinu Kivimäe talu	JOONIS:	MK:
OBJEKT: Reinu Kivimäe talu maakivist hoone	Sõlm 5	1 : 10
 TALLINNA TEHNIKAÜLIKOOL TALLINN UNIVERSITY OF TECHNOLOGY TARTU KOLLEDŽ	Koostaja: Liis Nemvalts	KUUPÄEV: 05/29/16
	Juhendaja: Madis Tamela	
	TÄHIS: A-109	FORMAAT: A3



AADRESS: Viisu küla, Roosna-Alliku vald, Järvamaa		STADIUM: KP	
TELLIJA: Reinu Kivimäe talu		JOONIS:	MK:
OBJEKT: Reinu Kivimäe talu maakivist hoone		3D pilt	1 : 1
 TALLINNA TEHNIKAÜLIKOOL TALLINN UNIVERSITY OF TECHNOLOGY TARTU KOLLEDŽ			Koostaja: Liis Nemvalts
		Juhendaja: Madis Tamela	28.05.2016
		TÄHIS: A-110	FORMAAT: A3