



TALLINNA TEHNIKAÜLIKOOL
INSENERITEADUSKOND

Ehituse ja arhitektuuri instituut

ENSV-AEGSE KIVIKONSTRUKTSIOONIST
KORTERELAMU TRANSPORT JA
KONTROLLARVUTUSED

ESTONIAN SSR-ERA MASONRY APARTMENT BUILDING TRANSPORTATION
AND STRUCTURAL CALCULATIONS

MAGISTRITÖÖ

Üliõpilane:	Alo Oll
Üliõpilaskood:	122542
Juhendaja:	Kristo Paalandi

Tallinn 2019

(Tiitellehe pöördel)

AUTORIDEKLARATSIOON

Olen koostanud lõputöö iseseisvalt.

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

“.....” 201.....

Autor:

/ allkiri /

Töö vastab bakalaureusetöö/magistritööle esitatud nõuetele

“.....” 201.....

Juhendaja:

/ allkiri /

Kaitsmisele lubatud

“.....”201....

Kaitsmiskomisjoni esimees

/ nimi ja allkiri /

TTÜ Ehituse ja arhitektuuri instituut
LÕPUTÖÖ ÜLESANNE

Üliõpilane: Alo Oll, 122542
Õppekava, peeriala: EAEI02/09 – Ehitiste projekteerimine ja ehitusjuhtimine
Juhendaja(d): lektor Kristo Paalandi, 620 2409

Lõputöö teema:

ENSV-aegse kivikonstruktsioonist korterelamu transport ja kontrollarvutused

Estonian SSR-era masonry apartment building transportation and structural calculations

Lõputöö põhieesmärgid:

1. Hoone põhimõttelise transpordilahenduse väljatöötamine
2. Põhikonstruktsioonide kontrollarvutused

Töö keel: eesti

Lõputöö esitamise tähtaeg: “.....”201....a

Üliõpilane: Alo Oll

..... “.....”201....a
/allkiri/

Juhendaja: Kristo Paalandi

..... “.....”201....a
/allkiri

SISUKORD

SISUKORD	4
LÜHENDITE JA TÄHISTE LOETELU	6
SISSEJUHATUS	7
1. HOONETE TRANSPORT MUJAL MAAILMAS.....	9
1.1 Iisrael	10
1.1.1 Jaapani saatkonnahoone.....	10
1.2 Ameerika Ühendriigid	11
1.2.1 Brighton Beach Hotel	11
1.2.2 Cape Hatteras Lighthouse	12
1.3 Taani	14
1.3.1 Eluhoone Hjørringis.....	14
1.4 Hiina Vabariik (Taiwan)	15
1.4.1 Wang-Kun tempel	16
1.4.2 Kao-Hsiung raudteejaam.....	17
2. KORTERELAMU TUTVUSTUS	18
2.1 Hoone asukoht ja ajalugu.....	18
2.2 Hoone tarindid ja olemasolev olukord.....	18
2.2.1 Katus.....	18
2.2.2 Seinad.....	18
2.2.3 Vahelaed/põrandad	19
2.2.4 Vundament/kelder	19
3. KONSTRUKTSIOONID.....	20
3.1 Üldkoormused	20
3.2 Katusekonstruktsiooni kontrollarvutused.....	23
3.2.1 Tugevuskontrollid.....	24
3.3 Puidust uue vahelae konstrueerimine ja arvutused	34
3.3.1 Tugevuskontrollid.....	35
3.4 Kiviseinte kontrollarvutused	37
3.4.1 Tugevuskontrollid.....	38
4. HOONE TRANSPORT.....	44
4.1 Elementide tõsteraketis	44

4.1.1 Raketise jala konstrueerimine	45
4.2 Seinaelemendid	49
4.2.1 Raketis	49
4.2.2 Seinaelementide jaotus ja teisaldustööd	49
KOKKUVÕTE	51
KASUTATUD KIRJANDUSE LOETELU	53
LISAD	55
Lisa 1. Jaapani saatkonnahoone	55
Lisa 2. Fotod Räbi küla hoonest	57
Lisa 3. Taanlaste tösteraketis	59
GRAAFILINE OSA	60

Lühendite ja tähiste loetelu

A_c	- seina või posti survetsooni pindala	k_{Mod}	- koormuse kestuse ja konstruktsiooni niiskuse mõju arvestav modifikatsioonitegur
e	- ekstsentrilisus	$M_{y,d}$	- paindemoment y telje suhtes (kNm)
$E_{0,05}$	- puidu elastsusmooduli 5% väärtus pikikiudu	N_{Ed}	- vertikaalkoormuse arvutussuurus
$E_{0,mean}$	- puidu elastsusmooduli keskväärtus pikikiudu	N_{Rd}	- seina või posti kandevõime arvutussuurus
f_b	- kivi keskmine normaliseeritud tugevus	t_{ef}	- seina efektiivpaksus
$f_{c,0,k}$	- puidu normatiivne survetugevus pikikiudu	u_{fin}	- tala läbipainde soovituslik piirväärtus
$f_{c,90,k}$	- puidu normatiivne survetugevus ristikiudu	$u_{fin,G}$	- läbipaine omakaalust koos roomega
F_i	- mõjuv koormus	$u_{fin,Q}$	- läbipaine muutuvast koormusest
f_k	- müüritise normatiivne survetugevus	$u_{net,fin}$	- lõplik netoläbipaine
f_m	- mördi survetugevus	V_d	- põikjõu suurus
$f_{m,k}$	- puidu normatiivne paindetugevus	W_y	- ristlõike y-telje vastupanumoment
$f_{t,0,k}$	- puidu normatiivne tõmbetugevus pikikiudu	γ_M	- materjali osavarutegur
$f_{v,k}$	- puidu normatiivne nihketugevus	λ_i	- saledus i-telje suhtes
g_i	- omakaalukoormus	$\lambda_{rel,i}$	- suhteline saledus i-telje suhtes
i_i	- i-telje inertsiraadius	$\sigma_{c,0,d}$	- arvutuslik survepinge
$k_{c,i}$	- i-telje nõtketegur	$\sigma_{m,crit}$	- puidu kriitiline paindepinge
k_{cr}	- tegur puidu ristlõike efektiivlaiuse leidmiseks	$\sigma_{m,y,d}$	- arvutuslik paindepinge
k_{crit}	- kiivetegur	$\sigma_{t,0,d}$	- arvutuslik tõmbepinge
k_{def}	- tegur roome ja niiskuse koosmõjust tekkinud puidu deformatsioonidele	τ_d	- arvutuslik nihkepinge
k_h	- sõltuvalt ristlõike mõõtmetest puidu normsurvetugevust suurendav tegur	$\chi_{i(m)}$	- kandevõimet vähendav saledusest ja ekstsentrilisusest sõltuv tegur

Allikas [1]

SISSEJUHATUS

Käesolev magistritöö põhineb Eesti Vabaõhumuuseumisse kavandatava nõukogude kortermaja idee baasil, kus ühe ajastu ja külamiljöö eksponeerimiseks püstitatakse muuseumialale Eesti Nõukogude Sotsialistliku Vabariigi ajast pärinev kivikonstruktsioonist korterelamu. Sobivaks hooneks on välja valitud Lõuna-Eestis asuv silikaattellistest ehitatud kolhoosiaegne nelja korteriga korterelamu, mis tänasel hetkel ei ole kasutuses inimtegevuseks ning on jäänud ilmastiku meeleva. Korterelamu projekti eesmärgiks on transportida kõnealune hoone Lõuna-Eestist Tallinnasse, et säilitada ajastutruude materjalide ja detailide kasutus ning nendega seotud väärtus. Transpordiks tuleks hoone demonteerida ning seinakonstruktsioonid jagada elementideks, et võimaldada nende teisaldamist. Keerukust lisab konkreetse objekti puhul see, et hoone seinakonstruktsioonis kahe müürikihi vahel on soojustusega täidetud õhkvahet, mis teeb seina igasugusele liigutamisele ebastabiilsemaks võrreldes õhkvaheta müüri. Kivimüüritise transportimist on mujal maailmas (näiteks Taanis) teostatud, kuid Eestis ei ole see väga palju kõlapinda leidnud.

Jaak Kõiva (Eesti Vabaõhumuuseum): „Kogu idee sai alguse 8 aastat tagasi, mil pandi paika muuseumi uut ekspositsiooniplaani ning kortermaja mõte oli kavandina olemas. Kuna muuseumis on põhiliselt 20. sajandist pärinevad palkmajad ja nõukogudeaeg on juba ajalugu, siis oli soov ekspositsiooni uuendada ja elavdada. Aktuaalsemaks läks teema 2016-17 aastal, kui välitööde käigus sai välja valitud konkreetne maja ning teadurid panid paika maja kontseptsiooni – erinevad korterid erinevate ajastutega (1960ndad, 1970ndad, 1980ndad ja 2000ndad).“

Magistritöö on koostatud ühe osana hoone terviklikust projektist ning oleks aluseks detailsemate lahenduste väljatöötamisel. Töö põhiosa on jaotatud neljaks peatükiks.

Esimene osa keskendub väljaspool Eestit viimase kaheksa aastase perioodi sees läbiviidud ehitiste transpordiprojektidele.

Teises osas kirjeldatakse hoone tarindeid (seinad, katus, vahelaed), nende lahendusi, kasutatud materjale ja olemasolevat olukorda. Samuti antakse lühidalt ülevaade hoone ajaloost ja selle kasutamisest.

Kolmas osa keskendub hoone konstruktsioonide (katusekonstruktsioon, vahelaed, kiviseinad) kandevõime kontrollarvutustele vastavalt kandepiiriseisundi koormuskombinatsioonis tekkivatele sisejõududele. Esimese korruse olemasoleva puittaladel vahelae asemele on hoone kasutusotstarbe ja koormuste muutumisest tingituna konstrueeritud uus puitvahelagi. Kandvate kivikonstruktsioonis välisseinte kontroll on lisaks üldkontrollile teostatud kandevõime seisukohalt määravaks saavale esimese korruse aknapostile.

Neljas osa on pühendatud hoone demontaaži, transpordi ja montaažiga seotud teemadele. Kirjeldatud on hoone jaotamist elementideks ja elementide transpordiks valitud tõsteraketise konstrueerimist, lammutatavaid ja uuesti ehitatavaid hoone osasid. Samuti antakse põhimõtteline lahendus elementide demontaaži ja montaaži järjekorrale ning sõlmedele.

Peatükkide kõrval kasutamiseks on töö graafilisse osasse lisatud erinevad joonised (plaanid, vaated, lõiked) tervikliku, sisutiheda ja selge arusaama kujundamiseks.

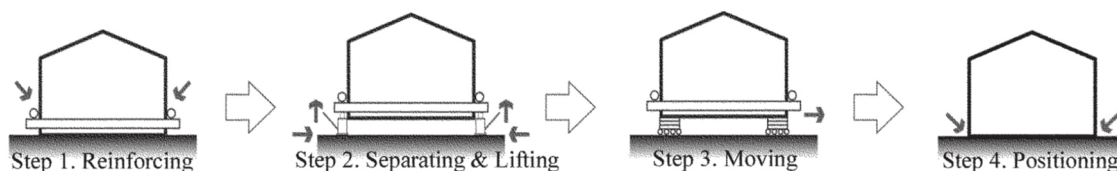
1. HOONETE TRANSPORT MUJAL MAAILMAS

Hoonete teisaldamine ei ole tänapäeval uudne protsess ning vajalike kogemuste, tehnika ja inseneriressursiga ettevõtteid leiab üle kogu maailma. Sarnaselt ettevõtete mitmekesisusele on erinevaid põhjuseid ka hoonete transportimisel – näiteks personaalsed või finantsilised aspektid, looduse ja keskkonnaga seotud asjaolud või hoopis ajaloo säilitamise huvid.

Ehitiste transpordiga seondult võib ühiskonnas tekkida ka teatavaid moraalseid küsimusi, samuti esinevad eri osapooled poolt ja vastuargumentidega. Ajalooliste hoonete puhul on lisaks edukale transpordile oluliseks eesmärgiks säilitada ehitise ajaloolist kontseptsiooni, sest osa erilisusest võib moodustada algne asukoht. Muutuvas keskkonnas on see väärtuste säilitamise huvides üks keerulisemaid aspekte.

Teisaldusoperatsioon jaguneb olenevalt ehitisest üldjuhul nelja põhilisse etappi:

- Hoone konstruktsioonide toestamine, ettevalmistus transpordiks
- Eraldamine vundamendist ja tõstetööd transpordiraami ehitamiseks
- Transportimine
- Asetamine uude asukohta



Joonis 1.1 Hoone teisaldusprotsess [2]

Kui tegemist on hoonega, mida ei ole võimalik tervikuna transportida tuleb ette võtta demonteerimistööd.

Järgnevalt toon mõned näited, milliseid teisaldusprojekte on maailmas ette võetud ning millistel põhjustel on ehitisi liigutatud.

1.1 Iisrael

1.1.1 Jaapani saatkonnahoone

Märtsis 2000. aastal alustati Tel-Avivist põhja poole jäävasse linna Herzliya Pituah Jaapani saatkonnahoone ehitamist. Hoone kavandati plaatvundamendiga monoliitsest raudbetoonist konstruktsioonidega vastavalt Jaapanis kehtinud maavärinatega seotud standardile. Sama aasta augustis, kui betoonitööd olid põhimahus juba valmis, avastati oluline erinevus hoone tegelikus paiknemises krundil ja ehitusloal sätestatu vahel. Ehitis asus õigest asukohast 190 cm ida pool ning ulatus seetõttu lepinguliselt kokku lepitud keelatud tsoonis. Arhitekti ettepanek oli lammutada üleulatuv ehitise osa ja lisada see teisele poole juurde. See ettepanek ei rahuldanud tellijat ning ehitaja pakkus välja idee tõsta hoone õigesse asukohta. Pärast ligi ühe kuu pikkust seisakut alustati otsinguid, et leida vastava referentsi, oskusteabe ja tehnikaga ettevõtte liigutamisoperatsiooni teostamiseks. Otsingud laiendati üle maailma nii Euroopasse kui ka Põhja-Ameerikasse. Koostööpartneri valik langetati Saksamaa ja Šveitsi firmade kõrval Hollandi inseneride kasuks, kelle idee oli hüdrauliliste tungraudadega hoone paika lükata. [3]

Vundamendi kihilise ehituse tõttu - tihendatud liivalus, 70 mm paksune betoonist tasandusplaat, 6 mm vööbatud bituumeni kiht, 5 mm paksune bituumenimatt, 450 mm vundamendiplaat – leiti, et arvutused ning teoreetiline analüüs üksi ei anna piisavalt kindlaid tulemusi vajamineva nihkejõu suuruse leidmiseks ja vundamendi käitumise ennustamiseks libisemisel. Iisraeli tehnoloogiainstituudi abiga viidi läbi katsed vundamendi mudeli ja reaalse pinnasega ning jõuti tulemusele, et ~4800 tonnise ehitise liigutamiseks on vaja rakendada mitte vähem kui 28 000 kN suurust jõudu. Nihkumine toimuks tasandusplaadi ja vundamendiplaadi vahel. [3]

Vastavalt laborikatsetustele otsustati kasutada kuute kuni 7000 kN survejõuga tungrauda (kokku 42 000 kN) ning koostati kaks paiknemisskeemi, millest valiti välja variant II (Lisa 1) kuna see nõudis vähem vundamendi tugevdamist. Tungraudade toereaktsioonide tarbeks ehitati 29-st 12 meetrise ja 90 sentimeetrise diameetriga raudbetoonvaiadest koosnev tugisein. Vaiad seoti vundamendiplaadi tasandis raudbetoonialaga, mis oli ühtlasi stabiilseks aluspinnaks tungraudadele. Vundamendiplaadile valati tugevduseks lisasektsioonid (viirutatud ala joonisel L1.2) ning hoone läänepoolsesse külge tasandusplaadi jätk. [3]

Ehitise nihutamine kulges edukalt. Esimesel surumisel kasvas jõud ligi 40 000 kN-ni ning pärast hoone liikuma hakkamist langes 25 000 kN peale. Hoonesse paigaldatud majakad näitasid, et olulisi deformatsioone ja kahjustusi liigutamine ei tekitanud ning projekt loeti õnnestunuks.

Vahejuhtum nihutas ehitusgraafiku lõpptähtaega 3 kuu võrra hilisemaks, kuid kokkuvõttes andis ehitaja hoone tellijale üle lepingulisest tähtajast siiski 1 kuu varem. [3]



Joonis 1.2 Saatkonnahoone enne liigutamist [3]

1.2 Ameerika Ühendriigid

Ameerika Ühendriikides on ehitiste teisaldusega tegeletud juba üpris pika perioodi vältel. Esimesed tõendid transpordi kohta ulatuvad 19. sajandi algusesse. [4]

1.2.1 Brighton Beach Hotel

Brighton Beach Hotel ehitati 1868. aastal New Yorki Brooklyni linnaossa Coney saare Atlandi ookeani kaldale, kuna piirkonna populaarsuse kasvuga kaasnes ka turistide ja puhkajate arvu suurenemine. Ligi 6100 m² ehitusaluse pinnaga kolmekordne puitkonstruktsioonist hoone toetati puidust vaiadele ning oli oluliselt suurem ja uhkem kui ümbritsevad hotellid. [4]

1880-ndatel hakkas hotelli omanikele muret tekitama asjaolu, et rannale ehitatud hotell jääb üha rohkem ookeani poolt tekitatud erosiooni meelevalda (joonis 1.3). [5] Päev-päevalt kandis vesi rannaliiva minema ja jõudis peagi ka hoonet toetatavate vaiadeni. Oli enam kui selge, et hoone päästmiseks on vaja midagi ette võtta ning otsustati see liigutada kaldast sisemaa poole.

Esmalt tuli rajada 24 paari rööpaid hoone alt kuni uue asukohani, idee oli ehitada ratastel raamidele ning vedamiseks kasutada vedureid. Hotelli tõsteti ühe 90, kolme 60, viie 30 ja nelja 10 tonnise tõstevõimega tungrauaga ning asetati kokku 112-le raamile. Vedamiseks kasutati 35 tonniseid vedureid. [5]

3. aprillil 1888 teostati kuue veduriga esimene proovitõmbamine, mis osutus edukaks. Järgmisel päeval otsustati kasutada ainult nelja vedurit ning liigutati hoone algsest asukohast ligikaudu 75 meetrit edasi, vabanenud materjali ja rööbastega pikendati liikumisteed ning tõmmati hoonet edasi. [5] Alates 29. juunist 1888 paiknes 6000 tonnise massiga hoone oma sünnikohast ligi 180 meetrit eemal. [4]



Joonis 1.3 Brightoni rannahotell pärast edukat liigutamist [5]

1.2.2 Cape Hatteras Lighthouse

Sarnaselt eeltoodud hotellile, kimbutasid ka Põhja-Carolina idakaldal asuvat tuletorni liiva erosiooniprotsessid. 1870. aastal valminud tuletorn oli vanemaks vennaks 1803. aastal ehitatud tuletornile, mis erinevate ekspluatatsiooniprobleemide tõttu viis uue suurema ja paremini konstrueeritud tuletorni ehitamiseni. Majaka vundament ehitati ristkihtidena laotatud ning hiljem pinnasevette uputatud männiprussidest, millele toetati 7 meetri kõrgune tellismüüritisest ja graniidist koosnev alus. Ujuva vundamenti nimetuse saanud lahendus töötas edukalt ja takistas ehitise vajumist liivpinnasesse. [4]

63 meetri kõrgune tuletorn asus pärast valmimist Atlandi ookeani kaldast ligi 460 meetri kaugusel. Sajand hiljem oli liivade rännete tagajärjel sellest järgi jäänud vaid 40 meetrit. Arutelu võimalike päästevariantide üle kestis aastaid ning tugimüüride, muulide rajamise ja ranna uuesti täitmise asemel otsustati siiski majaka teisaldamise kasuks. Kuigi kohalik kogukond võitles sellele tugevalt vastu, oli tegemist pikemas perspektiivis parima variandiga arvestades finantsilisi ja keskkonnaga seotud aspekte. [4]

1990ndate lõpus alustati 4400 tonnise tuletorni päästeoperatsiooniga. Vundament kaevati lahti kuni männiprussideni, saeti lahti graniitalus ning prusside peale ehitati stabiilsuse tagamiseks terasest aluspind. Ehitise tõstmiseks kasutati sadat 100 tonnise tõstevõimega tungrauda ning transpordiraam moodustati terastaladest. Konstruktsiooni edasi liigutamiseks rööbastel kasutati viite tungrauda. [4]

9. juulist 1999 asub majakas 880 meetrit eemal algsest asukohast ning arvestades Cape Hatterase piirkonna looduslikke protsesse seisab see järgmise saja aasta pärast tõenäoliselt silmitsi järjekordse uppumisohuga. [4]



Joonis 1.4 Tuletorni transport uude asukohta [6]

1.3 Taani

1.3.1 Eluhoone Hjørringis

Kopenhaageni järel suuruselt teine linn Taanis on Aarhus. Seal asub rahvuslik vabaõhumuuseum – taanipäraselt Den Gamle By – mis hoiab endas Taani ajalugu ja kultuuri läbi kolme sajandi. Muuseumi eksponaatide hulka kuulub rohkem kui 75 ajaloolist hoonet, mis on kokku toodud üle terve Taani. [7]

21. sajandi teise kümnendi algusest täidab Den Gamle By's eksponaadi rolli ka varasemalt ligikaudu 160 kilomeetri kaugusel Hjørringi linnas Wenbovej 18 aadressil asunud hoone (Joonis L3.1). Algselt lammutusele määratud ehitis köitis muuseumi arheoloogide tähelepanu oma väga hea säilivuse ja terviklikkuse tõttu. Hoonele lisas väärtust ka asunikeks olnud tavalised palgatööd teinud inimesed, sest mitmed muuseumis talletatud objektid on pärit kõrgema klassi elanike asumistest. [8]

Uurimistööde käigus selgus, et 1902. aastal Wenbovej tänavale ehitatud hoone on 19. sajandi keskel asunud 40 kilomeetri kaugusel Østergade tänaval ja seega ühe teisaldamise varasemalt juba vastu pidanud. Kolimistöo oli aga erinev tänasest plaanist, kus hoone mõõdistatakse üles, demonteeritakse osadeks ja transporditakse teise asukohta. Nimelt lammutati hoone ning kasutati saadud materjali uuesti hoone üles ehitamiseks. [8]

Foto hoone demontaažiprotsessist on toodud Lisa 3. Müüritis jagati osadeks ning ehitati igale osale ümber raketis, et hoida seinaelementi ühtse tervikuna ja võimaldada selle transporti.



Joonis 1.5 Hjørringi linnast Aarhusse teisaldatud hoone [8]

1.4 Hiina Vabariik (Taiwan)

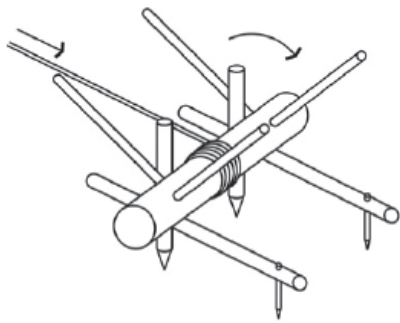
Ajaloos on üldjuhul hoonete teisaldust ette võetud peamiselt praktilistel ja finantsilistel kaalutlustel, sest see on tihti olnud lihtsam ja odavam kui uue ehitise püstitamine. Hiina Vabariigis on lisaks eeltoodud aspektidele ka olulisel kohal olnud Fengshui ning pärandina saadud varandus. Traditsiooniliselt on inimesed uskunud, et hoone paiknemine ja seal elava perekonna heaolu on omavahel ühenduses. Kui perekonnas oli ilma mõjuva põhjuseta tihti ebaõnnestumisi, nähti väljapääsuna kinnistul asuva eluhoone ümberasetamist. [2]

Ehitiste liigutamine on Hiina Vabariigis alates 19. sajandi lõpust olnud levinud praktika. Selle areng on jaotatud nelja perioodi (tabel 1.1). Tabelis on kajastatud perioodide ajaline määratlus, peamised teisalduse põhjused – algusaegadel Fengshui, pärandatud kinnisvara, keskkonnaaspektid, hiljem piirkondade arendamine ja ajaloo säilitamine. Samuti on toodud hoonete põhilised ehitusmaterjalid, milleks oli bambus, puit, ehituskivid. Hiljem lisandus ka teras ja raudbetoon.

Tabel 1.1 Hoonete teisalduse areng Hiina Vabariigis [2]

Periods	Main factors	Building Types
Formative period (~1890s)	1. Cherished resource 2. Fengshui 3. Division of inherited property	Building types: Residential
		Construction types: Earth, bamboo, wood, brick.
Developing period (1900~1970)	Compensating for ground subsidence	Building types: Residential, temples
		Construction types: Earth, bamboo, wood, brick.
Peak period (1971~1977)	Major public developments	Building types: Residential, temples
		Construction types: Brick, RC.
Transforming period (1997~recent)	1. Community developments 2. Historic preservation	Building types: Temples, institutional
		Construction types: Wood, brick, RC, steel.

Traditsioonilises maaharimisega tegelevas ühiskonnas oli nõudlus ehitiste teisaldamise järgi väike ning vajamineva töö tarbeks komplekteeriti meeskondi kogukonna elanikest. Aega mööda arenes ka tehnoloogia ning töövahendid. Hoonete tugevdamisel ja transpordiks ettevalmistusel lisandus puidu kõrvale ka teras ja betoon. Inimjõul opereeritud tungraud ja vintsid asendusid masinjõul töötavatega.



Joonis 1.6 Vasakul käsivints „Chia-Tau“, paremal puitlahendusel transpordivahend [2]

1.4.1 Wang-Kun tempel

1929. aastal ehitatud kivikonstruktsioonist 335 m² suurune tempel oli kohalike elanike seas väga populaarne koht jumala kummardamiseks. 1997. aastal otsustati liiga vähese ruumi ja amortiseerunud kommunikatsioonide tõttu lammutada olemasolev ja ehitada selle asemele uus tempel. Ajaloolise religioosse hoone lammutamine tekitas kohalike seas tugevat vastuseisu ning algatas üldise arutelu probleemi lahendamiseks. Osapooled jõudsid kokkuleppele, et olemasolev ehitis teisaldatakse ning võimaldatakse ruum uuele templile. Transpordi osas oli laual kaks varianti, hoone demonteerida või liigutada kompleksena. Kuna uus asukoht paiknes 160 meetri kaugusel ning kompleksena teisaldus oli kiirem ja odavam, otsustati operatsioon teostada templit demonteerimata. [2]

Valitsuse rahalisel toel korraldati ühine ettevõtmine ning julgustati elanikke osalema ajaloolise templi transportimisel. Kord vastuseisus olnud osapooled seisis nüüd külg-külje kõrval ja pingutasid ühise eesmärgi nimel. [2]



Joonis 1.7 Wang-Kun templi teisaldus. Inimesed hoonet tõmbamas. [2]

1.4.2 Kao-Hsiung raudteejaam

Transpordivõrgustiku laiendamise käigus 21. sajandi alguses plaaniti uue jaamahoone kõrval säilitada ka 1941. aastal ehitatud kahekordne raudbetoonist hoone. Uus jaamahoone planeeriti vana hoone asukohta ning selle säilitamiseks liigutati ehitis ajutiselt 85 meetrit lõuna poole ning pärast uue jaamahoone ehitustööde lõppu tagasi algse asukoha lähedale.

Hoone teisaldustööd teostas Jaapani ettevõtte, kes oli jaamahoone ka varasemalt üles ehitanud. Võrreldes Hiina Vabariigis traditsiooniliselt kasutatud tehnoloogiaga oli Jaapanlaste lähenemine veidi teistsugune. Peamine erinevus seisis transpordi vahendis, mis koosnes puidust rullikute asemel terasest toodetud rullikutest. Rullikud asetsesid terasest liikumisteel, samuti paigaldati kaks kihti terasplaate hoone vundamendi ja rullikute vahele. Selline lahendus oli kallim, kuid täpsem.



Joonis 1.8 Pidustused jaamahoone teisaldusel [2]

2. KORTERELAMU TUTVUSTUS

2.1 Hoone asukoht ja ajalugu

Vaadeldav nelja korteriga silikaatkividest 2-korruseline korterelamu asub Juhani kinnistul Räbi külas Otepää vallas Valgamaal.

20. aprillil 1949 ühinesid Räbi, Vahe ja Elva küla inimesed Hoolsuse kolhoosiks, mis 1951. aastal kahe teise kolhoosiga moodustas Järvesalu kolhoosi. Seoses majandite liitmisega 1970. aasta jaanuaris ühendati Järvesalu kolhoos naabruses asuva Nõuni kolhoosiga. [9]

Hoone on tõenäoliselt ehitatud Nõuni või Järvesalu kolhoosi eestvedamisel 60 - 70ndatel aastatel Eesti NSV Riiklikus Projekteerimisinstituudis „Eesti Põllumajandusprojekt“ 1960. aastal koostatud kohalikest materjalidest kahekorruselise nelja korteriga elamu tüüpprojekti Э1-10Мд-23 järgi.

2.2 Hoone tarindid ja olemasolev olukord

2.2.1 Katus

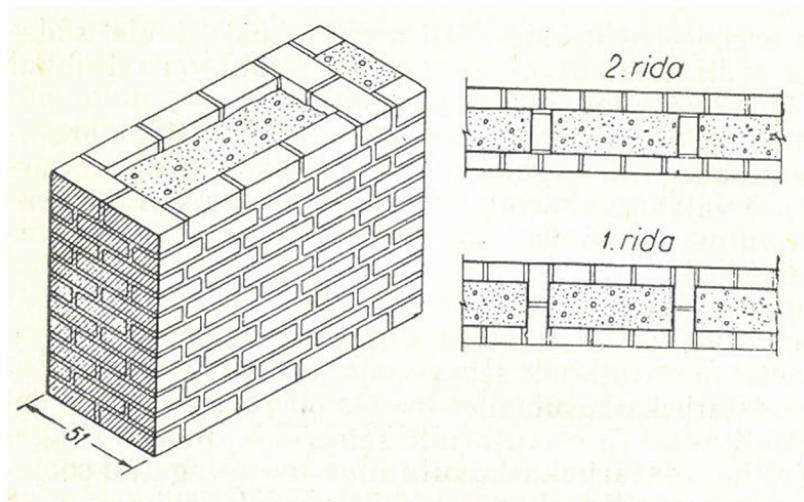
Kandva osa moodustavad 950...1200 mm sammuga asetsevad puidust 150 x 70 ristlõikega sarikad, mis toetuvad müürlatile. Müürlatt on ankurdatud vahelaetalade külge. Seinale tekkiva horisontaalkoormuse vältimiseks on sarikad harjapunktis toetatud 195 x 100 ristlõikega puidust jaotustalaga. Sarikalt jaotustalaga vastu võetav koormus jagatakse vertikaalpostide ja alumise jaotustalaga laetaladele ning kandvatele trepikoja- ja vaheseintele. Sarikatele on kinnitatud ~ 500 mm sammuga 25 x 150 roovlatid ning katusekattena kasutatud lainelist eterniitplaati.

Katuse kandekonstruktsiooni olukord on üpris hea, olulisi niiskuskahjustusi ei esine ning puit on ajahambale tublisti vastu pidanud.

2.2.2 Seinad

Välisseinad on laotud väljast poolt puhta vuugiva S. A. Vlassovi süsteemiga. Sein moodustub kahest $\frac{1}{2}$ tellise paksusest kihist, mis on ühendatud vertikaalsete põiktellistest diafragmadega. [10] Erinevus on diafragmade ladumises, kus olemasoleval seinal ei ole kivid asetatud otsakuti kokku vaid on laotud $\frac{1}{2}$ kivi pikkuses ülekattega. See annab seina paksuseks Joonis 2.1 oleva 51 cm asemel 38 cm.

Seinte soojusisolatsiooni parandamiseks on pikikivikihtide vahe täidetud saepurust, kustutatud lubjast ja kreosootõlist koosneva termoliidiga. Seest poolt on seinad kaetud viimistluskrohviga.



Joonis 2.1 S.A. Vlassovi tüüpi sein [10]

Välisseintes on tuvastatavad mõningad praod, mis on ilmselt tingitud pinnase ja sellega seoses ka vundamendi erinevatest vajumitest.

Siseseinad (kandvad vaheseinad ja trepikojaseinad) on laotud 1 kivi paksusega piki- ja sidekividest koosneva mitmekihilise müürina ning on mõlemalt poolt kaetud viimistluskrohviga. Krohvitud seina paksus on varieerub vahemikus 27...28 cm.

2.2.3 Vahelaed/põrandad

Vahelaed on ehitatud 700...1200 sammuga asetsevatest 200 x 100 ristlõikega puittaladest, mis on vahelt soojustamiseks/heliisolatsiooniks täidetud termoliidiga. Talade alumisse serva on termoliidi toetamiseks kinnitatud lisaliistudest ja servamata laudadest moodustatud kilbid. Vahelaetalad on ühest otsast toetatud välisseinale ning teisest kandvale siseseinale.

Põrandate laudised on nii esimesel kui ka teisel korrusel välja lõhutud. Osaliselt on eemaldatud ka ruumide põrandatalasid.

2.2.4 Vundament/kelder

Hoonel on ~500 mm paksune betoonist valatud vundament. Poole elamu ulatuses on I korruse all kelder.

3. KONSTRUKTSIOONID

Kontrollarvutustes vajalike tegurite ja andmete leidmisel on kasutatud allikaid [10] ja [1].

3.1 Üldkoormused

Osavarutegurid

Alaline koormus:	Ebasoodne mõju	$\gamma_{G,sup} = 1,2$
Muutuvkoormus:	Ebasoodne mõju	$\gamma_Q = 1,5$
Kombinatsioonitegurid:	Kasuskoormus	$\Psi_2 = 0,6$

Müüritise omakaalukoormus

Müürikivi laius	$b = 120 \text{ mm}$
Raskel mördil silikaattellismüüritis	$\gamma_{müür} = 19,0 \text{ kN/m}^3$
Õhkvahe laius	$b_2 = 130 \text{ mm}$
Soojustusvaht	$\gamma_{vaht} = 12,0 \text{ kg/m}^3$

Müüritise kaal

$$g_k = \gamma_{müür}(2b) + \gamma_{vaht}b_2 \quad (3.1)$$

$$g_k = 19 * (2 * 0,12) + 12 * 0,13 = 4,6 \text{ kN/m}^2$$

Siderea kaal ($H = 1,0 \text{ m}$)

$$g_{side} = 0,12 * 0,13 * 1,0 * 19 = 0,3 \text{ kN}$$

Kasuskoormus

Ruumide klass – C3	$q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$
	$Q_k = 4,0 \text{ kN}$

Lumekoormus

Lume normkoormus maapinnal	$s_k = 1,5 \text{ kN/m}^2$
Kujutegur – katuse kalle $\sim 20^\circ$	$\mu_1 = 0,8$

Lumekoormuse normsuurus

$$s = \mu_1 s_k \quad (3.2) [1]$$

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

Tuulekoormus

Hoone uuest asukohast lähtuvalt valin maastikutüübiks mere või kaldapiirkonna, mis on avatud merele (maastikutüüp 0).

Kiirusrõhu arvutusvalem:

$$q_p = 6,72 \ln^2 \frac{z}{0,003} + 47,02 \ln \frac{z}{0,003} \quad (3.3) [1]$$

Valmishoone kõrguseks eeldan 8 meetrit (katusehari) ja räästa kõrguseks 6,5 meetrit, mida kasutan kiirusrõhu leidmisel. Tuulealustel ja külgeintel valin arvutuskõrguseks hoone kõrguse.

$$z_e = 8,0 \text{ m}$$

$$q_p = 6,72 \ln^2 \frac{8}{0,003} + 47,02 \ln \frac{8}{0,003} = 0,79 \text{ kN/m}^2$$

$$z_e = 6,5 \text{ m}$$

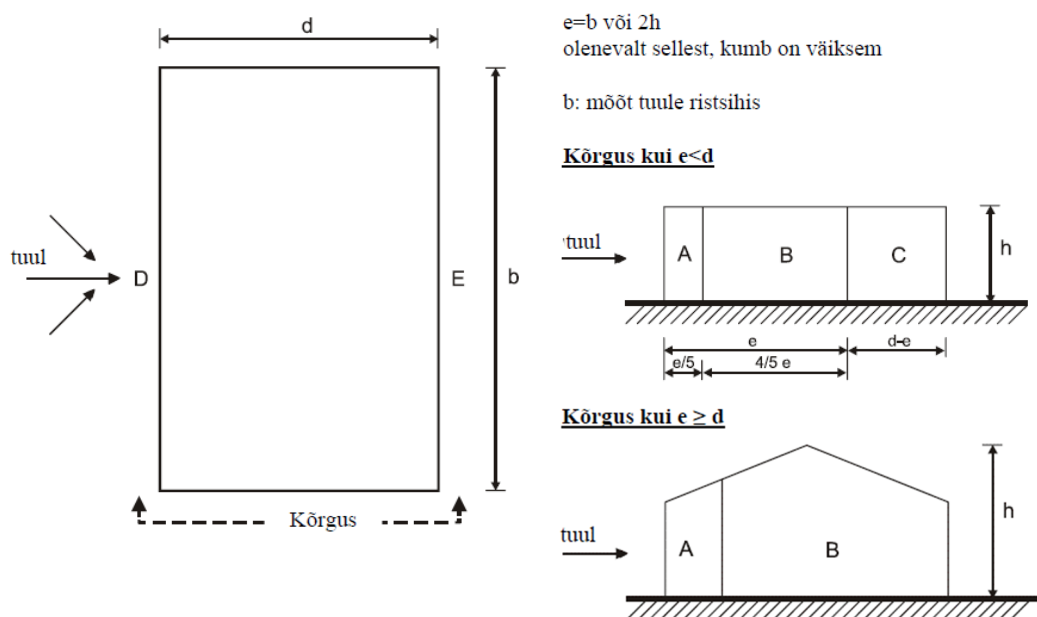
$$q_p = 6,72 \ln^2 \frac{6,5}{0,003} + 47,02 \ln \frac{6,5}{0,003} = 0,76 \text{ kN/m}^2$$

Konstruksiooni välispindadele mõjuv tuulerõhk (kN/m^2):

$$w_e = q_p(z_e) c_{pe} \quad (3.4) [1]$$

Sõltuvalt suhtest h/d ja katuse kaldenurgast α on vajadusel välisrõhutegurite leidmiseks kasutatud lineaarset interpolatsiooni. Koormustsoonide ulatused tuulerõhkude tabelites (l_{tsoon}) on leitud vastavalt joonisel 3.1 ja Joonis 2.2 toodud arvutustehetele.

Seintele mõjuv tuulekoormus



Joonis 3.1 Vertikaalsete seinte koormustsoonid [11]

Tabel 3.2 Seinte tuulerõhud, tuul pikema külje poolt

$$\begin{aligned} h &= 8,0 \text{ m} & e &= 16,0 > d \\ b &= 18,0 \text{ m} \\ d &= 8,0 \text{ m} \end{aligned}$$

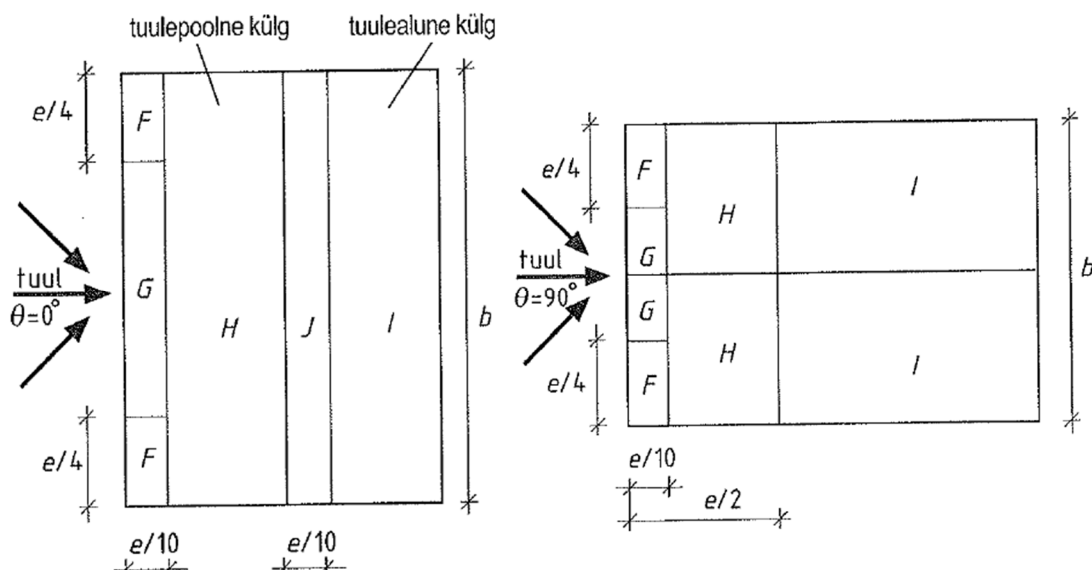
Tsoon	A		B		C		D		E	
h/d	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
1,00	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1			0,8	1	-0,5	
$w_e = [\text{kN/m}^2]$	-0,95	-1,10	-0,63	-0,87		-	0,61	0,76	-0,39	
$l_{tsoon} = [\text{m}]$	3,2		4,8		-		18,0		18,0	

Tabel 3.3 Seinte tuulerõhud, tuul lühema külje poolt

$h = 8,0 \text{ m}$ $e = 8,0 < d$
 $b = 8,0 \text{ m}$
 $d = 18,0 \text{ m}$

Tsoon	A		B		C		D		E	
h/d	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
0,44	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		0,73	1	-0,35	
$w_e =$ [kN/m ²]	-0,95	-1,10	-0,63	-0,87	-0,39		0,57	0,79	-0,28	
$l_{tsoon} =$ [m]	1,6		6,4		10,0		8,0		8,0	

Katusele mõjuv tuulekoormus



Joonis 2.2 Kahekaldelise katuse koormustsoonid [1]

Tabel 4.3 Katuse tuulerõhud, tuul pikema külje poolt

$h = 8,0 \text{ m}$ $e = 16,0 > d$
 $b = 18,0 \text{ m}$
 $d = 8,0 \text{ m}$

Tsoon	F		G		H		I		J	
Kaldenurk α [°]	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
20	-0,03	-0,37	-0,03	-0,37	0,07		-0,13		-0,17	
$w_e =$ [kN/m ²]	-0,03	-0,29	-0,03	-0,29	0,05		-0,11		-0,13	
$l_{tsoon} =$ [m]	4,0		10,0		18,0		18,0		18,0	
	1,6		1,6						1,6	

Tabel 3.4 Katuse tuulerõhud, tuule lühema külje poolt

$h = 8,0 \text{ m}$ $e = 8,0 < d$
 $b = 8,0 \text{ m}$
 $d = 18,0 \text{ m}$

Tsoon	F		G		H		I		J	
Kaldenurk α [°]	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
20	-1,23	-1,83	-1,33	-2,00	-0,67	-1,20	-0,50		-	
$w_e =$ [kN/m ²]	-0,97	-1,45	-1,05	-1,58	-0,53	-0,95	-0,39		-	
$l_{tsoon} =$ [m]	2,0		2,0		4,0		4,0		-	
	0,8		0,8		3,2		14,0		-	

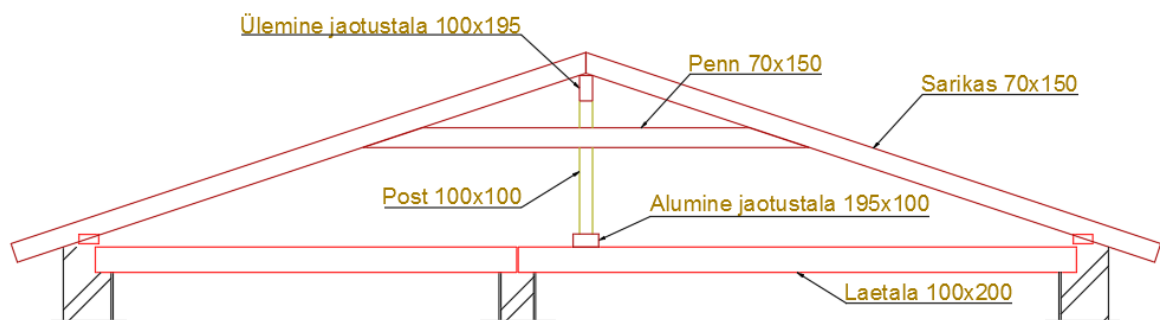
3.2 Katusekonstruktsiooni kontrollarvutused

Puitlahendusel katusekonstruktsiooni kontroll on teostatud suurimate sisejõududega kandepiiriseisundi koormuskombinatsioonis, kus alalise koormusena mõjuvad sarika ja katusekatte omakaalud ning muutuvkoormusena domineerib lumi.

Koormuskombinatsioon: $1,2G_{Sarikas} + 1,2G_{Katusekate} + 1,5Q_{Lumi}$

Täpsema info puudumisel on töös piiratud ristlõigete tugevuskontrolliga, liidete kontrollarvutusi ei ole teostatud. Konstruktsioonelementide sisejõudude leidmisel on kasutatud Autodesk Robot Structural Analysis tarkvara.

Kontrollarvutuste kirjeldamisel on tehtud kümnendik ja sajandikkohtade ümardusi võrreldes MS Exceli arvutustulemustega, mistõttu võib esineda väikeseid erinevusi arvutustehete vastuste osas.



Joonis 3.3 Katusekonstruktsioon

Katusekatteks on arvestatud eterniitplaate ($\gamma = 0,15 \text{ kN/m}^2$) [1] ja roovlaudist ($\gamma = 5,0 \text{ kN/m}^3$) [1].
Arvutusvalemid ja vajalikud tegurid on valitud okaspuidust ristkülikukujulisest ristlõikest lähtuvalt.

Okaspuidust saematerjal C22

$$f_{m,k} = 22,0 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{t,0,k} = 13,0 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,0,k} = 20,0 \text{ N/mm}^2$$

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

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

$$E_{0,05} = 6700 \text{ N/mm}^2$$

Konstruksiooni kasutusklass 2, koormuse kestusklass tulenevalt lumekoormuse väärtusest ($s < 1,5 \text{ kN/m}^2$) lühiajaline [1]

$$k_{Mod} = 0,7$$

Saematerjali osavarutegur

$$\gamma_M = 1,3$$

Materjali omaduse arvutusväärtus

$$X_d = k_{Mod} \frac{X_k}{\gamma_M} \quad (3.5) [1]$$

Arvutuslik paindetugevus

$$f_{m,d} = k_{mod} \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} = 0,90 * \frac{22}{1,30} = 15,2 \text{ N/mm}^2$$

Arvutuslik tõmbetugevus

$$f_{t,0,d} = k_{mod} \frac{k_h f_{t,0,k}}{\gamma_M} = 0,90 * \frac{1,16 * 13}{1,30} = 10,5 \text{ N/mm}^2$$

Arvutuslik survetugevus

$$f_{c,0,d} = k_{mod} \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_M} = 0,90 * \frac{20}{1,30} = 13,9 \text{ N/mm}^2$$

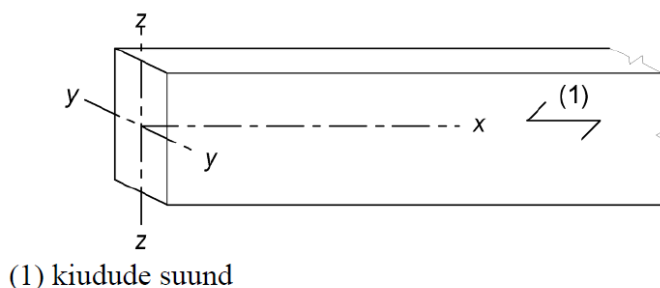
Arvutuslik survetugevus

$$f_{c,90,d} = k_{mod} \frac{f_{c,90,k}}{\gamma_M} = 0,90 * \frac{2,4}{1,30} = 1,7 \text{ N/mm}^2$$

Arvutuslik nihketugevus

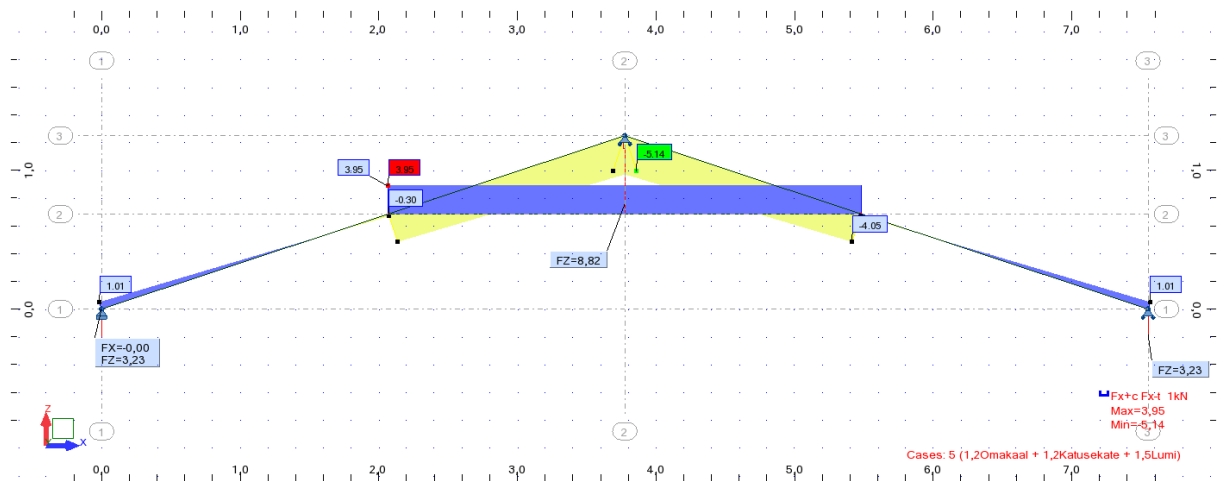
$$f_{v,d} = k_{mod} \frac{f_{v,k}}{\gamma_M} = 0,90 * \frac{3,8}{1,30} = 2,6 \text{ N/mm}^2$$

3.2.1 Tugevuskontrollid

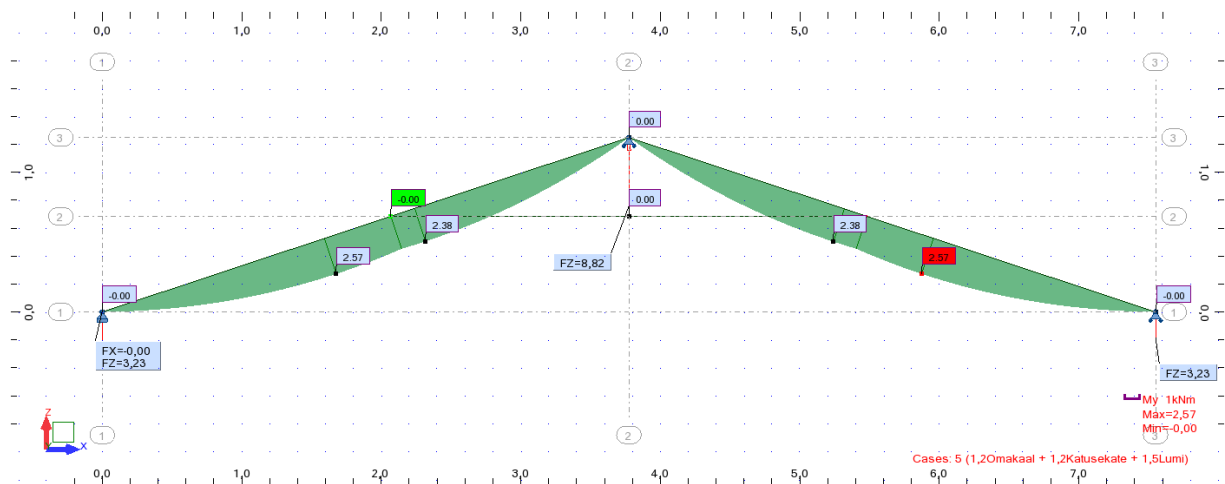


Joonis 3.4 Arvutustel kasutatav teljestik [12]

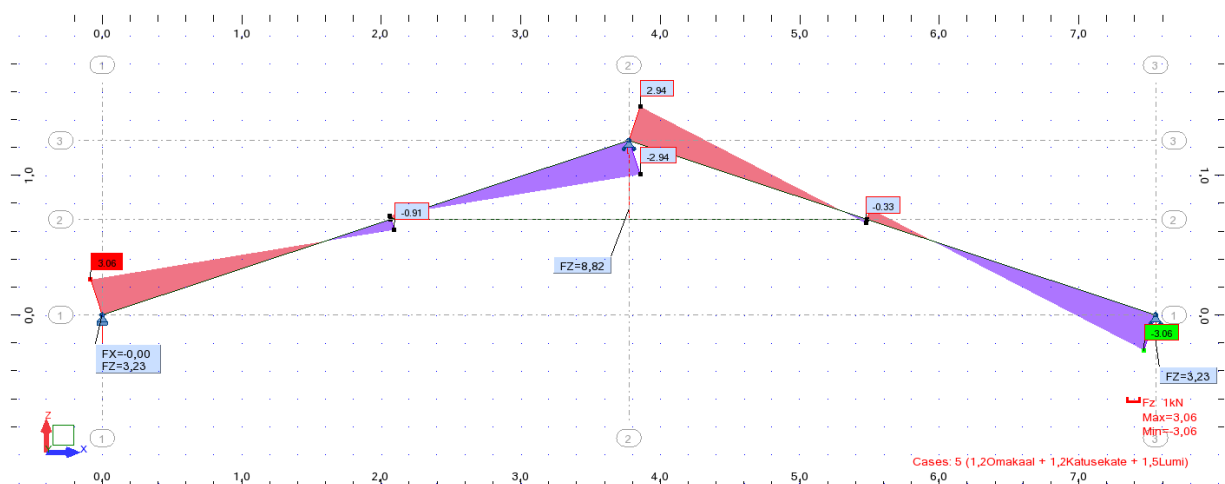
Sarikas



Joonis 3.5 Pikijõu epüür



Joonis 3.6 Paindemomendi epüür



Joonis 3.7 Põikjõu epüür

Ristlõike mõõtmed (b x h)	70 x 150 mm
Ristlõike pindala	A = 10500 mm ²
Maksimaalne paindemoment	M _{y,d} = 2,57 kNm
Maksimaalne tõmbejõud	F _{t,d} = 5,14 kN
Maksimaalne põikjõud	V _d = 3,06 kN

Tõmme koos paindega

$$\text{Ristlõike viitelaius tõmbel (b < 150)} \quad k_h = \min \left\{ \left(\frac{150}{b} \right)^{0,2}, 1,3 \right\} \quad (3.6) [1]$$

$$k_h = \left(\frac{150}{70} \right)^{0,2} = 1,16$$

$$\text{Ristlõikes mõjuv tõmbepinge} \quad \sigma_{t,0,d} = \frac{F_{t,d}}{A} \quad (3.7) [1]$$

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{5,14 \cdot 10^3}{10500} = 0,49 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Sarika vastupanumoment} \quad W_y = \frac{bh^2}{6} \quad (3.8) [1]$$

$$W_y = \frac{70 \cdot 150^2}{6} = 262500 \text{ mm}^3$$

$$\text{Ristlõikes mõjuv paindepinge} \quad \sigma_{m,y,d} = \frac{M_y}{W_y} \quad (3.9) [1]$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{2,57 \cdot 10^6}{262500} = 9,79 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Tugevustingimus} \quad \frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} \leq 1 \quad (3.10) [1]$$

$$\frac{0,49}{10,48} + \frac{9,79}{15,23} = 0,7 \leq 1,0$$

Ristlõike tugevus on tagatud

Nihke kontroll

$$\text{Saepuit, ristkülikristlõige} \quad k_{cr} = 0,67 \quad [1]$$

$$\text{Ristlõike efektiivlaius} \quad b_{ef} = bk_{crit} \quad (3.11) [1]$$

$$b_{ef} = 70 \cdot 0,67 = 46,90 \text{ mm}$$

$$\text{Arvutuslik nihkepinge} \quad \tau_d = \frac{1,5V}{b_{ef}h} \quad (3.12) [1]$$

$$\tau_d = \frac{1,5 \cdot 3,06 \cdot 10^3}{46,9 \cdot 150} = 0,7 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Tugevustingimus} \quad \tau_d \leq f_{v,d} \quad (3.13) [1]$$

$$0,7 \leq 2,6 \text{ N/mm}^2$$

Ristlõike tugevus on tagatud

Penn

Ristlõike mõõtmed (b x h)	70 x 150 mm
Ristlõike pindala	$A = 10500 \text{ mm}^2$
Penni pikkus	$l = 2,96 \text{ m}$
Penni arvutuspikkus on võetud tagavara kasuks	$l_{ef} = 2,96 \text{ m}$
Maksimaalne survejõud	$F_{c,d} = 3,95 \text{ kN}$

Surve pikikiudu

Arvutuslik survepinge

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{F_{c,d}}{A} \quad (3.14) [1]$$
$$\sigma_{c,0,d} = \frac{3,95 \cdot 10^3}{10500} = 0,38 \text{ N/mm}^2$$

Tugevustingimus

$$\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d} \quad (3.15) [1]$$
$$0,38 \leq 13,9 \text{ N/mm}^2$$

Ristlõike tugevus on tagatud

Stabiilsuse kontroll sarika tasapinnas

Inertsiraadius z-telje suhtes

$$i_z = \frac{b}{\sqrt{12}} \quad (3.16) [1]$$

$$i_z = \frac{70}{\sqrt{12}} = 20,21 \text{ mm}$$

Posti saledus z-telje suhtes

$$\lambda_z = \frac{l_{ef}}{i_z} \quad (3.17) [1]$$

$$\lambda_z = \frac{2,96 \cdot 10^3}{20,21} = 146,48$$

Suhteline saledus z-telje suhtes

$$\lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} \quad (3.18) [1]$$

$$\lambda_{rel,z} = \frac{146,48}{\pi} \sqrt{\frac{20,0}{6700}} = 2,55$$

Nõtketegur

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} \quad (3.19) [1]$$

$$k_z = 0,5[1 + \beta_c(\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2] \quad (3.20) [1]$$

Saepuidu korral $\beta_c = 0,2$

$$k_z = 0,5[1 + 0,2(2,55 - 0,3) + 2,55^2] = 3,97$$

$$k_{c,z} = \frac{1}{3,97 + \sqrt{3,97^2 - 2,55^2}} = 0,14$$

Tugevustingimus

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} \leq 1 \quad (3.21) [1]$$

$$\frac{0,38}{0,14 \cdot 13,85} = 0,2 \leq 1,0$$

Stabiilsus on tagatud

Stabiilsuse kontroll sarika tasapinnaga risti

Inertsiraadius y-telje suhtes $i_y = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{150}{\sqrt{12}} = 43,30 \text{ mm}$

Posti saledus y-telje suhtes $\lambda_y = \frac{l_{ef}}{i_y} = \frac{2,96 \cdot 10^3}{43,30} = 68,36$

Suhteline saledus y-telje suhtes $\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{68,36}{\pi} \sqrt{\frac{20,0}{6700}} = 1,19$

Nõtketegur $k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}}$

$$k_y = 0,5[1 + \beta_c(\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2]$$

$$k_y = 0,5[1 + 0,2(1,19 - 0,3) + 1,19^2] = 1,30$$

$$k_{c,y} = \frac{1}{1,3 + \sqrt{1,3^2 - 1,19^2}} = 0,55$$

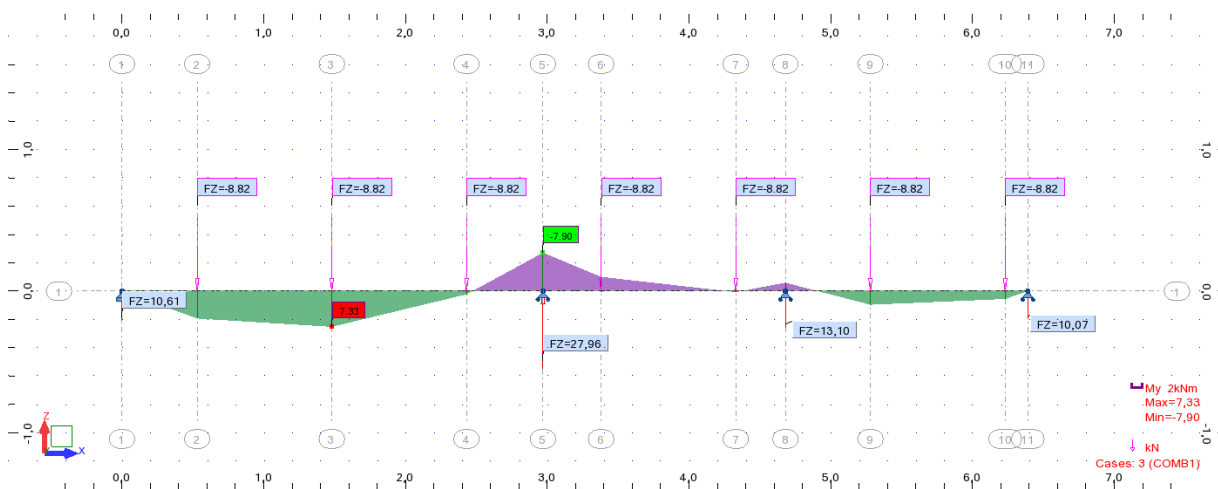
Tugevustingimus

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} f_{c,0,d}} \leq 1 \quad \frac{0,38}{0,55 \cdot 13,85} = 0,1 \leq 1,0$$

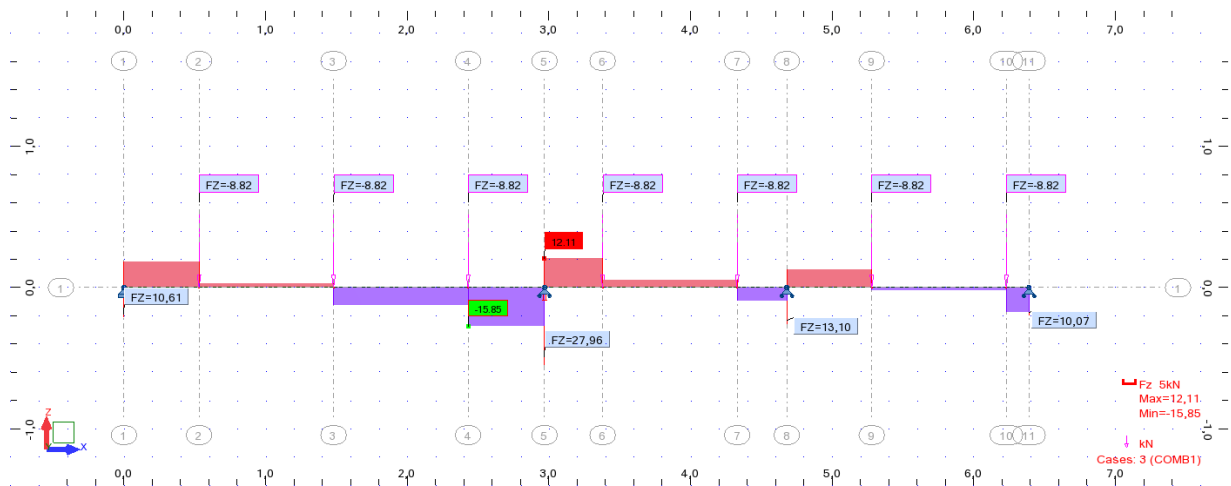
Stabiilsus on tagatud

Ülemine jaotustala

Sisejõud on arvutatud 3-sildelise jätkuvtalana.



Joonis 3.8 Paindemomendi epüür



Joonis 3.9 Põikjõu epüür

Ristlõike mõõtmed (b x h)

100 x 195 mm

Ristlõike pindala

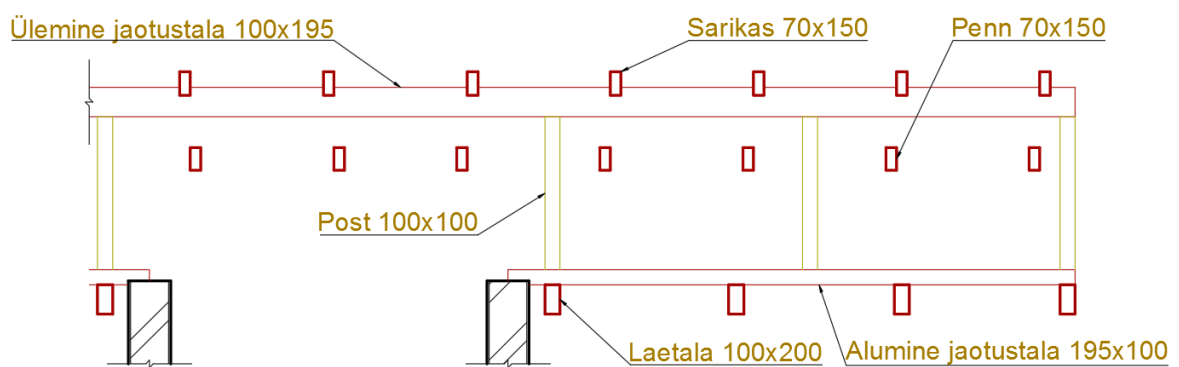
$A = 19500 \text{ mm}^2$

Maksimaalne paindemoment

$M_{y,d} = 7,90 \text{ kNm}$

Maksimaalne põikjõud

$V_d = 27,96 \text{ kN}$



Joonis 3.10 Ülemise jaotustala skeem

Painde kontroll

Jaotustala vastupanumoment

$$W_y = \frac{bh^2}{6} = \frac{100 \cdot 195^2}{6} = 633750 \text{ mm}^3$$

Paindepinge y-telje suhtes

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,d}}{W_y} = \frac{7,90 \cdot 10^6}{633750} = 12,5 \text{ N/mm}^2$$

Tugevustingimus

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} \leq 1 \quad (3.22) [1]$$

$$\frac{12,47}{15,23} = 0,8 \geq 1$$

Tugevus on tagatud

Nihke kontroll

Saepuit, ristkülikristlõige

$$k_{cr} = 0,67$$

Ristlõike efektiivlaidus

$$b_{ef} = b k_{cr} = 100 * 0,67 = 67,00 \text{ mm}$$

Arvutuslik nihkepinge

$$\tau_d = \frac{1,5V}{b_{ef}h} = \frac{1,5 * 27,96 * 10^3}{67,0 * 195,0} = 3,2 \text{ N/mm}^2$$

Tugevustingimus

$$\tau_d \leq f_{v,d} \quad 3,2 \geq 2,6 \text{ N/mm}^2$$

Tugevus ei ole tagatud

Nihkekontrollist lähtuvalt tuleks jaotustalale lisada tugiposte, vajadusel vähendada postide sammu.

Jaotustala toetav post

Ristlõike mõõtmed (b x h)

$$100 \times 100 \text{ mm}$$

Ristlõike pindala

$$A = 10000 \text{ mm}^2$$

Posti pikkus

$$l = 1,05 \text{ m}$$

Posti arvutuspikkus on võetud tagavara kasuks

$$l_{ef} = 1,05 \text{ m}$$

Postide samm

$$s_{post} = 1,70 \text{ m}$$

Maksimaalne survejõud

$$F_{c,d} = 27,96 \text{ kN}$$

Surve pikikiudu

Arvutuslik survepinge

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{F_{c,d}}{A} = \frac{27,96 * 10^3}{10000} = 2,8 \text{ N/mm}^2$$

Tugevustingimus

$$\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d} \quad 2,8 \leq 13,9 \text{ N/mm}^2$$

Ristlõike tugevus on tagatud

Stabiilsuse kontroll

Kuna ristlõige on ruudukujuline, siis stabiilsust kontrollin ainult ühe telje suhtes.

Inertsiraadius z-telje suhtes

$$i_z = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{100}{\sqrt{12}} = 28,87 \text{ mm}$$

Posti saledus z-telje suhtes

$$\lambda_z = \frac{l_{ef}}{i_z} = \frac{1,05 * 10^3}{28,87} = 36,37$$

Suhteline saledus z-telje suhtes

$$\lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{36,37}{\pi} \sqrt{\frac{20,0}{6700}} = 0,63$$

Nõtketegur

$$k_z = 0,5[1 + 0,2(0,63 - 0,3) + 0,63^2] = 0,73$$

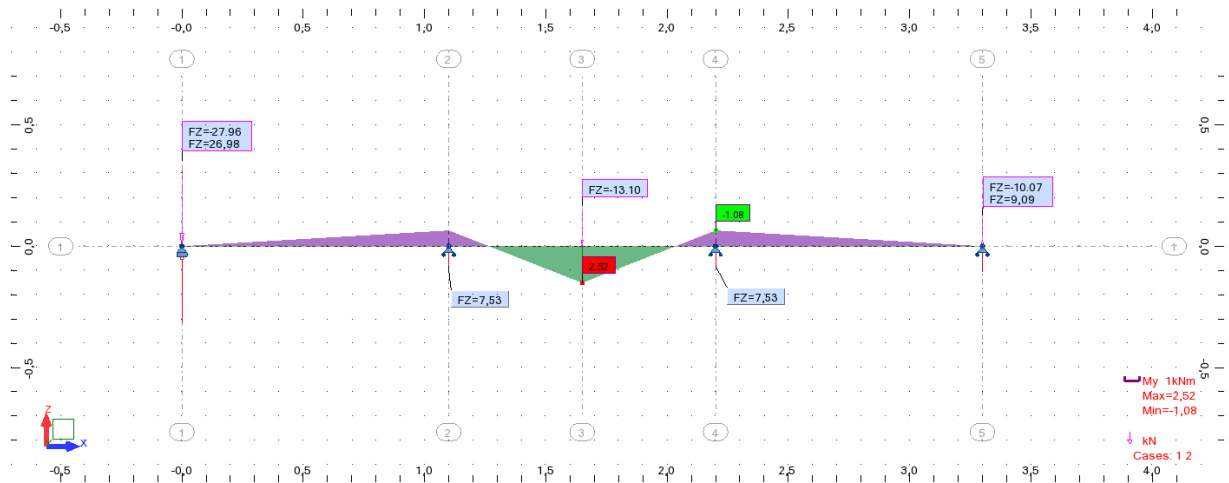
$$k_{c,z} = \frac{1}{0,73 + \sqrt{0,73^2 - 0,63^2}} = 0,91$$

Tugevustingimus

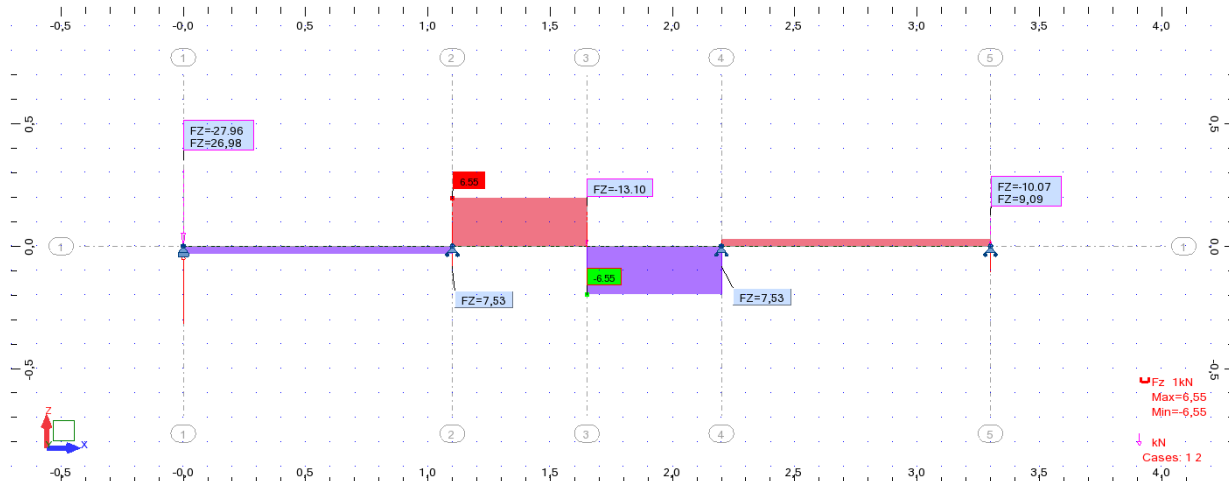
$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} \leq 1 \quad \frac{2,80}{0,91 * 13,85} = 0,2 \leq 1,0$$

Stabiilsus on tagatud

Alumine jaotustala



Joonis 3.11 Paindemomendi epüür



Joonis 3.12 Põikjõu epüür

Ristlõike mõõtmed (b x h)

195 x 100 mm

Ristlõike pindala

A = 19500 mm²

Maksimaalne paindemoment

M_{y,d} = 2,52 kNm

Maksimaalne põikjõud

V_d = 13,10 kN

Painde kontroll

Jaotustala vastupanumoment

$$W_y = \frac{bh^2}{6} = \frac{195 \cdot 100^2}{6} = 325000 \text{ mm}^3$$

Paindepinge y-telje suhtes

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,d}}{W_y} = \frac{2,52 \cdot 10^6}{325000} = 7,75 \text{ N/mm}^2$$

Tugevustingimus

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} \leq 1 \quad \frac{7,75}{15,23} = 0,5 \geq 1$$

Ristlõike tugevus on tagatud

Nihke kontroll

Ristlõike efektiivlaius

$$b_{ef} = b k_{cr} = 195 * 0,67 = 131,00 \text{ mm}$$

Arvutuslik nihkepinge

$$\tau_d = \frac{1,5V}{b_{ef}h} = \frac{1,5 * 13,10 * 10^3}{131 * 100} = 1,50 \text{ N/mm}^2$$

Tugevustingimus

$$\tau_d \leq f_{v,d} \quad 1,5 \leq 2,6 \text{ N/mm}^2$$

Ristlõike tugevus on tagatud

Laetala

Ristlõike mõõtmed (b x h)

100 x 200 mm

Ristlõike pindala

A = 20000 mm²

Tala pikkus

l = 4,38 m

Tala arvutuspikkus

l_{ef} = 4,38 – 0,12 = 4,26 m

Talade samm

s_{tala} ~ 1,10 m

Mõjuv koormus

F_{d,laetala} = 9,09 kN

Jõu mõjumise kaugus toest

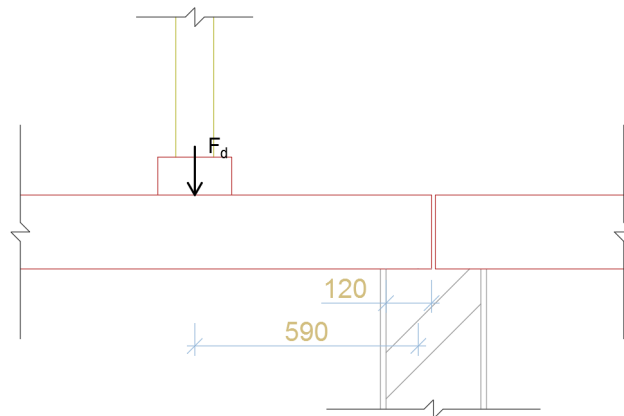
590 mm

Toereaktsioon

$$F_{tugi} = \frac{F_d(l_{ef}-0,59)}{l_{ef}} = \frac{9,09 * (4,26 - 0,59)}{4,26} = 7,83 \text{ kN}$$

Suurim paindemoment ristlõikes

$$M_{y,d} = F_{tugi} * 0,59 = 7,83 * 0,59 = 4,62 \text{ kNm}$$



Joonis 3.13 Laetala arvutusskeem

Painde kontroll

Jaotustala vastupanumoment

$$W_y = \frac{bh^2}{6} = \frac{100 * 200^2}{6} = 666667 \text{ mm}^3$$

Paindepinge y-telje suhtes

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,d}}{W_y} = \frac{4,92 \cdot 10^6}{900375} = 6,9 \text{ N/mm}^2$$

Tugevustingimus

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} \leq 1 \quad \frac{6,93}{15,23} = 0,5 \geq 1$$

Ristlõike tugevus on tagatud

Nihke kontroll

Ristlõike efektiivlaius

$$b_{ef} = bk_{crit} = 100 \cdot 0,67 = 67,00 \text{ mm}$$

Arvutuslik nihkepinge

$$\tau_d = \frac{1,5V}{b_{ef}h} = \frac{1,5 \cdot 9,09 \cdot 10^3}{67,0 \cdot 200} = 1,0 \text{ N/mm}^2$$

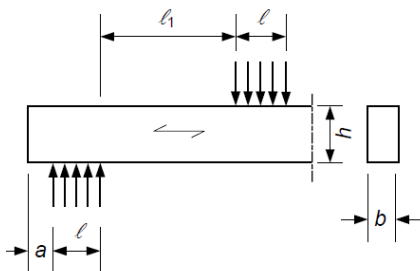
Tugevustingimus

$$\tau_d \leq f_{v,d} \quad 1,0 \leq 2,6 \text{ N/mm}^2$$

Ristlõike tugevus on tagatud

Toel survekontroll ristikiudu

Efektiivse pikikiudu kontaktpinna leidmiseks suurendan tegelikku kontaktpikkust (müürikivi laius 120mm) mõlemas suunas 30 mm. [1] Antud juhul ainult silde keskpunkti suunas, sest tala toetub müüritisele ühe kivi laiuselt.



Joonis 3.14 Element kohttoel [12]

Efektiivse kontaktpinna suurus

$$A_{ef} = (120 + a) \cdot b$$

$$A_{ef} = (120 + 1 \cdot 30) \cdot 100 = 15000 \text{ mm}^2$$

Arvutuslik survepinge

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{tugi}}{A_{ef}} \quad (3.23) [1]$$

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{7,83 \cdot 10^3}{15000} = 0,5 \text{ N/mm}^2$$

$$k_{c,90} = 1,5 \quad (l_1 \geq 2h \text{ ja } l < 400) \quad (3.24) [1]$$

Tugevustingimus

$$k_{c,90} f_{c,90,d} \geq \sigma_{c,90,d} \quad (3.25) [1]$$

$$1,5 \cdot 1,7 = 2,6 > 0,5 \text{ N/mm}^2$$

Tugevus on tagatud

Kiive kontroll

Kriitiline pingeline paindel $\sigma_{m,crit} = \frac{0,78b^2}{h \cdot l_{ef}} E_{0,05}$ (3.26) [1]

$$\sigma_{m,crit} = \frac{0,78 \cdot 100^2}{200 \cdot 4,26 \cdot 10^3} \cdot 6700 = 61,3 \text{ N/mm}^2$$

Suhteline saledus paindel $\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}}$ (3.27) [1]

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{22}{61,34}} = 0,60$$

Kiivetegur $\lambda_{rel,m} < 0,75$ $k_{crit} = 1,0$

Tugevustingimus $\sigma_{m,d} \leq k_{crit} f_{m,d}$ (3.28) [1]

$$6,9 \leq 15,2 \text{ N/mm}^2$$

Stabiilsus on tagatud

3.3 Puidust uue vahelae konstrueerimine ja arvutused

Kuna hoone kasutusotstarve muutub, siis olemasolevad 700...1200 mm varieeruva sammuga puidust vahelaetalad ei ole võimelised uutele koormustele vastu pidama.

Uues vahelaes kasutatakse C24 tugevusklassiga 45 x 245 ristlõikega hõõvelpuitu ($\gamma = 5,0 \text{ kN/m}^3$ [1]).

Vahelaetala moodustub kahest prussist, millega saavutatakse ristlõike laius 90 mm. Talade samm on $s_{tala} = 600 \text{ mm}$, mille vahele paigaldatakse 150 mm paksune kivivill omakaaluga $0,075 \text{ kN/m}^2$ [1].

II korruse põrandakihtide (ehitusplaat + põrandalaudis) ja I korruse laelaudise koormuseks on arvestatud $0,30 \text{ kN/m}^2$.

Konstruksiooni kasutusklass 2, koormuse kestusklass keskkestev

$$k_{Mod} = 0,7$$

Okaspuidust saematerjal C24

$$f_{m,k} = 24,0 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,90,k} = 2,5 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{v,k} = 4,0 \text{ N/mm}^2$$

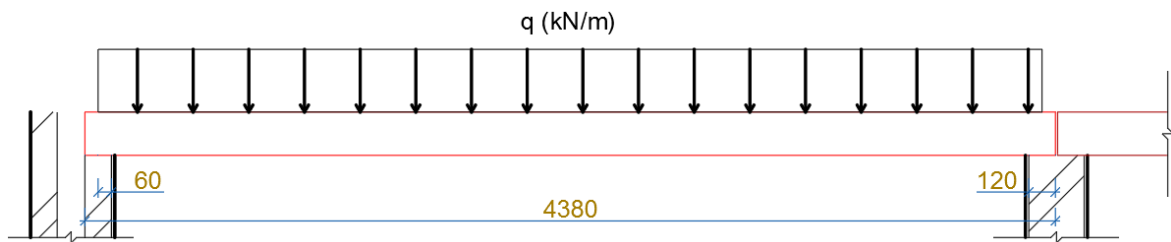
$$E_{0,mean} = 11000 \text{ N/mm}^2$$

Koormused

Normatiivne vahelae omakaal $g_k = 0,075 + 0,30 + 0,090 \cdot 0,245 \cdot 5,0 = 0,49 \text{ kN/m}^2$

Arvutuslik vahelae omakaal $g_d = g_k \gamma_{G,sup} s_{tala} = 0,49 \cdot 1,2 \cdot 0,6 = 0,35 \text{ kN/m}$

Arvutuslik kasuskoormus $q_d = q_k \gamma_q s_{tala} = 5,0 \cdot 1,5 \cdot 0,6 = 4,50 \text{ kN/m}$



Joonis 3.15 Vahelaetala koormusskeem

3.3.1 Tugevuskontrollid

Sisejõud vahelaetalas

Tala pikkus

$$L = 4,38 \text{ m}$$

Arvutus pikkus (sille)

$$L_{ef} = 4,38 - 0,12 = 4,26 \text{ m}$$

Maksimaalne paindemoment

$$M_{y,d} = \frac{(g_d + q_d)L_{ef}^2}{8} = \frac{(0,35 + 4,50)4,26^2}{8} = 11,00 \text{ kNm}$$

Põikjõud

$$V_d = \frac{(g_d + q_d)L_{ef}}{2} = \frac{(0,35 + 4,50)4,26}{2} = 10,33 \text{ kN}$$

Painde kontroll

Vahelaetala vastupanumoment

$$W_y = \frac{bh^2}{6} = \frac{90 \cdot 245^2}{6} = 900375 \text{ mm}^3$$

Paindepinge y-telje suhtes

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_y}{W_y} = \frac{11,00 \cdot 10^6}{900375} = 12,2 \text{ N/mm}^2$$

Arvutuslik paindetugevus

$$f_{m,d} = k_{mod} \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} = 0,80 \cdot \frac{24}{1,30} = 14,8 \text{ N/mm}^2$$

Tugevustingimus

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} \leq 1 \quad \frac{12,2}{14,8} = 0,8 \leq 1$$

Ristlõike tugevus on tagatud

Nihke kontroll

Arvutuslik nihketugevus

$$f_{v,d} = k_{mod} \frac{f_{v,k}}{\gamma_M} = 0,80 \cdot \frac{4,0}{1,30} = 2,5 \text{ N/mm}^2$$

Saepuit, ristkülikristlõige

$$k_{cr} = 0,67$$

Ristlõike efektiivlaidus

$$b_{ef} = b k_{crit} = 90 \cdot 0,67 = 60,3 \text{ mm}$$

Arvutuslik nihkepinge

$$\tau_d = \frac{1,5V}{b_{ef}h} = \frac{1,5 \cdot 10,33 \cdot 10^3}{60,3 \cdot 245} = 1,1 \text{ N/mm}^2$$

Tugevustingimus

$$\tau_d \leq f_{v,d} \quad 1,1 \leq 2,5 \text{ N/mm}^2$$

Ristlõike tugevus on tagatud

Ristikiudu survekontroll toel

$$\begin{aligned} \text{Arvutuslik survetugevus} \quad f_{c,90,d} &= k_{mod} \frac{f_{c,90,k}}{\gamma_M} = 0,80 * \frac{2,5}{1,30} = 1,5 \text{ N/mm}^2 \\ k_{c,90} &= 1,0 \quad (l_1 < 2h) \end{aligned} \quad [1]$$

Efektiivse pikikiudu kontaktpinna leidmiseks suurendan tegelikku kontaktpikkust ($l = 120$) mõlemas suunas 30 mm. [1] Antud juhul ainult silde keskpunkti suunas, sest tala vaba ots on ühel joonel müürikiviga.

$$A_{ef} = (120 + 1 * 30) * 90 = 13500 \text{ mm}^2$$

$$\text{Arvutuslik survepinge} \quad \sigma_{c,90,d} = \frac{V}{A_{ef}} = \frac{10,3 * 10^3}{13500} = 0,8 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Tugevustingimus} \quad \sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} f_{c,90,d} \quad 0,8 \leq 1,0 * 1,5 \text{ N/mm}^2$$

Tugevus on tagatud

Vahelaetala läbipaine kontroll

$$\text{Paindemoment omakaalust} \quad M_{y,gk} = \frac{(g_{kStala})L_{ef}^2}{8} = \frac{(0,49*0,6)4,26^2}{8} = 0,66 \text{ kNm}$$

$$\text{Paindemoment kasuskoormusest} \quad M_{y,qk} = \frac{(q_{kStala})L_{ef}^2}{8} = \frac{(5,0*0,6)4,26^2}{8} = 6,81 \text{ kNm}$$

$$\text{Läbipaine} \quad u_{inst} = \frac{5}{384} \frac{q_k L^4}{E_{mean} I} = \frac{5}{48} \frac{M_{y,i} L^2}{E_{mean} I} \quad (3.29) [12]$$

$$\text{Algläbipaine omakaalust} \quad u_{inst,G} = \frac{5}{48} * \frac{0,66 * 10^6 * (4,26 * 10^3)^2 * 12}{11000 * 90 * 245^3} = 1,0 \text{ mm}$$

$$\text{Algläbipaine muutuvast koormusest} \quad u_{inst,Q} = \frac{5}{48} * \frac{6,81 * 10^6 * (4,26 * 10^3)^2 * 12}{11000 * 90 * 245^3} = 10,6 \text{ mm}$$

$$\text{Roome ja niiskuse koosmõjutegur} \quad k_{def} = 0,80 \quad [1]$$

$$\text{Lõplik läbipaine omakaalust roomega} \quad u_{fin,G} = u_{inst,G} (1 + k_{def}) \quad (3.30) [1]$$

$$u_{fin,G} = 1,0 * (1 + 0,80) = 1,8 \text{ mm}$$

$$\text{Lõplik läbipaine muutuva koormusele} \quad u_{fin,Q} = u_{inst,Q} (1 + \Psi_2 k_{def}) \quad (3.31) [1]$$

$$u_{fin,Q} = 10,6 * (1 + 0,6 * 0,80) = 15,7 \text{ mm}$$

$$\text{Lõplik netoläbipaine} \quad u_{net,fin} = u_{fin,G} + u_{fin,Q} \quad (3.32) [1]$$

$$u_{net,fin} = 1,8 + 15,7 = 17,5 \text{ mm}$$

$$\text{Tala läbipaine soovitatav piirväärtus} \quad u_{fin} = \frac{l}{200} = \frac{4260}{200} = 21,3 \text{ mm} > 17,5 \text{ mm}$$

Läbipaine mahub piiridesse

3.4 Kiviseinte kontrollarvutused

Kuna välissein on tüübilt kahekihiline sein, siis arvutustes leitakse igale kihile langev koormus ja iga kihi kandevõime. Kui mitmekihilises kergseinas on koormatud ainult üks kiht, määratakse seina kandevõime selle kihi arvutusristlõike järgi. [1]

Koormused

Müüritise ($t=380$) kaal

$$g_k = 4,58 \text{ kN/m}^2$$

Siderea kaal ($H=1,0\text{m}$)

$$g_{\text{side}} = 0,30 \text{ kN}$$

Sarika koormus ($s = 950 \text{ mm}$)

$$F_{\text{tugi,sarikas}} = 3,23 \text{ kN}$$

$$q_{\text{katus}} = 3,40 \text{ kN/m}$$

II k. laetalade koormus ($s = 1100 \text{ mm}$)

$$F_{\text{tugi,2k}} = F_d - F_{\text{tugi}}$$

$$F_{\text{tugi,2k}} = 1,26 \text{ kN}$$

$$q_{\text{vahelagi,2}} = 1,15 \text{ kN/m}$$

II korruse laetalade koormuseks on arvutusel võetud suurim toereaktsioon, mille tala võib tekitada.

I k. laetalade koormus ($s = 600 \text{ mm}$)

$$F_{\text{tugi,1k}} = 10,33 \text{ kN}$$

$$q_{\text{vahelagi,1}} = 17,22 \text{ kN/m}$$

Müüritise survetugevus

Osavarutegur

$$\gamma_M = 1,7$$

Konstant K põhimördil 1. grupi silikaattellisele

$$K = 0,55 \quad [1]$$

Eelduslik müürikivi survetugevus

$$f_b = 15 \text{ MPa} \quad [13]$$

Eelduslik põhimördi survetugevus

$$f_m = 2,5 \text{ MPa} \quad [13]$$

Normsurvetugevus

$$f_k = K f_b^{0,7} f_m^{0,3} \quad (3.33) [1]$$

$$f_k = 0,55 * 15^{0,7} 2,5^{0,3} = 4,8 \text{ MPa}$$

Arvutuslik survetugevus

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} = \frac{4,82}{1,7} = 2,8 \text{ MPa}$$

1980. aasta konstruktori käsiraamat [13] annab valitud müürikivi ja põhimördi parameetritega tellismüüritise arvutuslikuks survetugevuseks $f_d = 1,5 \text{ MPa}$. Hinnates objektil visuaalselt müüritise kvaliteeti, kasutan kontrollarvutustes arvutusliku ja käsiraamatu survetugevuse väärtuste keskmist $f_d = 2,15 \text{ MPa}$.

Seina arvutuspaksus saleduse määramiseks

Koormatud (t_1) ja koormamata (t_2) kiht

$$t_1 = t_2 = 120 \text{ mm}$$

Kihtide suhtelise jäikuse koefitsiendi ($k_{tef} = E_1/E_2$) võrdsustan 1-ga, sest kihid on parameetritelt samad.

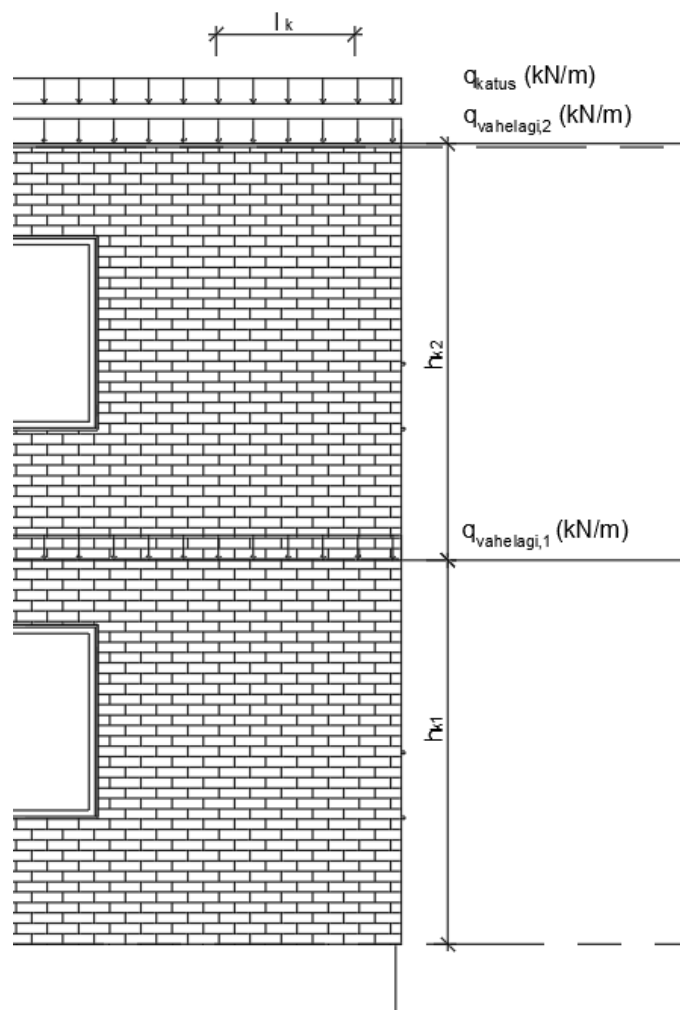
Arvutuspaksus

$$t_{ef} = \sqrt[3]{k_{tef}(t_1^3 + t_2^3)} \quad (3.34) [1]$$

$$t_{ef} = \sqrt[3]{1 * (120^3 + 120^3)} = 151 \text{ mm}$$

3.4.1 Tugevuskontrollid

Välissein



Joonis 3.16 Koormuste paiknemine

Arvutused teostan seinä 1 m laiusele ribale

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

$$h_{k1} = 2,7 \text{ m}$$

$$h_{k2} = 3,0 \text{ m}$$

Müüritise omakaal jaotub kahele kihile, lisaks arvestan müüritisse ühe sidekividerea jooksva meetri kohta.

$$g_m = \frac{l_k h_{k2} g_k}{2} + h_{k2} * g_{side}$$

$$g_m = \frac{1,0 * 3,0 * 4,58}{2} + 3 * 0,30 = 7,75 \text{ kN}$$

Seinas mõjuv survejõud

$$N_{Ed} = g_m + l_k (q_{katus} + q_{vahelagi,2} + q_{vahelagi,1})$$

$$N_{Ed} = 7,75 + 1,0(3,40 + 1,15 + 17,22) = 29,51 \text{ kN}$$

I korruse vahelaekoormuse mõjumispunkti arvestan 1/3 toepinna servast. Tala toetuspind $a = t$.

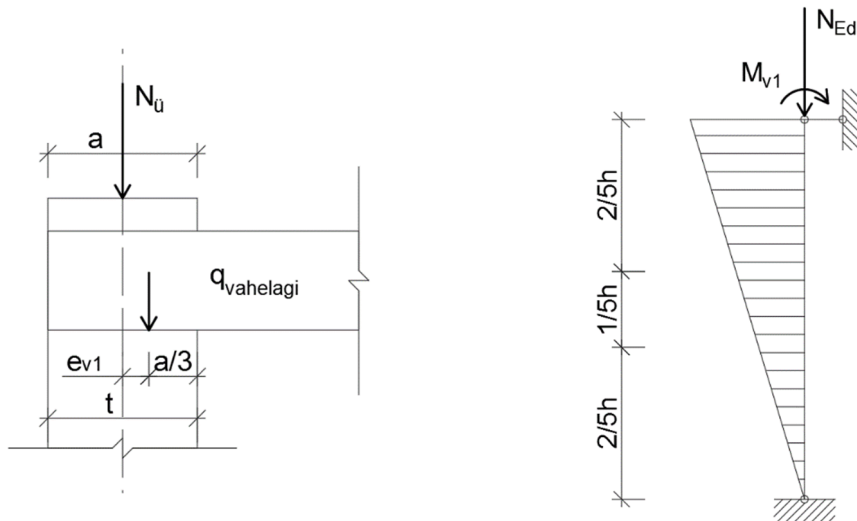
Laekoormuse ekstsentrilisus koormatud kihi teljest

$$e_{v1} = \frac{t_1}{2} - \frac{t_1}{3}$$

$$e_{v1} = \frac{120}{2} - \frac{120}{3} = 20,0 \text{ mm}$$

Moment vahelaekoormusest

$$M_{v1} = e_{v1} l_k q_{vahelagi,1} = 20 * 1,0 * 17,22 = 0,34 \text{ kNm}$$



Joonis 3.17 Jõudude ekstsentrilisus ja paindemomendi lihtsustatud epüür

Ülemise tsooni kontroll (2h/5)

Moment

$$M_{2h/5} = M_{v1}$$

Juhuslik ekstsentrilisus

$$e_a = \frac{h_{k1}}{300} = \frac{2700}{300} = 9,0 \text{ mm} \quad (3.35) [1]$$

Momendi ekstsentrilisus

$$e = \frac{M_{v1}}{N_{Ed}} + e_a \quad (3.36) [1]$$

$$e = \frac{0,34}{29,51} * 10^3 + 9,0 = 20,67 \text{ mm}$$

Survetsooni pindala

$$A_c = \left(1 - 2 \frac{e}{t}\right) A \quad (3.37) [1]$$

$$A_c = \left(1 - 2 * \frac{20,67}{120}\right) * (120 * 1000) = 0,079 \text{ mm}^2$$

Nõtketegur ülemises tsoonis

$$\chi_i = 1,0$$

Müüritse kandevõime

$$N_{Rd} = \frac{\chi_{i(m)} i A_c f_k}{\gamma_M} \quad (3.38) [1]$$

$$N_{Rd} = 1,0 * 0,079 * 2,15 = 169,1 \text{ kN}$$

Tugevustingimus

$$N_{Rd} > N_{Ed} \quad 169,1 > 29,5 \text{ kN} \quad (3.39)$$

Tugevus on tagatud

Keskmise tsooni kontroll (1h/5)

Moment

$$M_{3h/5} = \frac{3}{5} M_{v1} = 0,6 * 0,34 = 0,21 \text{ kNm}$$

Juhuslik ekstsentrilisus

$$e_a = \frac{h_{k1}}{300} = \frac{2700}{300} = 9,0 \text{ mm}$$

Momendi ekstsentrilisus

$$e = \frac{0,21}{29,51} * 10^3 + 9,0 = 16,00 \text{ mm}$$

Survetsooni pindala

$$A_c = \left(1 - 2 * \frac{16,00}{120}\right) * (120 * 1000) = 0,088 \text{ m}^2$$

Saledus ristlõike kõrguse järgi

$$\lambda_h = \frac{h_{k1}}{t_{ef}} \quad (3.40) [1]$$

$$\lambda_h = \frac{2700}{151} = 17,86$$

Ristkülikristlõike puhul

$$u = \frac{\lambda_h - 2}{23 - 37 \frac{e}{t}} \quad (3.41) [1]$$

$$u = \frac{17,86 - 2}{23 - 37 \frac{16,29}{151}} = 0,83$$

Nõtketegur keskmises tsoonis

$$\chi_m = e^{-\frac{u^2}{2}} \quad (3.42) [1]$$

$$\chi_m = e^{-\frac{0,83^2}{2}} = 0,71$$

Müüritse kandevõime

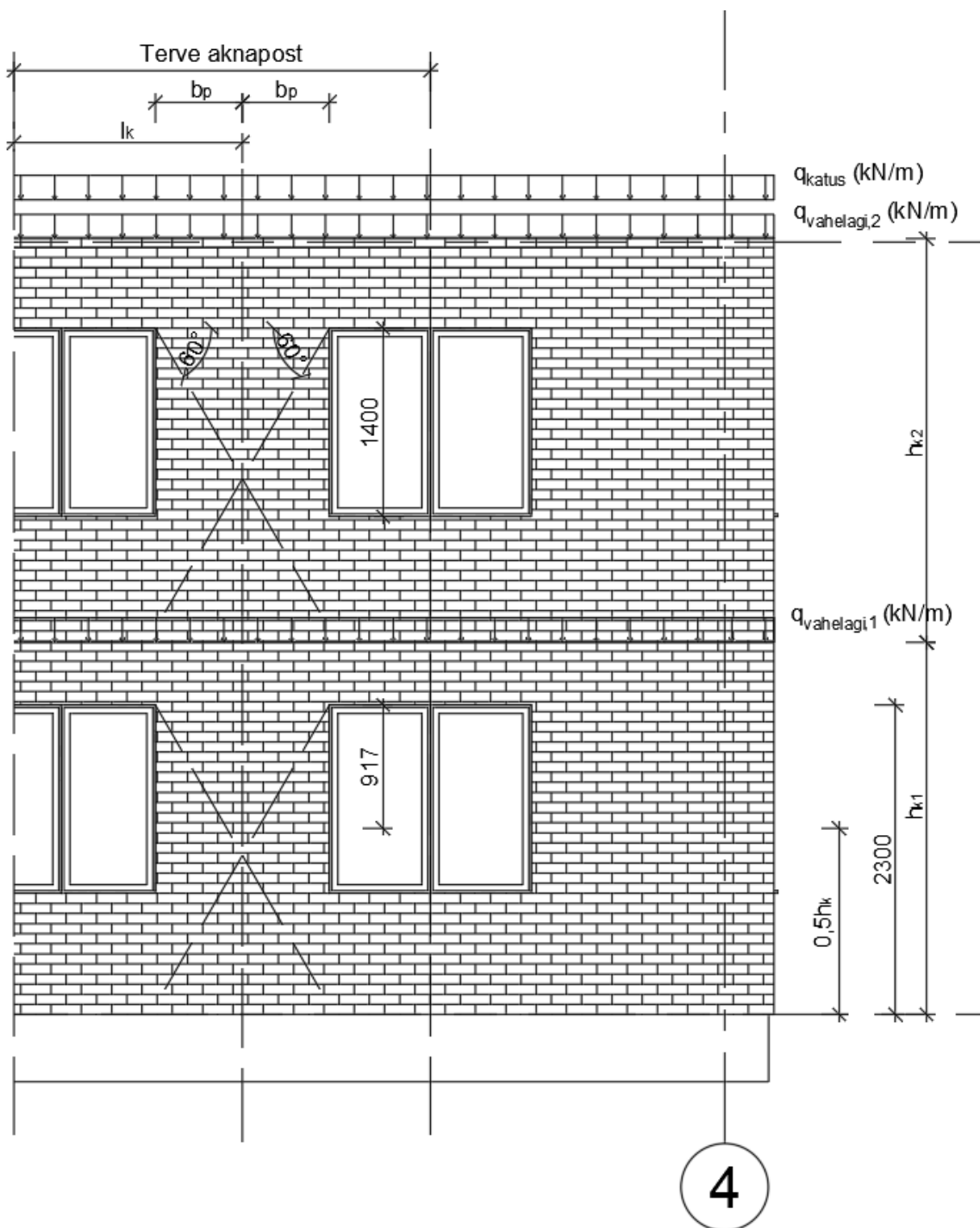
$$N_{Rd} = 0,71 * 0,088 * 2,15 = 134,0 \text{ kN}$$

Tugevustingimus

$$N_{Rd} > N_{Ed} \quad 134,0 > 29,5 \text{ kN}$$

Tugevus on tagatud

I korruse aknapost



Joonis 3.18 Aknaposti arvutuskeem

Suurima koormusega aknapost asub telgede 3 ja 4 vahel. Akna nurgast 60° all kulgevad pingejaotuse jooned lõikuvad aknaavade kõrgusel. Kontrollarvutused teostan tinglikule postile laiussega b_p .

$$b_p = 0,65 \text{ m}$$

$$l_k = 1,7 \text{ m}$$

$$h_{k1} = 2,7 \text{ m}$$

$$h_{k2} = 3,0 \text{ m}$$

Müüritise omakaal jaotub kahele kihile, lisaks arvestan müüritisse kaks sidekividerida.

$$g_m = 0,5g_k[l_k(h_{k2} + 0,5h_{k1}) - (1,4(l_k - b_p) + 0,917(l_k - b_p))] + 2 \frac{(h_{k2} + 0,5h_{k1})g_{side}}{2}$$

$$g_m = 0,5 * 4,58 * [1,70 * (3,0 + 0,5 * 2,70) - (1,4 * (1,70 - 0,65) + 0,917 * (1,70 - 0,65))] + 2 \frac{(3,0 + 0,5 * 2,70)0,30}{2} = 12,99 \text{ kN}$$

Postis mõjuv survejõud

$$N_{Ed} = g_m + l_k(q_{katus} + q_{vahelagi,2} + q_{vahelagi,1})$$

$$N_{Ed} = 12,99 + 1,70(3,40 + 1,15 + 17,22) = 49,88 \text{ kN}$$

Ekstsentrilisus

$$e_{v1} = \frac{t_1}{2} - \frac{t_1}{3} = \frac{120}{2} - \frac{120}{3} = 20,0 \text{ mm}$$

Moment vahelaekoormusest

$$M_{v1} = e_{v1}l_kq_{vahelagi,1} = 20 * 1,70 * 17,22 = 0,58 \text{ kNm}$$

Moment

$$M_{3h/5} = \frac{3}{5}M_{v1} = 0,6 * 0,58 = 0,35 \text{ kNm}$$

Juhuslik ekstsentrilisus

$$e_a = \frac{h_{k1}}{300} = \frac{2700}{300} = 9,0 \text{ mm}$$

Momendi ekstsentrilisus

$$e = \frac{0,35}{49,88} * 10^3 + 9,0 = 16,02 \text{ mm}$$

Survetsooni pindala

$$A_c = \left(1 - 2 * \frac{16,02}{120}\right) * (120 * 645) = 0,057 \text{ m}^2$$

Saledus ristlõike kõrguse järgi

$$\lambda_h = \frac{2700}{151} = 17,86$$

$$u = \frac{17,86 - 2}{23 - 37 \frac{16,02}{151}} = 0,83$$

Nõtketegur keskmises tsoonis

$$\chi_m = e^{-\frac{0,83^2}{2}} = 0,71$$

Müüritise kandevõime

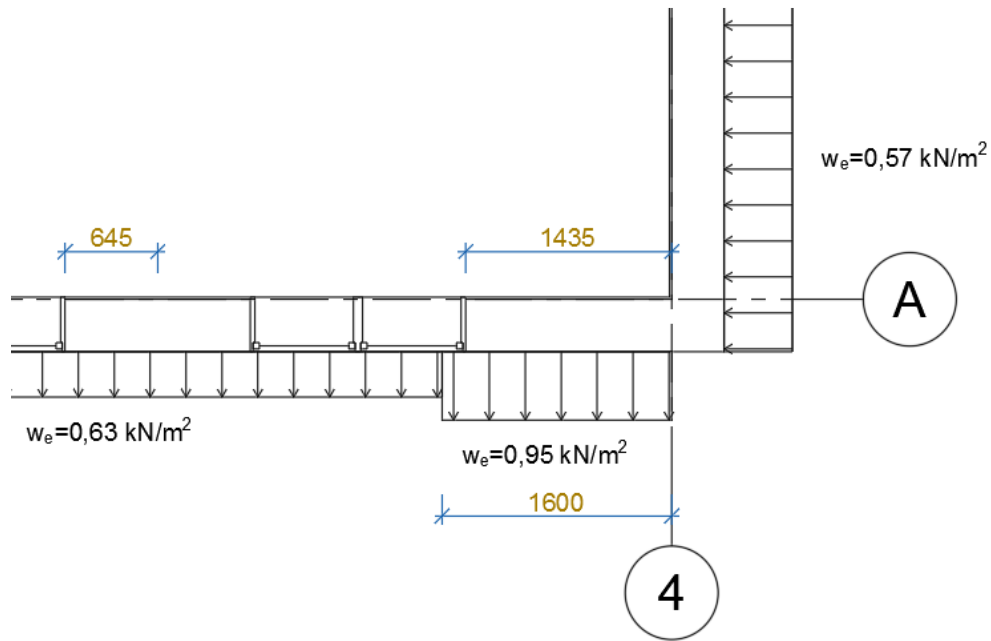
$$N_{Rd} = 0,71 * 0,057 * 2,15 = 86,4 \text{ kN}$$

Tugevustingimus

$$N_{Rd} > N_{Ed} \quad 86,4 > 49,9 \text{ kN}$$

Tugevus on tagatud

Tuulekoormuse mõju posti kandevõimele



Joonis 3.19 Tuulekoormus aknapostile

Tuulekoormus

$$w_e = (-)0,63 \text{ kN/m}^2$$

$$w_e = l_k * 0,63 = 1,07 \text{ kN/m}$$

Moment tuulekoormusest

$$M_{tuul} = \frac{w_e h_{k1}^2}{8} = \frac{1,07 * 2,70^2}{8} = 0,97 \text{ kNm}$$

Tuulekoormusest tekkinud moment jaguneb seina kihtide vahel. Koormatud seinakihtide (sisemine kiht) lisandub seega 1/2 tuulest põhjustatud momenti.

Summaarne moment

$$M_{v1+tuul} = M_{v1} + \frac{M_{tuul}}{2} = 0,58 + \frac{0,97}{2} = 1,07 \text{ kNm}$$

Moment

$$M_{3h/5} = \frac{3}{5} M_{v1+tuul} = 0,6 * 1,07 = 0,64 \text{ kNm}$$

Juhuslik ekstsentrilisus

$$e_a = \frac{h_{k1}}{300} = \frac{2700}{300} = 9,0 \text{ mm}$$

Momendi ekstsentrilisus

$$e = \frac{0,64}{49,88} * 10^3 + 9,0 = 21,87 \text{ mm}$$

Survetsooni pindala

$$A_c = \left(1 - 2 * \frac{21,87}{120}\right) * (120 * 645) = 0,049 \text{ m}^2$$

Saledus ristlõike kõrguse järgi

$$\lambda_h = \frac{2700}{151} = 17,86$$

$$u = \frac{17,86 - 2}{23 - 37 \frac{21,87}{151}} = 0,90$$

Nõtketegur keskmises tsoonis

$$\chi_m = e^{-\frac{0,90^2}{2}} = 0,67$$

Müüritise kandevõime

$$N_{Rd} = 0,67 * 0,048 * 2,15 = 70,6 \text{ kN}$$

Tugevustingimus

$$N_{Rd} > N_{Ed} \quad 70,6 > 49,9 \text{ kN}$$

Tugevus on tagatud

4. HOONE TRANSPORT

Ühtse tervikuna korterelamu transportimine on väga keeruline ning meie tingimuste ja võimaluste juures vähese tõenäosusega teostatav ülesanne. Transpordi võimaldamiseks tuleb hoone osadeks lahti monteerida, säilitada põhikonstruktsioonid ning ehitades uuesti osad, mida ei ole mõistlik tervena transportida ja on otstarbekam hiljem algsel kujul taastada.

Elamu demontaažitöid alustatakse katusest. Lainelised eterniitplaadid koos roovitusega eemaldatakse, terved ja kasutuskõlblikud plaadid säilitatakse, katkised utiliseeritakse ja asendatakse hiljem uute plaatidega. Sarikaid harjapunktis toetavad jaotustalad ja postid demonteeritakse, sarikad koos penniga ühendatakse müürlati küljest lahti ning detailid valmistatakse ette transpordiks. Elamu korstende transporti ei teostata, need laotakse uued. Hoone vundament lammutatakse ja utiliseeritakse. Uues asukohas püstitatakse elamu uuele täiskeldriga vundamendile.

Seinad jagatakse korruste kaupa elementideks ning tõstetakse lahti vastavalt järjekorrale. Aknad-uksekud eemaldatakse. Täpsem elementidega seotud info (jaotusskeemid, tõstetööd jms.) on kirjeldatud alapeatükis 4.2 Seinaelemendid.

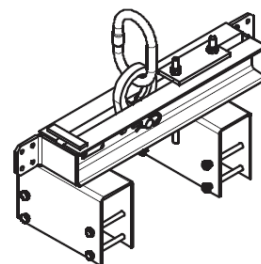
4.1 Elementide tõsteraketis

Räbi korterelamu seinatüübist ning eelkõige transpordil raskesti määratavate ja ettenägematute jõudude mõjumisest lähtuvalt sai seinaelementide tõstmiseks valitud tellingute ja raketistega tegeleva PERI grupi tootevalikku kuuluv VARIO GT 24 tala-seinaraketise süsteem. Samuti oli tõsteraketise valikul ja koostamisel inspiratsiooniks Taanis õhkvahe seinte tõstmiseks kasutatud puitprussidest ja nurkterasest kombineeritud raketisesüsteem (foto Lisa 4).

Eesmärgiks on ressursside jätkusuutlik ja kuluoptimaalne kasutamine juba toodetud valmissüsteemide näol ning ainult konkreetse projekti teostamiseks vajaminevate detailide tootmise minimeerimine.

VARIO GT 24 on peamiselt kasutusel elamute, tööstushoonete, tugiseinte, sammaste, sildade jne. betoonist konstruktsioonide ehitamiseks. Süsteemi eeliseks on võimalus ehitada mistahes kujuga raketisi. Alates 2,7 meetrist kuni 3,9 meetrini 30 sentimeetrise sammuga pikkusesse kasvavad GT 24 puitsõrestiktalad annavad suurema vabaduse vajaliku kõrguse saavutamises, samuti on talade lisamisega võimalik varieerida raketise pikkust, mis konkreetse projekti juures mängib olulist rolli.

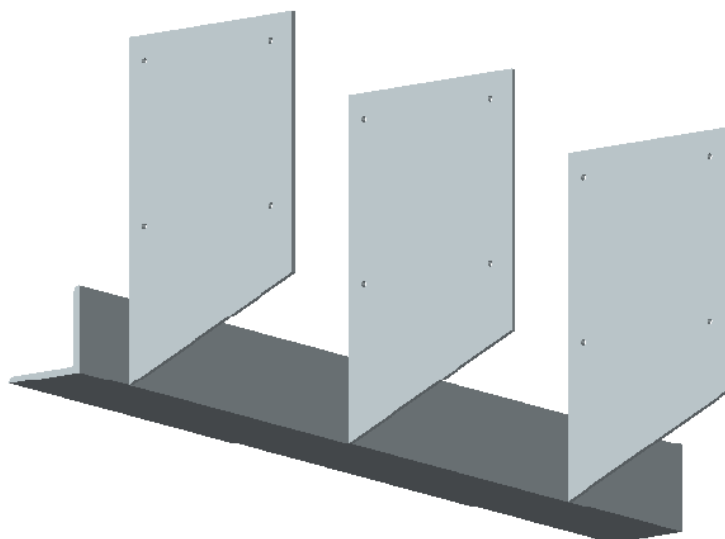
VARIO süsteemile on alla komplektse tõsteraketise moodustamiseks lisatud terasest raketise jalg, mis asetub kivimüüritise alla ning toetab seda seinaelemendi tõstmisel. Elemendi tõstmiseks kasutatakse sõrestiktalade külge kinnitatavat reguleeritavat tõsteseadet, mille lubatav koormus on 2 tonni. Tõsteseadet kasutatakse kahekaupa ning ühe elemendi tõstmiseks on kasutusel 2 + 2 seadet, mis seab ühtlasi komplekti (raketis ja seinaelement) kaalu piianguks 8 tonni.



Joonis 4.1 GT 24 Tõsteseade [18]

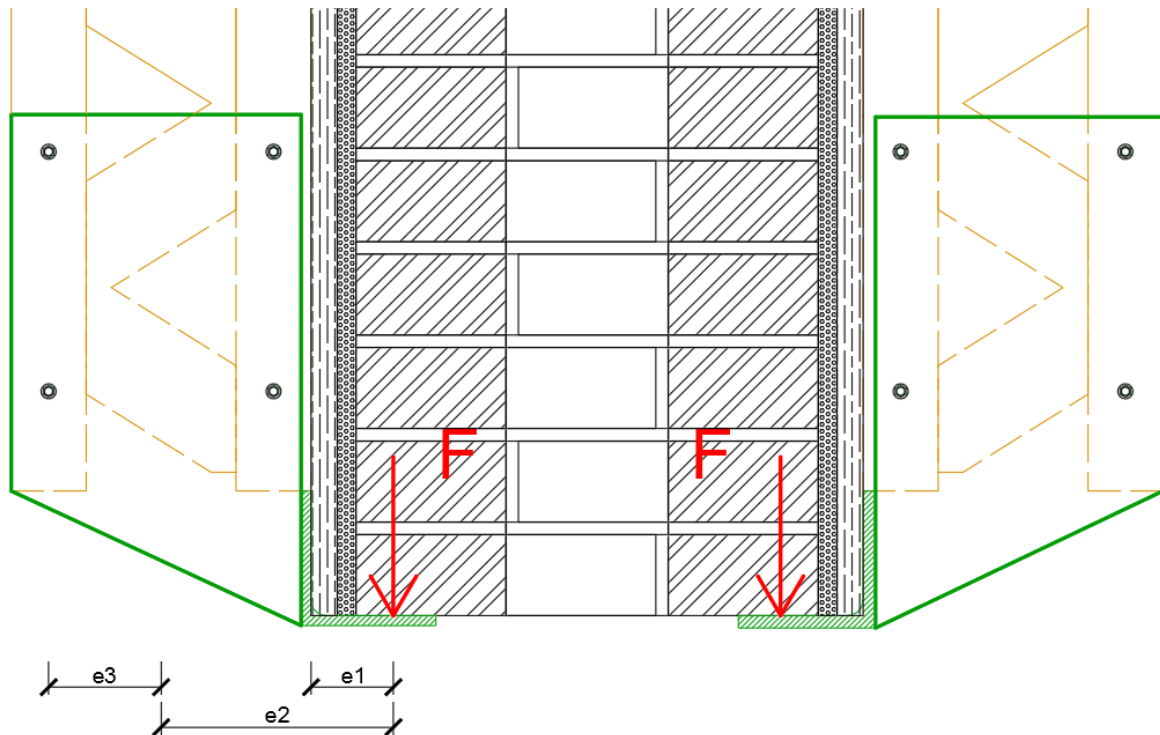
4.1.1 Raketise jala konstrueerimine

Raketise jalg toodetakse S235 klassiga võrdkülgsest nurkterasest ja 6 mm paksustest terasplaatidest. Nurkterase profiiliks on valitud standartne 100x8, et saavutada piisav toetuspind müüritisele (orienteeruvalt pool müürikivi laiust), säilitades sealjuures vajaliku vuugi seina püsimiseks enne tõstet. Teraslehtede sammu valikul ja asetsemisel on lähtutud tõsteseadme maksimaalsest pikkusest (410 mm), millega saavutatakse sõrestiktalade samm 400 mm.



Joonis 4.2 Terasest detail raketisega kombineerimiseks

Kontrollarvutustel on arvutuspikkuseks võetud talade samm 400 mm ning tõstetava elemendi maksimaalseks kõrguseks 3000 mm. Kuna raketise pooled on identsed, siis teostatakse arvutused ühe osa kohta, millele mõjub poole seina koormus.



Joonis 4.3 Raketise jala arvutuskeem

Maksimaalne elemendi kõrgus:		$H = 3,0 \text{ m}$
Müüritise andmed:	Müürikivi (a x b x c)	250 x 120 x 65 mm
	Vahu mahumass	$\gamma_{\text{vaht}} = 12 \text{ kg/m}^3$
	Omakaal	$\gamma_{\text{müür}} = 19 \text{ kN/m}^3$
Nurkteras:	Profiil (h x t)	100 x 8
	Terase klass	S235
Terasplaat:	Plaadi paksus	$t_{\text{pla}} = 6 \text{ mm}$
	Terase klass	S235
	Materjali osavarutegur	$\gamma_{\text{M2}} = 1,25$
GT 24 puitsõrestik tala:	Tala kõrgus	$h = 240 \text{ mm}$
	Tala paksus	$t_{\text{tal}} = 80 \text{ mm}$
	Talade samm	$s = 400 \text{ mm}$
Vineer:	Paksus	$t_{\text{vin}} = 21 \text{ mm}$
Pehmendav vahekiht:	Paksus	$t_{\text{pe}} = 15 \text{ mm}$

Nurkterase kontroll

Mõjuv koormus

$$F = g(Hbs + \frac{b(b+10)H}{2})$$

$$F = 19 * (3 * 0,12 * 0,4 + \frac{0,12*(0,12+0,01)*3}{2}) = 3,18 \text{ kN}$$

Koormuse ekstsentrilisus

$$e_1 = t_{vin} + t_{pe} + \frac{b}{4} = 21 + 15 * \frac{120}{4} = 66 \text{ mm}$$

Koormusest ristlõikes tekkiv
paindemoment

$$M = Fe_1 = 3,25 * 66 * 10^{-3} = 0,21 \text{ kNm}$$

Arvutuspikkuse vastupanumoment

$$W = \frac{st^2}{6} = \frac{400*8^2}{6} = 4267 \text{ mm}^3$$

Ristlõikes tekkiv pinge

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{0,21*10^{-6}}{4267} = 49,2 \text{ MPa} < 235,0 \text{ MPa}$$

Ristlõike tugevus on tagatud

Terasplaadi ja nurkterase keevise kontroll

Keevisele mõjuv koormus

$$F = 3,18 \text{ kN}$$

Keevis:

Keevise valitud kõrgus

$$a = 4 \text{ mm}$$

Keevise pikkus

$$l = h = 100 \text{ mm}$$

Normatiivne tõmbetugevus (nõrgim element)

$$f_u = 360 \text{ N/mm}^2$$

S235 terase korrelatsioonitegur

$$\beta_w = 0,8$$

Nurkõmbluse purunemispinnal mõjuvad pingekomponendid

$$\sigma_{\perp} = 0 \quad \tau_{\perp} = 0$$

$$\tau_{\parallel} = \frac{F}{al} = \frac{3,25*10^3}{4*100} = 7,95 \text{ MPa}$$

Tugevustingimus

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}} \quad [1]$$

$$\sqrt{0^2 + 3(0^2 + 7,95^2)} \leq \frac{360}{0,8*1,25} \quad 13,8 \leq 360,0 \text{ MPa}$$

Keevise tugevus on tagatud

GT 24 puitsõrestiktala kontroll

Mõjuv koormus

$$F = 19 * (3 * 0,12 * 0,4 + \frac{0,12*(0,12+0,01)*3}{2}) = 3,18 \text{ kN}$$

Koormuse ekstsentrilisus

$$e_2 = e_1 + \frac{h}{2} = 66 + \frac{240}{2} = 186 \text{ mm}$$

Talale mõjuv paindemoment

$$M = Fe_2 = 3,18 * 186 * 10^{-3} = 0,6 \text{ kNm} < 7,0 \text{ kNm}$$

Tala tugevus on tagatud

Puitsõrestiktala ja terasplaadi kinnitus

Puidukruvi HEX:	Läbimõõt	$d = 6,5 \text{ mm}$
	Pikkus	$L = 55 \text{ mm}$
	Kaugus tala keskeljst	$e_3 = 90 \text{ mm}$
	Arv	$n = 4 \text{ tk}$

GT 24 puitsõrestiktala:	Koormuse kestus lühiajaline (saepuit)	$k_{\text{mod}} = 0,9$
	Materjali osavarutegur	$\gamma_M = 1,3$
	C24 puidu tihedus	$\rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$

Kruvi kandevõime arvutamisel arvestan, et tegemist on paksu plaadiga - $t_{\text{pla}} \geq d$ [12]

Kruvi normatiivne paindekandevõime: $M_{y,Rk} = 12600 \text{ Nmm}$ [14]

Puidu muljumistugevus pikikiudu: $f_{h,o,k} = 0,082(1 - 0,01d)\rho_k$ [12]
 $f_{h,o,k} = 0,082 * (1 - 0,01 * 6,5) * 350 = 26,8 \text{ N/mm}^2$

Puidu muljumistugevus sõltuvalt nurgast:

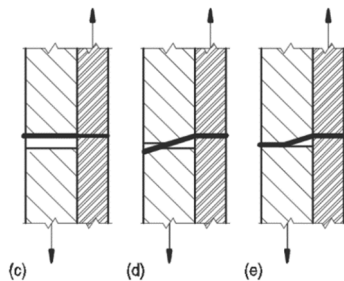
Nurk jõu ja pikikiu vahel $\alpha = 0^\circ$

Puidu liiki arvestav tegur $k_{90} = 1,35 * 0,015 * 6,5 = 1,45$

$$f_{h,1,k} = \frac{f_{h,o,k}}{k_{90} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad [12]$$

$$f_{h,1,k} = \frac{26,83}{1,45 * \sin^2 0 + \cos^2 0} = 26,8 \text{ N/mm}^2$$

Ühe nihkepinna kandevõime:



$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} f_{h,k} t_{\text{tal}} d & (c) \\ f_{h,k} t_{\text{tal}} d \left[\sqrt{2 + \frac{4M_{y,Rk}}{f_{h,k} d t_{\text{tal}}^2}} - 1 \right] & (d) \\ 2,3 \sqrt{M_{y,Rk} f_{h,k} d} & (e) \end{cases} \quad [12]$$

Joonis 4.4 Ühelõikeline liite purunemisviisid [12]

$$F_{v,Rk}(c) = 26,83 * 80 * 6,5 * 10^{-3} = 13,95 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rk}(d) = 26,83 * 80 * 6,5 \left[\sqrt{2 + \frac{4 * 12600}{26,83 * 6,5 * 80^2}} - 1 \right] = 14,27 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rk}(e) = 2,3 \sqrt{12600 * 26,83 * 6,5} = 4,83 \text{ kN}$$

Arvutuslik kandevõime

$$F_{v,Rd} = \frac{F_{v,Rk}(e) * k_{\text{mod}}}{\gamma_M} = \frac{4,83 * 0,90}{1,3} = 3,3 \text{ kN}$$

Ühele kruvile mõjuv põikjõud

$$F_{v,Ed,kruvi} = \frac{F}{n} + \frac{F e_2}{2 e_3^2} = \frac{3,18}{4} + \frac{3,18 * 0,186}{2 * 0,090^2} = 2,4 \text{ kN}$$

$$F_{v,Ed,kruvi} = 2,4 < F_{v,Rd} = 3,3 \text{ kN}$$

Tugevus on tagatud

4.2 Seinaelemendid

Demonteerimisele kuulub põhiline osa välisseinte ning kandvate siseseinte mahust. ½ kivi paksuse müüritisega laotud pööningu otsaseinu ei transpordita, need lammutatakse ning laotakse hiljem uuesti. Sarnane põhimõte kehtib ka trepikoja otsaseintele, mõningatele siseseinte osadele ja hoone tagakülje välisseina keskosale kuna seintes on rohkelt akna-ukseavasid. Lammutatavad ja uuesti laotavad osad on joonistel DM_1 – 3 tähistatud viirutatud alaga.

4.2.1 Raketis

Raketisekilpide moodustamiseks toodetakse kolmes eri pikkuses – 500 mm (14 tükki), 1250 (16 tükki) ja 2500 mm (22 tükki) - terasest jalad. Objektile monteeritakse jalad ja VARIO raketise detailid omavahel komplektseteks kilpideks. Monteerimistöö võib teostada eelnevalt ka mujal ning transportida valmis kilbid objektile.

500, 1250 ja 2500 mm pikkusi osakilpe omavahel kombineerides saavutatakse igale seinaelemendile sobiv raketis. Projekti tarbeks vajalike kilpide põhimõttelised joonised on toodud töö graafilises osas (DM_6.1 – 6.6). Kokku on seinaraketise moodustamiseks kasutusel kuus erinevat tervikkilpi. Tervikkilpide kombineerimisel on arvestatud võimalusega paigaldatud seinaelemendi osakilpe kõrvalelemendi paigalduseks demonteerida, kuid sealjuures kasutada järelejäävat raketist elemendi ajutiseks fikseerimiseks kuni jäigastava süsteemi valmimiseni.

4.2.2 Seinaelementide jaotus ja teiselaldustööd

Seinte jaotamine elementideks toimub joonisel DM_1 kirjeldatud plaanidel. Elementide tähistus on koostatud järgnevalt: D_1E11_11 – „D“ tähistab demontaaži, „M“ montaaži, „E11“ tähistab elemendi tähist ning number selle ees korruse numbrit. Number elemendi tähise järel märgib teiselalduse järjekorranumbrit. Kuna hoone on kesktelje suhtes sümmeetriline, siis on elemendid tähistatud ainult ühel pool ja teise hooneosa tööd toimuvad peegelpildis sarnaselt esimesele poolele. 4.1 on toodud tõstetavate elementide orienteeruvad kaalud 2,7 meetrise kõrguse juures. Siseseintel on elementide arvutuskõrgus 3,0 meetrit.

Seinte demonteerimist (joonised DM_1 ja 2) alustatakse II korruse elementidest. Laetalad eemaldatakse ja lammutatakse müüritis kuni sidekivide reani (joonis DM_7), lammutust ei teostata siseseintel. Sidekiviridadesse puuritakse avad, et asendada termoliit tänapäevase soojusisolatsioonivahuga. Alternatiivse variandina võib lammutada ka sidekiviread, et lihtsustada termoliidi eemaldust vahu paigaldust. Lisaks hilisemale soojusisolatsioonile toimib vaht toetava elemendina müüritise transpordil. Raketisekilpide paigaldamiseks saetakse sängitusvuuk orienteeruvalt 60 mm ulatuses läbi vastavalt tõstetava elemendi pikkusele, paigaldatakse ühe poole

kilp ning fikseeritakse see kaldtugedega. Järgmisena puuritakse avad tõmbidele ning paigaldatakse teise poole raketis, tõmbid pingestatakse ning komplektne raketis on valmis. Viimasena saetakse müüritis horisontaalselt läbi ning element valmistatakse ette transpordiks.

Elementide monteerimist alustatakse esimeselt korruselt montaažiplaani DM_3 järgi. Elemendi 1E14 paigaldamisel fikseeritakse see ajutiste kaldtugedega ning demonteeritakse element 1E13-ne montaažiks 1250 mm pikkune äärmine osakilp. 1E13-ga teostatakse sarnane osakilbi operatsioon, et ühendada see 1E12-ga. Osakilbi eemaldamise põhimõtet jälgides paigaldatakse ka teised elemendid.

Uuesti laotavad seinad fikseeritakse ankurdusega külgnevate elementidega. Suuremal osal välisseinte elementidest täidetakse omavahelised vertikaalsed ühendusvuugid elastse vuugiseguga.

Laetalade paigaldamisel laotakse hoone korruse ulatuses jätkuvana uus müüritis (joonis DM_7)

Tabel 4.1 Seinaelementide kaalud

Elementide numbrid	Kilbi nimetus / kilbi kaal	Kilpide kogus	Raketise kaal	Seina kaal	Elemendi kaal
	kg		kg	kg	t
2E1 1E12	Kilp 1 172,0	2	343,9	1738,5	2,1
2E2 1E11	Kilp 2 571,3				
2E3 1E13	Kilp 2 571,3	2	1142,6	4618,7	5,8
2E4 1E14	Kilp 3 653,5				
2E5 1E15	Kilp 4 433,7	2	867,4	3852,7	4,7
2E6 1E16	Kilp 4 433,7				
2E7 1E17	Kilp 2 571,3	2	1142,6	5842,5	7,0
2E8 1E18	Kilp 5 515,3				
2E9 1E19	Kilp 6 351,5	2	703,0	3847,5	4,6
2E10 1E20	Kilp 6 351,5				

KOKKUVÕTE

Hoone konstruktsioonidele teostatud kontrollarvutuste põhjal on kandevõimed vastavalt täna kehtivatele standarditele üldpildis tagatud. Mõningaid puudujääke kandevõimes esines katusekonstruktsiooni jaotustalade ja postide süsteemis, kus on eemaldatud või puuduvad toetuspostid, mis tingivad sisejõudude suurenemise jaotustalades. Lisaks töös käsitletule tuleks täpsustada katusekonstruktsiooni sõlmühenduste lahendusi ja teostada liidete kandevõimekontrollid. Vajadusel konstrueerida tugevdusmeetmed või uued liitelahendused. Esimese korruse puidust vahelaekonstruktsioon sai asendatud uuega, sest hoone kasutusotstarve muutub ja ei vasta enam elamule seatud koormustele. Lähtutud on muuseumile ette nähtud koormustest.

Müüritise kontrollarvutused esimese korruse aknapostile, mis kandevõime seisukohalt kujuneb otsustavaks, jäid lubatud piiridesse. Arvestatud on ka hoone asukohamuutusest tuleneva tuulekoormuse suurenemisega, mis suurendab sealjuures ka müüritise kandevõime nõuet. Tugevduslahendus tuleks konstrueerida ka välisseinte aknaavade sillustele kuna vahelakoormused on oluliselt suuremad. Otstarbekas oleks läbi viia objektil kasutatud müürikivi ja mördi survetugevuskatsed, et leida konkreetse müüritise tugevus ning vajadusel teostada uued kandevõimekontrollid.

Kontrollarvutusi tuleks hiljem vastavalt konstruktsioonide detailide täpsustumisele ja tellija soovidele projekti lõpptulemuse osas vajadusel korrigeerida.

Hoone demontaažiks ja transpordiks loodud põhimõttelise lahenduse põhjal saab edaspidi välja töötada detailiseeritud lahenduse teisdustöö teostamiseks. Seinaelementide jagamisel on lähtutud minimaalsete lõigete sooritamise ning tõstetööde teostamisest. Kombineeritud PERI GT24 süsteemi ja terasjalgadega tõsteraketis võimaldab optimeerida elemendi raketise valmistamiseks kuluvat aja ning materjalide ressursi.

Structures of the building are in decent conditions. Structural forces are overall under the load-bearing capacities maximum limits. There is some lack of bearing capacity in the roof construction with the upper wooden beam which can be solved with some extra columns to support it and decrease the bending moment and shear forces. Joints of the roof construction must be also checked after gathering some extra information about the used hardware.

New wooden joists were designed to frame the second floor due to increased loads and changed functions of the building.

Masonry load-bearing capacities were calculated without and with the increased wind forces. It would be useful to do some strengthtests with bricks and mortar used in the masonry to find out the actual compressive strength of masonry and recalculate structures if needed.

There are given some main principles for transportation and disassembly solutions that can be specified during the final stadium of the planning process. Outer and inner walls of the building are divided into sections according to the plan to minimize the work with the formwork and cutting. VARIO GT 24 girder wall formwork combined with custom made steel supporting details allows to optimize the time and material resources.

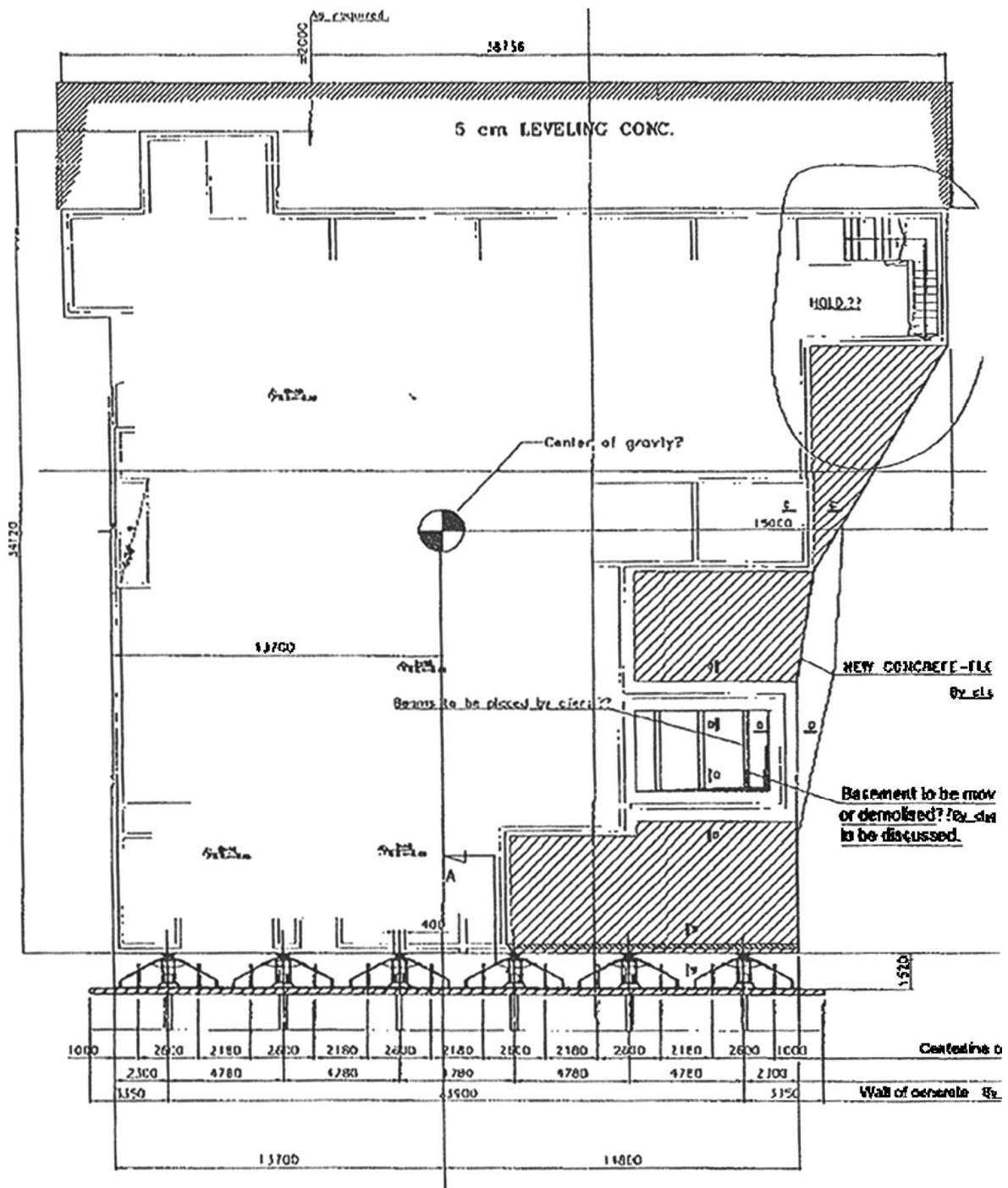
KASUTATUD KIRJANDUSE LOETELU

- [1] Tiit Masso, Jaan Rohusaar, Rein Mägi, Ivar Talvik, Valdo Jaanisoo, Vello Otsmaa, Väino Voltri, Kalju Loorits, Tõnu Peipman, Otto Pukk, Karl Õiger, Elmar Just, Alar Just, Vassil Hartšuk, Ehituskonstruktori käsiraamat, EHITAME kirjastus, 2014.
- [2] Ming-Hsiu Su; Huey-Jiun Wang, „A Study of Techniques for Moving Traditional Buildings and Their Role regarding the Historic Preservation Movement in Taiwan,” *Journal of Asian Architecture and Building Engineering*, pp. 207-214, 2006.
- [3] Dory Telem, Aviad Shapira, Ytzhak D. Goren, Cliff J. Schexnayder, „Moving a Reinforced-Concrete Building: Case Study,” *JOURNAL OF CONSTRUCTION ENGINEERING AND MANAGEMENT*, pp. 115-124, 2016.
- [4] X. Peltola, *Moving Historic Buildings: A Study of What Makes Good Preservation Practices When Dealing with Historically Significant Buildings and Structures*, All Theses, 2008.
- [5] „Arrt's Arrchives,” 11 mai 2004. [Võrgumaterjal]. Available: <http://www.arrts-arrchives.com/brbchmove.html>. [Kasutatud detsember 2018].
- [6] „National Park Service,” 14 aprill 2015. [Võrgumaterjal]. Available: <https://www.nps.gov/caha/planyourvisit/chls.htm>. [Kasutatud detsember 2018].
- [7] „Den Gamle By,” [Võrgumaterjal]. Available: <https://www.dengamleby.dk/en/den-gamle-by/about/>. [Kasutatud detsember 2018].
- [8] L. Rasmussen, „Vægge, der sladrer om fortiden,” 3 oktoober 2008. [Võrgumaterjal]. Available: <http://www.dagensbyggeri.dk/artikel/25843-vaegge.-der-sladrer-om-fortiden>. [Kasutatud detsember 2018].
- [9] „Palupera vald, Räbi küla,” [Võrgumaterjal]. Available: <http://www.palupera.ee/content/view/22/122/>. [Kasutatud Aprill 2018].
- [10] V. Raidna, Kivikonstruktsioonid, Tallinn: EESTI RIIKLIK KIRJASTUS, 1960.
- [11] E. Standardikeskus, *Ehituskonstruktioonide koormused, EVS-EN 1991-1-4:2007*.
- [12] Elmar-Jaan Just, Karl Õiger, Alar Just, Puit- ja puidupõhised konstruktsioonid, Tallinn: TTÜ kirjastus, 2015.
- [13] T. Masso, Ehituskonstruktori käsiraamat, Tallinn: Valgus, 1980.

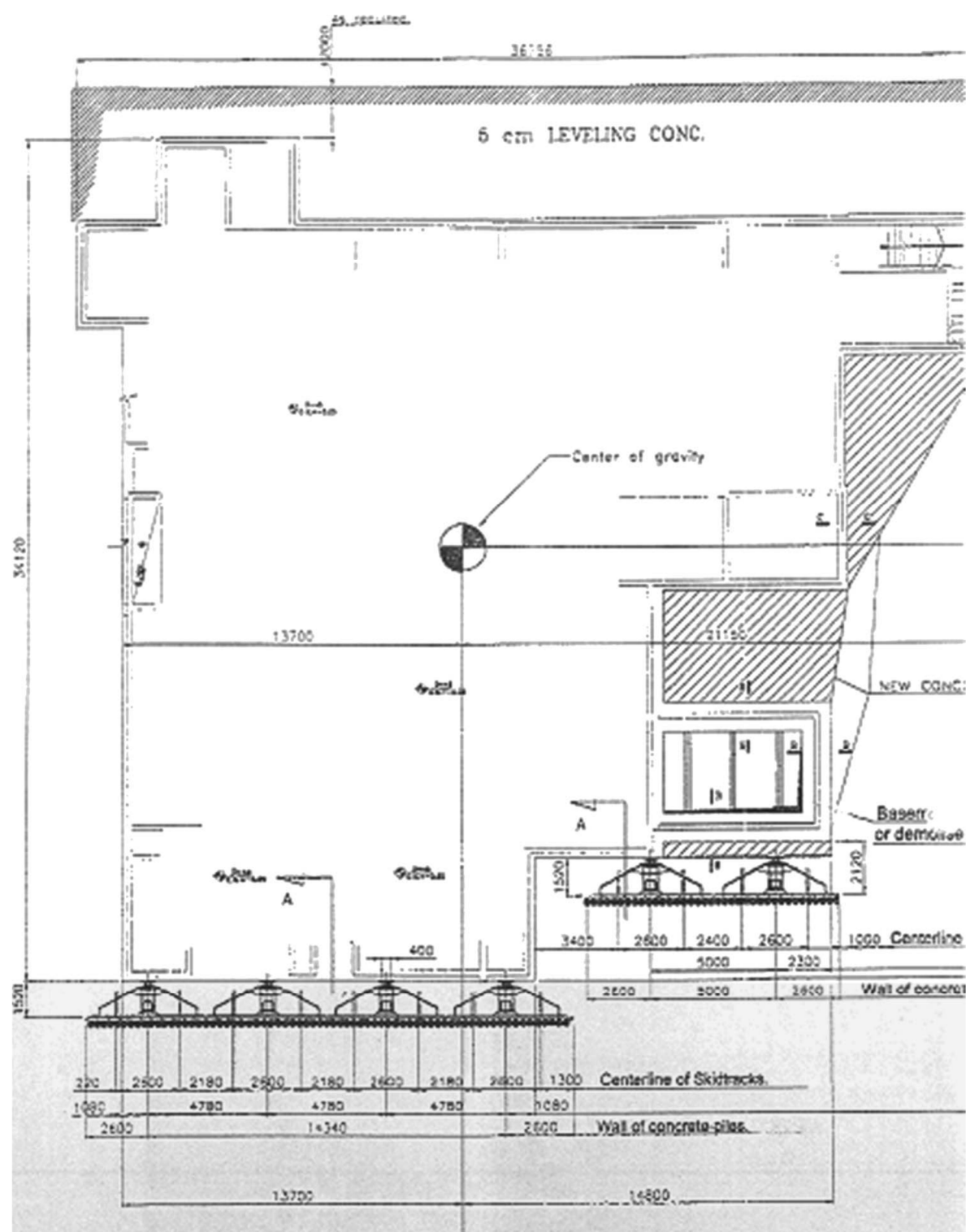
- [14] E. P. AB, „Toimivusdeklaratsioon WS-6.5-HEX-CorrSeal-945720,“ [Võrgumaterjal]. Available: <http://essve.ee/webcatalogue/kruvid/389188-puidukruvi-hex-corrseal/>. [Kasutatud aprill 2018].
- [15] A. V. Sørensen, „Hus flyttes i flere stykker,“ 5 november 2008. [Võrgumaterjal]. Available: <https://nordjyske.dk/nyheder/hus-flyttes-i-flere-stykker/9ec210ac-5dd8-4acb-9d4c-4611bdd4f423>. [Kasutatud detsember 2018].
- [16] E. Põllumajandusprojekt, *Kohalikest materjalidest kahekorruselise nelja korteriga elamu tüüpprojekt Э1-10Мд-23. Album I, Ehituslikud ja sanitaartehtnilised joonised*, Tallinn, 1960.
- [17] E. Standardikeskus, *Kivikonstruktsioonide projekteerimine, EVS-EN 1996-1-1:2005+NA:2013*.
- [18] P. G. F. S. Engineering, „Vario GT 24, Paindlik tala-seinaraketise süsteem GT 24 sõrestiktaladega,“ 2009. [Võrgumaterjal]. [Kasutatud Aprill 2018].
- [19] SV Ehituskonstruktsioonide OÜ, *Vabaõhumuuseumisse silikaattellistest maja ületoomisest*, 2017.
- [20] Karl Kallastu; Henrik Tartlan; Gert Tomingas; Marten Kääp; Stevely Soomets; Kadi-Liis Minn, *Nõukogude 4-korteriline elamu Vabaõhumuuseumisse*, TTÜ kursusetöö, 2016.

LISAD

Lisa 1. Jaapani saatkonnahoone



Joonis L1.1 Tungraudade astuse I variant [3]



Joonis L1.2 Tungraudade asetuse II variant [3]

Lisa 2. Fotod Räbi küla hoonest



Joonis L2.1 Vaade küljelt



Joonis L2.2 Vaade eest



Joonis L2.3 Vaade tagant

Lisa 3. Taanlaste tõsteraketis

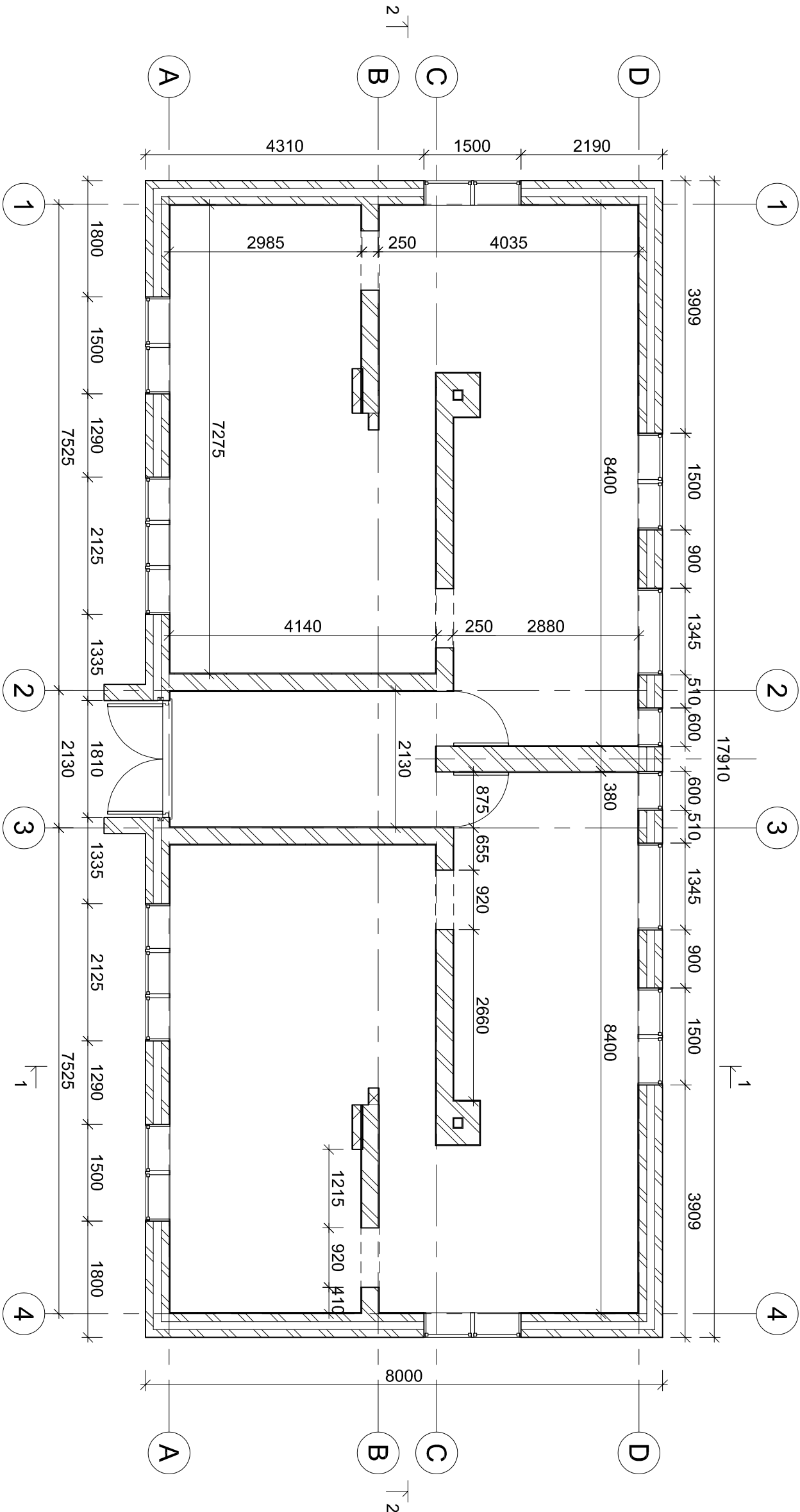


Joonis L3.1 Taanlaste seinaelement [15]

GRAAFILINE OSA

- NK_1_ I korruse plaan
- NK_2_ I korruse vahelaetalade plaan
- NK_3_ II korruse vahelaetalade plaan
- NK_4_ Sarikate plaan
- NK_5_ Hoone vaated
- NK_6_ Hoone lõiked
- DM_1_ Demontaaži plaanid
- DM_2_ Demontaaži vaated
- DM_3_ Montaaži plaanid
- DM_4_ Tõsteraketise lõige
- DM_5_ Tõsteraketise jalad
- DM_6.1_ Kilp 1
- DM_6.2_ Kilp 2
- DM_6.3_ Kilp 3
- DM_6.4_ Kilp 4
- DM_6.5_ Kilp 5
- DM_6.6_ Kilp 6
- DM_7_ Seina lõiked

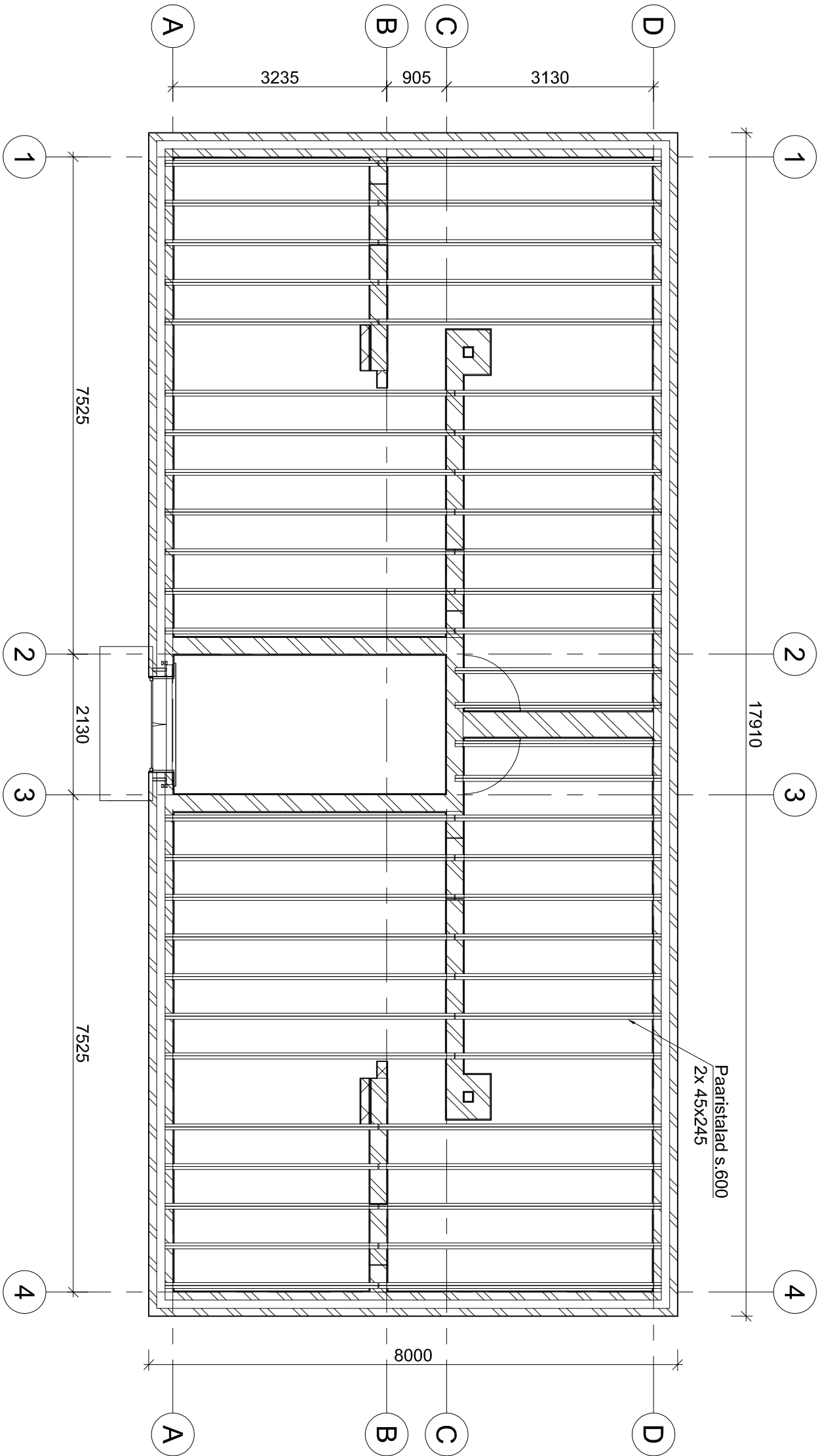
I korruse plaan
M1:75



- MÄRKUSED:
- Mõõtmised millimeetrites
 - Mõõtmised võivad vähesel määral erineda tegelikkusest olukorrast

EHTITUSE JA ARHITEKTUURI TTU INSTITUUT		Magistritöö	Joonise number: NK_1
Koostaja: Alo Oll		I korruse plaan	
Juhendaja: Kristo Paalandi			
Ehituskonstruktioonide uurimisrühm		Nõukogudeaegne korterelamu	

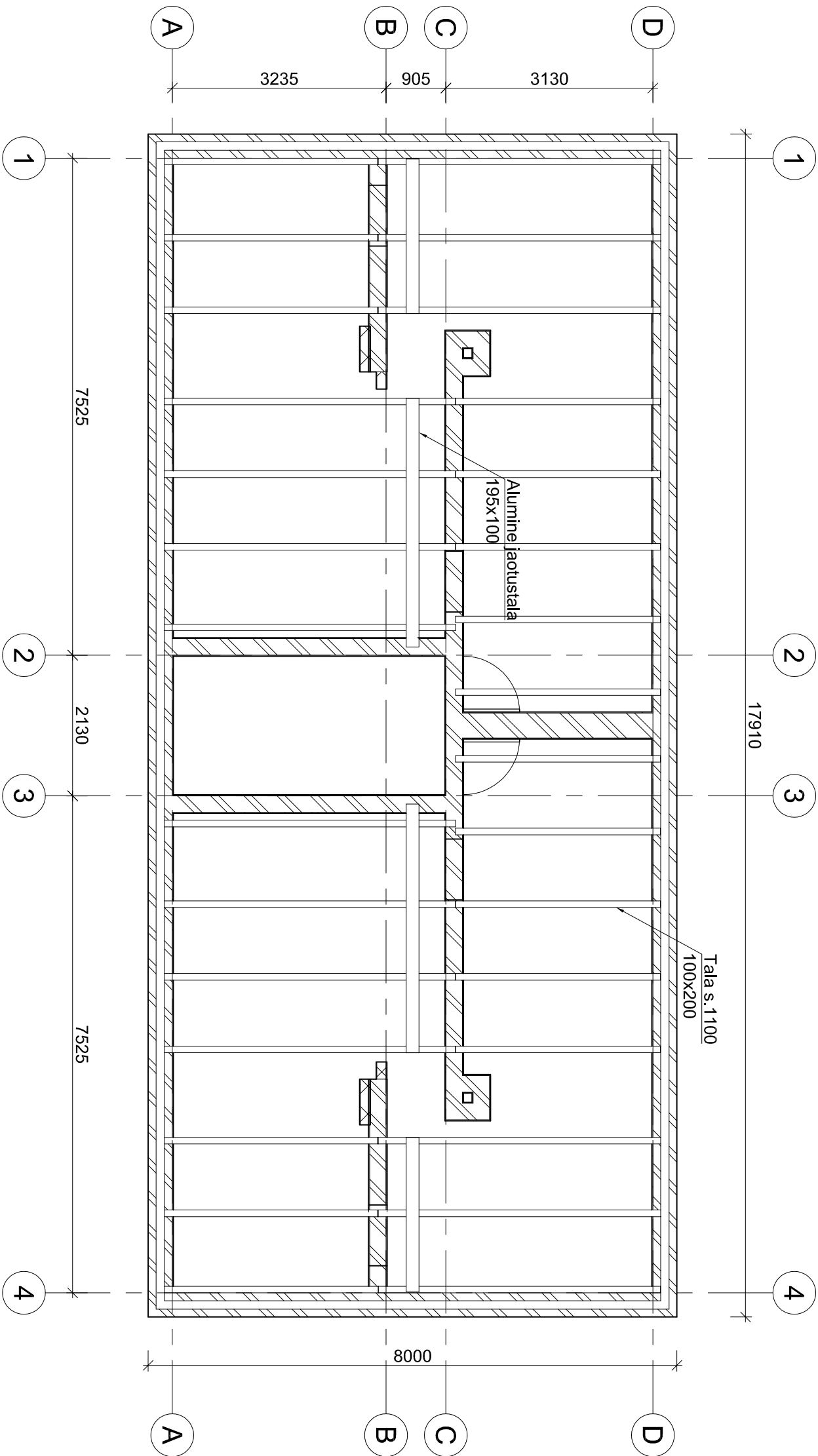
I korruse uued vahelaetalad
M1:75



- MÄRKUSED:
- Mõõtmed millimeetrites
 - Korstnajaalgade vaheline ala lahendatakse täpsustatud projektis

EHTITUSE JA ARHITEKTUURI TTU INSTITUUT		Magistritöö	Joonise number: NK_2
Koostaja: Alo Oll		I korruse vahelaetalade plaan	
Juhendaja: Kristo Paalandi			
Ehituskonstruktsoonide uurimisrühm		Nõukogudeaegne korterelamu	

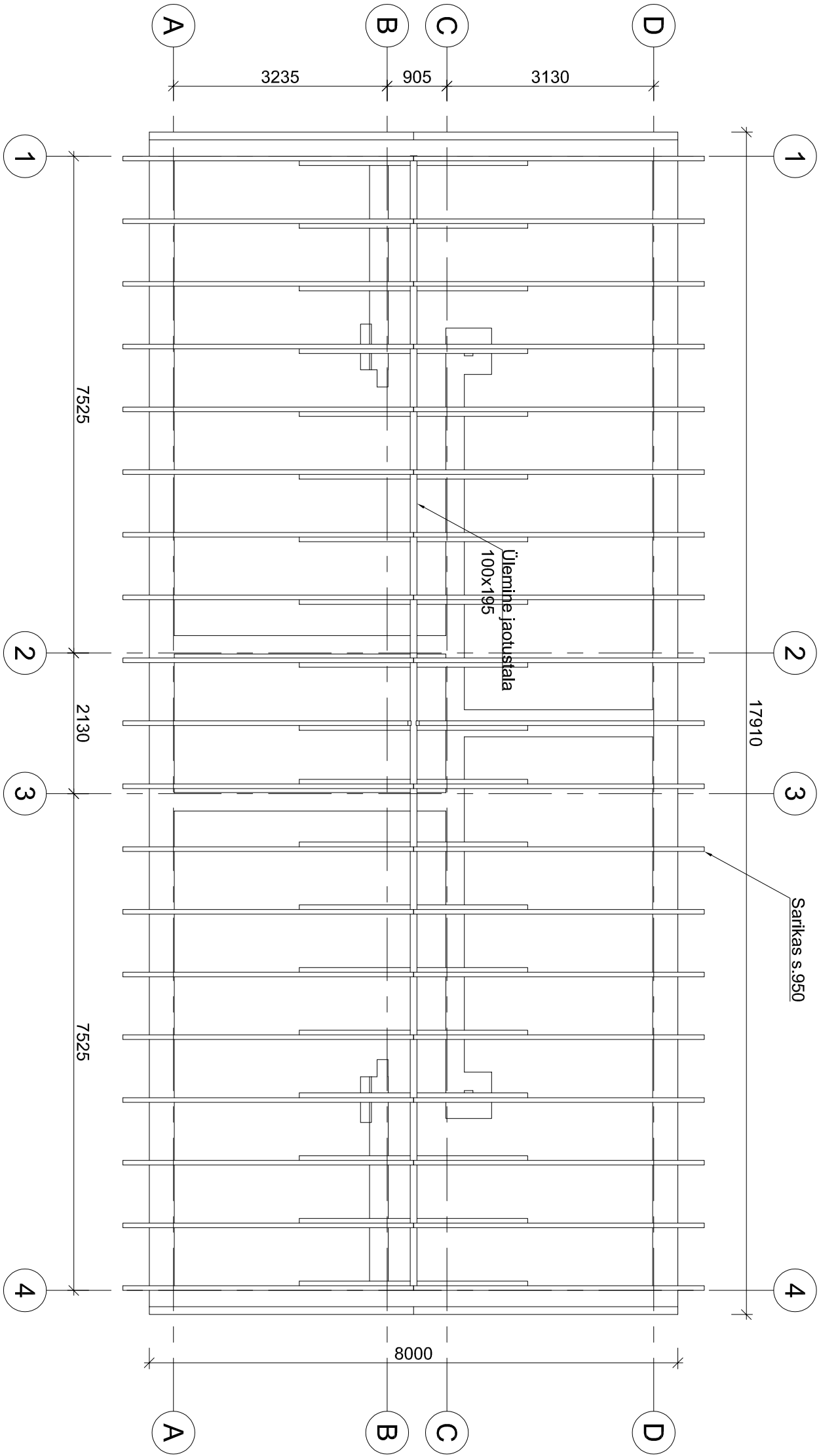
II korruse vahelaetalad
M1:75



MÄRKUSED:
- Mõõtmed millimeetrites

EHTITUSE JA ARHITEKTUURI TTU INSTITUUT		Magistritöö	Joonise number: NK_3
Koostaja: Alo Oll		II korruse vahelaetalade plaan	
Juhendaja: Kristo Paalandi			
Ehituskonstruktioonide uurimisrühm		Nõukogudeaegne korterelamu	

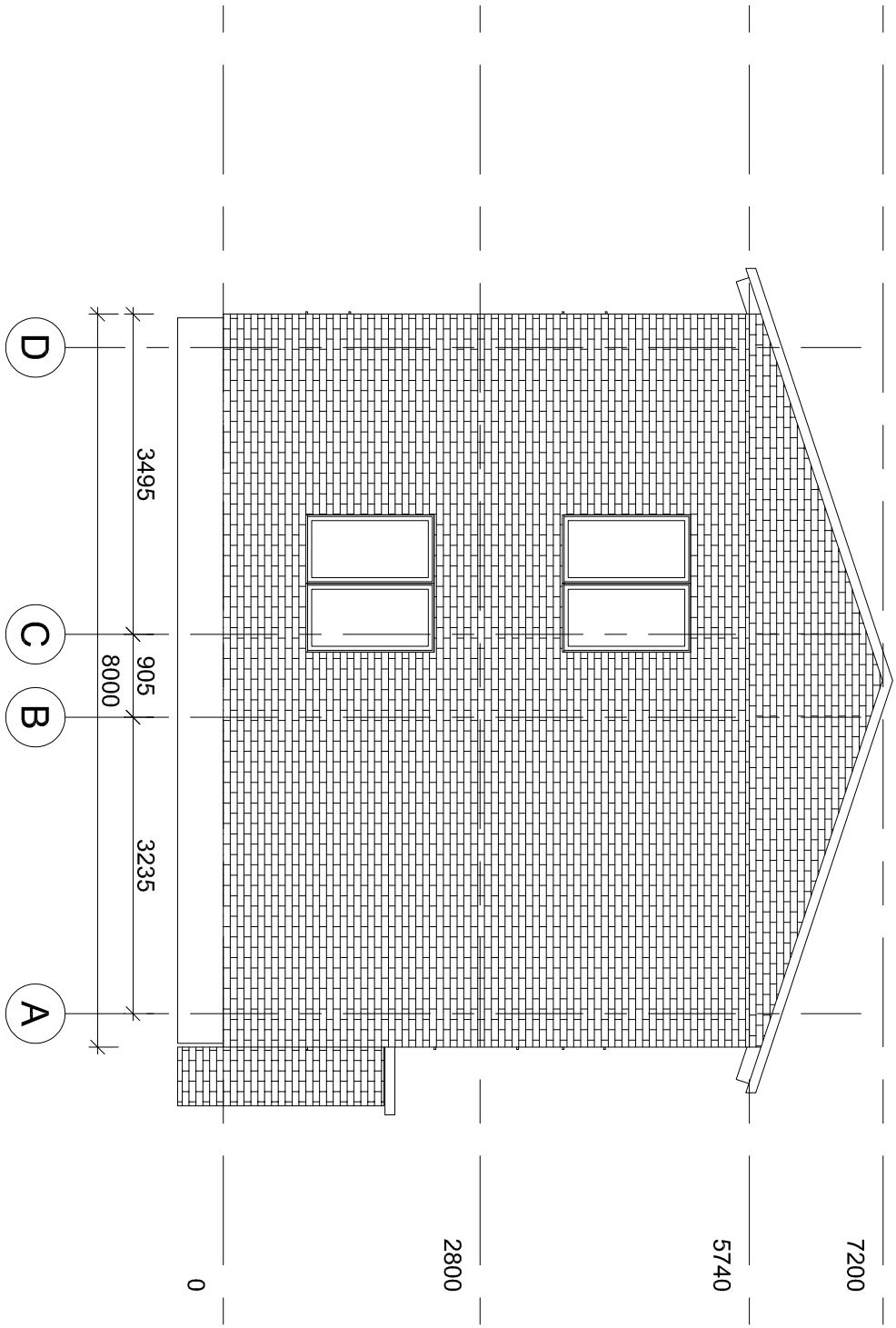
Sarikad
M1:75



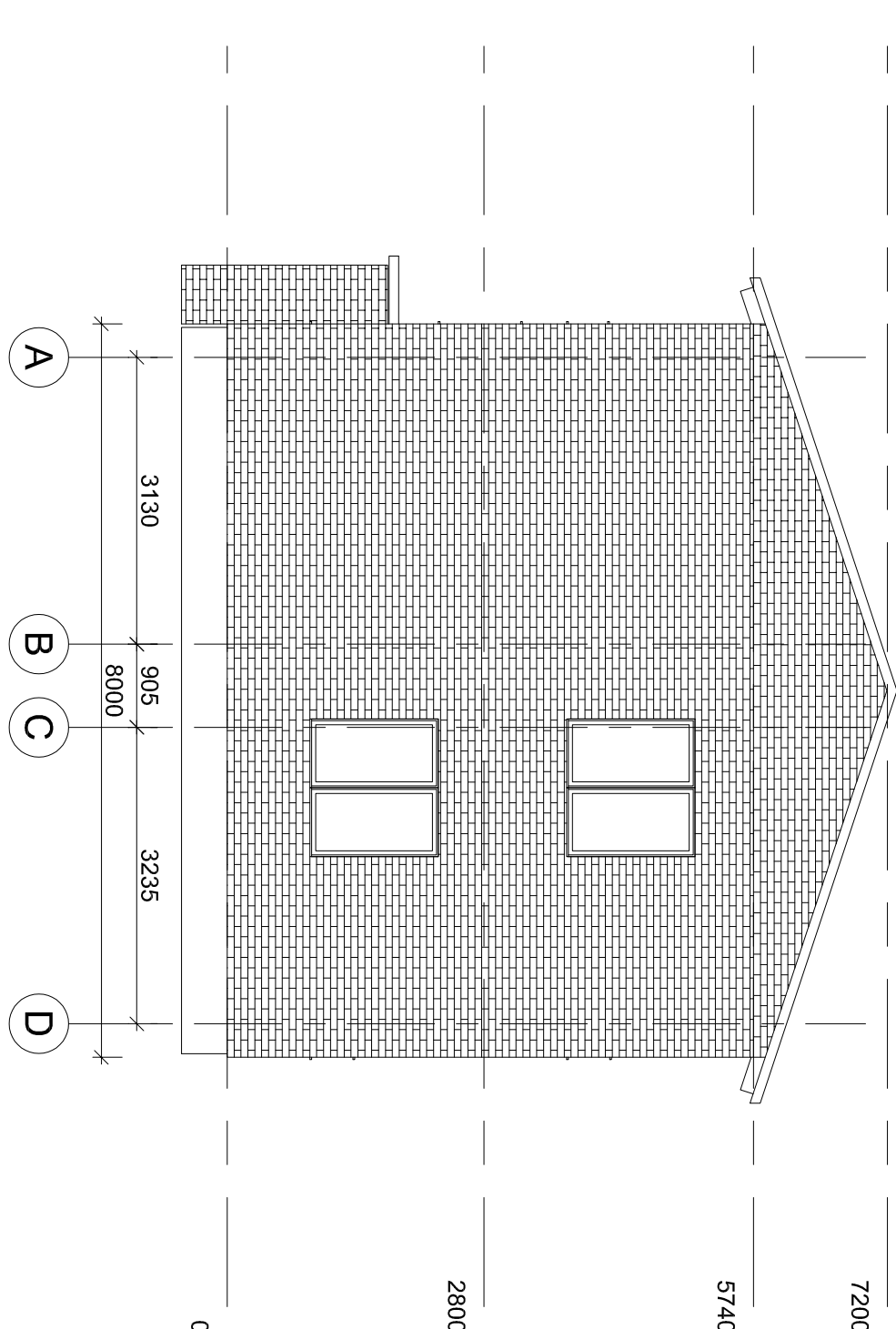
MÄRKUSED:
- Mõõtmed millimeetrites

EHTITUSE JA ARHITEKTUURI TTÜ INSTITUUT		Magistritöö	Joonise number: NK_4
Koostaja: Alo Oll		Sarikate plaan	
Juhendaja: Kristo Paalandi			
Ehituskonstruktsoonide uurimisrühm		Nõukogudeaegne korterelamu	

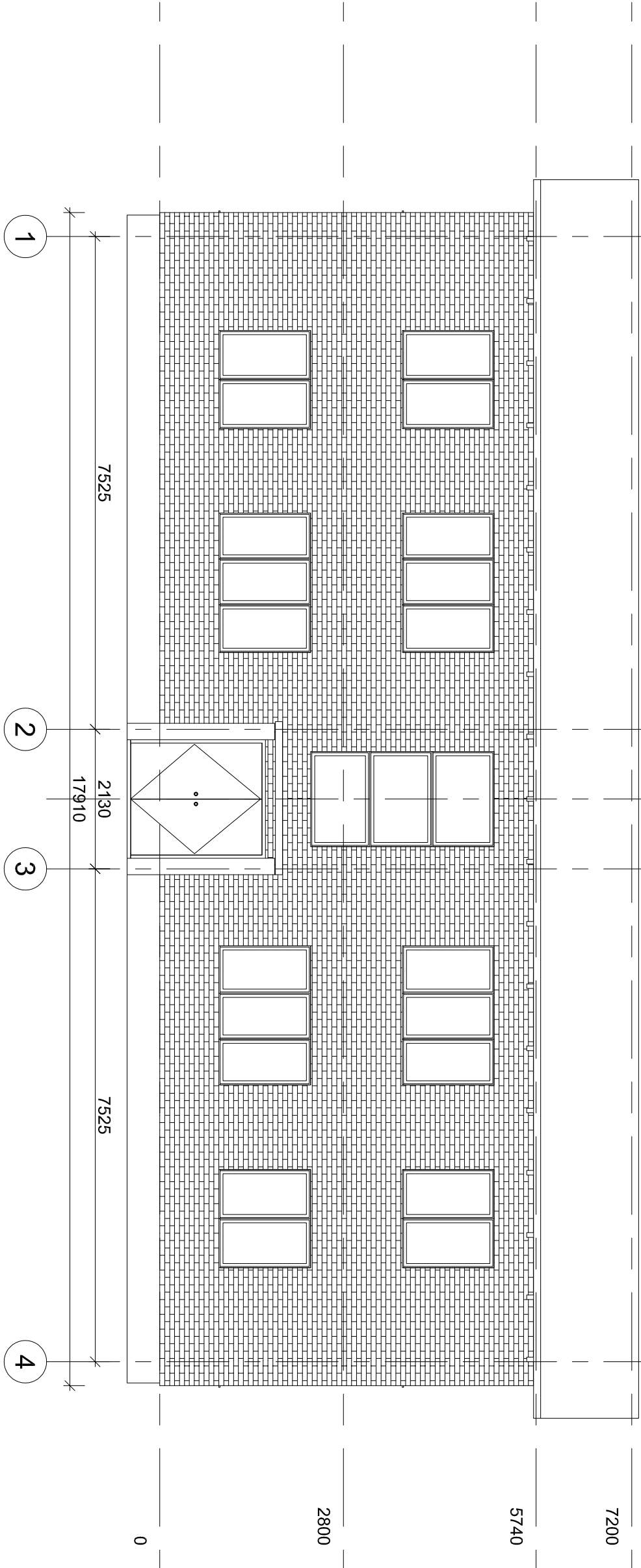
Vaade vasakult
M1:75



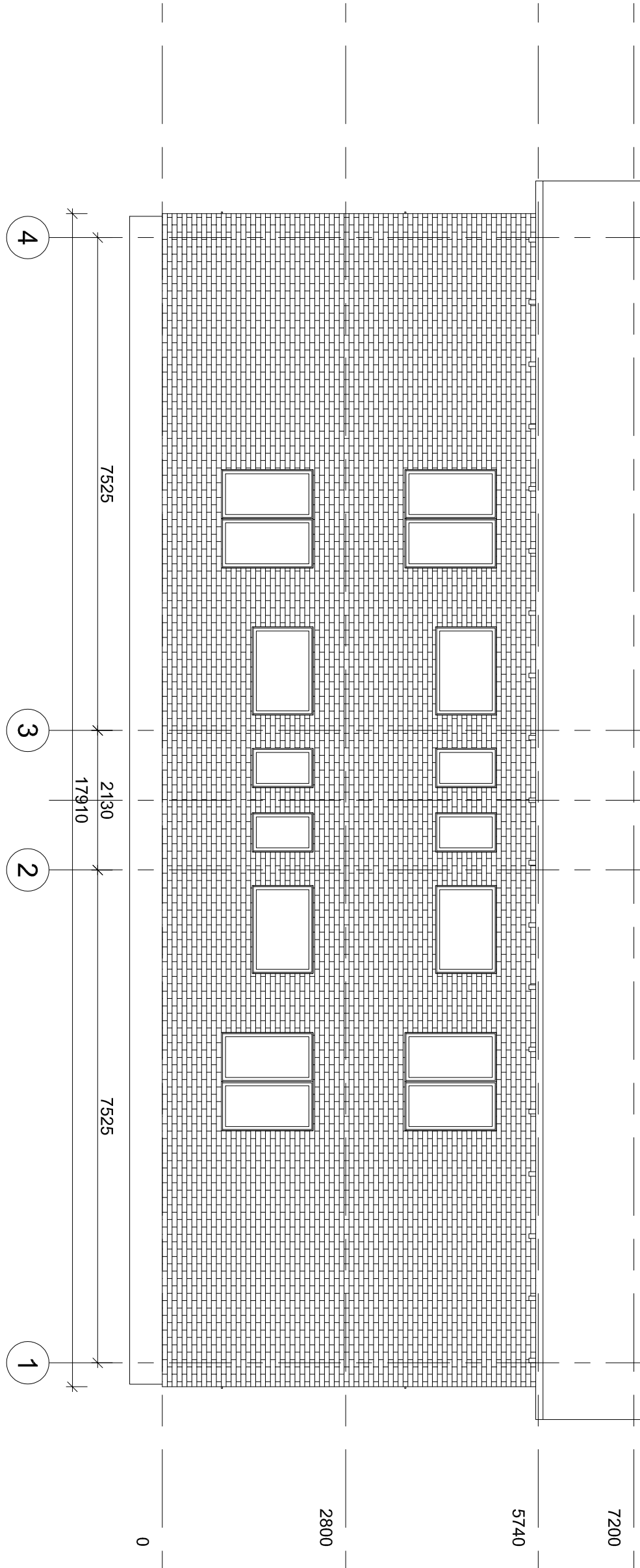
Vaade paremalt
M1:75



Vaade eest
M1:75



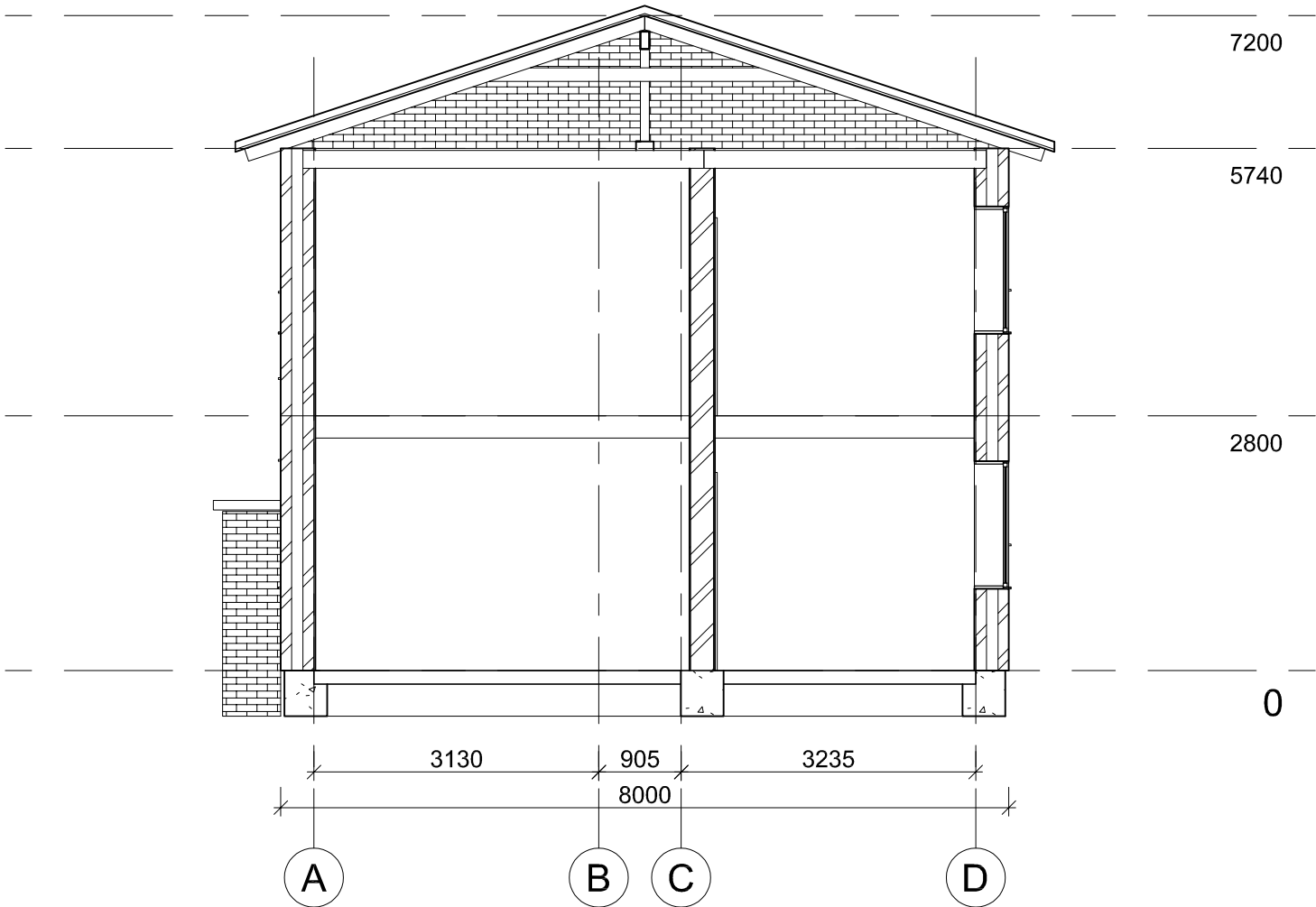
Vaade tagant
M1:75



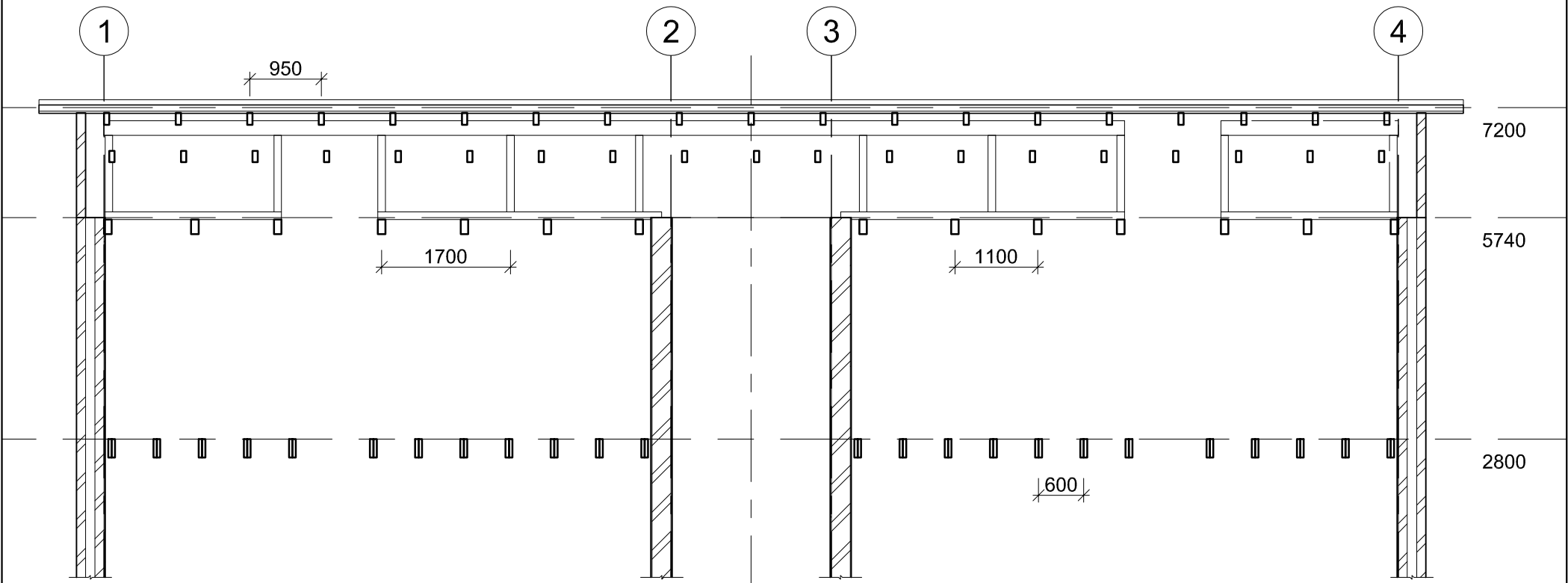
- MÄRKUSED:
- Mõõtmised millimeetrites
 - Kõrgusmärgid on ligikaudsed

 EHTITUSE JA ARHITEKTUURI INSTITUUT		Magistritöö	Joonistuse number: NK_5
Koostaja:			
Alo Olli			
Juhendaja:			
Kristo Paalandi			
Ehituskonstruksioonide uurimisrühm		Nõukogudeaegne korterelamu	

Lõige 1-1
M1:75



Lõige 2-2
M1:75

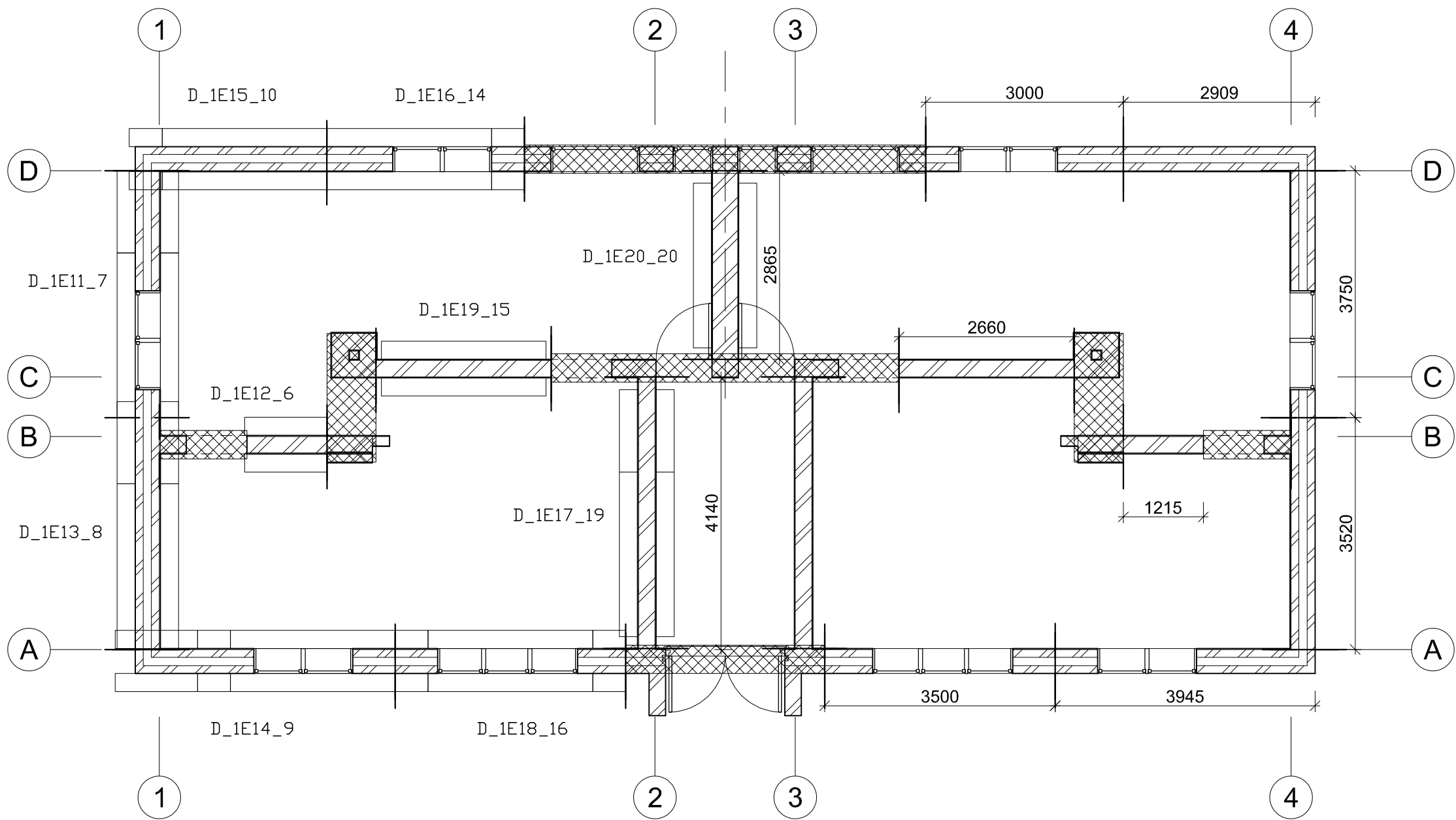


MÄRKUSED:

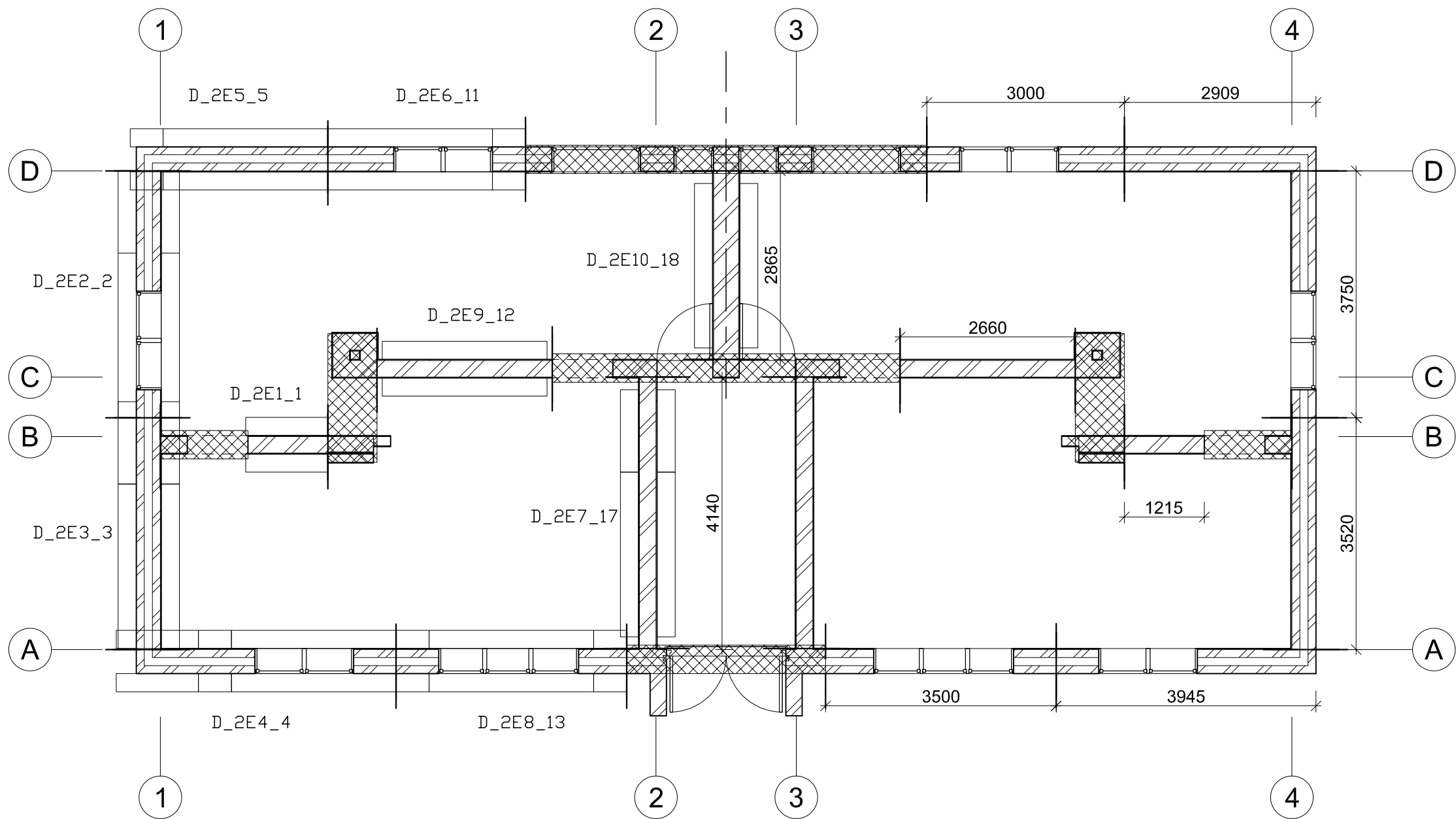
- Mõõtmed millimeetrites
- Kõrgusmärgid on ligikaudsed

 TTU	EHITUSE JA ARHITEKTUURI INSTITUUT		Magistritöö	Joonise number: NK_6
	Koostaja: Alo Oll		Hoone lõiked	
	Juhendaja: Kristo Paalandi			
	Ehituskonstruksioonide uurimisrühm		Nõukogudeaegne korterelamu	

I korrus
M1:75



II korrus
M1:75



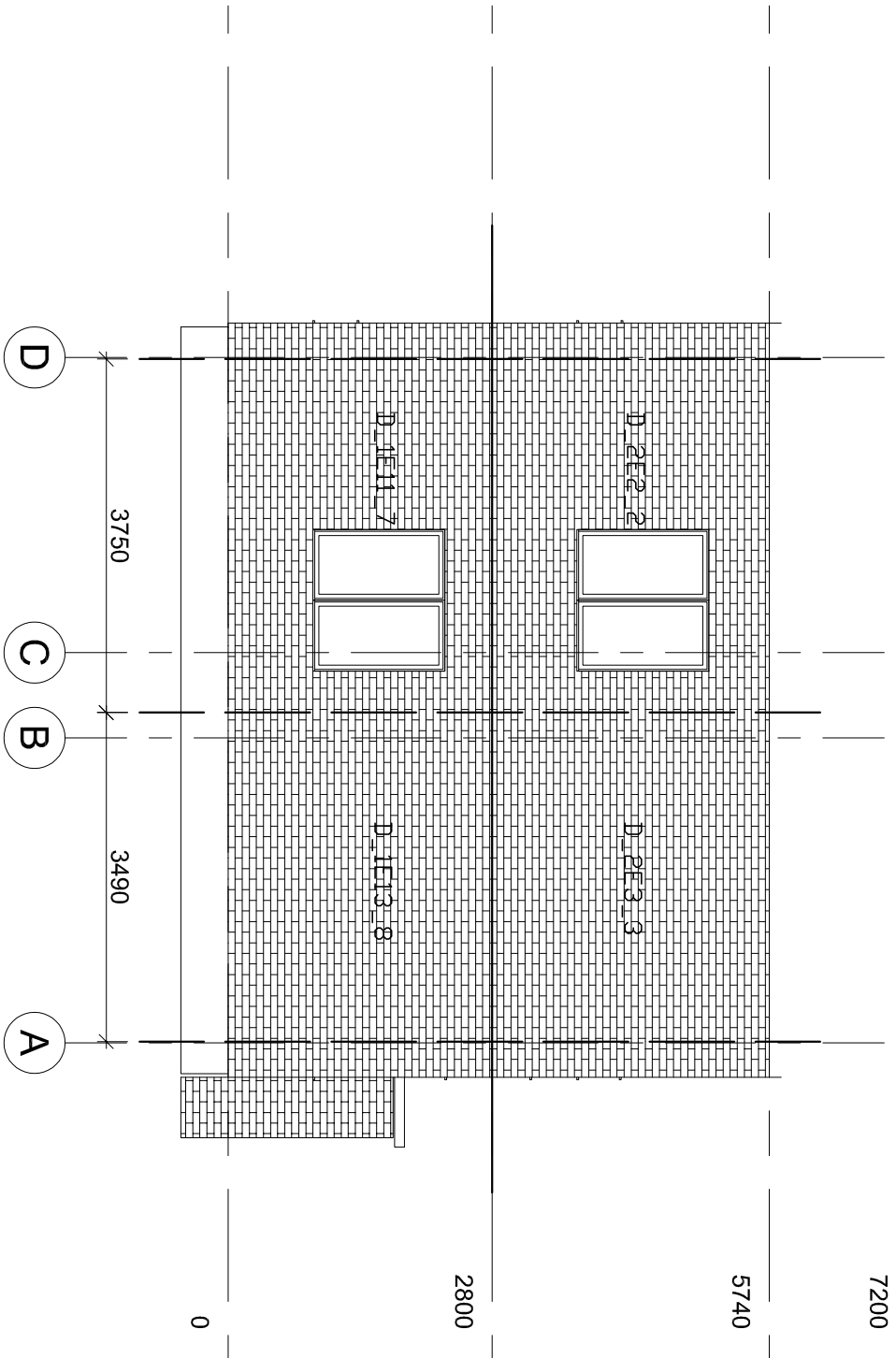
 Lammutatav müüritis
 Lõikejoon

MÄRKUSED:
- Mõõtmed millimeetrites

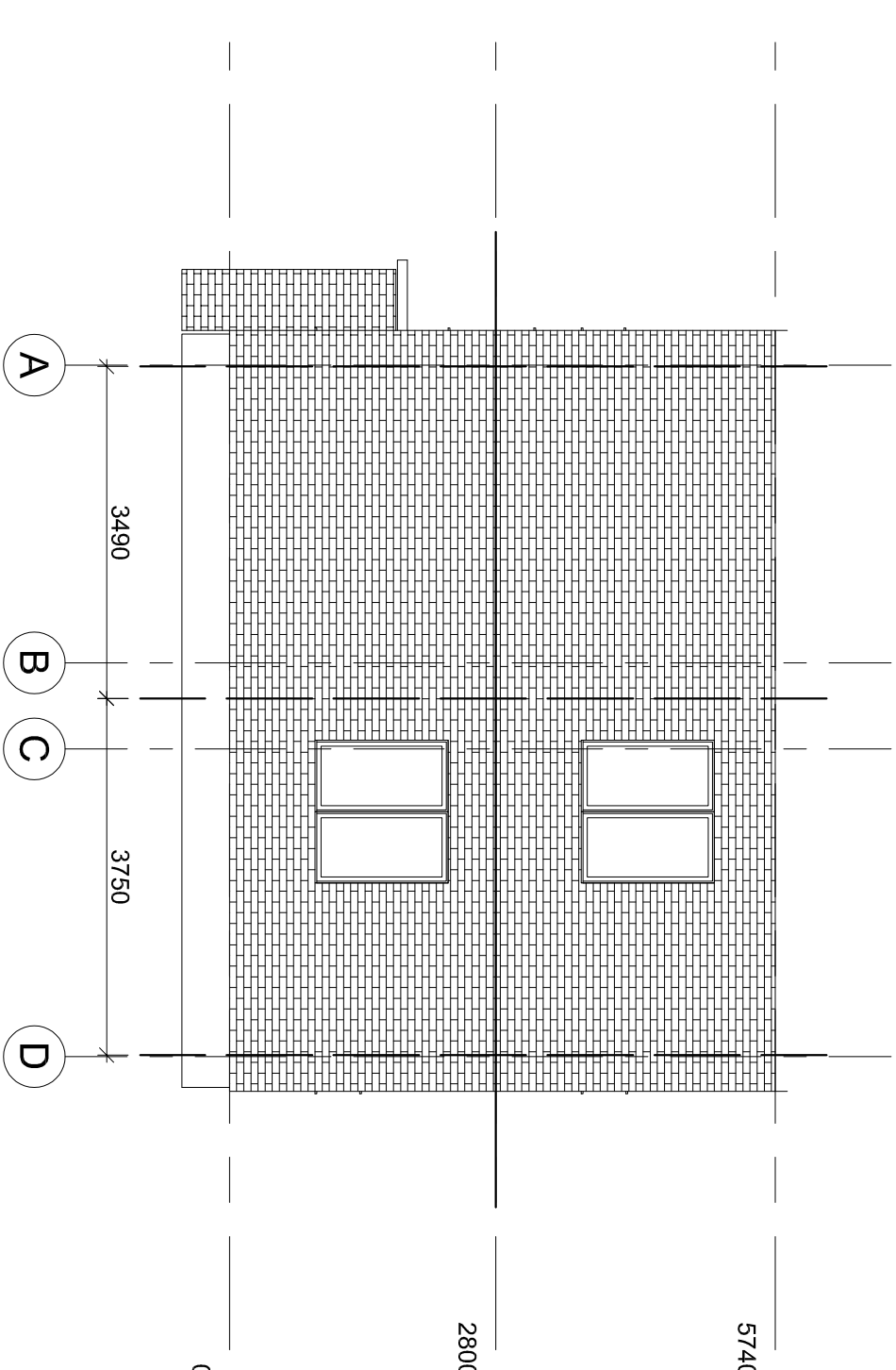
ELEMENTIDE NUMBRID	KILBI NIMETUS / KAAL (kg)	KILPIDE KOGUS tk	RAKETISE KAAL kg	SEINA KAAL kg	ELEMENDI KAAL t
2E1 1E12	Kilp 1 172,0	2	343,9	1738,5	2,1
2E2 1E11	Kilp 2 571,3	2	1142,6	3941,9	5,1
2E3 1E13	Kilp 2 571,3	2	1142,6	4618,7	5,8
2E4 1E14	Kilp 3 653,5	2	1306,9	4272,8	5,6
2E5 1E15	Kilp 4 433,7	2	867,4	3852,7	4,7
2E6 1E16	Kilp 4 433,7	2	867,4	3015,4	3,9
2E7 1E17	Kilp 2 571,3	2	1142,6	5842,5	7,0
2E8 1E18	Kilp 5 515,3	2	1030,5	3322,7	4,4
2E9 1E19	Kilp 6 351,5	2	703,0	3847,5	4,6
2E10 1E20	Kilp 6 351,5	2	703,0	6281,4	7,0

 Koostaja: Alo Oll Juhendaja: Kristo Paalandi	EHITUSE JA ARHITEKTUURI INSTITUUT		Magistritöö	Joonise number: DM_1
			Demontaaži plaanid	
	Ehituskonstruksioonide uurimisrühm		Nõukogudeaegne korterelamu	

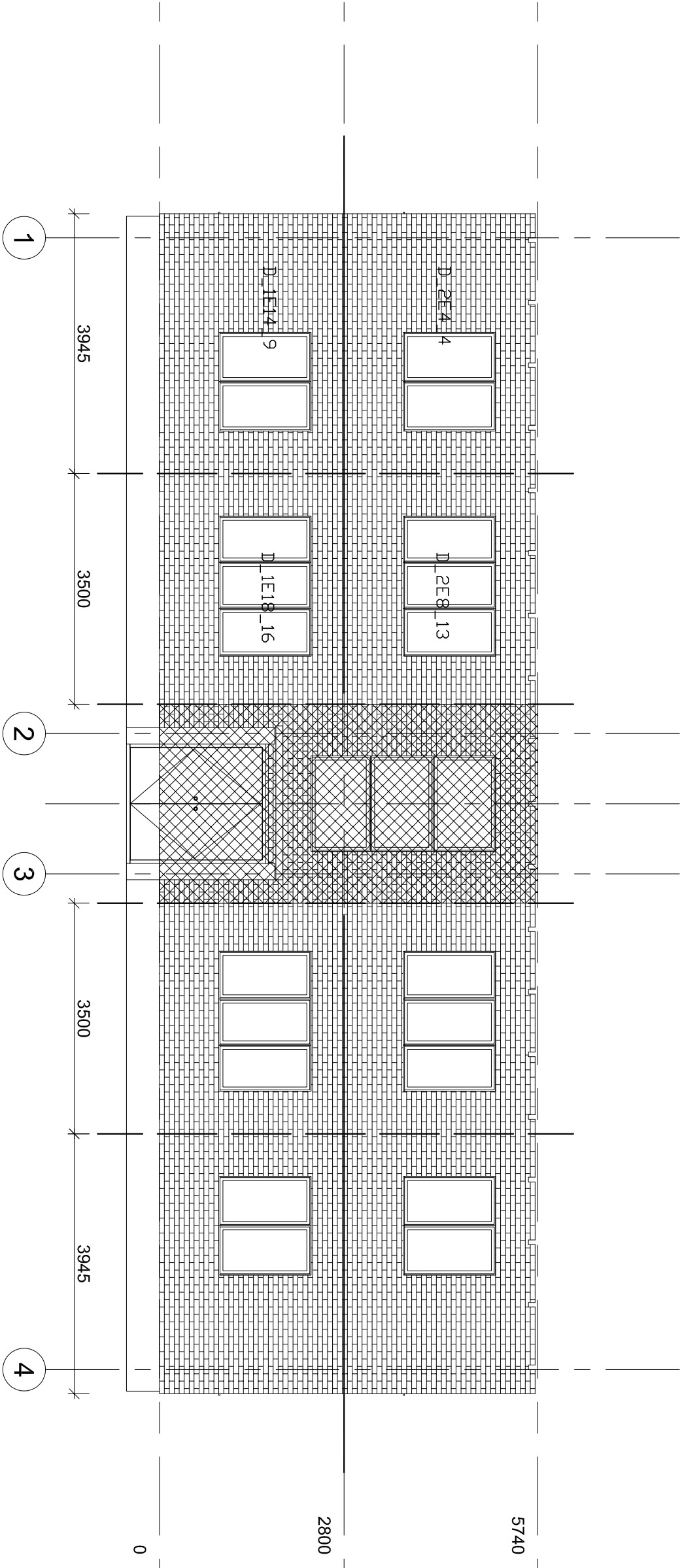
Vaade vasakult
M1:75



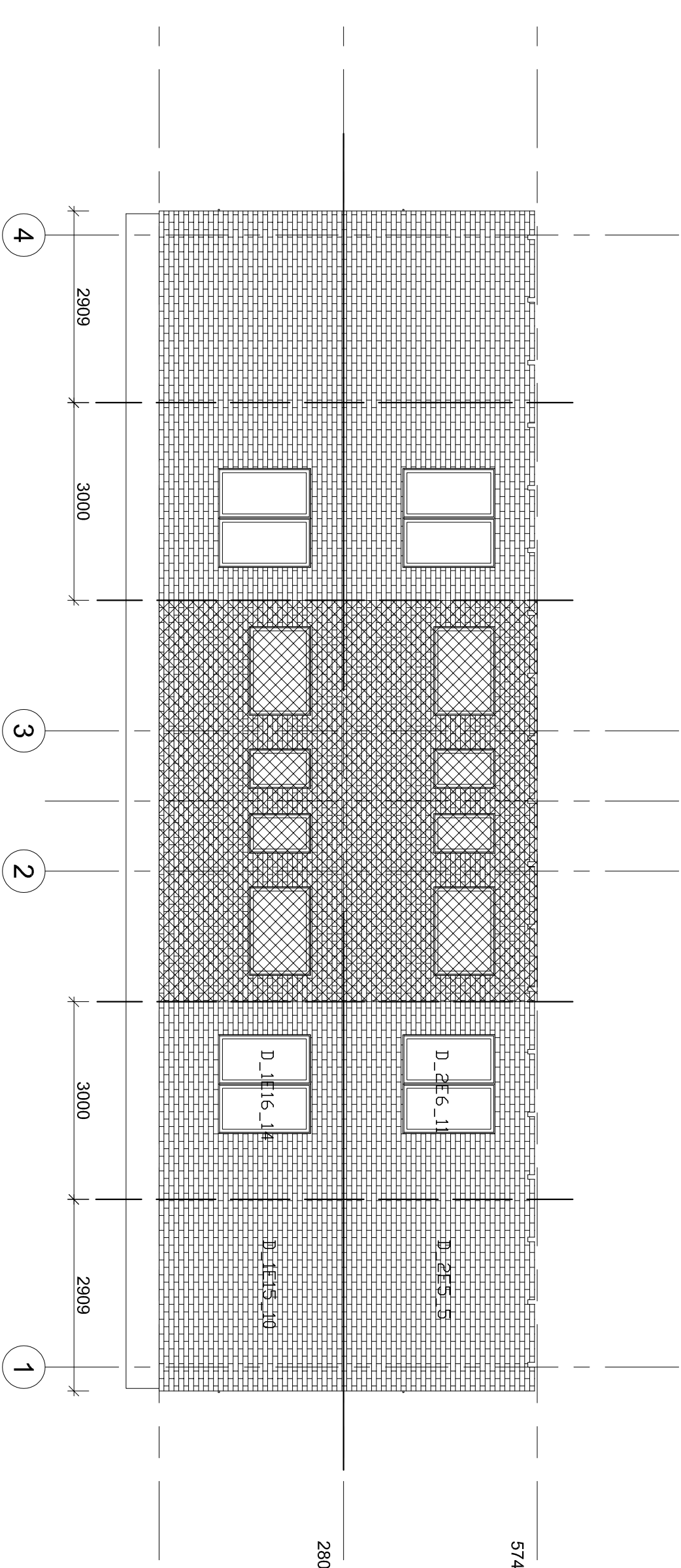
Vaade paremalt
M1:75



Vaade eest
M1:75



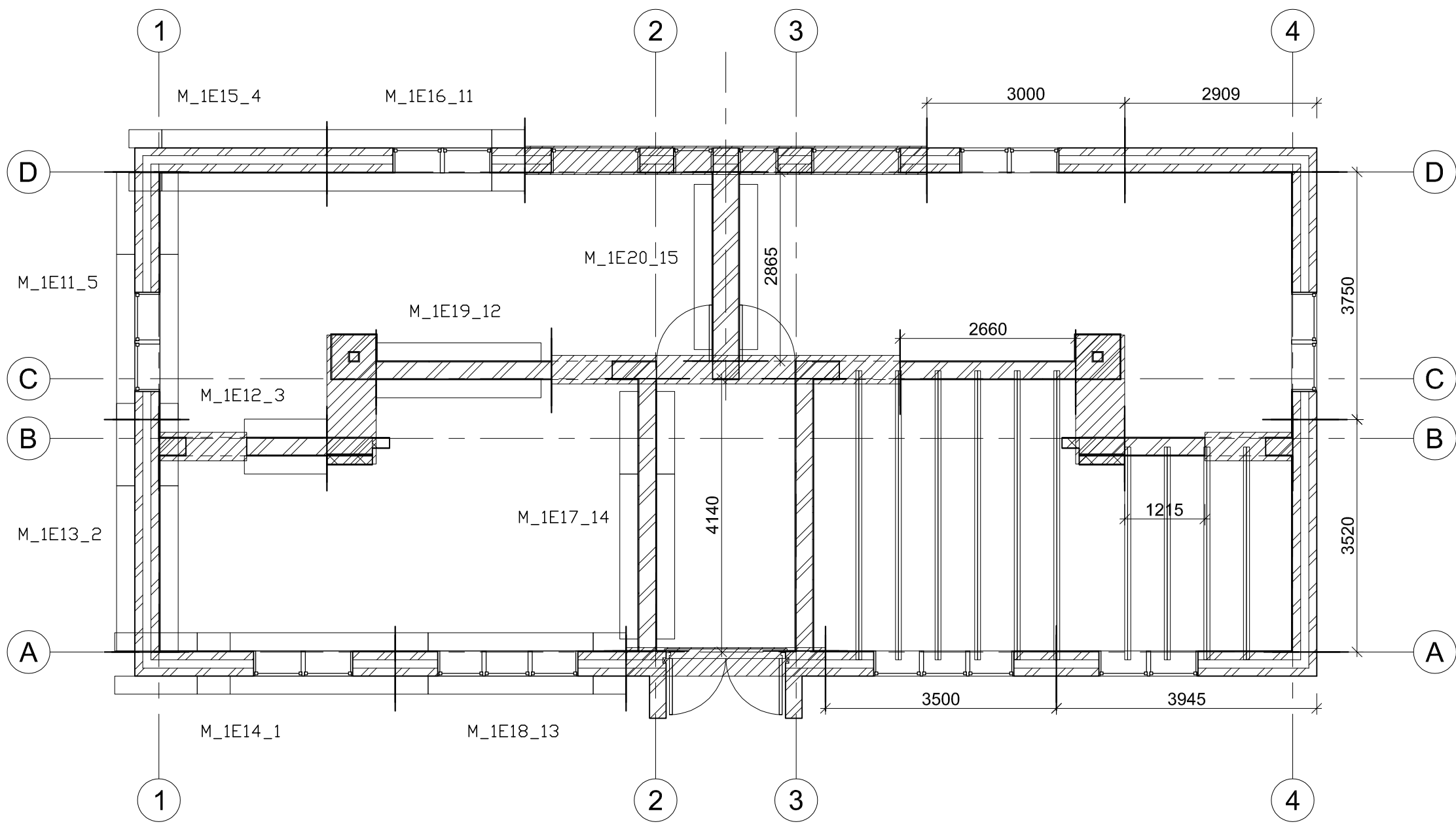
Vaade tagant
M1:75



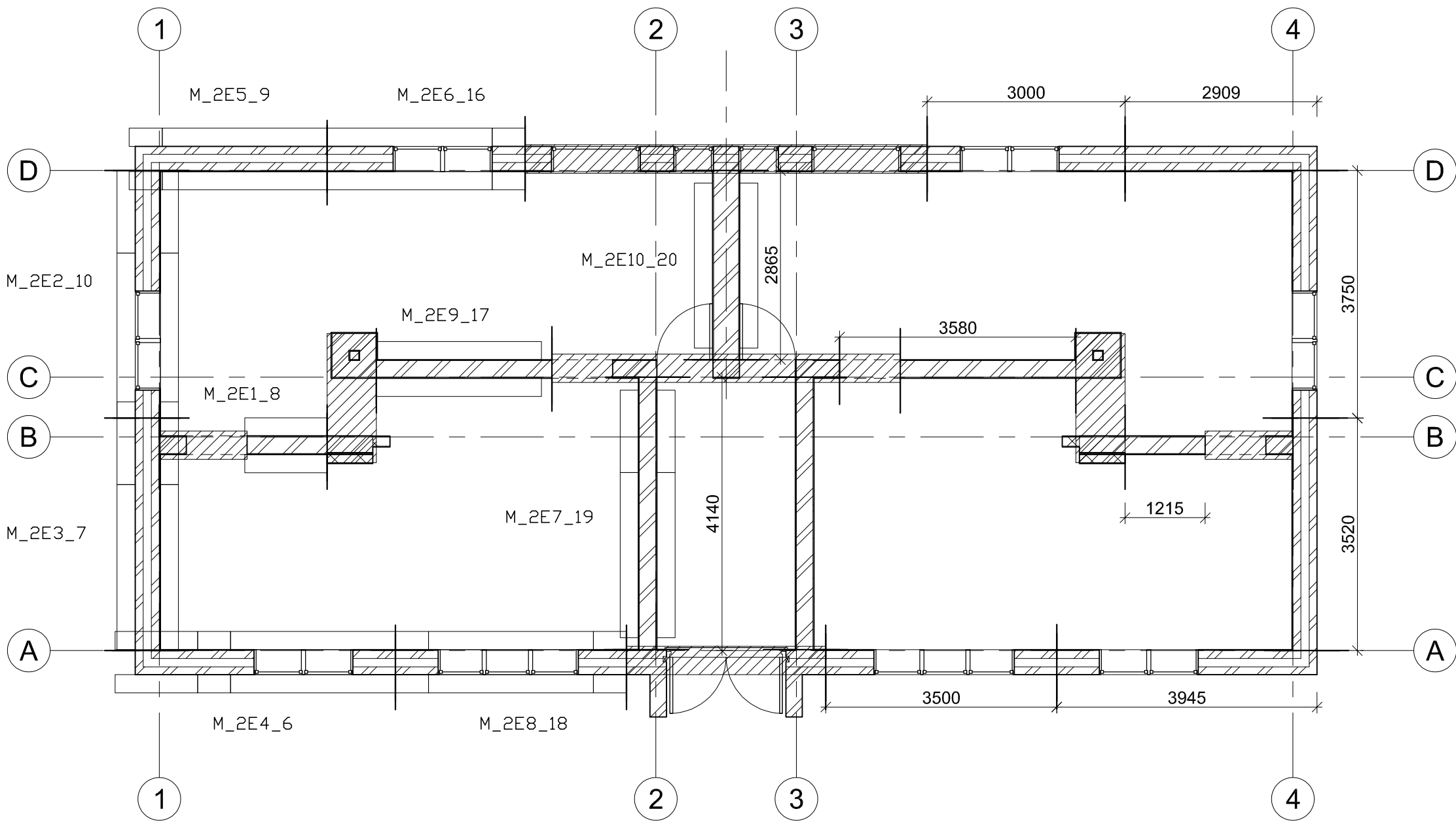
Lammulav müütris
MÄRKUSED:
- Mõõtmised millimeetrites
Lõikejoon

 EHTITUSE JA ARHITEKTUURI INSTITUUT		Magistritöö	Joonistuse number: DM_2
Koostaja:			
Alo Olli			
Juhendaja:			
Kristo Paalandi			
Ehituskonstruksioonide uurimisrühm		Nõukogudeaegne korterelamu	

I korrus
M1:75



II korrus
M1:75



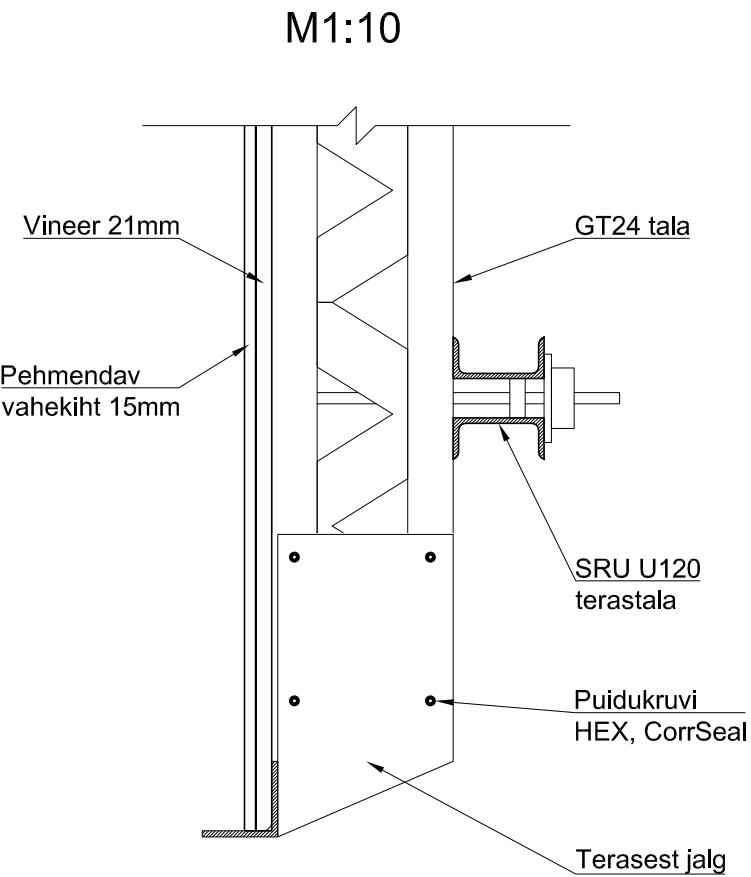
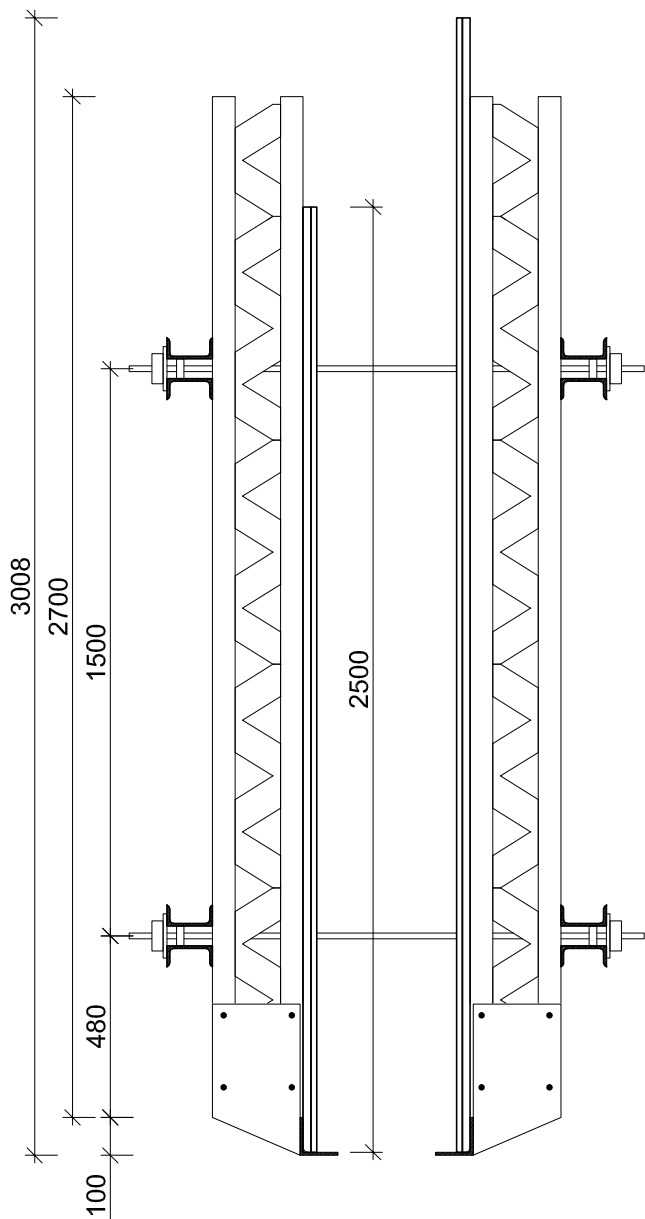
Laotav müüritis
Lõikejoon

MÄRKUSED:
- Mõõtmed millimeetrites

ELEMENTIDE NUMBRID	KILBI NIMETUS / KAAL (kg)	KILPIDE KOGUS tk	RAKETISE KAAL kg	SEINA KAAL kg	ELEMENDI KAAL t
2E1 1E12	Kilp 1 172,0	2	343,9	1738,5	2,1
2E2 1E11	Kilp 2 571,3	2	1142,6	3941,9	5,1
2E3 1E13	Kilp 2 571,3	2	1142,6	4618,7	5,8
2E4 1E14	Kilp 3 653,5	2	1306,9	4272,8	5,6
2E5 1E15	Kilp 4 433,7	2	867,4	3852,7	4,7
2E6 1E16	Kilp 4 433,7	2	867,4	3015,4	3,9
2E7 1E17	Kilp 2 571,3	2	1142,6	5842,5	7,0
2E8 1E18	Kilp 5 515,3	2	1030,5	3322,7	4,4
2E9 1E19	Kilp 6 351,5	2	703,0	3847,5	4,6
2E10 1E20	Kilp 6 351,5	2	703,0	6281,4	7,0

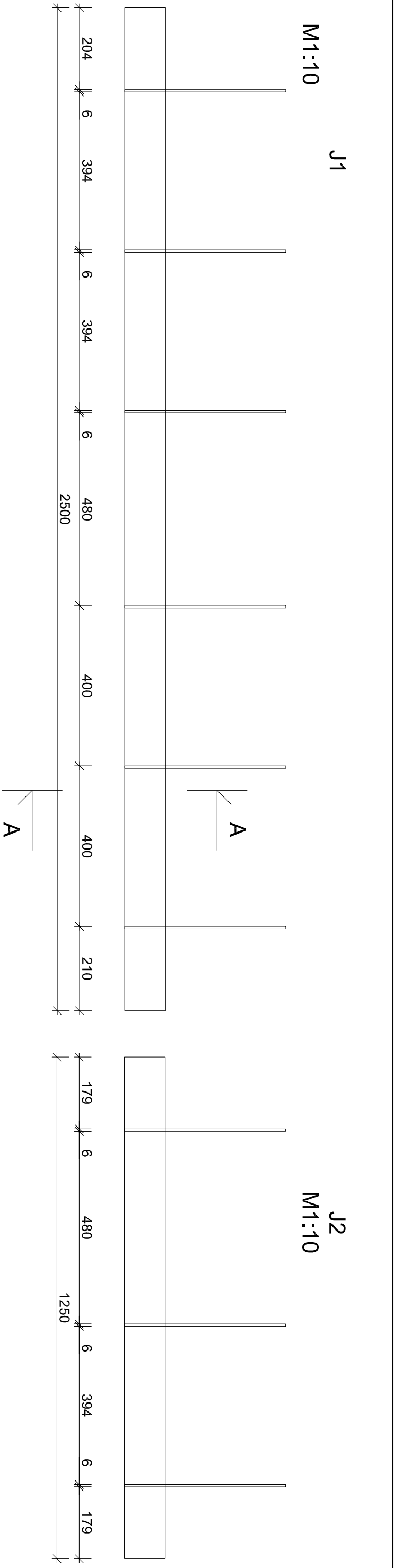
TTU Koostaja: Alo Oll Juhendaja: Kristo Paalandi	EHITUSE JA ARHITEKTUURI INSTITUUT		Magistritöö	Joonise number: DM_3
			Montaaži plaanid	
	Ehituskonstruksioonide uurimisrühm		Nõukogudeaegne korterelamu	

Raketis lõige M1:20



- MÄRKUSED:
- Mõõtmed millimeetrites
 - Lõikel märgitud erinevas kõrguses kasutatavad vineerid

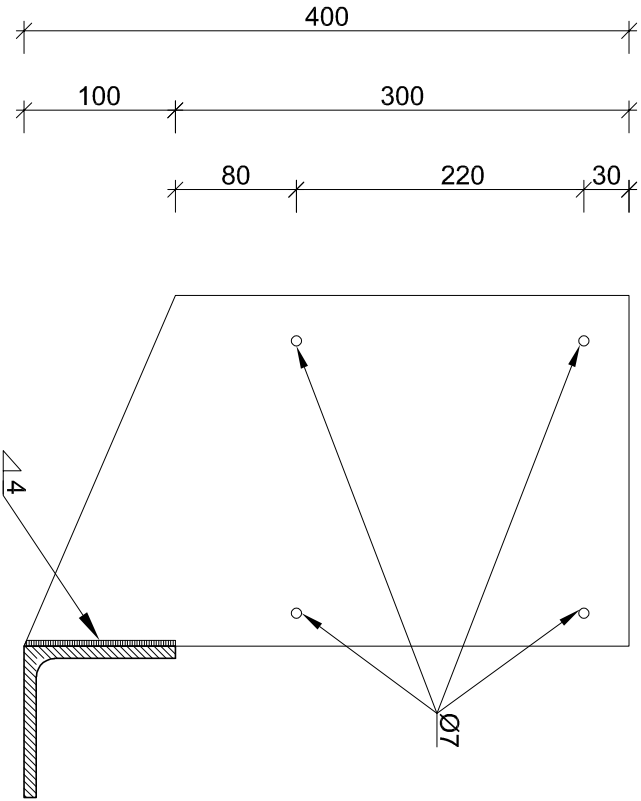
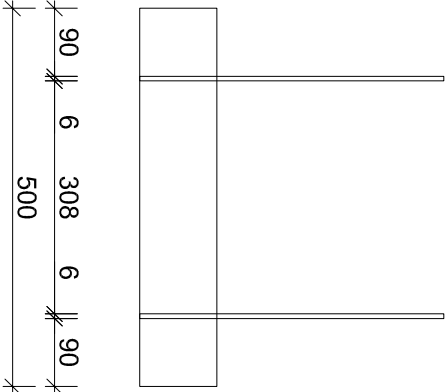
	EHITUSE JA ARHITEKTUURI INSTITUUT	Magistritöö	Joonise number: DM_4
Koostaja: Alo Oll		Tõsteraketise lõige	
Juhendaja: Kristo Paalandi			
Ehituskonstruksioonide uurimisrühm		Nõukogudeaegne korterelamu	



A-A
M1:5



J3
M1:10



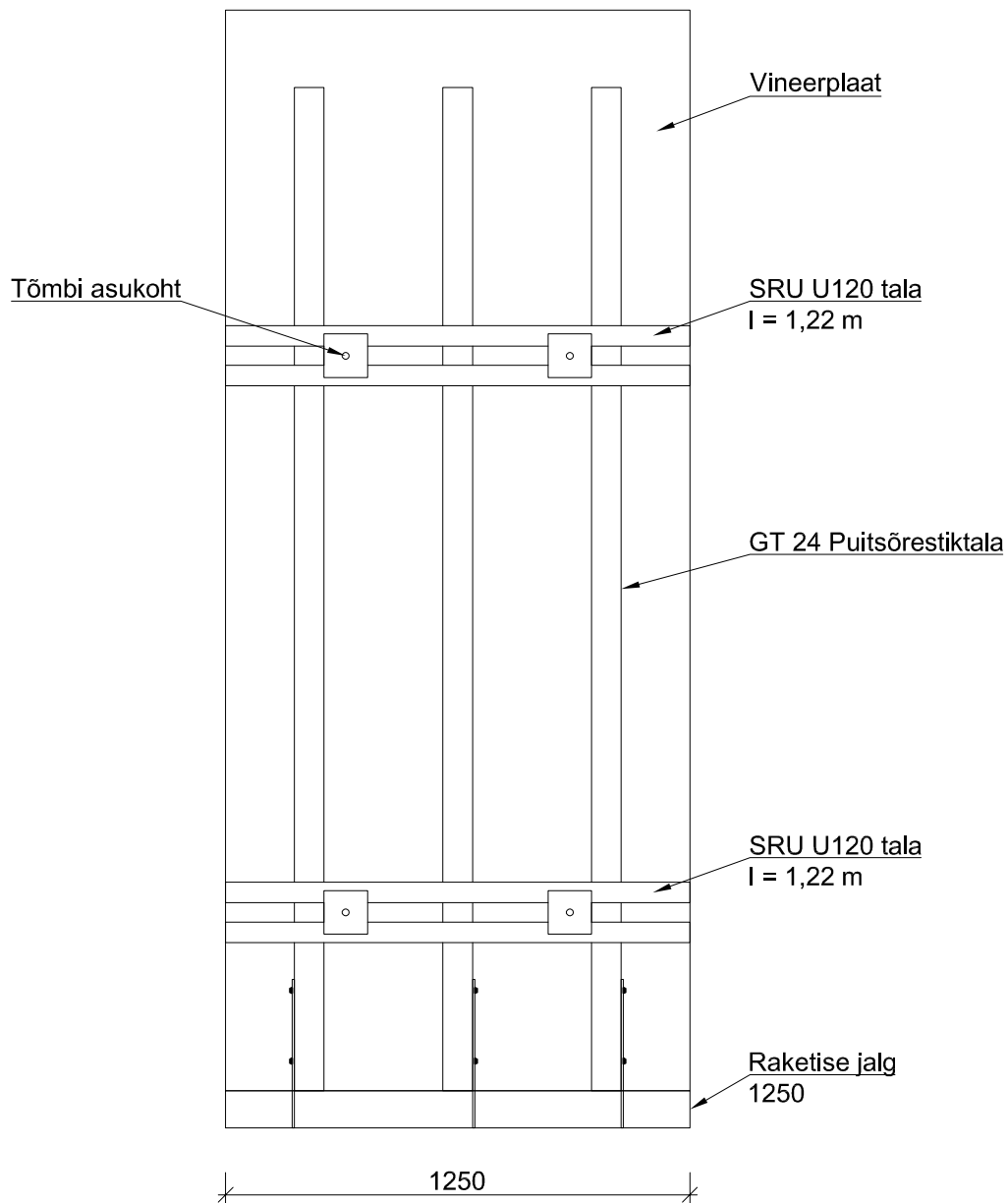
POS	NIMETUS, RISTLÕIGE	TERASE KLASS	PIKKUS mm	KOGUS tk	KAAL kg
J1	Nurkraud 100x8	S235	2500	1	30,5
	Terasleht 400x232x6	S235		6	25,7
					Σ 56,2
J2	Nurkraud 100x8	S235	1250	1	15,3
	Terasleht 400x232x6	S235		3	12,9
					Σ 28,1
J3	Nurkraud 100x8	S235	500	1	6,1
	Terasleht 400x232x6	S235		2	8,6
					Σ 14,7

- MÄRKUSED:
- Mõõtmised millimeetrites
 - Jalgade kogused
 - J1 - 22 tk
 - J2 - 16 tk
 - J3 - 14 tk

			
EHTITUSE JA ARHITEKTUURI INSTITUUT		Magistritöö	Joonise number: DM_5
Koostaja: Alo Olli		Tõsteraketise jalad	
Juhendaja: Kristo Paalandi			
Ehituskonstruktioonide uurimisrühm		Nõukogudeaegne korterelamu	

Kilp 1

M1:20



MÄRKUSED:

- Mõõtmed millimeetrites
- Kilbi kaal 172 kg
- Tõmbide asukohad orienteeruvad
- Joonisel kilbi kõrgus maksimaalse vineerplaadi kõrgusega



EHITUSE JA ARHITEKTUURI
INSTITUUT

Magistritöö

Joonise number:

DM_6.1

Koostaja:

Alo Oll

Juhendaja:

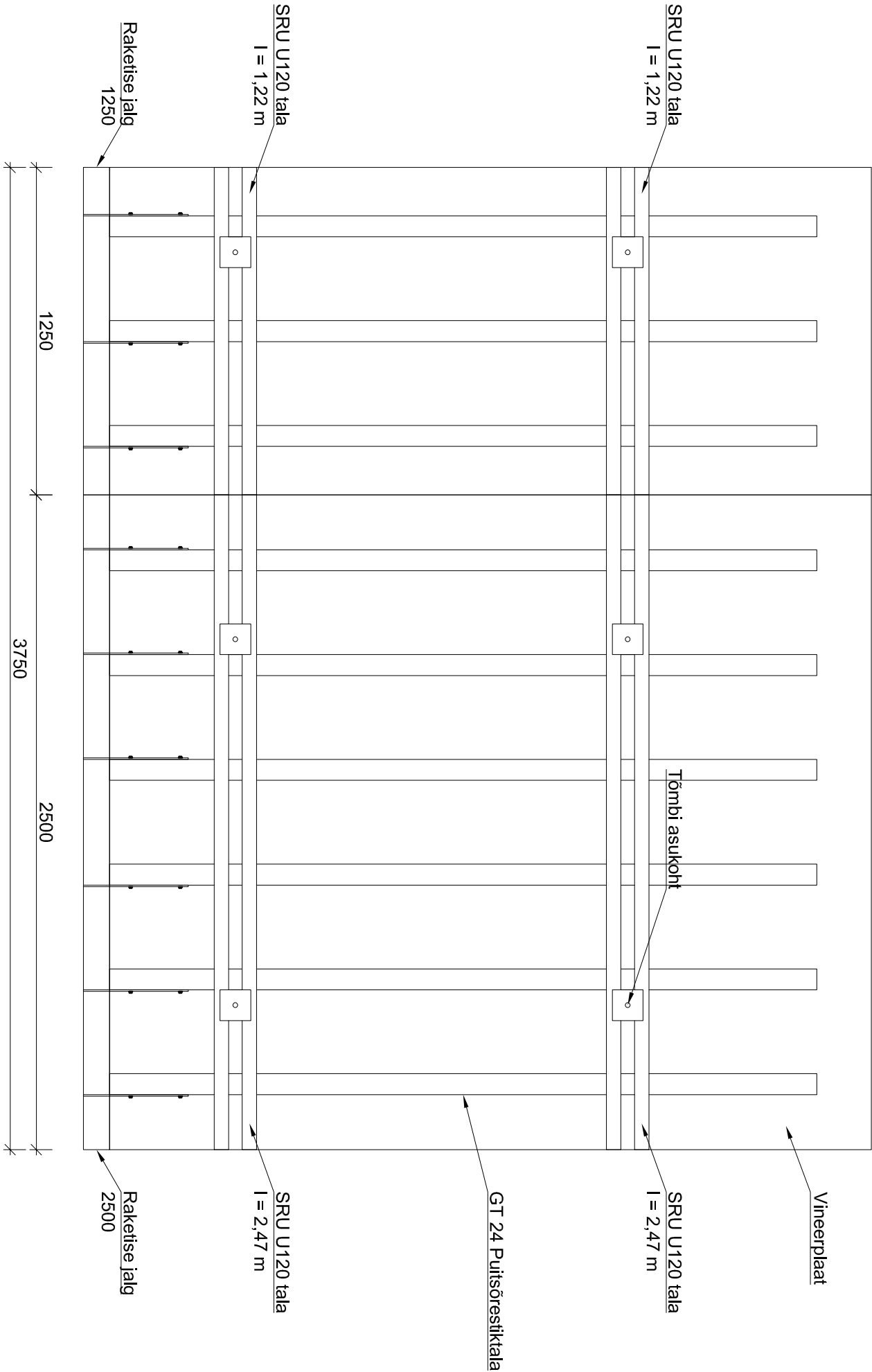
Kristo Paalandi

Kilp 1

Ehituskonstruksioonide uurimisrühm

Nõukogudeaegne korterelamu

Kilp 2
M1:20

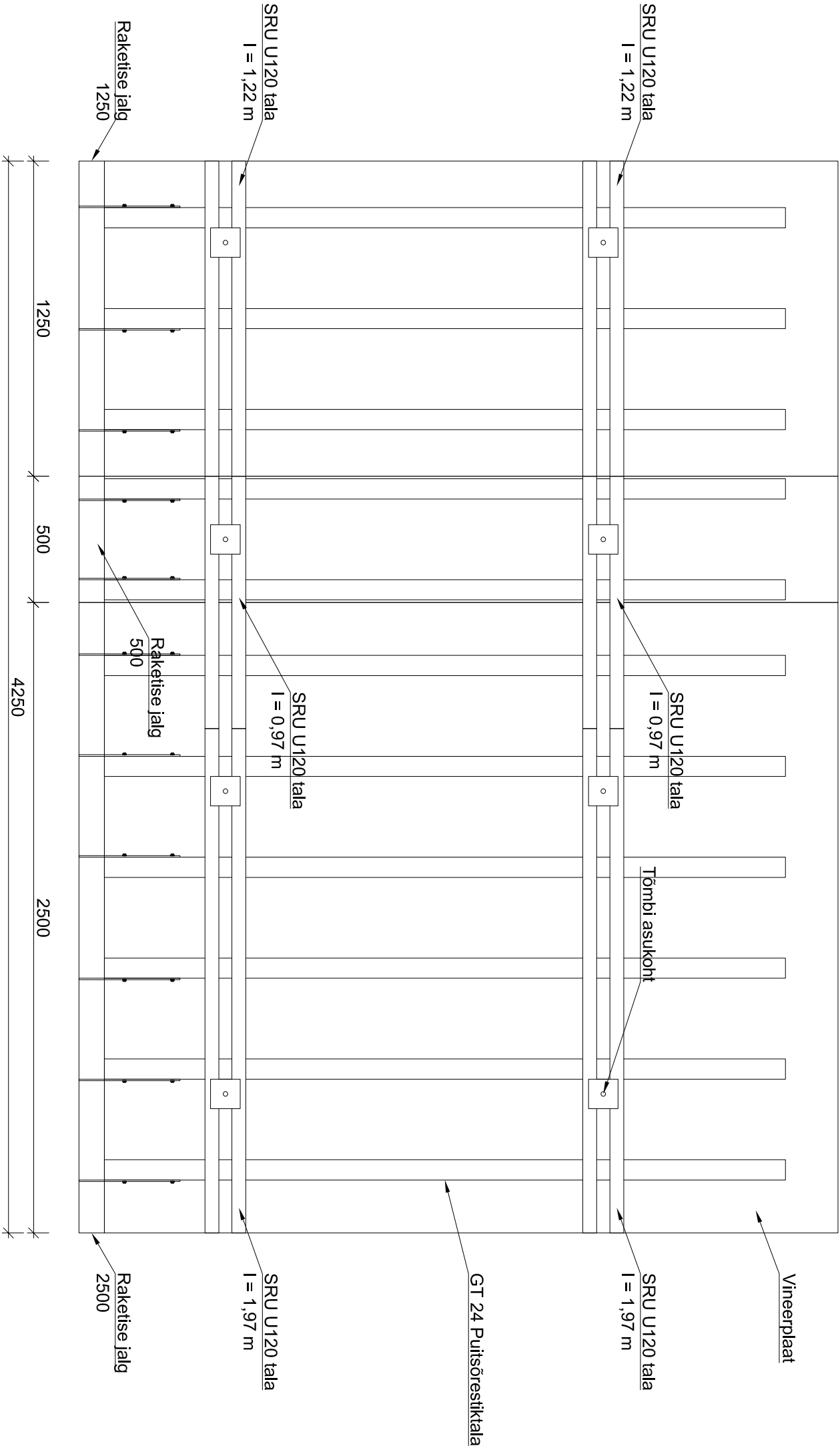


MÄRKUSED:

- Mõõtmed millimeetrites
- Kilbi kaal 571 kg
- Tõmbide asukohad orienteeruvad
- Joonisel kilbi kõrgus maksimaalse vineerplaadi kõrgusega

			
EHTITUSE JA ARHITEKTUURI INSTITUUT		Magistritöö	Joonise number: DM_6.2
Koostaja: Alo Oll		Kilp 2	
Juhendaja:			
Kristo Paalandi			
Ehituskonstruktioonide uurimisrühm		Nõukogudeaegne korterelamu	

Kiip 3
M1:20

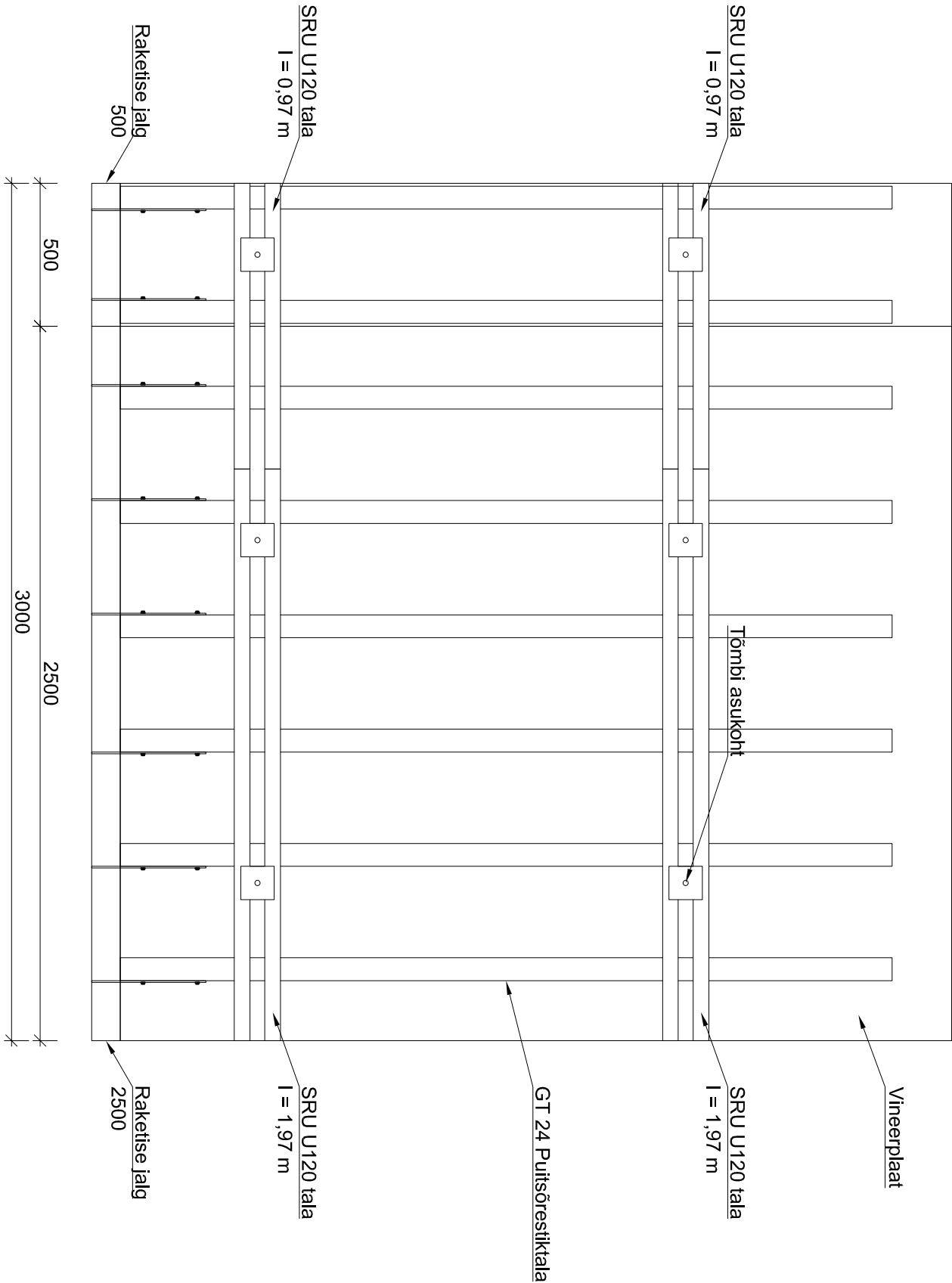


MÄRKUSED:

- Mõõtmel millimeetrites
- Kilbi kaal 654 kg
- Tõmbide asukohad orienteeruvad
- Joonisel kilbi kõrgus maksimaalse vineerplaadi kõrgusega

			
EHTITUSE JA ARHITEKTUURI INSTITUUT		Magistritöö	Joonise number: DM_6.3
Koostaja: Alo Oll		Kiip 3	
Juhendaja: Kristo Paalandi			
Ehituskonstruktioonide uurimisrühm			
		Nõukogudeaegne korterelamu	

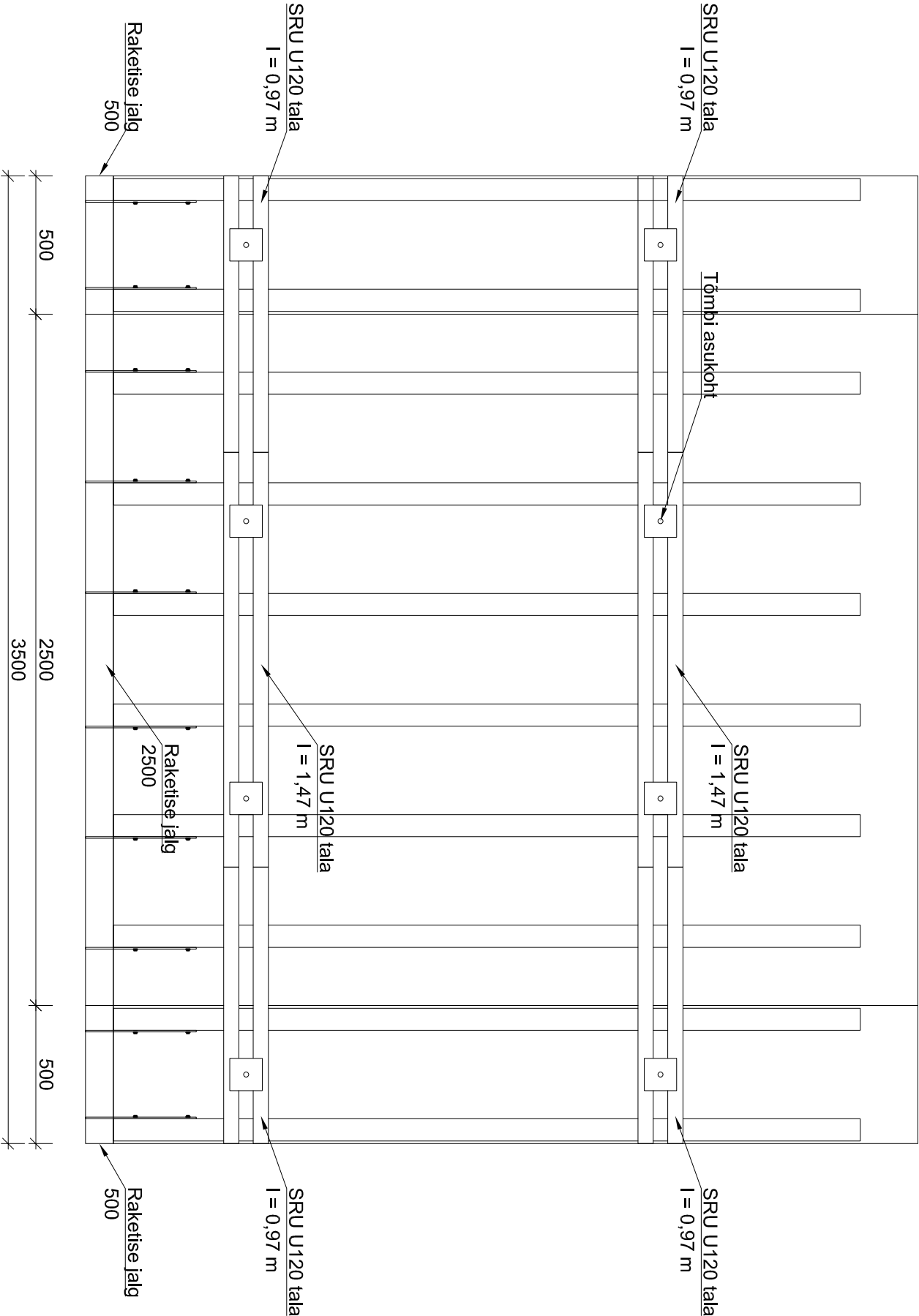
Kiip 4
M1:20



- MÄRKUSED:
- Mõõtmed millimeetrites
 - Kilbi kaal 434 kg
 - Tõmbide asukohad orienteeruvad
 - Joonisel kilbi kõrgus maksimaalse vineerplaadi kõrgusega

 EHTITUSE JA ARHITEKTUURI INSTITUUT		Magistritöö	Joonise number: DM_6.4
Koostaja: Alo Oll		Kiip 4	
Juhendaja: Kristo Paalandi			
Ehituskonstruktioonide uurimisrühm		Nõukogudeaegne korterelamu	

Kilp 5
M1:20



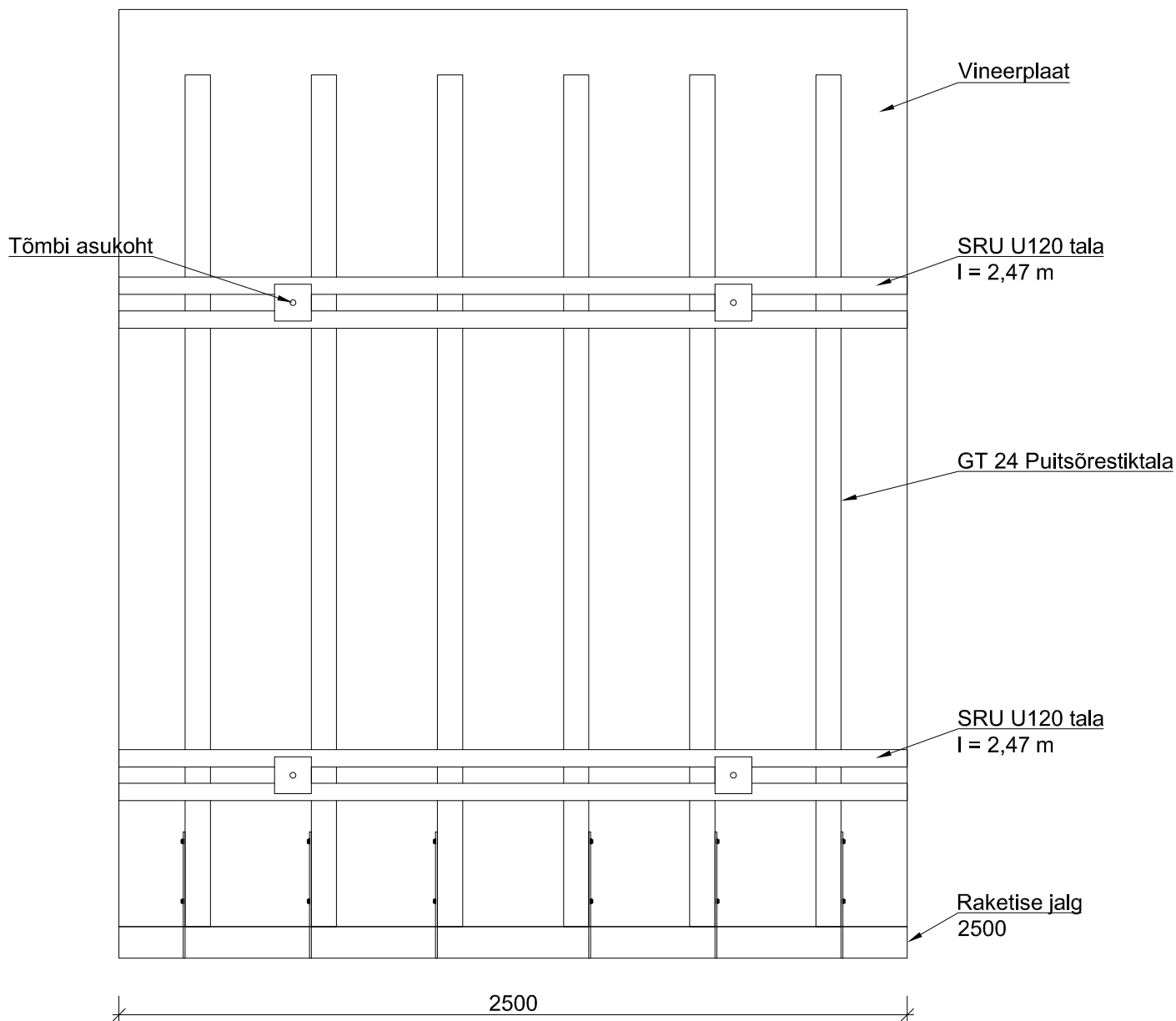
MÄRKUSED:

- Mõõtmel millimeetrites
- Kilbi kaal 515 kg
- Tõmbide asukohad orienteeruvad
- Joonisel kilbi kõrgus maksimaalse vineerplaadi kõrgusega

 EHTITUSE JA ARHITEKTUURI INSTITUUT		Magistritöö	Joonise number: DM_6.5
Koostaja: Alo Oll		Kilp 5	
Juhendaja: Kristo Paalandi			
Ehituskonstruktioonide uurimisrühm		Nõukogudeaegne korterelamu	

Kilp 6

M1:20



MÄRKUSED:

- Mõõtmed millimeetrites
- Kilbi kaal 352 kg
- Tõmbide asukohad orienteeruvad
- Joonisel kilbi kõrgus maksimaalse vineerplaadi kõrgusega



EHITUSE JA ARHITEKTUURI
INSTITUUT

Magistritöö

Joonise number:
DM_6.6

Koostaja:

Alo Oll

Juhendaja:

Kristo Paalandi

Kilp 6

Ehituskonstruksioonide uurimisrühm

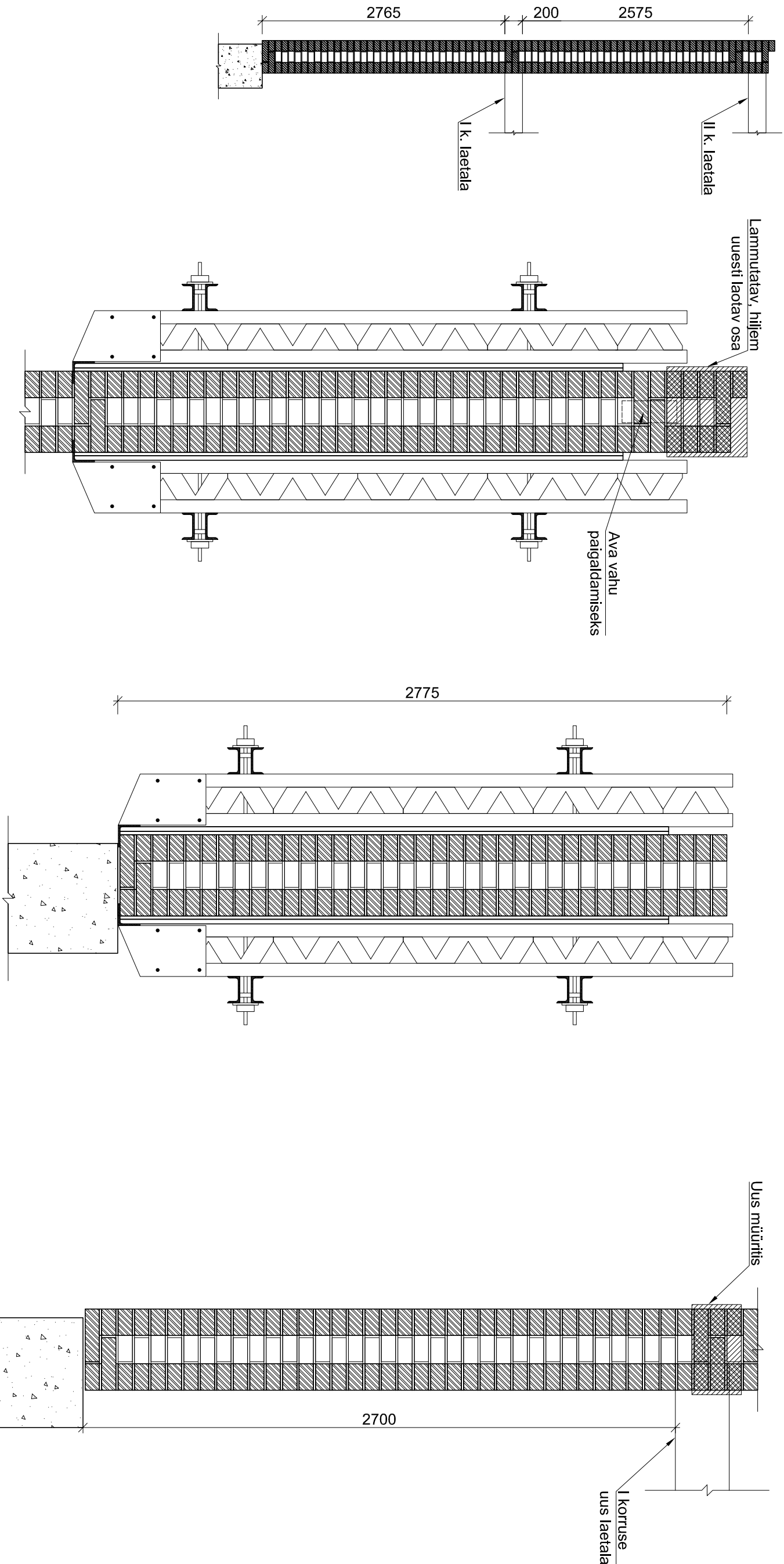
Nõukogudeaegne korterelamu

Seina lõige
M1:50

II korruse element
M1:20

I korruse element
M1:20

Lõige uue laetala
M1:20



MÄRKUSED:

- Raketise paigaldamisel saagida läbi sängitusvuuk ~60mm sügavuselt elemendi pikkuses
- Paigaldada ühe poole klip, fikseerida kaitsetugevdega ja puurida tõmbiaugud ning teostada teise poole klipi montaaž
- Pärast raketise paigaldust eemaldada müürikihitide vahelt termoliit ja asendada see PUR-vahuga. II korruse elemendil puurida müüritise ülaosas sidekividest läbi avad termoliidi asendamiseks vahuga
- Montaaži paigaldada I korruse elementidele laetlad ning laduda tala kõrguses müürikividest alus II korruse monteerimiseks. II korruse laetladega teostada sama operatsioon. Uus müüritise osa laduda jätkuvana hoone ulatuses

		Ehituse ja Arhitektuuri Instituut	
Koostaja: Alo Oll		Magistritöö	
Juhendaja: Kristo Paalandi		Seina lõiked	
Ehituskonstruktioonide uurimisrühm		Nõukogudeaegne korterelamu	
		Joonise number: DM_7	